

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Christian Donin

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA TRANSMISSÃO
DE FORÇAS NA JUNÇÃO DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS
DE PONTES PROTENDIDAS**

**Santa Maria, RS
2020**

Christian Donin

**ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA TRANSMISSÃO
DE FORÇAS NA JUNÇÃO DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS DE
PONTES PROTENDIDAS**

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, Linha de Pesquisa em Estruturas e Sistemas Construtivos da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Doutor em Engenharia Civil**.

Orientador: Eduardo Rizzatti, D.Sc.

Santa Maria, RS
2020

Donin, Christian

Análise teórica e experimental da transmissão de forças na junção de aduelas pré-moldadas de pontes protendidas / Christian Donin.- 2020.

248 p.; 30 cm

Orientador: Eduardo Rizzatti

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2020

1. Pontes 2. Aduelas 3. Chaves de cisalhamento I. Rizzatti, Eduardo II. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

© 2020

Todos os direitos autorais reservados a Christian Donin. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser feita com autorização por escrito do autor.

Endereço: Rua Mal. Floriano, 444, sala 606, Santa Cruz do Sul, RS, 96810-002

E-mail: donin.eng@gmail.com

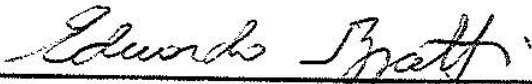
Declaro, CHRISTIAN DONIN, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Tese) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Christian Donin

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA TRANSMISSÃO DE FORÇAS NA JUNÇÃO DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS DE PONTES PROTENDIDAS

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, Linha de Pesquisa em Estruturas e Sistemas Construtivos da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil.

Aprovado em 07 de abril de 2020:



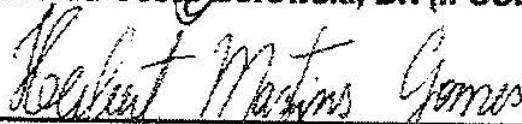
Eduardo Rizzatti, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



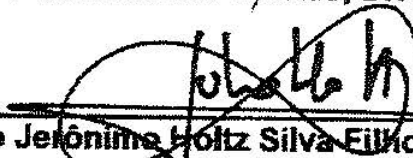
Emil de Souza Sánchez Filho, Dr. (UFF)



Gustavo da Costa Borowski, Dr. (IFSUL)



Herbert Martins Gomes, Dr. (UFRGS)



Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, Dr. (UFRJ)

Santa Maria, RS
2020

DEDICATÓRIA

A minha esposa Kárin, companheira de todas as horas, pela compreensão que teve nos momentos em que estive trabalhando, mas principalmente pelo incentivo e apoio dedicado. A você dedico esta conquista, pois sem o seu apoio ela não seria possível.

AGRADECIMENTOS

Agradeço acima de tudo à minha esposa Kárin, companheira de todas as horas, pela compreensão que teve nos momentos em que estive trabalhando, mas principalmente pelo incentivo e apoio dedicado à elaboração desta tese.

Sou eternamente grato à minha Mãe, pela sua dedicação na construção de minhas virtudes e meus princípios, e pelo esforço dedicado para que a minha formação acadêmica fosse possível. Agradeço ainda, ao meu Pai que embora se encontre em outra dimensão, sempre serviu como modelo para a minha vida.

Foi sempre pensando em minha família, em especial em minha esposa Kárin e em minha Mãe Elecy, que sempre encontrei forças para enfrentar todas as dificuldades.

Agradeço ao meu amigo e orientador, Professor Eduardo Rizzatti, pelas orientações, pelos sábios ensinamentos transmitidos e pelo incentivo, que muito contribuíram na elaboração deste trabalho.

Agradeço ao meu grande amigo e colega Clairson Dutra, pelo apoio e incentivo na elaboração desta tese, mas principalmente pelo conhecimento e pelas horas de discussão que podemos compartilhar.

Agradecimento especial ao professor Emil de Souza Sánchez Filho pelo sábias contribuições que tornaram este trabalho possível, assim como pela sugestão do tema desta tese. Aos membros da banca, professores Gustavo da Costa Borowski, Herbert Martins Gomes e Júlio Jerônimo Holtz Silva Filho, pelas valorosas contribuições a este trabalho.

Agradeço à toda a equipe do Laboratório de Estruturas da Unisc, em especial ao Rafael e ao Henrique, assim como, ao meu aluno Gustavo Bredow, pelo apoio na realização dos ensaios e principalmente pela amizade e convivência que tivemos.

Agradeço ao meu amigo Franck, pelo apoio na elaboração dos corpos de prova, por meio de toda a sua equipe, mas em especial pelo incentivo sempre dedicado.

The answer, my friend, is blowin' in the wind.

Bob Dylan

RESUMO

ANÁLISE TEÓRICA E EXPERIMENTAL DA TRANSMISSÃO DE FORÇAS NA JUNÇÃO DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS DE PONTES PROTENDIDAS

AUTOR: Christian Donin
ORIENTADOR: Eduardo Rizzatti

Dada a crescente demanda de obras de pontes com aduelas pré-moldadas protendidas torna-se evidente a necessidade do estudo e desenvolvimento deste sistema. Essas pontes utilizam ligações entre aduelas por meio de juntas com chaves de cisalhamento as quais apresentam modelos de dimensionamento bastante divergentes e pouco consistentes. Com isso, buscou-se neste trabalho desenvolver modelos a serem empregados no cálculo da força cortante resistente de juntas com chaves de cisalhamento, com e sem adesivo epóxi, assim como, no cálculo de juntas planas com adesivo epóxi. A metodologia empregada consistiu em, inicialmente, estudar os problemas existentes nas juntas, com ênfase nos sistemas de juntas que empregam chaves de cisalhamento. Em seguida, definir modelos de juntas com chaves de cisalhamento de modo a testá-los por meio de análises teóricas, numéricas computacionais empregando o método dos elementos finitos e de um programa experimental. Ao todo, na fase experimental, foram ensaiados 27 corpos de prova de juntas. Foi possível verificar que o uso do adesivo epóxi em juntas com chaves de cisalhamento propiciou acréscimos de resistência da força cortante de até 55,47%. Quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, ao compará-lo com os resultados experimentais, obteve-se diferenças sempre baixas, não excedendo 8%. Quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento secas, verificou-se uma diferença máxima inferior a 8%, sendo a média inferior a 5%. Por fim, quanto ao modelo de juntas planas e adesivo epóxi, esse apresentou comportamento bastante próximo do experimental, resultando em variações inferiores a 5%. Esses resultados e conclusões atestam a eficiência e a consistência dos modelos propostos quando comparados aos modelos teóricos testados.

Palavras-chave: Pontes, Aduelas, Chaves de cisalhamento;

ABSTRACT

THEORETICAL AND EXPERIMENTAL ANALYSIS OF THE TRANSMISSION OF FORCES IN JOINTS OF SEGMENTS OF PRESTRESSED PRECAST BRIDGES

AUTHOR: Christian Donin
ADVISOR: Eduardo Rizzatti

There is a growing demand for bridges with prestressed precast segments, thus, the need for further study and development of this system is evident. Currently, these bridges use connections between segments by joints with shear keys, which present fairly divergent design models. The aim of this work is to develop calculation models to be used in calculating the shear force of seals with shear keys, with and without epoxy adhesive, as well as for flat joints with epoxy adhesive, which can be used in bridges composed of prestressed precast segments. Therefore, the methodology employed is initially to study the problems in joints, with emphasis on joint systems that use shear keys. Next, we define joint models with shear keys in order to test them by theoretical, computational numerical analysis, using the finite element method and an experimental program. Totally, 27 joint specimens were tested in the experimental phase. It was verified that the use of epoxy adhesive in joints with shear keys provided increases in shear force up to 55.47%. Comparing the proposed model for joints with shear keys and epoxy adhesive with the experimental results, we always obtained low differences, not exceeding 8%. Considering the proposed model for joints with dry shear keys, we verified that there was a maximum difference of less than 8%, with an average of less than 5%. Finally, regarding the flat joints and epoxy adhesive model, it presented a behavior very close to the experimental one, resulting in variations of less than 5%. These results and conclusions attest to the efficiency and consistency of the proposed models when compared to the theoretical models tested.

Keywords: Bridges, Segmental, Shear Keys;

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Esquema de fases da pesquisa	35
Figura 2.1 – Imagem aérea após o colapso da ponte da rodovia I-35W sobre o rio Mississippi em Minneapolis.	36
Figura 2.2 – Padrão de detalhamento de juntas com múltiplas chaves de cisalhamento.	38
Figura 2.3 – Exemplo de detalhamento padrão de uma aduela em concreto pré-moldado com chaves de cisalhamento.	38
Figura 2.4 – Métodos típicos de construção em balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas: (a) montagem por meio guindaste, (b) montagem por meio de viga de içamento, (c) por meio de treliça de lançamento.	39
Figura 2.5 – Posicionamento de aduelas pré-moldadas por meio de treliça de lançamento.	40
Figura 2.6 – Aduela pré-moldada padrão empregada no sistema construtivo de balanços sucessivos.	41
Figura 2.7 – Processo de posicionamento das aduelas (a) sobre plataforma e (b) por treliças “aéreas” lançadeiras.	42
Figura 2.8 – Exemplo de posicionamento de aduelas pré-moldadas utilizando uma treliça lançadeira.	42
Figura 2.9 – Esquema de elevação das aduelas pré-moldadas no processo de lançamento progressivo.	43
Figura 2.10 – Esquema de posicionamento das aduelas pré-moldadas no processo de lançamento progressivo para uma ponte estaiada.	44
Figura 2.11 – Traçados de cabos de protensão para os sistemas de protensão interna e externa.	45
Figura 2.12 – Esquema longitudinal e uma seção transversal de um vão padrão. ...	46
Figura 2.13 – Esquema típico de distribuição de cabos de protensão externa para um vão padrão – a) Vista lateral, b) Vista superior.	47
Figura 2.14 – Geometria das chaves de cisalhamento empregadas nas juntas.	47
Figura 2.15 – Tipos de segmentos padrão.	48
Figura 2.16 – Subestruturas típicas para pontes em segmentos pré-moldados.	48

Figura 2.17 – Esquema longitudinal dos vãos em concreto protendido da Ponte Rio Niterói.....	49
Figura 2.18 – Seção Transversal em aduelas empregado na Ponte Rio Niterói.....	49
Figura 2.19 – Variação do módulo de elasticidade transversal G do epóxi, segundo as experiências efetuadas por Campenon Bernard.	51
Figura 2.20 – Variação da posição das ações variáveis para a determinação de solicitações em uma seção celular.....	52
Figura 3.1 – Hipóteses verificadas por Birkeland e Birkeland (1966) sobre (a) a força de atrito na superfície de contato, (b) a tração na armadura transversal devido às rugosidades e reação no concreto	55
Figura 3.2 – Idealização teórica para a fissura discreta inicial de juntas com chaves de cisalhamento	56
Figura 3.3 – Idealização teórica para a fase de fissuração múltipla na chave de cisalhamento.	58
Figura 3.4 – Relação tensão-deformação específica na tração e na compressão para o concreto simples.	59
Figura 3.5 – Transição esquemática entre a fissura discreta e a fissuração múltipla na chave de cisalhamento.....	63
Figura 3.6 – Esquema da (a) área danificada e (b) modelo de ruptura por cisalhamento	65
Figura 3.7 – Sequência de ruptura com a (a) iniciação da ruptura, (b) rotação da ruptura, (c) esmagamento da biela com a ruptura de cisalhamento fictícia.	66
Figura 3.8 – Geometria das juntas com chaves de cisalhamento.	73
Figura 3.9 – Modelos de disposição de armaduras em (a) juntas com uma chave de cisalhamento e (b) com múltiplas chaves de cisalhamento.....	73
Figura 3.10 – Geometria típica de chave de cisalhamento simples.	74
Figura 3.11 – Sequência de fissuras para juntas com chaves de cisalhamento e sem adesivo epóxi (secas).....	75
Figura 3.12 – Sequência evolução de fissuras para chaves de cisalhamento com adesivo epóxi.	76
Figura 3.13 – Evolução das fissuras segundo Kaneko <i>et al</i> (1993).....	77
Figura 3.14 – Comparação do comportamento de juntas.	77

Figura 3.15 – Forças resultantes na junta durante a fase em que a resina está fresca e sua resistência é desprezada.....	79
Figura 3.16 – Forças resultantes na junta durante a fase em que a resina está fresca e sua resistência é desprezada.....	81
Figura 3.17 – Padrão de falha de vigas de pontes em aduelas pré-moldadas com protensão externa e juntas secas.....	83
Figura 3.18 – Corpos de prova de juntas utilizados por Rombach (2002).....	85
Figura 3.19 – Esquema dos testes realizados por Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990).....	85
Figura 3.20 – Esquema de ensaios realizado por Zhou, Mickleborough e Li (2005).	86
Figura 3.21 – Esquema de testes de cisalhamento usuais.	88
Figura 3.22 – Resultados experimentais de resistência ao cisalhamento para as diferentes juntas.	89
Figura 3.23 – Geometria das juntas dos corpos de prova utilizados.	90
Figura 3.24 – Ensaio em escala real em uma viga de ponte com aduelas pré-moldadas.....	91
Figura 3.25 – Esquema do carregamento aplicado no teste em escala real em uma viga de ponte com aduelas pré-moldadas.....	92
Figura 3.26 – Definição das áreas empregadas no modelo da AASHTO.	94
Figura 3.27 – Definição dos parâmetros para estabelecer a área de cisalhamento efetiva de acordo com a especificação da DBV.	95
Figura 3.28 – Padrão de juntas dentadas segundo o Eurocode 2.....	98
Figura 3.29 – Exemplo de largura de interface segundo o Eurocode 2.....	98
Figura 3.30 – Resultados dos numéricos e experimentais para juntas secas.....	101
Figura 3.31 – Resultados numéricos e experimentais para juntas coladas com adesivo epóxi.....	102
Figura 3.32 – Parâmetros geométricos segundo o modelo de Rombach (2002). ...	103
Figura 3.33 – Comparação da tensão média de cisalhamento em função da tensão de compressão na seção para os modelos da AASHTO, da DBV e de Rombach.....	106
Figura 3.34 – Detalhamento da seção empregada por Rombach na comparação entre os diversos modelos.....	106

Figura 3.35 – Gráfico comparando a tensão média de cisalhamento em função da tensão de compressão para os modelos da AASHTO, da DBV, de Rombach (2003), do Eurocode2 e da JSCE para concretos de ultra-alta resistência	107
Figura 3.36 – Configurações básicas de bielas.....	109
Figura 3.37 – Esquema de formação de mecanismos de bielas com diferentes configurações em elementos estruturais.....	110
Figura 3.38 – Malha de elementos finitos tridimensionais.....	115
Figura 3.39 – Diagrama tensão-deformação para análise estrutural conforme Eurocode 2 ($0,4f_{c,máx}$ para definição do E_{cm} aproximado).....	117
Figura 3.40 – Modelo CDP para concreto à compressão.....	118
Figura 3.41 – Diagrama tensão-deformação específica para concreto à compressão – representação linear.....	119
Figura 3.42 – Modelo CDP para concreto à tração.....	120
Figura 3.43 – Elemento de contato por molas entre dois nós.....	121
Figura 3.44 – Geometria e malha de elementos finitos para a aduela.....	123
Figura 3.45 – Resultado de deslocamentos e tensões normais e abertura das juntas.....	124
Figura 3.46 – Comparação entre o resultado numérico via MEF e Experimental. ..	124
Figura 3.47 – Características geométricas da viga analisada por Paliga (2015) – (a) esquema longitudinal e (b) seção transversal.....	125
Figura 3.48 – Abertura na junção das aduelas.....	126
Figura 3.49 – Modelo em elementos finitos desenvolvidos por Shamass, Zhou e Alfano (2015).....	127
Figura 3.50 – Modelo em elementos finitos desenvolvidos por Shamass, Zhou e Alfano (2015).....	129
Figura 4.1 – Corpo de prova de junta com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi (JCS).....	132
Figura 4.2 – Corpo de prova de junta com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE).....	132
Figura 4.3 – Detalhe da chave de cisalhamento padrão.....	133
Figura 4.4 – Corpo de prova de junta sem chave de cisalhamento e com adesivo epóxi.....	133

Figura 4.5 – Detalhamento das armaduras dos corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento.	134
Figura 4.6 – Detalhamento das armaduras dos corpos de prova de juntas planas.	135
Figura 4.7 – Formas de juntas com chaves de cisalhamento preparadas para a concretagem dos corpos de prova.	136
Figura 4.8 – Armaduras posicionadas nas formas das juntas com chaves de cisalhamento.	137
Figura 4.9 – Conclusão da concretagem da série de corpos de prova de juntas para o concreto A.	138
Figura 4.10 – Procedimentos de lixamento dos corpos de prova de juntas.	139
Figura 4.11 – Aplicação do adesivo epóxi nas duas partes pré-moldadas das juntas.	140
Figura 4.12 – Procedimento de união e alinhamento das juntas com adesivo epóxi	140
Figura 4.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone: (a) para a primeira concretagem, (b) para a segunda concretagem, (c) para a terceira concretagem. .	142
Figura 4.14 – Ensaio de determinação da resistência à tração do concreto obtida por meio de compressão diametral	145
Figura 4.15 – Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial.....	145
Figura 4.16 – Ensaio realizado para definir o módulo de elasticidade do concreto.	146
Figura 4.17 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos A.	148
Figura 4.18 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos B.	148
Figura 4.19 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos C.	149
Figura 4.20 – Procedimento de ensaio de resistência adesiva à tração entre adesivo epóxi e concretos: (a) para concretos da primeira concretagem, (b) esquema de ensaio.....	151
Figura 4.21 – Módulo da Máquina Universal Emic PC200CS empregado nos ensaios dos corpos de prova de juntas.	154

Figura 4.22 – Esquema de medição de deslocamentos verticais e transdutor de deslocamento instalado.....	155
Figura 4.23 – Esquema padrão de um transdutor de deslocamento vertical instalado em uma junta.....	155
Figura 4.24 – Esquema padrão de um transdutor de deslocamento vertical instalado em uma junta.....	157
Figura 4.25 – Esquema do dispositivo desenvolvido para aplicação da força de protensão nas juntas ensaiadas.....	158
Figura 4.26 – Esquema dos <i>strain gauges</i> empregados nos ensaios.....	158
Figura 4.27 – Posicionamento do <i>strain gauges</i> nas chaves de cisalhamento dos protótipos de juntas.....	159
Figura 4.28 – Esquema do sistema de medição de deformações específicas nas chaves de cisalhamento dos corpos de prova de juntas.....	160
Figura 5.1 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto A.....	163
Figura 5.2 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto A.....	163
Figura 5.3 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto A.....	164
Figura 5.4 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto B.....	164
Figura 5.5 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto B.....	165
Figura 5.6 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto B.....	165
Figura 5.7 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto C.....	166
Figura 5.8 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto C.....	166
Figura 5.9 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto C.....	167
Figura 5.10 – Esquema da roseta triaxial.....	168

Figura 5.11 – Esquema dos ângulos de biela de compressão teórico idealizado e experimental médio	170
Figura 6.1 – Geometria e malha de elementos finitos empregada nas análises de juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.....	172
Figura 6.2 – Elemento tridimensional SOLID65, disposição dos oito nós (I,J,L,M,N,O,P,K), sistema de coordenadas (X, Y, Z).....	172
Figura 6.3 – Representação vetorial das tensões principais obtidas via método dos elementos finitos.	174
Figura 6.4 – Representação vetorial das tensões principais para a região da chave de cisalhamento.	174
Figura 6.5 – Tensões principais de compressão para um protótipo de concreto tipo A sob a ação da carga de ruptura experimental.	175
Figura 6.6 – Tensões principais de compressão para uma chave de concreto tipo A sob a ação da carga de ruptura experimental.	176
Figura 6.7 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto A.	178
Figura 6.8 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto B.	178
Figura 6.9 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto C.	179
Figura 7.1 – Esquema evolução das fissuras a partir da biela de compressão formada na chave de cisalhamento.....	181
Figura 7.2 – Evolução das fissuras e modo de ruptura para a junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi JCE-B-1.....	182
Figura 7.3 – Evolução das fissuras e modo de ruptura para a junta plana com epóxi JCE-C-2.....	187
Figura 7.4 – Visualização vetorial das deformações específicas principais de compressão e biela de compressão idealizada por meio da análise via método dos elementos finitos.	190
Figura 7.5 – Esquema da biela de compressão formada na chave de cisalhamento.	191
Figura 7.6 – Esquema da biela de compressão formada na chave de cisalhamento com parâmetros para o modelo proposto.....	191

Figura 7.7 – Parâmetros geométricos da junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o modelo proposto.....	193
Figura 7.8 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.....	195
Figura 7.9 – Esquema da biela com seção média reduzida.....	196
Figura 7.10 – Abertura típica na face superior da chave para juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi.....	198
Figura 7.11 – Parâmetros geométricos da junta com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o modelo proposto.....	199
Figura 7.12 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.....	201
Figura 7.13 – Padrões de ruptura: fissura de flexão (a), fissura de cisalhamento (b), fratura de cisalhamento (c).....	203
Figura 7.14 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.....	206
Figura 7.15 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.....	208
Figura 7.16 – Comparação entre resultados diferentes modelos teóricos variando a tensão de confinamento.....	212
Figura 7.17 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M1-E1-K1.....	213
Figura 7.18 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M2-E1-K1.....	214
Figura 7.19 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M1-E1-K1.....	214
Figura 7.20 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento secas.....	216
Figura 7.21 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas planas com adesivo epóxi.....	218
Figura 9.1 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-1....	234

Figura 9.2 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-2....	234
Figura 9.3 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-3....	235
Figura 9.4 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-1....	235
Figura 9.5 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-2....	236
Figura 9.6 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-3....	236
Figura 9.7 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-1.....	237
Figura 9.8 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-2.....	237
Figura 9.9 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-3.....	238
Figura 9.10 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-1..	238
Figura 9.11 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-2..	239
Figura 9.12 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-3..	239
Figura 9.13 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-1..	240
Figura 9.14 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-2..	240
Figura 9.15 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-3..	241
Figura 9.16 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-1....	241
Figura 9.17 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-2....	242
Figura 9.18 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-3....	242
Figura 9.19 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-1.	243
Figura 9.20 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-2.	243
Figura 9.21 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-3.	244
Figura 9.22 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-1.	244
Figura 9.23 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-2.	245
Figura 9.24 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-3.	245
Figura 9.25 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-1....	246
Figura 9.26 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-2....	246
Figura 9.27 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-3....	247

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros quanto à viabilidade de utilização de sistemas construtivos de pontes.....	41
Tabela 3.1 – Coeficientes de minoração das parcelas resistentes do aço e do concreto	69
Tabela 3.2 – Coeficiente de atrito normativos.	71
Tabela 3.3 – Coeficiente de atrito para o CSA.	71
Tabela 3.4 – Síntese dos resultados de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990) e de Zhou, Mickleborough e Li (2005).....	87
Tabela 3.5 – Fator de redução de resistência segundo a AASHTO (2003).	94
Tabela 3.6 – Comparação entre modelos realizada por Teh e Tan (2013).....	108
Tabela 3.7 – Propriedades mecânicas da resina epóxi.....	122
Tabela 3.8 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais.....	128
Tabela 4.1 – Esquema dos corpos de prova ensaiados na fase experimental.	131
Tabela 4.2 – Consumo de materiais por m ³ de concreto para os traços A, B e C...	141
Tabela 4.3 – Resultados experimentais de resistência à compressão do concreto	143
Tabela 4.4 – Resultados experimentais de resistência à tração obtida por meio de compressão diametral	144
Tabela 4.5 – Resultados experimentais de módulo de elasticidade do concreto. ...	147
Tabela 4.6 – Resistência à compressão do adesivo epóxi para diferentes tempos e temperaturas.	150
Tabela 4.7 – Resultados experimentais de resistência adesiva a tração entre adesivo epóxi e concreto.	152
Tabela 5.1 – Resultados experimentais de força cortante resistente dos corpos de prova de juntas ensaiadas na fase experimental	162
Tabela 5.2 – Ângulo das deformações principais de compressão medidos experimental por meio de roseta	170
Tabela 6.1 – Módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson dos materiais empregados na análise numérica	173
Tabela 6.2 – Fator de efetividade da biela de compressão resultante da análise numérica	177

Tabela 7.1 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto A.	182
Tabela 7.2 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto B.	183
Tabela 7.3 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto C.	183
Tabela 7.4 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto A.....	185
Tabela 7.5 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto B.....	185
Tabela 7.6 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto C.	186
Tabela 7.7 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto A.	188
Tabela 7.8 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto B.	188
Tabela 7.9 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto C.	189
Tabela 7.10 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.	209
Tabela 7.11 – Comparação entre resultados para diferentes modelos teóricos variando a tensão de confinamento.	211
Tabela 7.12 – Comparação dos resultados para diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005).	213
Tabela 7.13 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento secas.	215
Tabela 7.14 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas planas com adesivo epóxi.	218

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras romanas minúsculas

a_v	fator de efetividade do concreto
b	largura da seção
b_i	largura de interface
b_n	largura da chaves
c	coeficiente de coesão
μ	coeficiente de atrito
d	diâmetro do corpo de prova
e'_a	excentricidade
f	fator de acordo com a junta
f_c	resistência à compressão do concreto
f_{cd}	resistência à compressão do concreto de cálculo
f_{ck}	resistência à compressão do concreto característica
f_{cm}	resistência média à compressão do concreto
f_{ct}, f_t	resistência do concreto à tração
f_{ctd}	resistência do concreto à tração de cálculo
f_y	tensão de escoamento do aço
f_{yd}	tensão de escoamento do aço de cálculo
$f_{ct,sp}$	resistência à tração por compressão diametral
h	intervalo entre as fissuras diagonais
h_{ne}	altura da chave
k	fator de interação relativo ao atrito
s	espaçamento da armadura A_s
v	fator de redução; força axial relativa
ν_a	coeficiente de Poisson aparente
v_{Edi}	tensão de cisalhamento de cálculo atuante na seção

v_{Rdi}	resistência ao cisalhamento da seção
z	braço de alavanca da seção composta

Letras romanas maiúsculas

A_c	área de concreto resistente ao cisalhamento;
A_{cc}	área do plano de corte, na face comprimida
A_e	área de contorno do elemento
A_i	área de junção
A_j	área total da superfície da junta
A_k	área mínima da base de todas as chaves no plano de falha
A_s	área da armadura que atravessa perpendicularmente à interface
A_{sm}	área de contato entre as superfícies lisas no plano de falha
A_T	área de cisalhamento efetiva
A_{vf}	armadura de cisalhamento
D	dimensão da chave na direção y (comprimento)
E_c	módulo de elasticidade de concreto
F	resistência da chave de cisalhamento
F_{md}	valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v
G_F	energia de fratura
K_1	parâmetro que assume valores em função do tipo de concreto
K_{Ic}	fator crítico de intensidade de tensão de ruptura
L	altura do corpo de prova
N'	força normal gerada na junta
P	força
P_h	componente horizontal da força após perdas
V_{cwd}	resistência ao cisalhamento de cálculo de juntas
$V_{d,j}$	capacidade resistente ao corte de uma junta seca com chave de cisalhamento

V_{Ed}	força cortante
V_j	força cortante resistente de uma seção com juntas e chaves de cisalhamento
V_u	força última de cisalhamento
W_{da}	largura da faixa de fissuração

Letras gregas minúsculas

β	fator de ancoragem de armadura, relação da força longitudinal entre a nova área de concreto e a força longitudinal total na zona de compressão.
β_c	coeficiente de minoração aplicado ao concreto
β_s	coeficiente de minoração aplicado à armadura
μ	coeficiente de atrito
ℓ	comprimento de fissura
ε_a	deformação específica média dos corpos de prova sob a menor tensão
ε_b	deformação específica média dos corpos de prova sob a maior tensão
ε_c	deformação principal de compressão
ε_{cr}	deformação crítica de ruptura
ε_{c0}	deformação específica de compressão
ε_t	deformação principal de tração
ε_{tu1} ε_{tu2}	deformações características pós-ruptura
ε_x	deformação na direção y
λ	coeficiente reativo ao fenômeno de amolecimento;
ρ	taxa de armadura que intercepta a fissura
ρ_v	taxa geométrica de armadura que intercepta o plano fissurado
σ_b	tensão normal aplicada
σ_c	tensão principal de compressão
σ_n	tensão à compressão na junta
σ_{nd}	tensão de compressão média, devida para o plano de cisalhamento
σ_ρ	tensão normal aplicada à chave

σ_t	tensão principal de tração
σ_x	tensão na direção x
σ_y	tensão na direção y
δ	deslocamento na direção da sollicitação tangencial
δ_x	deslocamento de abertura de fissura
δ_{xy}	deslocamento deslizando de cisalhamento
τ_c	tensão de adesão
τ_u	tensão de cisalhamento última
τ_{xy}	tensão de cisalhamento
ω	taxa mecânica da armadura
γ_f	fator de segurança para a força de protensão
γ_F	coeficiente de segurança
α	fator de interação relativo à ação de pino, ângulo de inclinação da face inferior da junta
α_2	ângulo de atrito da superfície da junta
θ	ângulo da biela de compressão

SUMÁRIO

RESUMO.....	ix
ABSTRACT.....	x
LISTA DE FIGURAS.....	xi
LISTA DE TABELAS.....	xx
LISTA DE SÍMBOLOS.....	xxii
1 INTRODUÇÃO.....	30
1.1 OBJETIVO GERAL.....	30
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	30
1.3 JUSTIFICATIVAS.....	31
1.4 METODOLOGIA.....	34
2 PONTES SEGMENTADAS PROTENDIDAS.....	36
2.1 APRESENTAÇÃO.....	36
2.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	36
2.3 CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS PARÂMETROS DE PROJETO.....	37
2.4 PONTES COM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS EM BALANÇOS SUCESSIVOS.....	39
2.4.1 Processo de posicionamento das aduelas pré-moldadas sobre todo o vão (span-by-span).....	41
2.4.2 Processo de posicionamento progressivo.....	43
2.5 PONTES EMPREGANDO PROTENSÃO EXTERNA.....	44
2.5.1.1 Elementos Estruturais.....	45
2.5.2 O caso da Ponte Rio-Niterói.....	49
2.5.2.1 A experiência da ponte Rio Niterói com o uso de adesivo epóxi.....	50
2.6 AÇÕES E SOLICITAÇÕES EM PONTES EM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS CONCRETO PROTENDIDO.....	51
3 MÉTODOS DE CÁLCULO.....	53
3.1 APRESENTAÇÃO.....	53
3.2 TEORIAS FUNDAMENTAIS DE TRANSFERÊNCIA DE SOLICITAÇÕES EM JUNTAS.....	53
3.2.1 Fundamentos da transferência de forças em interfaces de concreto.....	53
3.2.2 Modelos analíticos baseados na teoria de atrito-cisalhamento.....	54
3.2.3 Modelos analíticos baseados na análise de tensões.....	56
3.2.3.1 Modelo de Kaneko (1992) para juntas com chaves de cisalhamento.....	56
3.2.3.2 Modelo de Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) para ruptura por cisalhamento	64
3.2.3.2.1 Modelagem para tensões localizadas.....	64
3.2.3.2.2 Modelo de fissura rotacionada.....	66
3.2.4 Modelos normativos.....	68
3.2.4.1 NBR 9062:2017.....	68
3.2.4.2 ACI 318:2014.....	69
3.2.4.3 FIB MC 2010.....	70
3.2.4.4 Coeficientes de atrito normativos.....	71
3.3 JUNTAS COM CHAVES DE CISALHAMENTO EM PONTES COM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS.....	71
3.3.1 Fundamentos.....	72
3.3.2 Comportamento das Juntas.....	74

3.3.3	A influência do adesivo epóxi no comportamento estrutural da junta.....	78
3.3.3.1	Espessura do adesivo	78
3.3.3.2	Análise de juntas com uma e múltiplas chaves de cisalhamento	78
3.4	COMPORTAMENTO DAS VIGAS UTILIZANDO JUNTAS COM CHAVES DE CISALHAMENTO.....	82
3.5	ESTUDOS EXPERIMENTAIS VISANDO O DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DE MODELOS	84
3.5.1	Testes em juntas com chaves de cisalhamento	84
3.5.2	Ensaio em vigas	91
3.6	MODELOS EXISTENTES PARA O CÁLCULO DE JUNTAS DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS	92
3.6.1	Considerações Iniciais.....	92
3.6.2	Modelo da AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials	93
3.6.3	Modelo do DBV – Deutscher Beton-Verein	94
3.6.4	Modelo da ATEP – Asociación Técnica Espanola del Pretensado.....	95
3.6.5	Modelo da JSCE – Japan Society of Civil Engineer	96
3.6.6	Modelo do Eurocode 2	96
3.6.7	Modelo da BS5400 Part 4 – 1990.....	99
3.6.8	Modelo da Rombach	100
3.6.9	Modelo de Bakhoun.....	103
3.6.10	Modelo de Turmo	104
3.6.11	Modelo de Zhou, Mickleborough e Li.....	105
3.6.12	Comentários e comparações entre os Modelos	105
3.7	MODELOS DE BIELAS E TIRANTES	108
3.7.1	Bielas.....	109
3.7.2	Parâmetros de resistência para bielas	111
3.7.2.1	NBR 6118:2014	111
3.7.2.2	ACI 318:2014.....	112
3.7.2.3	Eurocode 2 (2011).....	113
3.7.2.4	CEB-FIB Model Code 2010	113
3.8	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	114
3.8.1	Introdução.....	114
3.8.2	Fundamentos Teóricos do Método dos Elementos Finitos.....	115
3.8.3	Modelos Constitutivos para os Materiais	116
3.8.3.1	Modelo de plasticidade e dano para o concreto	116
3.8.3.2	Relação tensão-deformação específica pós-ruptura na tração	118
3.8.3.3	Modelo de contato para as juntas secas	121
3.8.3.4	Modelos constitutivos para a resina epóxi	122
3.8.4	Estudos sobre juntas de pontes empregando o M.E.F.....	123
3.8.4.1	Estudos modelando toda a viga	123
3.8.4.2	Estudos modelando somente as chaves de cisalhamento	126
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	130
4.1	DEFINIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	131
4.2	CONSTRUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS.....	136
4.2.1	Formas	136
4.2.2	Armaduras	137
4.2.3	Concretagem dos Corpos de Prova	138
4.3	PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS	139

4.3.1	Aplicação do Adesivo Epóxi	139
4.4	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS	141
4.4.1	Concreto	141
4.4.1.1	Resistência do concreto à compressão e à tração	142
4.4.1.2	Módulo de elasticidade do concreto	145
4.4.2	Adesivo Epóxi	149
4.5	ENSAIO DE RESISTÊNCIA ADESIVA À TRAÇÃO ENTRE EPÓXI E CONCRETO	151
4.5.1	Equipamento	152
4.5.2	Resultados	152
4.6	EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTAÇÕES	153
4.7	PROCEDIMENTOS DE ENSAIO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS	156
4.7.1	Procedimentos e esquema de ensaio	156
4.7.2	Montagem dos Ensaio	156
4.7.3	Sistema de Aplicação da Protensão nos Corpos de Prova	157
4.7.4	Medição do ângulo da biela de compressão	158
4.7.4.1	Instrumentação	158
4.7.4.2	Aquisição de dados	159
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	161
5.1	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS	161
5.2	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DE ÂNGULO DA BIELA DE COMPRESSÃO	168
6	ANÁLISES NUMÉRICAS VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS ..	171
6.1	PARÂMETROS EMPREGADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA COMPUTACIONAL	171
6.2	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COMPUTACIONAIS	173
7	ANÁLISE DOS RESULTADOS E DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS PROPOSTOS	180
7.1	ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E MODOS DE RUPTURA DAS JUNTAS	180
7.1.1	Juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi	180
7.1.2	Juntas com chave de cisalhamento secas	184
7.1.3	Juntas planas com adesivo epóxi	186
7.2	ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO E ADESIVO EPÓXI	189
7.2.1	Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi	189
7.2.2	Análise do coeficiente de atrito	194
7.2.3	Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo	194
7.2.4	Modelo final proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi	196
7.2.5	Consideração quanto à forma da biela de compressão devido à geometria da junta	196
7.3	ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO SECAS	197

7.3.1	Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas com chaves de cisalhamento secas.....	197
7.3.2	Análise do coeficiente de atrito.....	199
7.3.3	Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo.....	200
7.3.4	Modelo final proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi	201
7.4	ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS PLANAS COM ADESIVO EPÓXI.....	202
7.4.1	Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas planas com adesivo epóxi.....	202
7.4.2	Formulação baseada no modelo analítico de Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004)	202
7.4.3	Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo.....	205
7.4.4	Modelo final proposto para juntas planas com adesivo epóxi.....	206
7.5	COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS PROPOSTOS E EXISTENTES.....	207
7.5.1	Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi.....	207
7.5.1.1	Comparação entre modelos teóricos variando a tensão de confinamento.....	210
7.5.1.2	Comparação do modelo proposto com outros modelos existentes para os resultados experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005).....	212
7.5.2	Juntas com chaves de cisalhamento secas.....	215
7.5.3	Juntas planas com adesivo epóxi.....	217
8	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	220
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	224
	ANEXO.....	234

1 INTRODUÇÃO

As pontes e viadutos são consideradas obras de Arte Especiais e de valor inestimável, pela importância que representam para o desenvolvimento econômico e social de um país. É notável a falta de políticas públicas e estratégias voltadas para a conservação dessas obras a fim da implementação de mecanismos permanentes que viabilizem a manutenção preventiva como uma prática. Dessa forma, é cada vez mais importante o desenvolvimento de técnicas confiáveis, seguras e duráveis.

Dada a crescente popularidade de obras com elementos em concreto pré-moldado, as obras de pontes e viadutos que empregam esse método construtivo têm sido cada vez mais comuns, dando-se destaque ao sistema de pontes com aduelas pré-moldadas protendidas, por aliarem vantagens técnicas e econômicas. Essa constatação evidencia a necessidade do estudo e desenvolvimento deste sistema como será abordado neste trabalho.

Na sequência deste capítulo, serão apresentados os objetivos gerais e específicos do estudo, para então tratar da justificativa do mesmo.

No item relativo à justificativa do estudo, será abordada a relevância da pesquisa, sua contextualização, assim como, os aspectos de ineditismo e inovação propostos.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral deste estudo consiste na realização de uma análise teórica e experimental da transmissão de forças na junção de aduelas pré-moldadas de pontes protendidas. Por meio de análises numéricas e experimentais, da análise teórica dos mecanismos de transmissão de força em juntas, assim como, da análise e tratamento de dados, busca-se apresentar modelos seguros, confiáveis e inovadores para o dimensionamento destas junções.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Este trabalho tem como objetivos específicos:

- desenvolver um programa experimental, testando juntas com chaves de cisalhamento, com e sem adesivo epóxi, assim como, juntas planas com adesivo epóxi;

- avaliar via Método dos Elementos Finitos, os mecanismos de transmissão de forças para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi;
- quantificar a influência do adesivo epóxi na força cortante resistente de juntas entre aduelas pré-moldadas protendidas, com chaves de cisalhamento e planas;
- quantificar a influência da resistência à compressão do concreto f_c na força cortante resistente de juntas com chaves de cisalhamento, com e sem adesivo epóxi, assim como, de juntas planas com adesivo epóxi, empregadas em pontes com aduelas pré-moldadas protendidas;
- propor e validar modelos para o dimensionamento à força cortante de juntas com chaves de cisalhamento em pontes com aduelas pré-moldadas protendidas, que considerem a influência do adesivo epóxi, assim como, considerem a influência da resistência à compressão do concreto f_c dentre outras características observadas durante a pesquisa;
- fornecer parâmetros e recomendações para o projeto de juntas com chaves de cisalhamento em pontes com aduelas pré-moldadas protendidas;
- contribuir para a formulação de diretrizes normativas brasileiras para projeto e o cálculo da força cortante resistente de juntas entre aduelas pré-moldadas protendidas com chaves de cisalhamento, com e sem adesivo epóxi, assim como para juntas planas com adesivo epóxi.

1.3 JUSTIFICATIVAS

O sistema estrutural em concreto pré-moldado tem se tornado cada vez mais popular nos últimos anos. Isso vem ocorrendo principalmente pela busca por processos construtivos e sistemas estruturais mais rápidos e econômicos.

As obras de pontes e viadutos com elementos pré-moldados, conseqüentemente, tem sido cada vez mais comuns, dando-se destaque ao sistema de pontes com aduelas pré-moldadas protendidas. Essas pontes aliam as vantagens de economia e rapidez de execução do pré-moldado com o potencial de vencer grandes vãos proporcionado pelo concreto protendido.

As aduelas são elementos pré-moldadas, constituindo-se em pequenos segmentos das vigas que compõem a superestrutura das pontes. Essas aduelas necessitam de ligações entre si, sendo que tais ligações consistem de juntas que deverão promover esta ligação de maneira adequada.

Em obras moldadas no local geralmente este tipo de ligação é feita com o auxílio de barras de aço, porém, no caso de aduelas pré-moldadas, essa alternativa acaba sendo inviável. Inicialmente foram idealizadas e empregadas juntas planas entre estes elementos ou juntas com uma grande chave de cisalhamento. Essas chaves de cisalhamento são basicamente dentes de concreto e visam melhorar a eficiência dessas juntas, tendo a função básica de transmitir as tensões normais e de cisalhamento entre as aduelas.

Nas últimas décadas, a configuração destas juntas vem evoluindo, consequência de inúmeras pesquisas que estudaram inicialmente a geometria destas juntas, chegando-se aos modelos que se tem hoje que são de juntas com múltiplas chaves de cisalhamento. Neste contexto é possível destacar a pesquisa de Koseki e Breen (1983).

Desde o início as pesquisas focaram no estudo da geometria da ligação e no possível uso de adesivos para solidarizarão da junta. Foram empregadas resinas à base de epóxi como adesivo, visto que esse produto apresenta elevada capacidade de aderência e resistência, tanto na tração quanto na compressão, apresentando valores superiores aos dos concretos usuais.

As juntas são usadas também para possibilitar o alinhamento entre aduelas durante a execução, além de transferirem forças entre as aduelas até chegar nos apoios. A resina vem a contribuir nesse processo pois auxiliam na lubrificação do acoplamento da chave.

Essa evolução do entendimento das chaves de cisalhamento se deu a partir de inúmeras pesquisas das quais pode-se destacar as realizadas no *Massachusetts Institute of Technology – MIT*, sob a orientação do Professor Jerome J. Connor e do Professor Oral Buyukozturk, onde foi estudado o comportamento de juntas secas com chaves de cisalhamento e juntas com chaves de cisalhamento e resina epóxi, merecendo destaque ainda, as pesquisas desenvolvidas pelo Professor Günther Axel Rombach da *Technische Universität Hamburg*.

A partir desses estudos, pode-se perceber que as resinas aumentam significativamente a capacidade de resistência à força cortante da junta, chegando a diferenças de resistência ao cisalhamento de até 25%, sem que as espessuras de camadas de epóxi tragam interferência significativas no desempenho destas juntas (Bakhoun, 1991).

Também é destacada a contribuição do adesivo epóxi à impermeabilização da seção da ponte, a qual contribuirá significativamente para a durabilidade e vida útil da estrutura (Combault, 2008). Essa necessidade de atenção à durabilidade das pontes em aduelas pré-moldadas com juntas compostas por chaves de cisalhamento, também havia sido destaca por Bakhoun (1991). Outro fator relevante neste aspecto é a tendência mundial de uso de sistemas de protensão externa visando simplificar o processo executivo das aduelas e evitando a necessidade de furos transversais necessários para passagem dos cabos de protensão, o qual requer atenção especial quanto à durabilidade.

Nas pesquisas mencionadas também foram realizadas simulações computacionais empregando o método dos elementos finitos, sempre visando o entendimento do comportamento da junta, contudo, os modelos empregados eram extremamente simplistas e limitados à capacidade de processamento da época.

Apesar da importância da junta para a confiabilidade e segurança estrutural da ponte, visto que uma possível falha da ligação pode levar ao colapso da estrutura, assim como, a partir da ampla revisão bibliográfica sobre o tema realizada, verificou-se que, em todos os modelos consultados, oriundos de pesquisas e de prescrições normativas, os quais visavam definir um modelo para dimensionamento deste tipo de ligação, as formulações propostas foram baseadas em regressões dos resultados de ensaios, ou simplesmente em modelos extremamente básicos, baseados na teoria de atrito-cisalhamento, os quais não consideravam os mecanismos reais verificados para as juntas.

Assim, a consequência dessas limitações, seja nos modelos de análise via método dos elementos finitos ou nos modelos teóricos desenvolvidos, foi a definição de formulações para a determinação da força cortante resiste de juntas com chaves de cisalhamento extremamente discrepantes, como será apresentado ao longo deste trabalho.

Outro aspecto a ser considerado trata-se do fato que todos modelos encontrados, para o dimensionamento de juntas com chaves de cisalhamento, não propõem uma formulação que quantifique o aumento de capacidade de carga gerado com o uso da resina epóxi na junta.

Salienta-se, no entanto, que o único modelo que faz consideração à resina epóxi, trata-se do modelo de Bakhoun (1991) o qual consiste em um modelo empírico, baseado na simples regressão de resultados experimentais. As recomendações da AASHTO (2003), consideram apenas um fator de resistência global diferenciado entre juntas secas e juntas com adesivo epóxi, porém, atribuindo esse fator a diferença de comportamento global da viga, ou seja, ao grau de monoliticidade diferenciado resultante na viga dependendo do tipo de ligação.

Pelo exposto, verificada a necessidade de modelos de cálculo consistentes, busca-se neste trabalho desenvolver modelos para serem empregados no dimensionamento à força cortante de juntas de pontes protendidas, formadas por aduelas pré-moldadas dotadas de chaves de cisalhamento, com e sem o uso de adesivo epóxi, assim como, de juntas planas com o uso de adesivo epóxi, que de maneira analítica, considerem e quantifiquem a influência do adesivo epóxi e ainda considerem e quantifiquem a influência da resistência à compressão do concreto f_c . Com isso, fica evidente a importância do presente estudo, deixando claro os aspectos de ineditismo e inovação propostos.

Para a determinação de modelos confiáveis, é desenvolvido um programa experimental, assim como, a análise das juntas estudadas por meio de simulações numéricas computacionais empregando o software ANSYS. Por meio dessas análises numéricas, do estudo experimental e da análise teórica dos mecanismos de transmissão de força em juntas, assim como, da análise e tratamento de dados, objetiva-se apresentar modelos de cálculo seguros, confiáveis e inovadores, vista a lacuna observada.

1.4 METODOLOGIA

A metodologia empregada consiste em, inicialmente, estudar os problemas existentes nas juntas de aduelas pré-moldadas em pontes protendidas, com ênfase

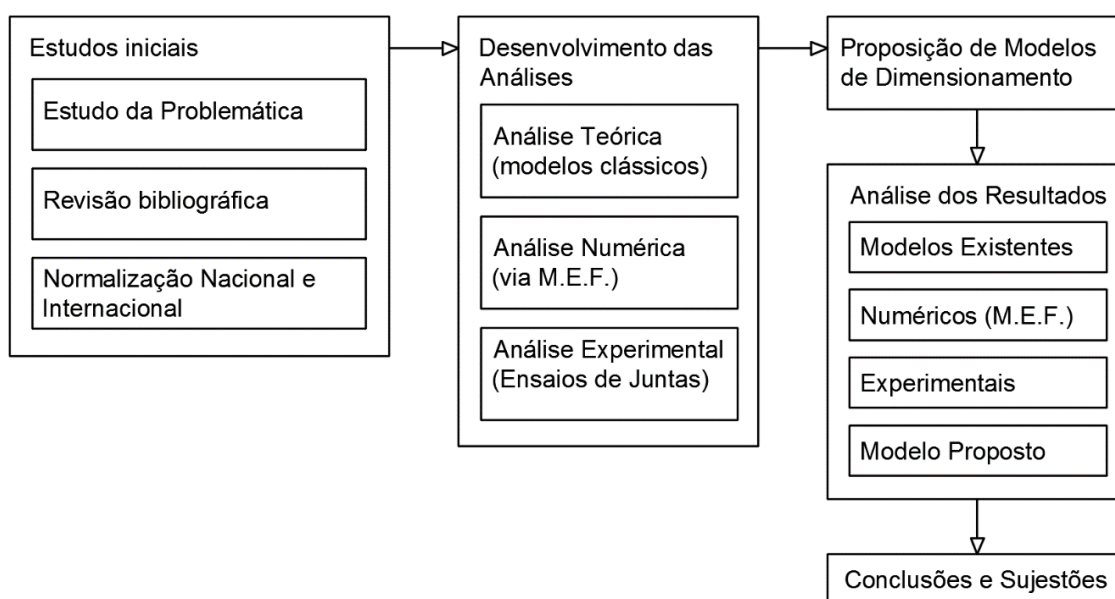
nos sistemas de juntas que empregam chaves de cisalhamento, revisando as diferentes normas internacionais que tratam do tema, assim como, os modelos teóricos, numéricos e resultados experimentais apresentados na bibliografia.

Em seguida, como base na revisão bibliográfica realizada, são definidos modelos de juntas com chaves de cisalhamento de modo a testá-los por meio de análises teóricas, numéricas computacionais empregando o método dos elementos finitos e de um programa experimental.

A partir das análises são propostos modelos mecânicos para o cálculo da resistência à força cortante de juntas de pontes protendidas, formadas por aduelas pré-moldadas dotadas de chaves de cisalhamento, com e sem o uso de adesivo epóxi, assim como, de juntas planas com o uso de adesivo epóxi.

Os resultados oriundos dos modelos propostos de cálculo, são comparados aos resultados experimentais, assim como, comparados aos resultados dos demais modelos existentes encontrados na literatura, sendo possível, ao final deste trabalho, apresentar as conclusões acerca do modelo proposto, sua eficiência no dimensionamento de juntas, assim como, seu nível de confiabilidade quando comparado seus resultados aos demais resultados obtidos por meio dos outros modelos estudados. A Figura 1.1 apresenta um esquema com as diversas fases desta pesquisa.

Figura 1.1 – Esquema de fases da pesquisa



Fonte: Autor.

2 PONTES SEGMENTADAS PROTENDIDAS

2.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo será realizada uma breve revisão sobre os fundamentos das pontes, seus parâmetros de projeto, ações a serem consideradas e principais métodos construtivos, para então dar ênfase às pontes com aduelas pré-moldadas em concreto protendido com atenção especial às pontes construídas empregando o método dos balanços sucessivos. Ao final deste capítulo serão abordadas as juntas utilizadas na ligação das aduelas pré-moldadas, as quais constituem-se no tema principal deste estudo.

2.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Historicamente as pontes constituem-se em construções essenciais para a sociedade e cuja ruína afeta diretamente o seu funcionamento.

Existem inúmeros casos de falhas em pontes, as quais ocorrem por diversos fatores como inundações, colisões, problemas relativos à fadiga, assim como, problemas relativos à falha de sistema e componentes estruturais. Dentre esses casos é possível destacar o da ponte sobre o rio Mississippi, na rodovia I-35W em Minneapolis, estado de Minnesota nos Estados Unidos da América a qual entrou em colapso em 2007, conforme apresentado na Figura 2.1.

Figura 2.1 – Imagem aérea após o colapso da ponte da rodovia I-35W sobre o rio Mississippi em Minneapolis.



Fonte: Abrishami (2017).

Segundo Croce (2010), a confiabilidade de uma ponte deve ser focada em todas as fases, ou seja, projeto, construção, operação, manutenção e atualização, salientando que são necessários elementos de projeto confiáveis.

As pontes podem ser classificadas de acordo com o material da estrutura, comprimento, natureza do tráfego, desenvolvimento planimétrico, desenvolvimento altimétrico, sistema estrutural, seção transversal, posição do tabuleiro e processo de execução.

2.3 CONSIDERAÇÕES QUANTO AOS PARÂMETROS DE PROJETO

A normalização brasileira sobre pontes não trata especificamente de projeto de pontes empregando o sistema em aduelas pré-moldadas e, dessa forma, não apresenta parâmetros para o projeto dessas pontes.

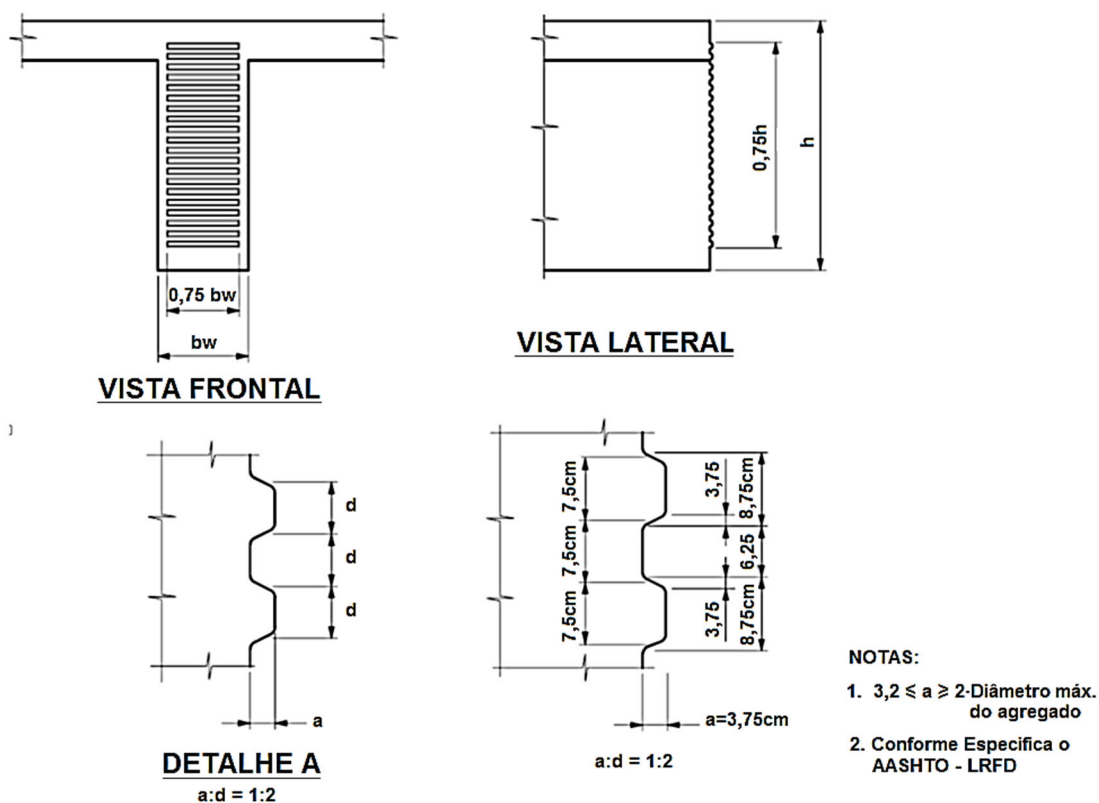
Quanto à normalização internacional, as recomendações da AASHTO – “*American Association of State Highway and Transportation Officials*”, conforme o “*Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges*” de 1999, incluindo as revisões de 2003, é sem dúvida a especificação técnica mais usada mundialmente na atualidade.

Destaca-se ainda a AASHTO LRFD – “*Bridge Design Specifications*” de 2014, incluindo as revisões de 2016, que trata de especificações para o projeto de pontes empregando o processo dos estados limites. Ambos os textos da AASHTO são complementares visto que, esse último aborda não somente de pontes de concreto.

Para o projeto de juntas com chaves de cisalhamento, utilizadas para a ligação das aduelas pré-moldadas, as quais serão estudadas neste trabalho, tanto as especificações da AASHTO (2003) quanto da AASHTO LRFD (2016) apresentam o mesmo padrão para detalhamento, conforme mostrado na Figura 2.2.

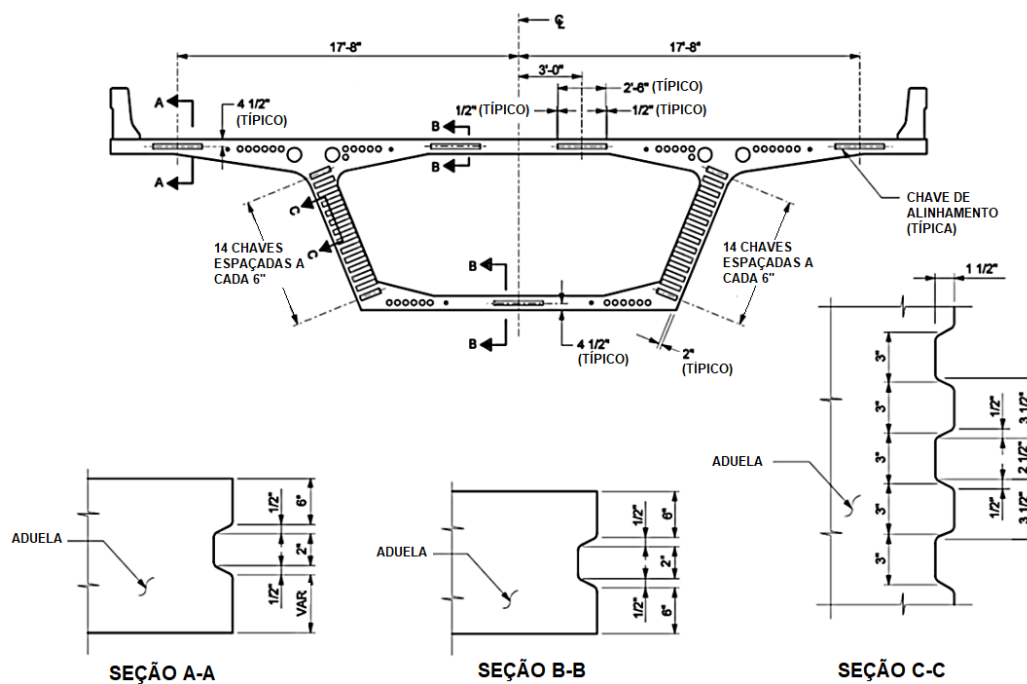
Na Figura 2.3 é mostrado um exemplo de detalhamento de uma aduela, incluindo suas chaves de cisalhamento, definidos pelo Guia de Projeto de Pontes em Balanços Sucessivos elaborado por Theryo (2005) para a ASBI – “*American Segmental Bridge Institute*”, o qual emprega o padrão projeto definido pela AASHTO LRFD.

Figura 2.2 – Padrão de detalhamento de juntas com múltiplas chaves de cisalhamento.



Fonte: adaptado de AASHTO (2003) e AASHTO LRFD (2016).

Figura 2.3 – Exemplo de detalhamento padrão de uma aduela em concreto pré-moldado com chaves de cisalhamento.



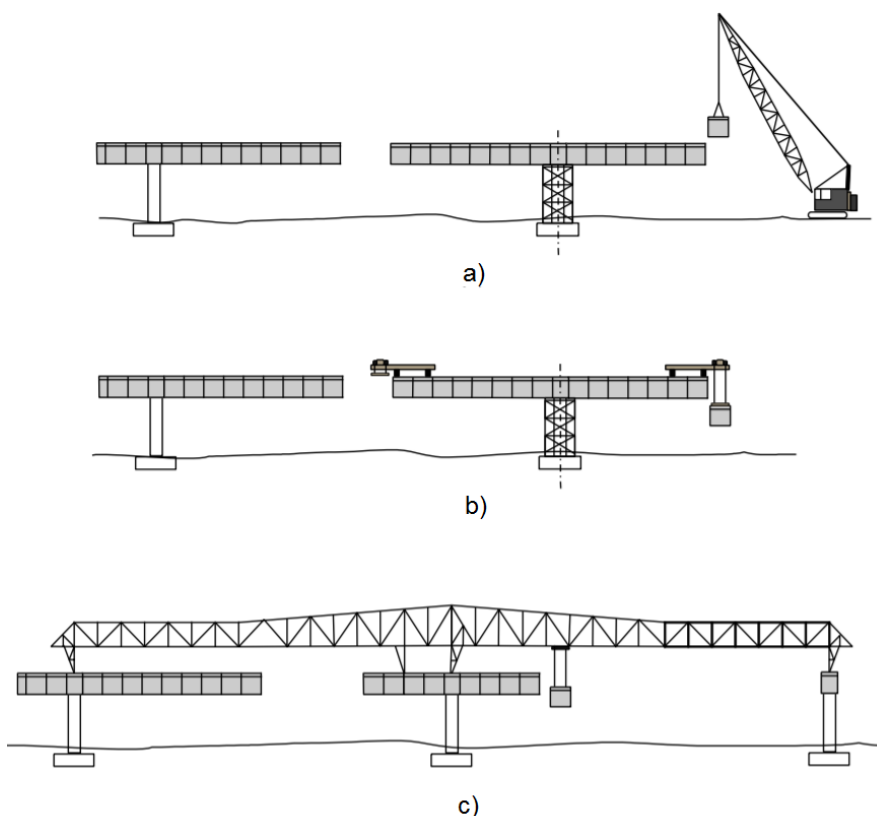
Fonte: adaptado de Theryo (2005).

2.4 PONTES COM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS EM BALANÇOS SUCESSIVOS

A construção de pontes por meio do método dos balanços sucessivos foi empregado no Brasil pela primeira vez em 1930 sobre o Rio do Peixe, em Herval do Oeste – SC, tendo sido calculada pelo engenheiro Emílio Baumgart. Desde então, este sistema tem sido largamente utilizado no Brasil e no mundo.

Tipicamente são adotados três processos de construção para o método dos balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas. No primeiro faz-se a montagem do tabuleiro por meio de um guindaste (Figura 2.4-a), enquanto no segundo, faz-se a montagem por meio de uma viga de içamento (Figura 2.4-b), sendo que em algumas situações, como no caso da ponte Rio Niterói, pode-se fazer necessária a utilização de uma balsa para realizar o transporte das aduelas até o ponto de içamento. Por fim, no terceiro processo, faz-se a montagem por meio de treliça de lançamento (Figura 2.4-c e Figura 2.5).

Figura 2.4 – Métodos típicos de construção em balanços sucessivos com aduelas pré-moldadas: (a) montagem por meio guindaste, (b) montagem por meio de viga de içamento, (c) por meio de treliça de lançamento.



Fonte: Podolny e Müller (1982)

De acordo com Shin (2016) os três processos empregando o método dos balanços sucessivos, normalmente apresentam vantagens em relação à construção de pontes por meio da moldagem no local, podendo-se destacar:

- os tabuleiros das pontes são construídos sem qualquer contato com o solo, possibilitando a execução de estruturas sobre rios sujeitos a inundações severas ou sobre vales muito profundos e acidentados;
- a taxa de içamento de aduelas é geralmente de 10 a 15 vezes a produção alcançada na moldagem *in loco*;
- o tempo necessário para o posicionamento dos cabos de protensão;
- o tempo de espera para curar o concreto é eliminado do caminho crítico de execução da obra.

Figura 2.5 – Posicionamento de aduelas pré-moldadas por meio de treliça de lançamento.



Fonte: Sánchez Filho (2017)

Segundo Sánchez Filho (2017), este sistema construtivo é viável de ser empregado para vãos de até 150 m. Na Tabela 2.1 são definidos parâmetros quanto à utilização de sistemas construtivos de pontes, conforme o sistema construtivo empregado.

Tabela 2.1 – Parâmetros quanto à viabilidade de utilização de sistemas construtivos de pontes.

Sistema	Vão (m)														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150
Vigas pré-fabricadas		■	■	■	■	■									
Balanços sucessivos			■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Por empurramento		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■
Moldado no local		■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■	■

Excepcional
 Normal
 Ótimo

Fonte: Sánchez Filho (2017).

Figura 2.6 – Aduela pré-moldada padrão empregada no sistema construtivo de balanços sucessivos.



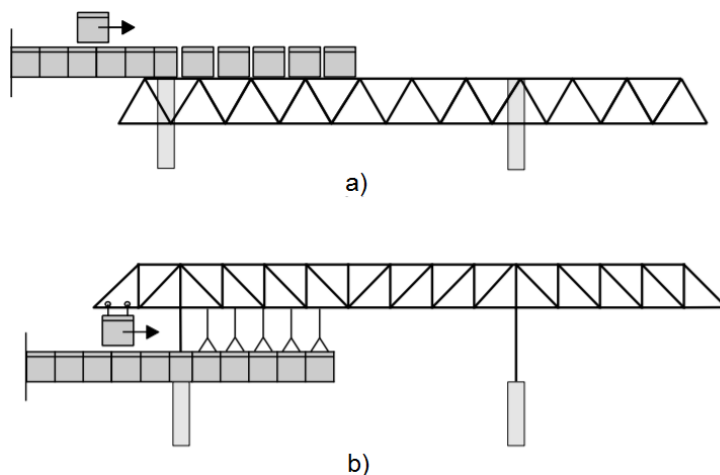
Fonte: <http://www.fhwa.dot.gov/bridge/images/scbt03.jpg>
Acesso em 01 de junho de 2019.

2.4.1 Processo de posicionamento das aduelas pré-moldadas sobre todo o vão (span-by-span)

O sistema construtivo de aduelas pré-moldadas sobre todo o vão (*span-by-span*) emprega normalmente dois processos de execução. No primeiro as aduelas ficam apoiadas sobre uma plataforma montada no nível dos pilares da ponte (Figura

2.7-a), enquanto no segundo, as aduelas são penduradas em treliças “aéreas” até a realização da protensão (Figuras 2.7-b e 2.8).

Figura 2.7 – Processo de posicionamento das aduelas (a) sobre plataforma e (b) por treliças “aéreas” lançadeiras.



Fonte: Rombach (2003)

Figura 2.8 – Exemplo de posicionamento de aduelas pré-moldadas utilizando uma treliça lançadeira.

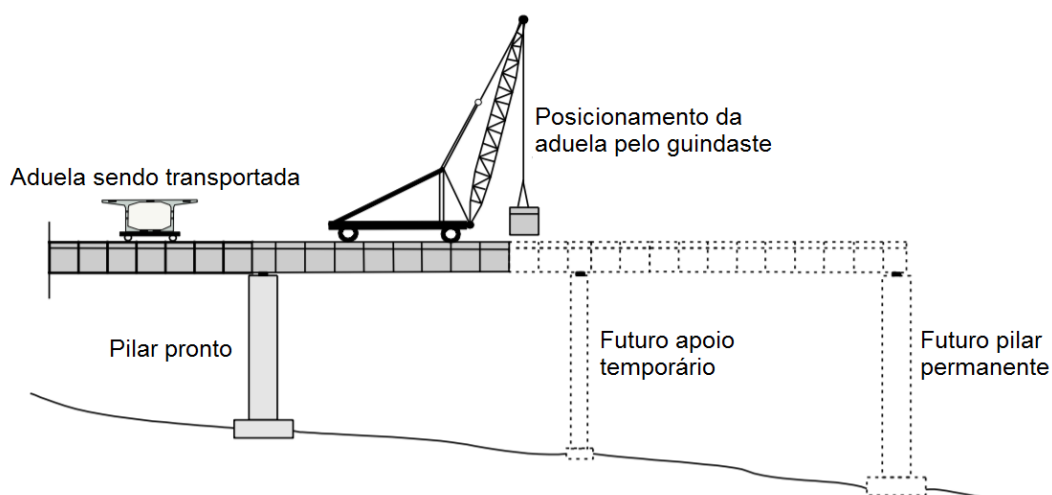


Fonte: Abrishami (2017).

2.4.2 Processo de posicionamento progressivo

Nesse método a construção começa em uma extremidade da estrutura seguindo continuamente até a outra extremidade. Ele deriva em sua origem, do conceito de balanço. O lançamento progressivo das aduelas pré-moldados é feito a partir de uma extremidade da estrutura para a outra em balanços sucessivos partindo do lado em que o pilar ou a torre de apoio se encontra pronta, diferentemente do sistema que mantém os balanços equilibrados a partir do pilar pronto.

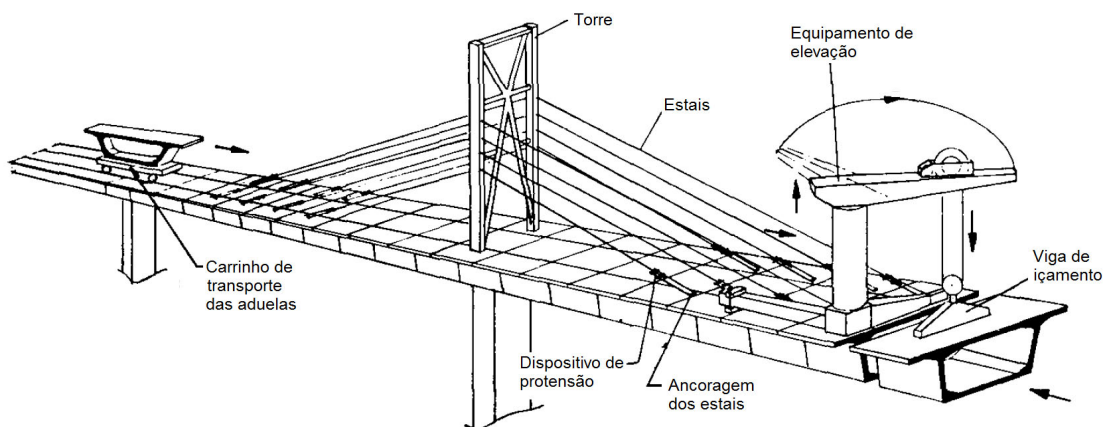
Figura 2.9 – Esquema de elevação das aduelas pré-moldadas no processo de lançamento progressivo.



Fonte: adaptado de Podolny e Müller (1982).

A partir deste processo construtivo, com o auxílio de equipamentos de içamento, como um guindaste giratório, a aduela é colocada na posição e suportada temporariamente por pós-tensão na aduela anterior (Figura 2.9) ou por estais fixados à uma torre (Figura 2.10).

Figura 2.10 – Esquema de posicionamento das aduelas pré-moldadas no processo de lançamento progressivo para uma ponte estaiada.



Fonte: adaptado de Podolny e Muller (1982).

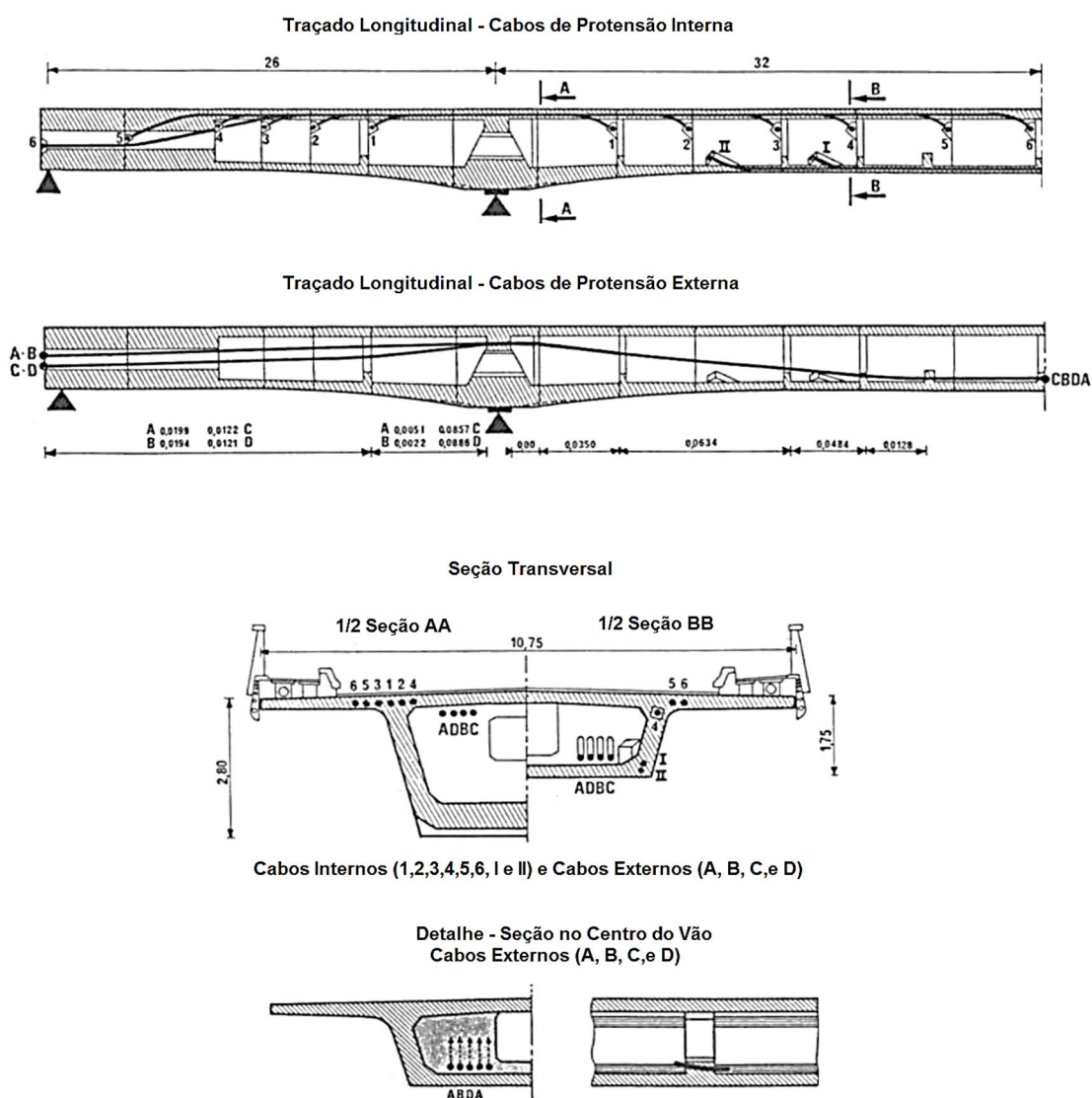
2.5 PONTES EMPREGANDO PROTENSÃO EXTERNA

As pontes em viga-caixão e com aduelas pré-moldadas, com protensão externa são uma das principais novidades na engenharia de pontes nos últimos anos. Por simplificar o processo de moldagem das aduelas, especialmente no que se refere aos furos para passagem dos cabos, este processo construtivo tem ganhado espaço, sendo uma tendência mundial na construção de pontes.

Em contraste com as construções monolíticas clássicas, uma ponte em aduelas, consiste em uma ponte composta por elementos pré-moldados relativamente pequenos unidos por cabos tensionados externos. Na Figura 2.11 é apresentada uma comparação entre disposições de cabos para os sistemas de protensão interna e externa, conforme sugerido pelo engenheiro Michel Virlogeux em seu capítulo sobre protensão externa na obra de Breen e Naaman (1990).

Rombach (2002) atribui vantagens ao sistema com protensão externa, como a construção rápida e versátil, sem interrupção no nível do solo, alta qualidade controlada e redução de custos, tornando-se a solução preferida para muitas elevadas, especialmente no Sudeste Asiático.

Figura 2.11 – Traçados de cabos de protensão para os sistemas de protensão interna e externa.



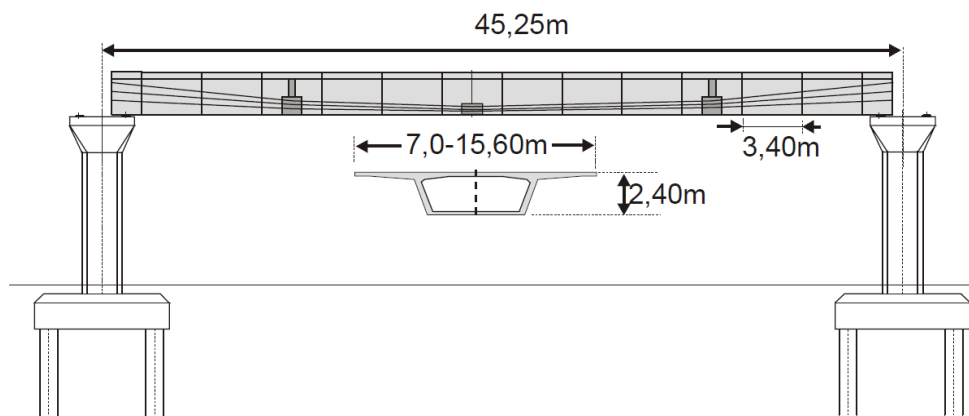
Fonte: adaptado de Breen e Naaman (1990).

2.5.1.1 Elementos Estruturais

Conforme define Rombach (2002), usualmente as pontes em aduelas pré-moldadas são construídas principalmente como uma estrutura de vão único para evitar o acoplamento de cabos pós-tensionados. Além disso, em um único vão, a maior força cortante não se localiza na mesma seção que o maior momento fletor. As Figuras 2.12 e 2.13, apresentam um esquema longitudinal e uma seção transversal de um vão padrão comumente empregado neste sistema de ponte. O exemplo se refere ao vão padrão empregado no projeto de viadutos (elevadas) da *Second Stage Expressway*

System, em Bangkok. Um vão padrão, por ele definido, costuma ter um comprimento de aproximadamente 45 m e consiste em 14 segmentos, sendo usadas juntas secas, ou seja, sem adesivo epóxi, além de não haver armadura contínua nas juntas entre os segmentos.

Figura 2.12 – Esquema longitudinal e uma seção transversal de um vão padrão.



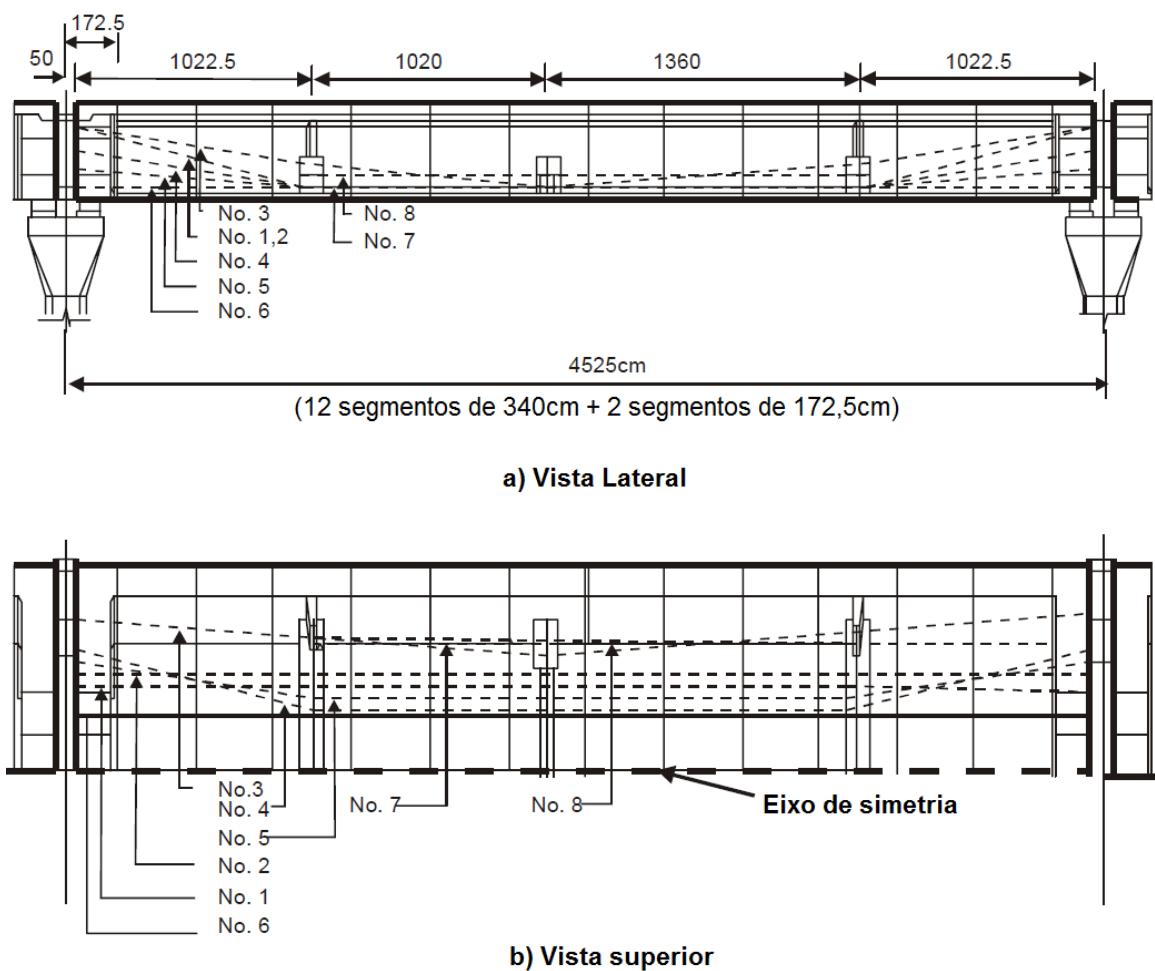
Fonte: Rombach (2002)

Para acomodar os cabos da protensão externa são necessários 3 segmentos diferentes, conforme ilustrado na Figura 2.15, sendo estes assim definidos:

- segmento do pilar: diafragma de extremidade pesada necessário para enrijecer a seção e permitir a ancoragem de cabos;
- segmento desviador: necessário para desviar os cabos;
- segmento padrão: de alma pouco espessa, cerca de 35 cm.

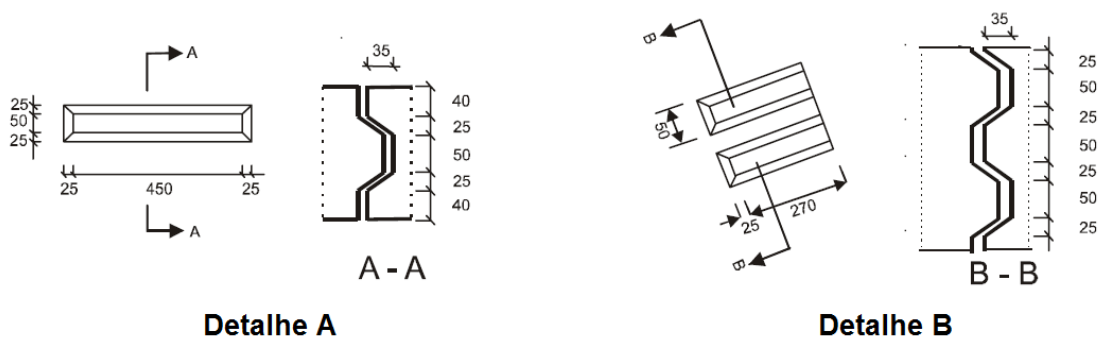
Na Figura 2.14 tem-se a geometria das chaves de cisalhamento empregadas nas juntas, conforme apresentado por Rombach (2002).

Figura 2.13 – Esquema típico de distribuição de cabos de protensão externa para um vão padrão – a) Vista lateral, b) Vista superior.



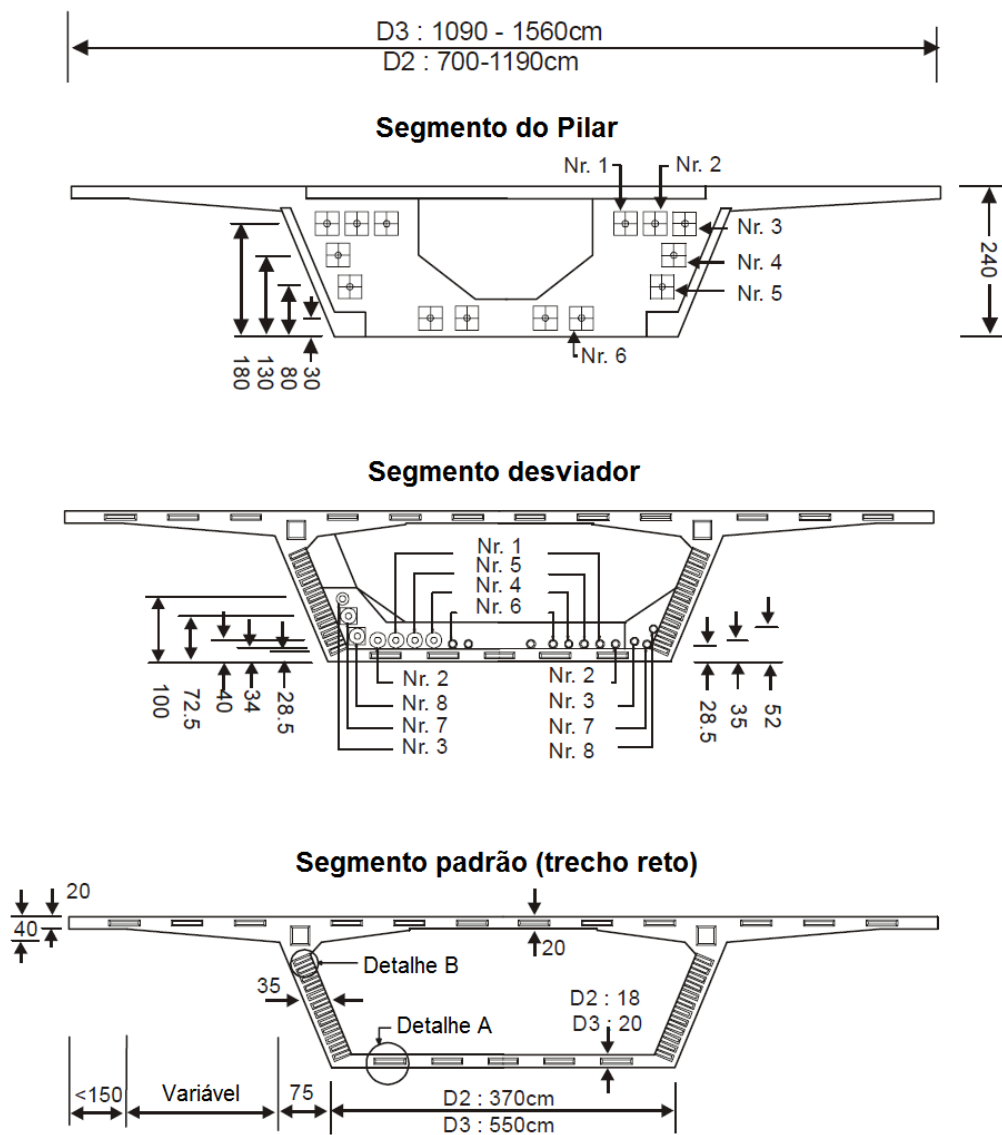
Fonte: Rombach (2002).

Figura 2.14 – Geometria das chaves de cisalhamento empregadas nas juntas.



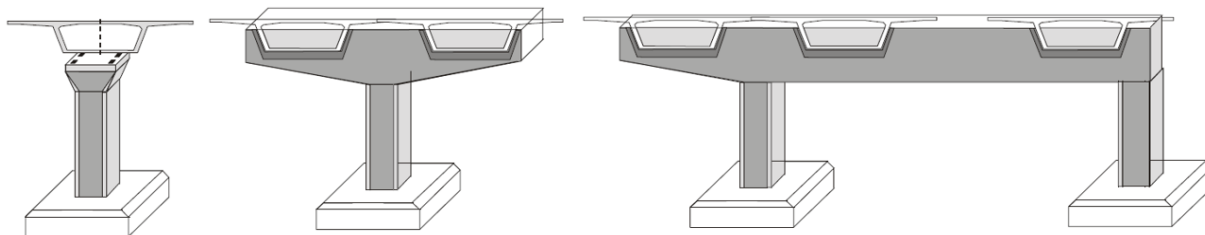
Fonte: Rombach (2002), com dimensões em milímetros.

Figura 2.15 – Tipos de segmentos padrão.



Fonte: Rombach (2002).

Figura 2.16 – Subestruturas típicas para pontes em segmentos pré-moldados.



Fonte: Rombach (2002).

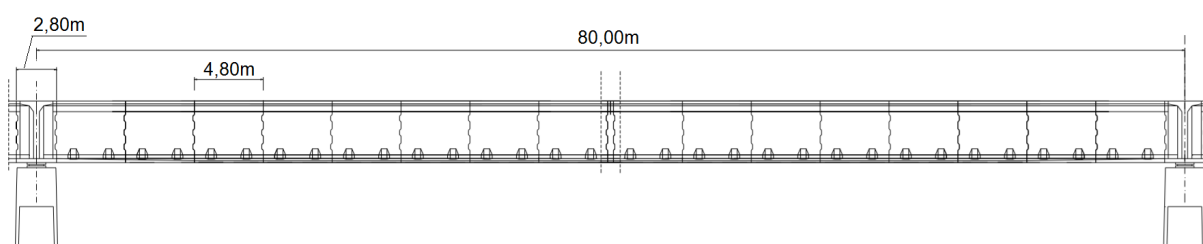
2.5.2 O caso da Ponte Rio-Niterói

A ponte Rio Niterói constitui-se em um marco para a engenharia nacional, tendo sido projetada entre 1967 e 1972, e construída de 1968 a 1974, estabeleceu recordes que até hoje não foram superados.

Conforme Diaz (2008), que também foi projetista das estruturas de concreto da ponte Rio Niterói, o crucial para obras deste tipo é que o projeto seja simples e sem sofisticções exageradas. Para esse, é essencial que a obra possa ser vistoriada e que os trabalhos de manutenção possam ser realizados com conforto. Uma boa execução e uma boa fiscalização é essencial para garantir a durabilidade da obra, portanto, hoje com mais de 40 anos de idade, pode-se concluir que a ponte foi bem construída.

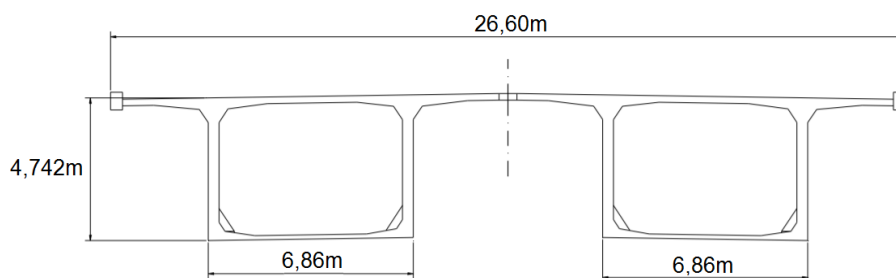
Com exceção dos vãos em viga de aço que atingem 300 m de vão, os módulos em concreto protendido, constituem-se em vigas com 80 m de vão, contendo trechos sem juntas de 400 e 480 m, com cabos retos superiores e inferiores independentes, altura constante e espessura de alma também constante, conforme ilustrado na Figura 2.17 e Figura 2.18.

Figura 2.17 – Esquema longitudinal dos vãos em concreto protendido da Ponte Rio Niterói



Fonte: Diaz (2008).

Figura 2.18 – Seção Transversal em aduelas empregado na Ponte Rio Niterói



Fonte: Diaz (2008).

Segundo Diaz (2008) a solução implementada na ponte resultou em uma esbeltez de viga, ou seja, relação vão/altura de 16,5 e em um baixo consumo de cabos, destacando que a solução para os cabos é a mais simples usual, pois os cabos retos facilitaram sua execução. Conclui esse autor, ressaltando que a solução adotada visava a manutenção e a inspeção, destacando que há um tipo de pilar para toda a ponte, e ainda, que as ligações das aduelas pré-moldadas foram compostas por chaves de cisalhamento acopladas com adesivo epóxi (Figura 2.19).

2.5.2.1 A experiência da ponte Rio Niterói com o uso de adesivo epóxi

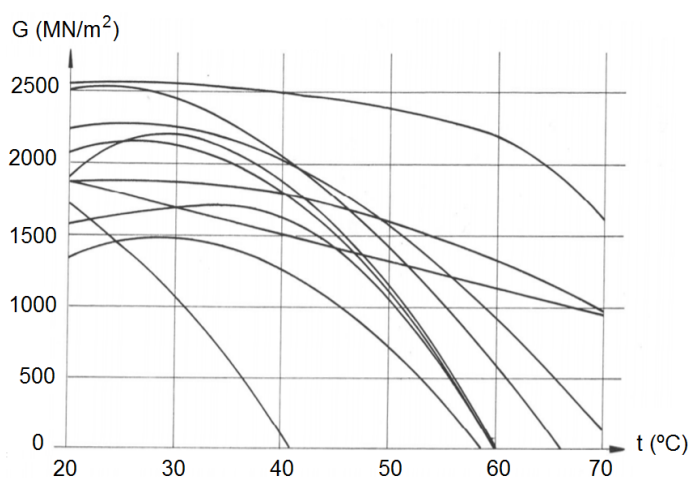
De acordo com Diaz (2008) em uma publicação que ressaltava os trinta anos da ponte Rio Niterói, até então, a estrutura não havia apresentado problemas com o adesivo epóxi. Destaca esse autor que, quanto à definição da solução, buscou-se uma cola que tivesse estabilidade adequada para temperaturas relativamente altas e apresentasse módulo de elasticidade transversal G compatível com o concreto. Na ocasião, a solução considerada adequada foi uma mistura de epóxi com sílica pulverizada, sendo que o construtor Eng. Bruno Contarini exigiu que a empresa fabricante do epóxi, a então Cyba-Geigy, hoje Huntsman, fornecesse, misturasse e entregasse o adesivo pronto para uso na obra, sendo que a mistura necessitava ser realizada utilizando um misturador elétrico.

Conforme relata Diaz (2008), foi preparada uma especificação de obra, a qual exigia que todas as resinas epóxi deveriam ser ensaiadas. Destaca que tal exigência, erroneamente considerada exagerada, salvou a montagem de incidentes seríssimos.

Na ocasião foi programada uma série de ensaios específicos visando verificar a competência do adesivo epóxi em transferir as forças das bielas inclinadas através de juntas verticais.

Diaz (2008) ressalta que em uma situação de incêndio o adesivo fica plástico, perdendo sua capacidade resistente, o que levou a proibição do tráfego de veículos portando combustíveis sobre a ponte. A Figura 2.19 apresenta a variação do módulo de elasticidade transversal G do epóxi, segundo as experiências efetuadas por Campenon Bernard.

Figura 2.19 – Variação do módulo de elasticidade transversal G do epóxi, segundo as experiências efetuadas por Campenon Bernard.



Fonte: Diaz (2008).

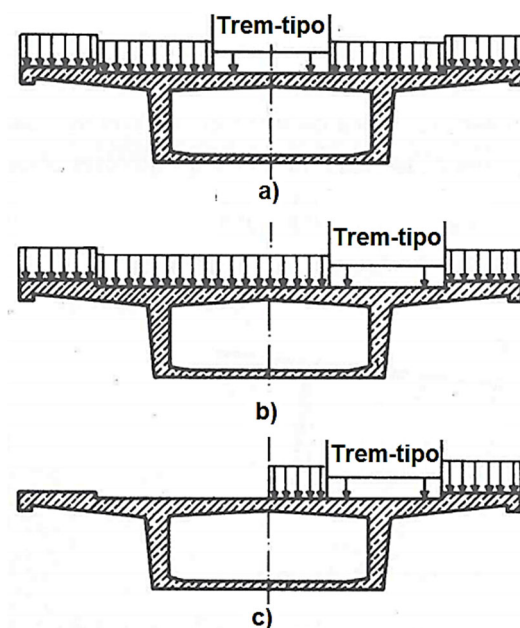
2.6 AÇÕES E SOLICITAÇÕES EM PONTES EM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS CONCRETO PROTENDIDO

As ações a serem consideradas em uma ponte, assim como a combinação dessas ações devem ser realizadas no Brasil de acordo com a NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos, NBR 7187:2003 – Projeto de pontes de concreto armado e protendido – Procedimento, NBR 7188:2013 – Carga móvel rodoviária e de pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas, NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto – Procedimento e pela NBR 6120:1980 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

Segundo Leonhardt (1977) para pontes em seção caixão deve-se ter um cuidado especial para se obter as máximas solicitações nas seções.

Deve-se posicionar as cargas centradas para a obtenção do momento fletor máximo e a respectiva força cortante, assim não haverá momento torçor, conforme Figura 2.20-a. Deve-se posicionar o trem-tipo e faixa principal disposto excentricamente e toda a ponte carregada para então se obter o momento fletor máximo, a força cortante respectiva e o menor momento torçor correspondente, conforme Figura 2.20-b. Deve-se ainda posicionar as cargas sobre uma metade da ponte para a obtenção do momento torçor máximo, o menor momento fletor correspondente e a respectiva força cortante, conforme Figura 2.20-c.

Figura 2.20 – Variação da posição das ações variáveis para a determinação de solicitações em uma seção celular.



Fonte: Leonhardt e Mönnig (1977)

3 MÉTODOS DE CÁLCULO

3.1 APRESENTAÇÃO

Neste capítulo serão revisados e apresentados os fundamentos quanto transmissão de forças juntas de aduelas pré-moldadas empregados em pontes protendidas.

Inicialmente serão revisados alguns modelos analíticos e empíricos, assim como, modelos normativos que possam ser empregados em juntas entre elementos de concreto.

Na sequência serão revisados os fatores especificamente relacionados às juntas com chaves de cisalhamento, quanto ao comportamento estrutural de juntas e de vigas empregando chaves de cisalhamento, para então revisar os métodos de cálculo propostos na bibliografia, assim como, alguns estudos que levaram ao desenvolvimento desses métodos.

3.2 TEORIAS FUNDAMENTAIS DE TRANSFERÊNCIA DE SOLICITAÇÕES EM JUNTAS

3.2.1 Fundamentos da transferência de forças em interfaces de concreto

Neste item são apresentadas as hipóteses fundamentais consideradas na transferência de forças em interfaces de concreto.

Segundo Reis (1998) os mecanismos de transferências de forças na interface de ligações, via contato de superfícies, se dão por aderência por adesão, aderência por atrito, aderência mecânica (engrenamento dos agregados), ou ainda pelo uso de materiais que atuam como ponte de aderência.

Canaval (2016), define tais mecanismos de transferências de forças da seguinte forma:

- a) *transferência por adesão* – é o primeiro mecanismo a ser mobilizado na interface de ligação quando existem tensões de cisalhamento, ocorrendo por intertravamento mecânico ou encunhamento devido à ação da absorção capilar;
- b) *transferência por atrito*: – após a falha do mecanismo de adesão surge a resistência por atrito entre as superfícies em contato, mas para isso devem

haver tensões normais na interface, podendo ocorrer por aplicação de forças externas ou por reações da armadura normal à interface quando é solicitada à tração, além de depender sempre da rugosidade das superfícies em contato;

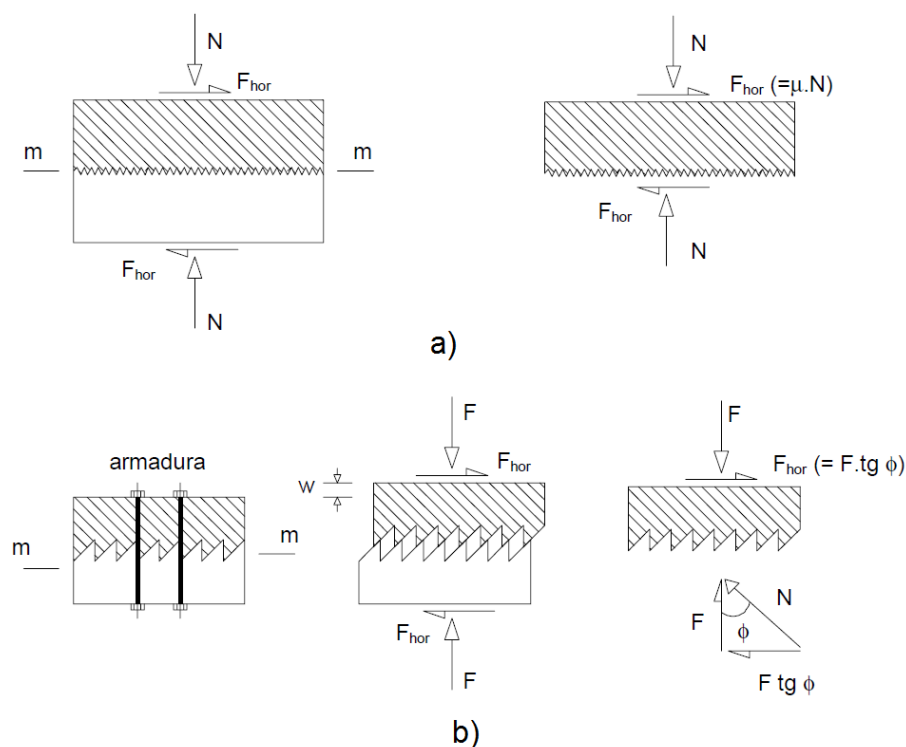
- c) *transferência por ação mecânica* – ocorre por ação mecânica, surgindo por engrenamento mecânico, como por exemplo o encaixe entre as superfícies em contato promovida pela formação de “dentes” ou “chaves” de concreto.
- d) *transferência por armadura transversal à interface* – ocorre pela transferência de forças via armadura transversal à interface (efeito “pino”), e assim, fornecendo resistência ao corte.

3.2.2 Modelos analíticos baseados na teoria de atrito-cisalhamento

A resistência ao cisalhamento de uma interface rugosa pode ser obtida pela teoria atrito-cisalhamento idealizada por Coulomb. Com base nessa teoria foram desenvolvidos inúmeros modelos visando quantificar a força transmitida em ligações entre superfícies de concreto. Dentre as inúmeras pesquisas realizadas sobre o tema, serão destacadas neste capítulo algumas consideradas significativas e que servirão de base para o desenvolvimento desta trabalho.

Birkeland e Birkeland (1966) realizaram um importante estudo sobre a transferência de forças entre superfícies de concreto. Esse estudo verificou a força de atrito agindo entre duas superfícies em contato, avaliando a contribuição da armadura no mecanismo de resistência ao cisalhamento. Verificou-se o efeito de tração na armadura transversal devido às rugosidades, assim como a reação no concreto.

Figura 3.1 – Hipóteses verificadas por Birkeland e Birkeland (1966) sobre (a) a força de atrito na superfície de contato, (b) a tração na armadura transversal devido às rugosidades e reação no concreto



Fonte: adaptado de Birkeland e Birkeland (1966).

Walraven e Stroband (1993) pesquisaram para concretos de alta resistência os mecanismos de transferência de tensões de cisalhamento via atrito e engrenamento dos agregados, adotando uma expressão que considera a resistência do concreto, assim como, a taxa de armadura transversal utilizada na ligação, dada por:

$$\frac{V_u}{f_c} = 0,66\sqrt{\omega} \leq 0,3 \quad (3.1)$$

$$\omega = \rho_v \frac{f_y}{f_c} \quad (3.2)$$

onde

V_u – força última de cisalhamento;

ω – taxa mecânica da armadura;

ρ_v – taxa geométrica de armadura que intercepta o plano fissurado;

f_y – tensão de escoamento do aço;

f_c – resistência à compressão do concreto.

Destaca-se ainda os trabalhos de Mattock e Wawkins (1972), Mattock, Chow, e Johal (1975), Mattock, Li e Wang (1976), Mattock, Mau e Hsu (1988), Maekawa, Pimanmas e Okamura (2004), assim como *Tanaka et al* (2006).

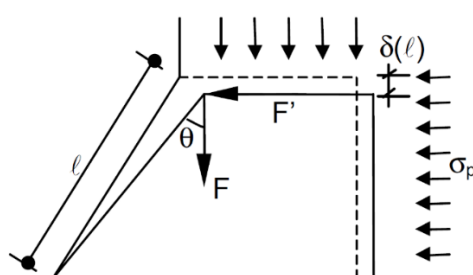
3.2.3 Modelos analíticos baseados na análise de tensões

3.2.3.1 Modelo de Kaneko (1992) para juntas com chaves de cisalhamento

Por meio da análise de tensões em juntas com chaves de cisalhamento, Kaneko (1992) desenvolveu um modelo analítico que idealiza o comportamento da junta em duas fases, sendo a primeira relativa à fissura discreta inicial e a segunda, relativa à fase de fissuração múltipla do concreto.

Na primeira fase do modelo de Kaneko (1992), a qual idealiza a fissura discreta, verifica-se um comportamento de flexo-tração, conforme ilustrado na Figura 3.2.

Figura 3.2 – Idealização teórica para a fissura discreta inicial de juntas com chaves de cisalhamento



Fonte: Kaneko (1992).

Nessa fase considera-se que conhecido o comprimento da fissura l e a tensão normal à chave σ_p , é possível calcular a resistência da chave F e o deslocamento na direção da sollicitação tangencial δ , sendo que esse autor sugeriu para o ângulo de inclinação da fissura $\theta = 45^\circ$.

A partir da modelagem da fissura discreta pela mecânica da fratura elástica linear, esse autor apresenta para o cálculo da resistência da chave F e o deslocamento na direção da sollicitação tangencial δ as seguintes equações:

$$F = \frac{\frac{K_{Ic}\sqrt{(\pi^2 - 4)}\ell}{2\sqrt{\pi}} + \sigma_p\ell\cos^2\theta}{\text{sen}\theta} \quad (3.3)$$

$$\delta(\ell) = \text{sen}45^0 \frac{8\pi}{E_c(\pi^2 - 4)} (F\text{sen}45^0 - \sigma_p\ell\cos^245^0)\ln\ell \quad (3.4)$$

É introduzido o fator crítico de intensidade de tensão do modo I de ruptura K_{Ic} , relativo à tensão de tração perpendicular à fissura, o qual pode ser avaliado como $\sqrt{E_c G_f}$, sendo E_c o módulo de elasticidade tangente inicial do concreto e G_f a energia de fratura, para a qual é sugerido por Kaneko *et al* (1993) adotar o valor constante médio de a 0,1 N/mm.

Na segunda fase desse modelo, relativa à fissuração múltipla do concreto, são satisfeitas as condições de equilíbrio de forças e compatibilidade de deformações específicas, sendo abordada uma lei constitutiva que representasse o comportamento dos materiais. Assim, a partir do equilíbrio de forças na chave de cisalhamento tem-se as seguintes expressões:

$$\sigma_x = \sigma_c \cdot \cos^2\theta + \sigma_t \cdot \text{sen}^2\theta \quad (3.5)$$

$$\sigma_y = \sigma_c \cdot \text{sen}^2\theta + \sigma_t \cdot \cos^2\theta \quad (3.6)$$

$$\tau_{xy} = (\sigma_c - \sigma_t) \cdot \text{sen}\theta \cdot \cos\theta \quad (3.7)$$

onde

σ_c – tensão principal de compressão;

σ_t – tensão principal de tração;

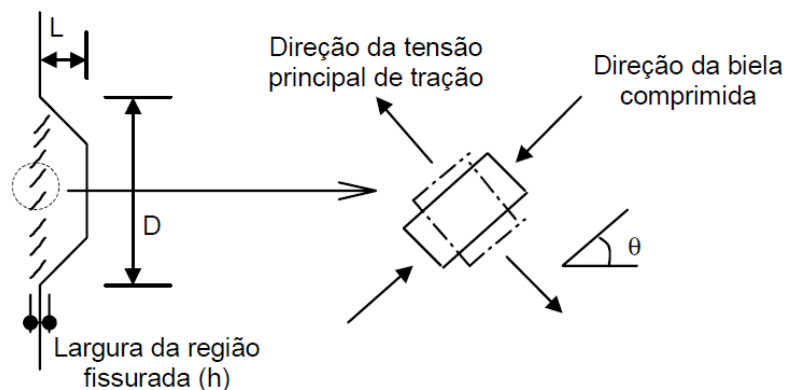
σ_x – tensão na direção x ;

σ_y – tensão na direção y ;

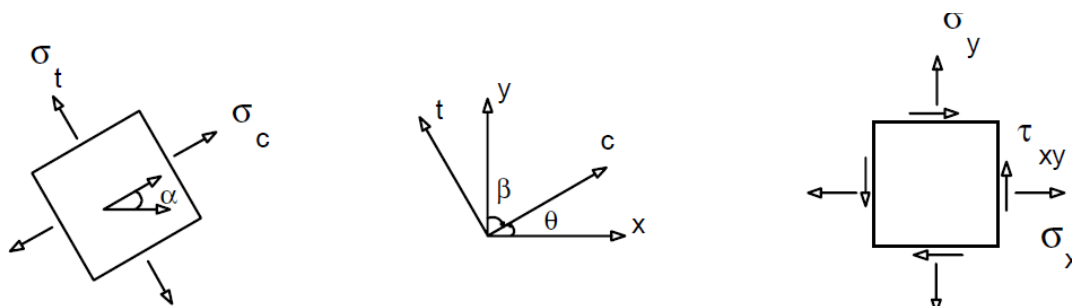
τ_{xy} – tensão de cisalhamento;

θ – ângulo de inclinação das fissuras.

Figura 3.3 – Idealização teórica para a fase de fissuração múltipla na chave de cisalhamento.



(a) formação da biela de compressão na fase de fissuração



(b) transformação de coordenadas

Fonte: Kaneko (1992).

Considerando-se que as direções das deformações específicas principais coincidam com as direções das tensões principais, tem-se as expressões que representam a compatibilidade de deformação específica na chave:

$$\varepsilon_x = \varepsilon_c \cdot \cos^2\theta + \varepsilon_t \cdot \sin^2\theta \quad (3.8)$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_c \cdot \sin^2\theta + \varepsilon_t \cdot \cos^2\theta \quad (3.9)$$

$$\gamma_{xy} = 2(\varepsilon_c - \varepsilon_t) \cdot \text{sen}\theta \cdot \text{cos}\theta \quad (3.10)$$

onde

ε_c – deformação específica principal de compressão;

ε_t – deformação específica principal de tração;

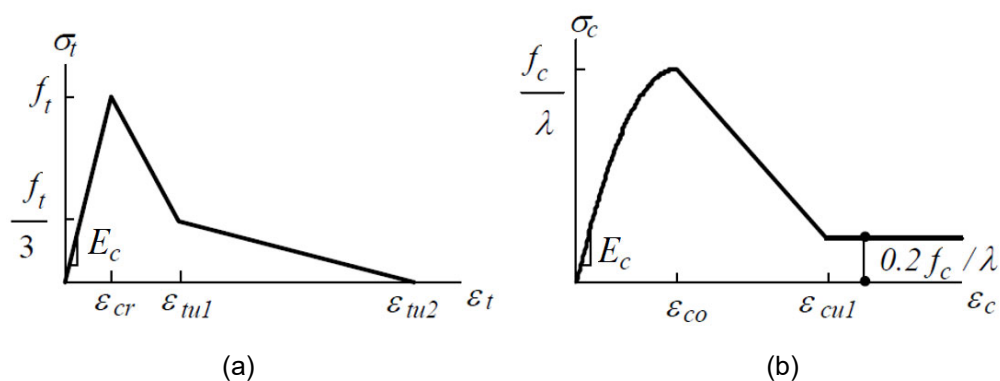
ε_x – deformação na direção y ;

τ_{xy} – distorção;

θ – ângulo de inclinação das fissuras.

Os modelos constitutivos uniaxiais para o concreto simples utilizados por Kaneko (1992) são mostrados na Figura 3.4.

Figura 3.4 – Relação tensão-deformação específica na tração e na compressão para o concreto simples.



Fonte: Kaneko (1992).

A relação tensão-deformação específica na tração segue o modelo bilinear ilustrado na Figura 3.4-a, sendo assumidos parâmetros descritos pelas seguintes equações:

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad : \varepsilon_t < \varepsilon_{cr} \quad (3.11)$$

$$\sigma_t = f_t \frac{\left(\varepsilon_{tu1} - \frac{\varepsilon_{cr}}{3} - \frac{2\varepsilon_t}{3} \cdot A_{sw} \right)}{(\varepsilon_{tu1} \cdot \varepsilon_{cr})} \quad : \varepsilon_{cr} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu1} \quad (3.12)$$

$$\sigma_t = \frac{f_t(\varepsilon_{tu2} - \varepsilon_t)}{3(\varepsilon_{tu2} - \varepsilon_{tu1})} \quad : \varepsilon_{tu1} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu2} \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c} \quad (3.14)$$

$$\varepsilon_{tu1} = \varepsilon_{cr} + \frac{4G_F}{5f_t h} \quad (3.15)$$

$$\varepsilon_{tu2} = \varepsilon_{cr} + \frac{18G_F}{5f_t h} \quad (3.16)$$

onde

E_c – módulo de elasticidade do concreto;

f_t – resistência à tração de concreto;

ε_{cr} – deformação específica crítica de ruptura;

ε_{tu1} e ε_{tu2} – deformações específicas características pós-ruptura;

G_F – energia de fratura, estimada em 0,1 N/mm;

h – intervalo entre as fissuras diagonais, conforme Figura 3.3.

Assim como, a relação tensão-deformação na compressão segue o modelo bilinear ilustrado na Figura 3.4-b, assumindo-se os parâmetros descritos nas seguintes equações:

$$\sigma_c = \frac{f_c}{\lambda} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad : \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \quad (3.17)$$

$$\sigma_c = \frac{f_c}{\lambda} [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_{c0})] \quad : \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu1} \quad (3.18)$$

$$\sigma_c = \frac{0,2 \cdot f_c}{\lambda} \quad : \varepsilon_{cu1} < \varepsilon_c \quad (3.19)$$

$$\lambda = 0,8 + 0,34 \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{c0}} \geq 1,0 \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_{c0} = \frac{0,2 \cdot f_c}{E_c} \quad (3.21)$$

$$\varepsilon_{cu1} = \frac{0,8}{Z} + \varepsilon_{c0} \quad (3.22)$$

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3 + 145\varepsilon_{c0} \cdot f_c}{145f_c - 1000} - \varepsilon_{c0}} \quad (3.23)$$

onde

f_c – resistência à compressão do concreto;

ε_{c0} – deformação específica de compressão;

λ – coeficiente relativo ao fenômeno de abrandamento de tensões.

Nessa modelagem, o coeficiente de Poisson aparente ν_a ou relação de deformação específica principal que pode ser definido pela relação $\varepsilon_c/\varepsilon_t$, é estabelecido para avaliar simplesmente uma sequência complexa de ruptura dada por uma deformação específica por tração.

Supõe-se então que, a relação entre a deformação específica de tração e a deformação de compressão na biela de compressão esteja relacionada pela relação ν_a definida como:

$$\nu_a = \varepsilon_c/\varepsilon_t = 0,2 \quad : \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0} \quad (3.24)$$

$$\nu_a = 0,5 \quad : \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \quad (3.25)$$

$$\nu_a = 0,2 \quad : \varepsilon_{c0} < \varepsilon_c \quad (3.26)$$

A solução empregada nesse modelo, consiste em resolver um sistema de oito equações (três de equilíbrio, três de compatibilidade e duas da lei constitutiva do material) com onze incógnitas $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}, \sigma_t, \sigma_c, \varepsilon_c, \varepsilon_t$ e θ . Assim, ao definir o coeficiente de Poisson aparente e especificando o valor para σ_x , o sistema será reduzido a nove incógnitas.

Adota-se o seguinte procedimento: (1) escolher um valor para ε_t ; (2) calcular ν_a a partir do valor de ε_c calculado no passo anterior ou assumir $\nu_a = 0,2$ no primeiro passo de cálculo; (3) calcular ε_c de $\nu_a = \varepsilon_c/\varepsilon_t$; (4) calcular σ_t e σ_c a partir do modelo constitutivo do material; (5) obter θ a partir da primeira das equações de equilíbrio com

σ_x , (tensão de compressão na chave) conhecida; (6) calcular τ_{xy} , ε_y , γ_{xy} a partir das outras equações de equilíbrio e das equações de compatibilidade de deformação.

Calcula-se o deslocamento da face externa da chave na direção da solicitação tangencial, somando-se a contribuição da deformação específica na direção y com a deformação angular, resultando em:

$$\delta = \varepsilon_y D + \gamma_{xy} L \quad (3.27)$$

onde

D – dimensão da chave na direção y (comprimento), conforme Figura 3.3;

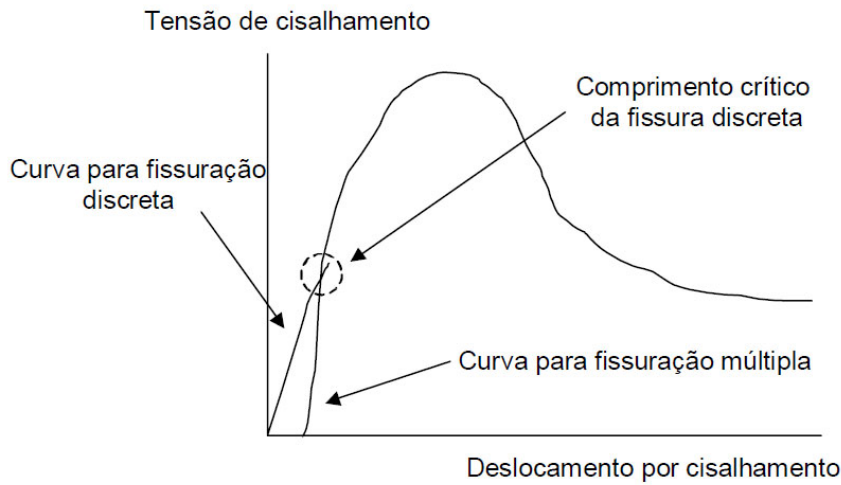
L – dimensão na direção x (altura), conforme Figura 3.3.

O modelo completo é definido pela associação dos dois modelos parciais definidos, que representam o comportamento da chave em cada fase de carregamento.

A definição de quando o comportamento da chave deixa de ser regido pela fissura discreta e passa a ser regido pela fissuração múltipla, conforme o ponto de interseção mostrado na Figura 3.5, é extremamente complexa. Define-se esse limite por meio da observação em ensaios experimentais, porém, como nem sempre existem resultados de ensaios disponíveis, pode-se defini-lo como o ponto onde as duas curvas tem a mesma tangente ou, então, quando a interseção entre elas é realizada de forma suave.

Nesses dois casos, aos deslocamentos calculados na fase de fissuração múltipla devem ser somados os deslocamentos calculados na fase de fissuração discreta.

Figura 3.5 – Transição esquemática entre a fissura discreta e a fissuração múltipla na chave de cisalhamento



Fonte: Kaneko (1992).

Com isso, a resistência máxima da chave é sempre obtida da fase de fissuração múltipla. Assumindo-se no modelo relativo à esta fase, que a resistência da chave é alcançada quando a tensão principal de compressão nas bielas atinge a resistência à compressão do concreto, tem-se uma expressão para calcular a tensão resistente ao cisalhamento da chave, dada por:

$$\tau_{max} = \frac{f_c - C}{2} \sin 2 \left(\cos^{-1} \sqrt{\frac{\sigma_x - C}{f_c - c}} \right) \quad (MPa) \quad (3.28)$$

em que

$$C = \frac{f_c h}{568000 G_f} \left(\frac{1}{3} - 4\sqrt{f_c} \right) + \frac{\sqrt{f_c}}{11} \quad (MPa) \quad (3.29)$$

Nessas expressões, deve-se considerar f_c e σ_x negativos quando a tensão for de compressão.

Adota-se uma largura da região fissurada h , conforme Figura 3.3, igual a 10 mm, conforme observado nos ensaios de chaves de cisalhamento, e recomendado por Kaneko (1992).

3.2.3.2 Modelo de Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) para ruptura por cisalhamento

De acordo com Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), a pesquisa sobre o comportamento de ruptura do concreto tem progredido bastante após a proposta do Modelo Fictício de Fratura (*FCM*) descrito por Hillerborg *et al.* (1976). O modelo descreve o modo de comportamento das fissuras na zona de ruptura por meio de uma curva de suavização de tensões, que é função da força de tração e da energia de fratura. A curva de suavização de tensão é a relação entre força coesiva ao longo da trinca fictícia e da largura da fissura.

Conforme Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), tem-se que o modo real de fratura observado em estruturas de concreto resulta de um comportamento complexo associado ao sistema estrutural, às condições de carga, entre outros fatores.

Portanto, para os referidos autores, é necessário compreender o comportamento físico na fratura de modo misto combinado com os modos I e II, para então desenvolver um modelo mecânico para descrever o comportamento e obter os parâmetros mecânicos para expressar quantitativamente o modelo baseado no teste padrão. No entanto, a maioria dos métodos de avaliação do comportamento de fratura por cisalhamento de estruturas de concreto é baseada em experimentos, e a abordagem teórica, como uma análise de limite, não fornece a solução suficiente em relação ao comportamento de deformação. Além disso, existem algumas pesquisas sobre características de suavização de cisalhamento e a definição generalizada de suavização de cisalhamento não é confirmada.

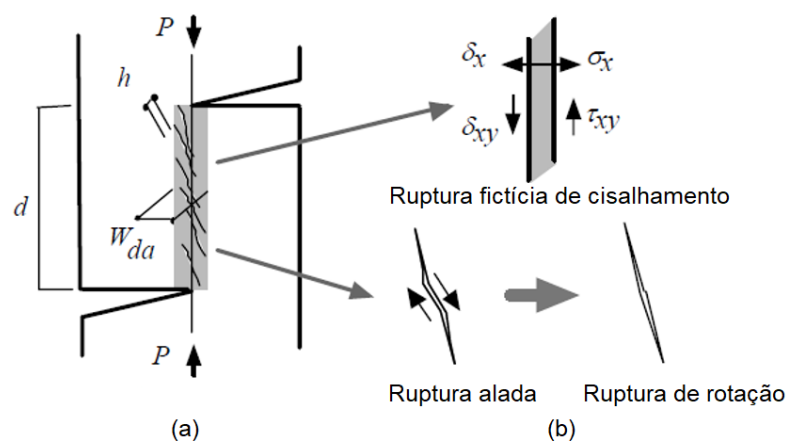
Visando desenvolver um modelo mecânico e propor finalmente um método de verificação simples com o qual os parâmetros mecânicos necessários sejam identificados para modelagem, Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), propuseram as modelagens baseada em tensões localizadas, assim como, o modelo de fissura localizada, os quais são descritos na sequência deste item.

3.2.3.2.1 Modelagem para tensões localizadas

Segundo Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), neste modelo a área de dano associada à falha de cisalhamento, tem largura W_{da} , e é modelada por uma única fissura de cisalhamento macroscópica fictícia, conforme ilustrado na Figura 3.6.

O comportamento de ruptura é modelado com base na sequência de ruptura.

Figura 3.6 – Esquema da (a) área danificada e (b) modelo de ruptura por cisalhamento



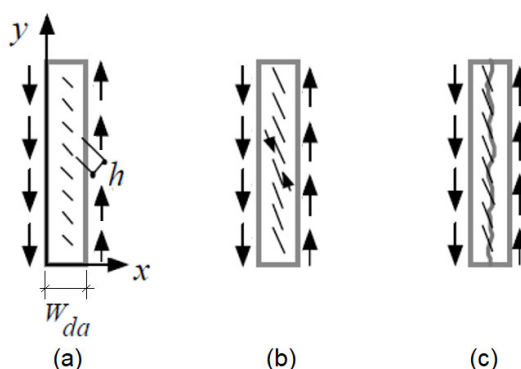
Fonte: Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004).

Na área danificada, múltiplas fissuras diagonais iniciam ao longo do eixo de tensão principal e, finalmente, a zona de fratura por cisalhamento é formada com a ocorrência de trincas distribuídas. As múltiplas fissuras diagonais são assumidas distribuídas uniformemente ao longo da zona de cisalhamento com um certo ângulo de inclinação, conforme ilustrado na Figura 3.7-a.

Com o incremento de força, considera-se que as múltiplas fissuras diagonais girem seguindo o eixo de tensão principal, conforme ilustrado na Figura 3.7-b.

A deformação específica de tração das fissuras e a deformação de compressão das bielas, entre cada fissura e a próxima, aumentam continuamente, e o cisalhamento macroscópico inicia, associado à falha por esmagamento das bielas de compressão. Especificamente ocorrem múltiplas fissuras diagonais ao longo da ruptura por cisalhamento fictício macroscópico causadas pela distribuição de tensões localizadas, conforme ilustrado na Figura 3.7-c.

Figura 3.7 – Sequência de ruptura com a (a) iniciação da ruptura, (b) rotação da ruptura, (c) esmagamento da biela com a ruptura de cisalhamento fictícia.



Fonte: Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004).

Para Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), a fim de avaliar uma quantidade de energia, a deformação específica na área danificada é traduzida tanto pelo deslocamento relativo ao deslizamento de cisalhamento, como pelo deslocamento da abertura de fissura de cisalhamento da trinca de cisalhamento fictícia macroscópica.

3.2.3.2.2 Modelo de fissura rotacionada

O modelo mecânico apresentado por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), satisfaz três requisitos básicos: equilíbrio, compatibilidade e leis constitutivas do material. Nesta modelagem, a tensão e a deformação específica são considerados uniformemente distribuídos como os valores médios em toda a área danificada.

Após a ocorrência de fissuras diagonais, uma série de bielas de compressão diagonais é formada na direção de compressão (direção c). O elemento assume somente a tensão de compressão σ_c na direção c das bielas de compressão e somente a tensão de tração σ_t na direção de tração (direção t) transversal das bielas de compressão. A tensão de cisalhamento τ_{ct} ao longo do elemento fissurado é assumida como nula. Portanto, σ_c e σ_t são sempre tensões principais desse sistema. O ângulo entre os sistemas de coordenadas x - y e c - t é denominado como θ , conforme ilustrado na Figura 3.3. Esse ângulo é também o ângulo de inclinação de bielas de compressão em relação ao eixo x .

As deformações específicas e tensões médias do elemento de concreto nos dois sistemas de coordenadas, x-y e c-t, são definidas de acordo com as equações 3.5 a 3.10.

Para o elemento de concreto entre as trincas diagonais uniformemente distribuídas, que giram ao longo do eixo de tensão principal, aplicam-se as referidas leis constitutivas. A suposta relação tensão-deformação específica de tração do concreto simples na direção perpendicular aos suportes de compressão é formulada pelas equações 3.11 a 3.16.

Porém, para o caso de regiões planas, conforme Figura 3.6, o intervalo entre as fissuras diagonais h é dado por:

$$h = \frac{W_{da}}{5} \quad (3.30)$$

onde

W_{da} – largura da faixa de fissuração, conforme Figura 3.6.

A relação tensão-deformação específica na tração segue o modelo bilinear ilustrado na Figura 3.4-a, assim como, a relação tensão-deformação específica na compressão segue o modelo ilustrado na Figura 3.4-b. Assume-se assim, as relações de tensão-deformação específica na compressão por meio das equações 3.17 a 3.23.

Nessa modelagem, segundo Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), o coeficiente de Poisson aparente ν_a ou relação de deformação específica principal que pode ser definido pela relação $\varepsilon_c/\varepsilon_t$, é estabelecido para avaliar simplesmente uma sequência complexa de ruptura dada por uma deformação específica por tração.

Supõe-se então que, a relação entre a deformação de tração e a deformação específica de compressão na biela de compressão seja definida por ν_a , segundo as expressões 3.24 a 3.26, da mesma forma que para o modelo com chaves de cisalhamento.

Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) definem que, neste modelo, a razão ν_a é formulada com base em experimentos Vecchio e Collins (1986) e Mansure e Ong (1991).

Para tanto, a carga P , o deslocamento deslizando de cisalhamento δ_{xy} e o deslocamento de abertura de fissura δ_x ortogonal ao plano de cisalhamento na fissura de cisalhamento fictícia macroscópica são calculados para os corpos de prova com a largura b pelas seguintes equações.

$$P = \tau_{xy}bd \quad (3.31)$$

$$\delta_{xy} = \gamma_{xy}W_{da} \quad (3.32)$$

$$\delta_x = \varepsilon_x W_{da} \quad (3.33)$$

Empregando-se a razão de deformação principal $\nu_a = \varepsilon_c/\varepsilon_t$ e a tensão de confinamento σ_x , as 11 variáveis precedentes $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xy}, \sigma_t, \sigma_c, \varepsilon_t, \varepsilon_c$, e θ são reduzidas a 9. Selecionando um deles ε_t como um valor conhecido, as oito incógnitas restantes podem ser obtidos de um conjunto de oito equações de equilíbrio, compatibilidade e constitutivas, daí tem-se a relação entre a tensão de cisalhamento média τ_{xy} e a distorção de cisalhamento média γ_{xy} .

3.2.4 Modelos normativos

3.2.4.1 NBR 9062:2017

Segundo a ABNT NBR 9062:2017, na falta de cálculo mais rigoroso, é permitido calcular o elemento composto (ou misto) como elemento monolítico, desde que a tensão de aderência de cálculo solicitante τ_{sd} satisfaça as equações:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{md}}{a_v \cdot b} \quad (3.34)$$

$$\tau_{sd} \leq \beta_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{b \cdot s} + \beta_{sc} \cdot f_{ctd} < 0,25f_{cd} \quad (3.35)$$

onde

F_{md} – valor médio da força de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v ;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço;

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto conforme a ABNT NBR 6118:2014;

A_s – área da armadura que atravessa perpendicularmente à interface;

b – largura da interface;

s – espaçamento da armadura A_s ;

a_v – distância entre os momentos nulos e máximos no elemento;

f_{ctd} – resistência à tração de cálculo obtido segundo a ABNT NBR 6118:2014, para o menos resistente dos concretos em contato;

β_s – coeficiente de minoração aplicado à armadura;

β_c – coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

Os coeficientes de minoração β_s e β_c , aplicados ao concreto e ao aço, são válidos para superfícies de ligação ásperas com rugosidade com profundidade mínima de 5 mm a cada 30 mm, sendo que seus valores encontram-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Coeficientes de minoração das parcelas resistentes do aço e do concreto

$A_{sw}/A_{int} \cdot s(\%)$	β_s	β_c
$\leq 0,20$	0	0,3
$\geq 0,50$	0,9	0,6

Fonte: ABNT NBR 9062 (2017)

3.2.4.2 ACI 318:2014

O American Concrete Institute – ACI em sua norma ACI 318:2014 emprega um modelo bastante simples para a determinação da resistência nominal de cisalhamento entre interface de concreto. Esse modelo, baseia-se na teoria atrito-cisalhamento e leva em consideração ainda a quantidade de armadura transversal à ligação, assim como, um coeficiente baseado no tipo de concreto empregado, sendo dado pela seguinte equação:

$$V_n = \mu \sigma A_{vf} f_y + A_c K_1 \quad (3.36)$$

onde

V_n – resistência nominal de cisalhamento

μ – coeficiente de atrito interno;

A_{vf} – armadura de cisalhamento;

f_y – resistência ao escoamento do aço;

A_c – área de concreto resistente ao cisalhamento;

K_1 – parâmetro que assume valores de 2,75 MPa, 1,38 MPa e 1,72 MPa em função do tipo de concreto.

3.2.4.3 FIB MC 2010

A Fédération Internationale du Béton – FIB em seu Model Code 2010 indica o procedimento para o cálculo de ligações que considera a adesão ou engrenamento, o atrito e a ação de pino, empregando a seguinte expressão para avaliar a resistência ao cisalhamento última da ligação:

$$\tau_u = \tau_c + \mu(\rho k f_y + \sigma_n) + \alpha \rho \sqrt{f_y f_{cc}} \leq \beta \cdot v \cdot f_{cc} \quad (3.37)$$

onde

τ_u – tensão de cisalhamento última;

τ_c – tensão de adesão;

μ – coeficiente de atrito;

f_y – resistência ao escoamento do aço;

σ_n – tensão norma atuante;

f_{cc} – resistência à compressão do concreto;

ρ – taxa de armadura que intercepta a fissura;

k – fator de interação relativo ao atrito;

α – fator de interação relativo à ação de pino;

β – fator de ancoragem de armadura;

v – força axial relativa.

3.2.4.4 Coeficientes de atrito normativos

Na Tabela 3.2 são apresentados os coeficientes de atrito segundo o ACI 318:2014, a AASHTO LRFD (2014) e o Manual de Projeto PCI 7ª Edição (2010).

Tabela 3.2 – Coeficiente de atrito normativos.

Caso	Condição de Interface	μ
1	Concreto-para-concreto moldado monoliticamente	$1,4\lambda$
2	Concreto-para-concreto endurecido, interface rugosa	$1,0\lambda$
3	Concreto-para-Concreto Endurecido Interface lisa	$0,6\lambda$
4	Concreto-para-Aço	$0,7\lambda$

Fonte: adaptado de ACI 318:2014, AASHTO LRFD (2014) e PCI (2010).

Estes modelos normativos consideram λ como um fator de modificação de acordo com o concreto, onde o valor de λ é tomado como 1,0 para concreto normal, 0,75 para todo concreto leve e 0,85 para concreto leve quando a resistência à tração é conhecida.

Na Tabela 3.3 são apresentados os coeficientes de atrito segundo a norma canadense CSA A23.3:2014.

Tabela 3.3 – Coeficiente de atrito para o CSA.

Caso	Condição de Interface de Rachadura	μ
1	Concreto normal moldado monoliticamente	1.4
2	Concreto moldado em loco com interface rugosa	1
3	Concreto leve	0,6
4	Concreto normal com interface rugosa	0,6

Fonte: adaptado do CSA A23.3:2014.

3.3 JUNTAS COM CHAVES DE CISALHAMENTO EM PONTES COM ADUELAS PRÉ-MOLDADAS

3.3.1 Fundamentos

Foram desenvolvidos vários modelos de juntas entre aduelas, variando desde a geometria até o uso ou não de adesivos epóxi na junção das aduelas. Somente quanto à geometria, inúmeros são os modelos de juntas existentes, porém, o fator principal está relacionado ao emprego ou não de chaves de cisalhamento.

Estas chaves de cisalhamento, consistem em “dentes” de concreto com a junção básica de melhorar a transferência de forças na ligação das aduelas, além de auxiliar no acoplamento e alinhamento das mesmas.

Para Podolny e Muller (1982), o emprego de chaves múltiplas de cisalhamento deveria ser adotado em todos os projetos utilizando aduelas pré-moldadas.

Quanto ao uso de adesivos epóxi, como será analisado posteriormente, os adesivos melhoram significativamente o desempenho das juntas, porém nos últimos anos foram desenvolvidos inúmeros estudos visando não utilizar o adesivo nas ligações, com a justificativa principal que sua eliminação reduziria tempo de execução pois eliminaria o tempo necessário para sua aplicação.

Desta forma, atualmente são empregadas juntas com adesivo epóxi e juntas sem adesivo epóxi, chamadas de juntas secas.

Como mostrado por Buyukozturk e Wium (1984), quanto à geometria das juntas, inicialmente foram empregadas juntas simples com uma chave de cisalhamento, algumas com geometria similar a um “dente” tipo “Gerber” (Figura 3.8-a), outras com a característica já de uma chave no formato empregado atualmente (Figura 3.8-b).

A evolução, como será apresentado na sequência desta revisão, ocorreu com o aumento do número de chaves, primeiro adotando-se duas chaves (Figura 3.8-c) para então chegar a solução de múltiplas chaves como é empregado na atualidade (Figura 3.8-d).

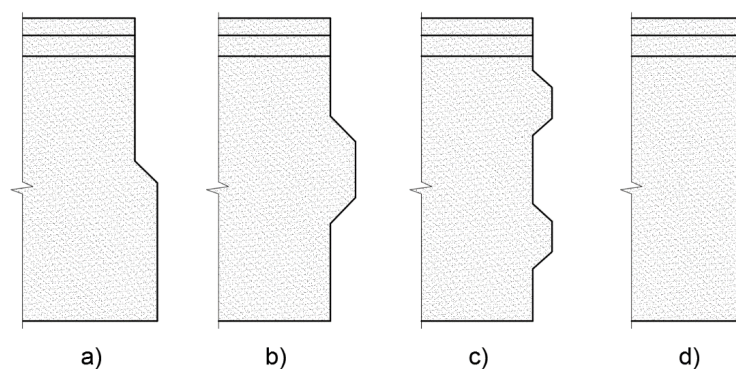
O desenvolvimento de chaves de cisalhamento simples (únicas) para múltiplas chaves de cisalhamento é definido por Tarrataca (2009) como juntas de primeira e de segunda geração, respectivamente.

Tarrataca (2009), assim como Combault (2008), incluem nas juntas de segunda geração e possibilidade de uso ou não do adesivo epóxi.

Contudo, Tarrataca (2009) ressalta que a inclusão do epóxi nas juntas tem por objetivo principal melhorar o seu comportamento em serviço e a sua impermeabilização. Salienta o pesquisador que, tabuleiros dimensionados com protensão interior irão exigir a aplicação do adesivo epóxi, visto que esse sistema exige cuidados especiais quanto à impermeabilização. Para o autor, algumas dúvidas permanecem no que se refere à adequabilidade das juntas secas quando sujeitas a ciclos de gelo e degelo ou à aplicação de produtos químicos que impedem a formação de gelo.

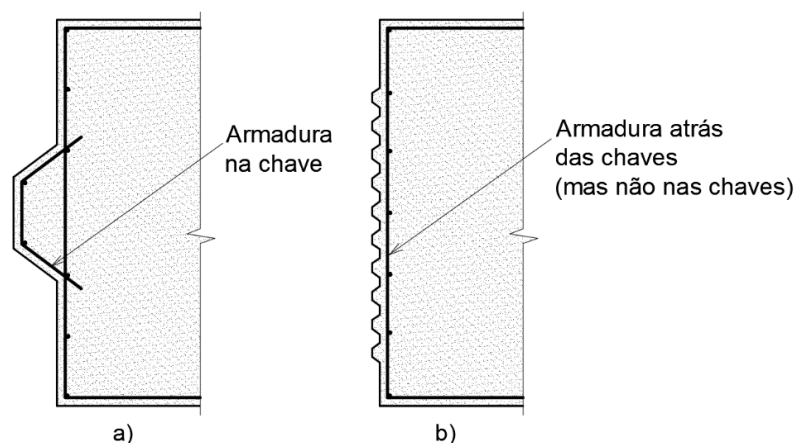
Tarrataca (2009) conclui ainda afirmando que, são necessárias mais informações quanto à resina epóxi para realmente quantificar seus efeitos.

Figura 3.8 – Geometria das juntas com chaves de cisalhamento.



Fonte: adaptado de Buyukozturk e Wium (1984).

Figura 3.9 – Modelos de disposição de armaduras em (a) juntas com uma chave de cisalhamento e (b) com múltiplas chaves de cisalhamento.

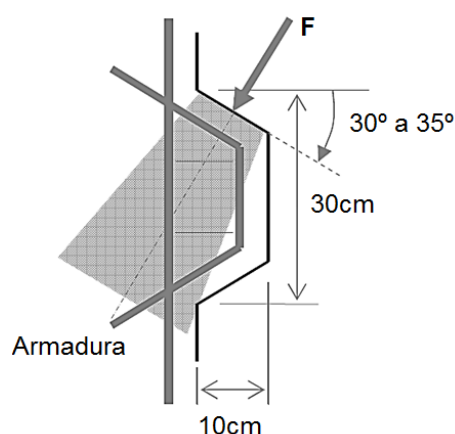


Fonte: adaptado de Bakhoun (1991).

3.3.2 Comportamento das Juntas

Segundo Combault (2008), inicialmente o uso de juntas moldadas combinadas foi feito empregando juntas com chaves simples (únicas) e armadas, localizadas na laje superior, para possibilitar sua centralização, e nas almas das seções, para dar resistência ao cisalhamento à mesma, enquanto a cola não tenha endurecido. As chaves de cisalhamento nas almas eram tipicamente de 10 cm de profundidade e 30 cm de altura, com ângulo de faces inclinadas na ordem de 30° a 35° (Figura 3.10).

Figura 3.10 – Geometria típica de chave de cisalhamento simples.



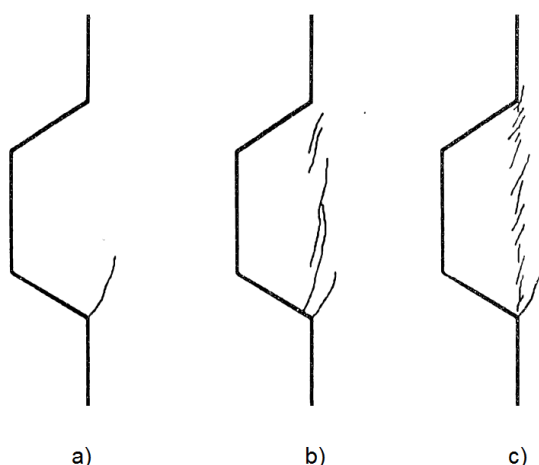
Fonte: adaptado de Combault (2008).

Para Combault (2008), como as pontes compostas de aduelas pré-moldadas foram basicamente construídas usando o método de balanço sucessivo, uma protensão temporária era usada durante a instalação de cada aduela para tornar a operação de montagem o mais curta possível, colocando-se duas aduelas simétricas antes do protensão dos cabos permanentes ancorados nestas aduelas.

Buyukozturk, Bakhom e Beattie (1990) em uma pesquisa experimental e numérica, concluíram que os parâmetros mais significativos que afetam o comportamento ao cisalhamento das juntas com chaves de cisalhamento são: o valor do protensão, a espessura da camada de resina epóxi, a geometria das chaves de cisalhamento, a preparação da superfície da junta, a resistência do concreto das aduelas, a área de contato da junta e o coeficiente de atrito entre as superfícies de concreto da junta.

Bakhoum (1991), realizou um estudo bastante significativo, baseado em uma análise regressão, onde comparou o comportamento de juntas secas com chaves de cisalhamento e juntas com chaves de cisalhamento e resina epóxi. O comportamento quanto à evolução de fissuras para as juntas secas pode ser observado na Figura 3.11. Verificou-se que, a partir da fissura inicial a peça experimenta uma rotação em relação ao seu eixo central, sendo que as fissuras acompanham o sentido da tensão principal de tração e também rotacionam, passando a formar bielas de compressão entre as fissuras paralelas (ocorridas) que passam a garantir a resistência da chave. A partir desse momento a ruptura ocorre por esmagamento das bielas de compressão do concreto.

Figura 3.11 – Sequência de fissuras para juntas com chaves de cisalhamento e sem adesivo epóxi (secas).

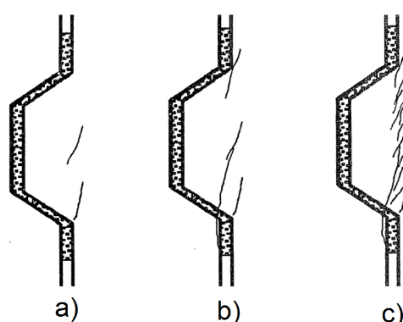


Fonte: Bakhoum (1991).

Quanto às chaves de cisalhamento com adesivo epóxi, observou Bakhoum (1991) que, o comportamento das juntas é praticamente linear até sua ruptura, fazendo com que todas as amostras rompessem de forma frágil. Essa ruptura foi então acompanhada de um “deslizamento” repentino entre as duas partes da peça. A sequência típica de ruptura para as juntas com epóxi é mostrada na Figura 3.12. Pode-se observar que, as fissuras iniciais ocorrem na base e no centro do plano de cisalhamento da chave de cisalhamento e se interligam rapidamente, ficando evidente a ruína do concreto na região pós-pico da curva de “deslizamento”.

Tem-se nas Figuras 3.12-b e 3.12-c que uma trinca progride atravessando o concreto e a camada de epóxi e não na interface das juntas com a resina epóxi, comportamento este que se repetiu em um número significativo de ensaios.

Figura 3.12 – Sequência evolução de fissuras para chaves de cisalhamento com adesivo epóxi.



Fonte: Bakhoun (1991).

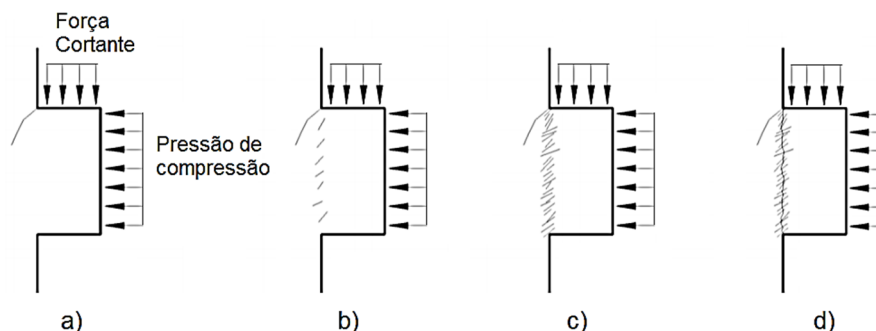
Zhou, Mickleborough e Li (2005) definem que a resistência ao cisalhamento das juntas com adesivo epóxi é determinada pela resistência à tração do concreto, e que os testes indicam que a ruína, com o corte da seção da junta, se dá na camada de concreto adjacente ao adesivo epóxi. Definem que o adesivo tem uma contribuição muito maior para a força de cisalhamento do que o atrito.

Bakhoun (1991), observou ainda que, as juntas secas testadas apresentaram menor resistência que as juntas com epóxi, especialmente para tensões menores de confinamento. As diferenças variaram de uma resistência ao cisalhamento cerca de 25% menor, para um confinamento baixo (100 psi) até 13% menor para uma tensão normal de confinamento mais elevada (500 psi).

No estudo de Kaneko *et al* (1993) foi observado um comportamento similar ao verificado por Bakhoun (1991), como mostra a Figura 3.13.

Em estudo anterior, realizado por Koseki e Breem (1983), verificou-se que as juntas com epóxi são capazes de funcionar melhor em termos de durabilidade e capacidade máxima de cisalhamento, no entanto, verificou-se que a ruína nas juntas com epóxi se dá de forma brusca, como também é descrito por Bakhoun (1991).

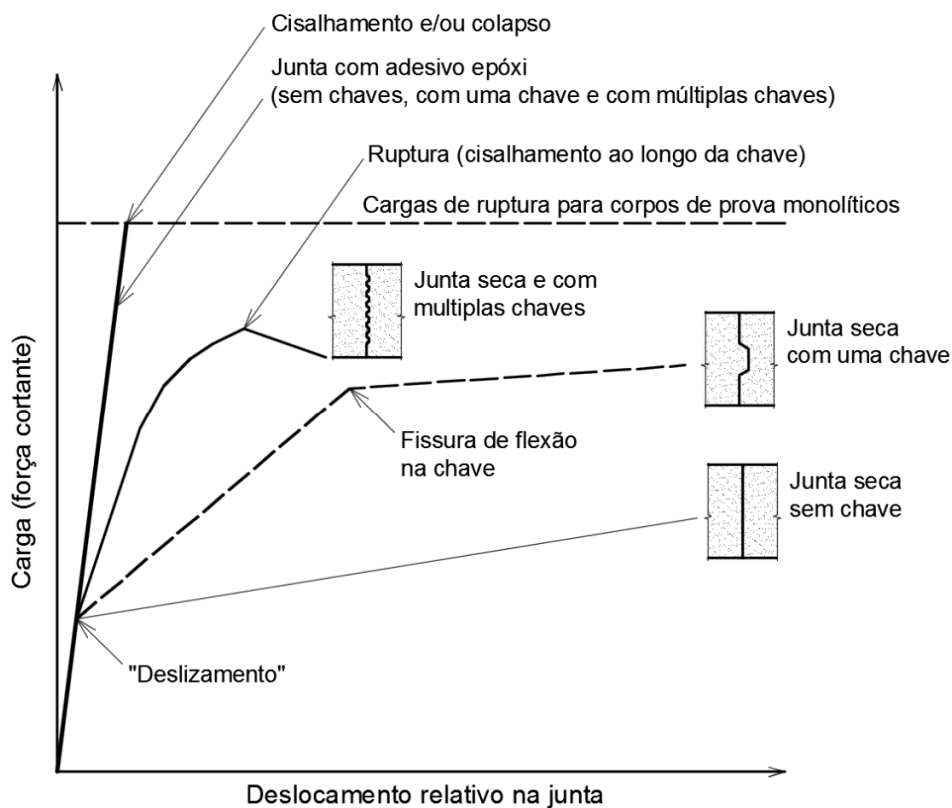
Figura 3.13 – Evolução das fissuras segundo Kaneko *et al* (1993).



Fonte: Kaneko *et al* (1993).

Koseki e Breem (1983) apresentaram uma comparação entre o comportamento de juntas com uma e com múltiplas chaves de cisalhamento, juntas planas, e com e sem adesivo epóxi para todas as geometrias (Figura 3.14). É importante observar que as juntas com adesivo epóxi apresentaram comportamento de peças monolíticas.

Figura 3.14 – Comparação do comportamento de juntas.



Fonte: adaptado de Koseki e Breen (1983).

3.3.3 A influência do adesivo epóxi no comportamento estrutural da junta

As comparações apresentadas quanto ao comportamento de juntas, sem deixar de ressaltar o diagrama apresentado na Figura 3.14, tornam clara a superioridade de desempenho das juntas com adesivo epóxi. Contudo, neste item, serão definidos pontos importantes quanto à influência do adesivo epóxi nas juntas com chaves de cisalhamento. Para tanto, inicialmente serão revisados parâmetros como a espessura da camada de resina epóxi e a influência de sua variação, para então tratar da sua interferência no mecanismo de transmissão de forças na junta.

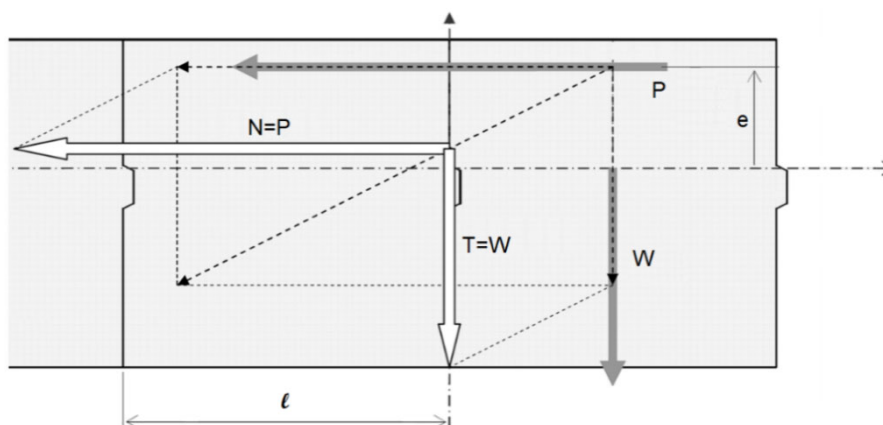
3.3.3.1 Espessura do adesivo

Bakhoum (1991) constatou que a resistência das juntas com epóxi de 2 mm de espessura é ligeiramente superior à das juntas de 1 mm de espessura, que também é maior que a das juntas de 3 mm. Constatou ainda que, relação definitiva não pôde ser estabelecida entre a espessura e a resistência do epóxi e nenhuma relação pode ser observada entre a espessura do epóxi e a rigidez da junta, onde a rigidez foi definida no diagrama de força-deslocamento, como a secante da origem ao deslocamento no pico de carga.

3.3.3.2 Análise de juntas com uma e múltiplas chaves de cisalhamento

Conforme Combault (2008), imediatamente após sua aplicação, o adesivo epóxi não oferece a resistência necessária à uma junta de montagem, no que se refere às forças tangenciais. Com isso, a distribuição das forças geradas pelo peso W a cada nova aduela montada e as forças de protensão P na junta são completamente diferentes do que seria se o efeito da fase em que o adesivo está fresca pudesse ser ignorado (Figura 3.15).

Figura 3.15 – Forças resultantes na junta durante a fase em que a resina está fresca e sua resistência é desprezada.



Fonte: adaptado de Combault (2008).

A partir das definições apresentadas na Figura 3.15, verifica-se que as forças resultantes na junta, na fase em que a resina está fresca, são distribuídas ao longo de duas direções principais, sendo estas o eixo longitudinal da montagem e a perpendicular à face superior das chaves de cisalhamento localizada na alma da seção.

Segundo Combault (2008), como resultado, a força cortante é necessariamente suportada pelas chaves de cisalhamento na alma e as forças normais geradas na junta pela protensão são concentradas nas chaves de cisalhamento até que ocorra a acomodação da resina na chave, além da excentricidade da força normal oriunda da protensão ser desfavorável para a ligação.

As forças F geradas nas chaves de cisalhamento e a força normal N' gerada na junta dependem apenas da localização das chaves de cisalhamento na alma da seção e do ângulo das faces inclinadas das chaves.

Desta forma, quando a parcela de contribuição de resistência oferecida pelo adesivo epóxi é ignorada, conforme ilustrado na Figura 3.15, as forças na junta são $N=P$, além de $T=W$, resultando em um momento fletor dado pela equação:

$$M = -0,5W \cdot l + P \cdot e = N \cdot e_a \quad (7) \quad (3.38)$$

Podendo-se definir a excentricidade resultante da força normal em:

$$e_a = \frac{M}{N} = e - 0,5 \cdot \frac{T}{N} l \quad (3.39)$$

Segundo Combault (2008) se o efeito de cola for levado em consideração, sendo y a distância da interseção do eixo da face superior da chave com a linha vertical da junta, então as forças na junta e as chaves são as seguintes:

$$N' = N - T \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (3.40)$$

$$F = \frac{T}{\operatorname{Cos}\theta} \quad (3.41)$$

Resultando em um momento fletor na seção:

$$M = -T(e'_a - y) \cdot \operatorname{tg}\theta + N \cdot e'_a \quad (3.42)$$

seguinte-se

$$M = N'e'_a = (N - T \cdot \operatorname{tg}\theta) \cdot e_a + Te'_a \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (3.43)$$

daí

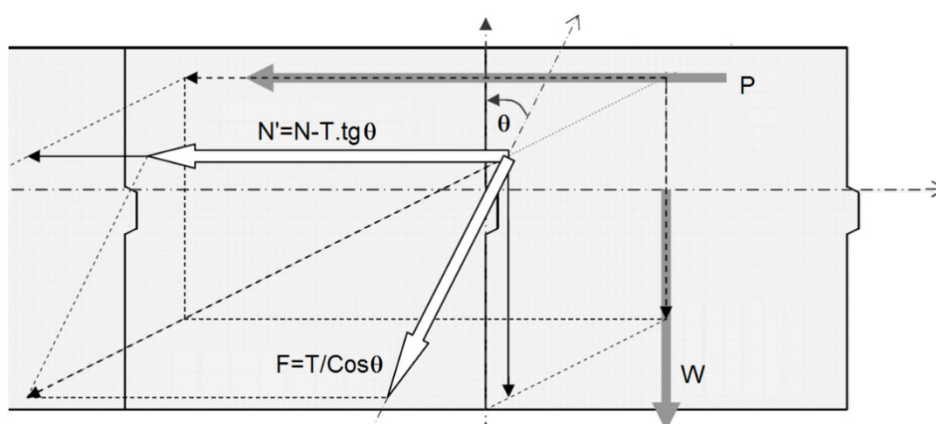
$$M = N'e'_a + Te_a \cdot \operatorname{tg}\theta \quad (3.44)$$

onde

$$e'_a = e_a + \frac{T}{N'}(e_a - y)\operatorname{tg}\theta \quad (3.45)$$

Sendo que, por exemplo, para $e_a > y$ tem-se $e'_a = e_a$.

Figura 3.16 – Forças resultantes na junta durante a fase em que a resina está fresca e sua resistência é desprezada.



Fonte: adaptado de Combault (2008).

A partir da análise de Combault (2008), levando-se em conta o efeito da resina epóxi, a força normal N' e a excentricidade e'_a são próprias das forças resultantes que devem ser usadas para os cálculos da tensão compressão gerada na cola epóxi, enquanto F é a força a ser resistida pelas chaves de cisalhamento da alma.

Para um dado N e um dado T , as forças de N' e F dependem apenas do ângulo θ quando e'_a é uma função dos dois parâmetros y e θ com $e'_a = e_a$ se $y = e_a$.

Combault (2008) ressalta ainda que N' é necessariamente inferior a N e que a força F é suficientemente grande para conscientizar os engenheiros de que as chaves de cisalhamento da alma desempenharam um papel fundamental.

Para juntas com múltiplas chaves de cisalhamento, segundo Combault (2008), o sistema de múltiplas chaves é confiável quando a chave resiste às forças de cisalhamento geradas pelo peso próprio das aduelas durante a construção, mesmo que vários segmentos sejam instalados. Entretanto, segundo esse autor, deve-se estar ciente de que, apesar do uso de um sistema de chaves de cisalhamento múltiplas, a redução das forças normais resultantes nas juntas permanecerá proporcional à força de corte resultante na junção enquanto a força de corte for aplicada antes do adesivo da junta não estar completamente endurecido, ou seja, esta redução será igual a " $n.W$ " se " n " aduelas de peso " W " forem instaladas enquanto o adesivo da junta não estiver endurecido.

3.4 COMPORTAMENTO DAS VIGAS UTILIZANDO JUNTAS COM CHAVES DE CISALHAMENTO

Conforme Rombach (2002), o projeto de uma ponte em aduelas pré-moldadas deve ser feito para o estado limite de serviço (ELS) e para o estado limite último (ELU) com as seguintes distinções para estruturas monolíticas:

Estado limite de serviço (ELS)

- Protensão completa: Tensão de compressão mínima 1 MPa.
- A transferência de carga nas juntas deve ser considerada.

Estado Limite Último (ELU)

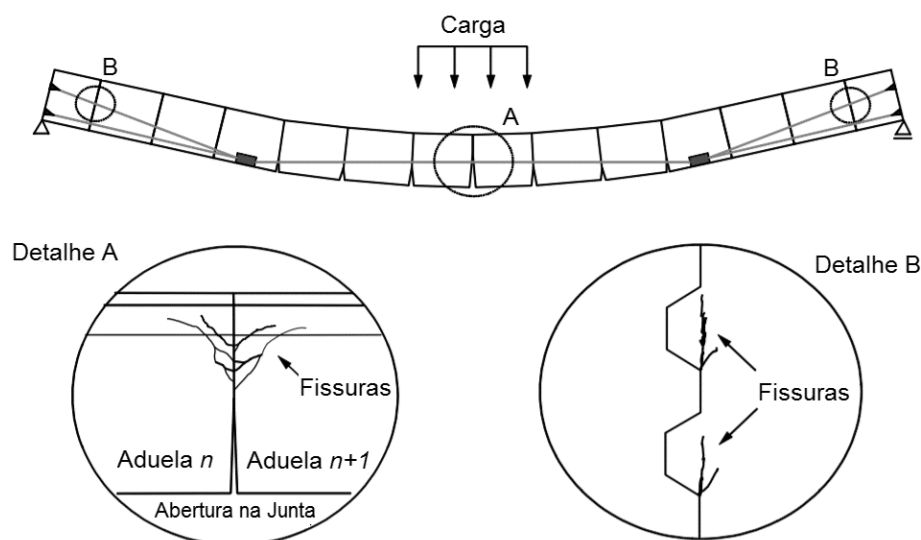
- A abertura das juntas deve ser considerada.
- A transferência de carga nas juntas deve ser considerada.

Destaca o autor que, em condições de serviço a tensão de compressão do concreto nas juntas secas deve resultar em valores superior a 1,0 MPa, sendo sugerido o intervalo mínimo de 1,0 a 1,4 MPa. Nessa condição, para o ELS, a seção estará toda comprimida, e com isso as solicitações (forças e momentos) na ponte poderão ser calculadas considerando um comportamento elástico linear, sendo que as juntas devem ser calculadas para forças cortantes também no ELS. Nesses casos, a força cortante é transportada por meio das chaves de cisalhamento e do atrito entre as superfícies das juntas.

Conforme Teh e Tan (2013), é geralmente aceito que as juntas secas proporcionam menores momentos últimos e menores capacidades máximas de cisalhamentos do que as juntas coladas com adesivo epóxi. Assim, leva-se isto em conta ao introduzir ajustes na abordagem e nos requisitos de concepção dessas juntas.

Segundo Shin (2016), no Estado Limite de Serviço (ELS) não existe alteração no comportamento estrutural de vigas segmentadas monolíticas, com juntas com adesivo epóxi e articuladas. No entanto, após a descompressão, as pontes em aduelas pré-moldadas mostram uma diminuição relativamente rápida da capacidade de carga devido à abertura das juntas, conforme apresentado no detalhe A da Figura 3.17.

Figura 3.17 – Padrão de falha de vigas de pontes em aduelas pré-moldadas com protensão externa e juntas secas.



Fonte: adaptado de Shin (2016).

Rombach (2002) salienta que para a carga última, as juntas entre as aduelas estarão abertas, devendo-se considerar a perda de rigidez no cálculo da estrutura. Tal consideração poderá ser realizada por meio de métodos analíticos, como considerando a relação momento-curvatura, ou via métodos numéricos, como por exemplo, o método dos elementos finitos.

De acordo com Shin (2016), uma viga com protensão externa e juntas secas tem capacidade de suporte de carga de 10% a 20% menor que as com protensão interna e juntas com adesivo epóxi. Esse autor salienta que, em vigas com juntas secas, as chaves de cisalhamento transferirão a maior parte da força vertical. Por esse motivo o desempenho da chave de cisalhamento é muito importante e deve ser analisado.

Pode-se identificar dois pontos de falha nas juntas de aduelas pré-moldadas com chaves de em pontes com protensão externa e juntas secas. Sendo esses a falha relativa ao momento fletor, ocasionando fissuração na região comprimida da aduela com a conseqüente abertura da junta em sua face inferior (Figura 3.17 – Detalhe A), assim como, a falha relativa à força de corte, que resulta em fissuras no plano de corte das chaves de cisalhamento (Figura 3.17 – Detalhe B).

Com isso, Rombach (2002) destaca que devem ser observadas as seguintes seções críticas:

- na seção de maior momento fletor, localizada no centro do vão;
- na primeira junta após o apoio, onde ocorre a maior força cortante e a força de protensão não está distribuída uniformemente ao longo da seção transversal;
- nos segmentos do pilar (apoio), onde há alta concentração de forças devido à ancoragem dos cabos;
- nos segmentos desviadores, onde há alta concentração de forças devido à ancoragem dos cabos.

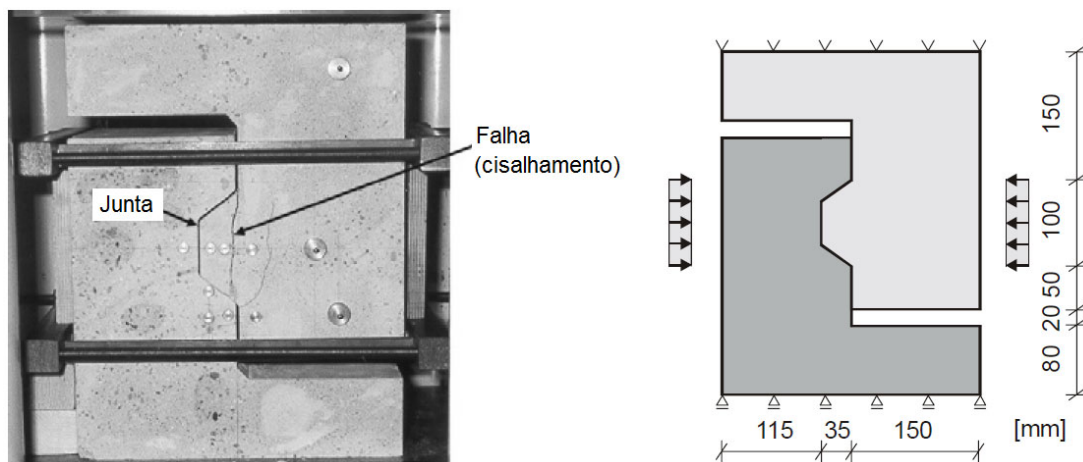
3.5 ESTUDOS EXPERIMENTAIS VISANDO O DESENVOLVIMENTO E VALIDAÇÃO DE MODELOS

3.5.1 Testes em juntas com chaves de cisalhamento

As pesquisas de Breen e Koseki (1983) e Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990), já citadas anteriormente nesta revisão, foram de extrema importância para o desenvolvimento e entendimento do comportamento das chaves de cisalhamento.

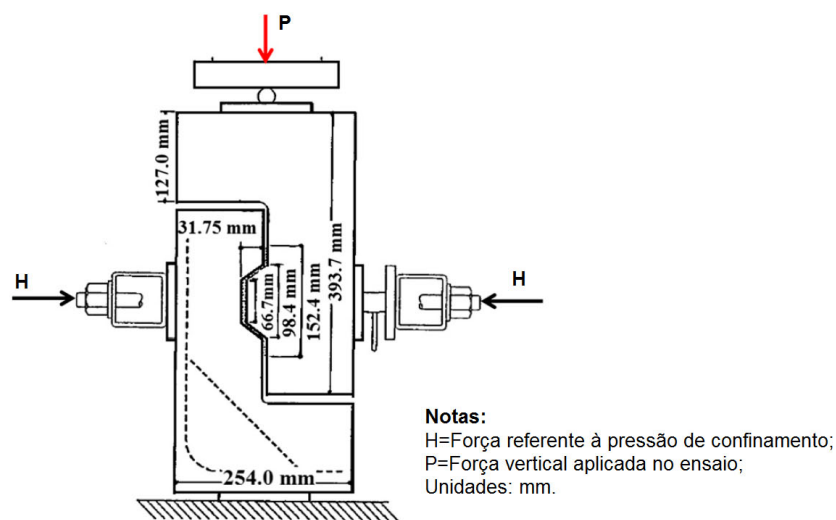
Rombach (2002) também realizou um estudo experimental e numérico visando desenvolver um modelo para o cálculo de juntas com chaves de cisalhamento. Salienta-se que, nesse estudo, o pesquisador empregou seus resultados experimentais para ajustar seus modelos em elementos finitos e então por meio de regressão dos resultados propôs a formulação que será apresentada no item que trata especificamente dos modelos cálculo. Na Figura 3.18 tem-se o modelo de corpo de prova adotado no estudo.

Figura 3.18 – Corpos de prova de juntas utilizados por Rombach (2002).



Fonte: Rombach (2002).

Figura 3.19 – Esquema dos testes realizados por Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990).

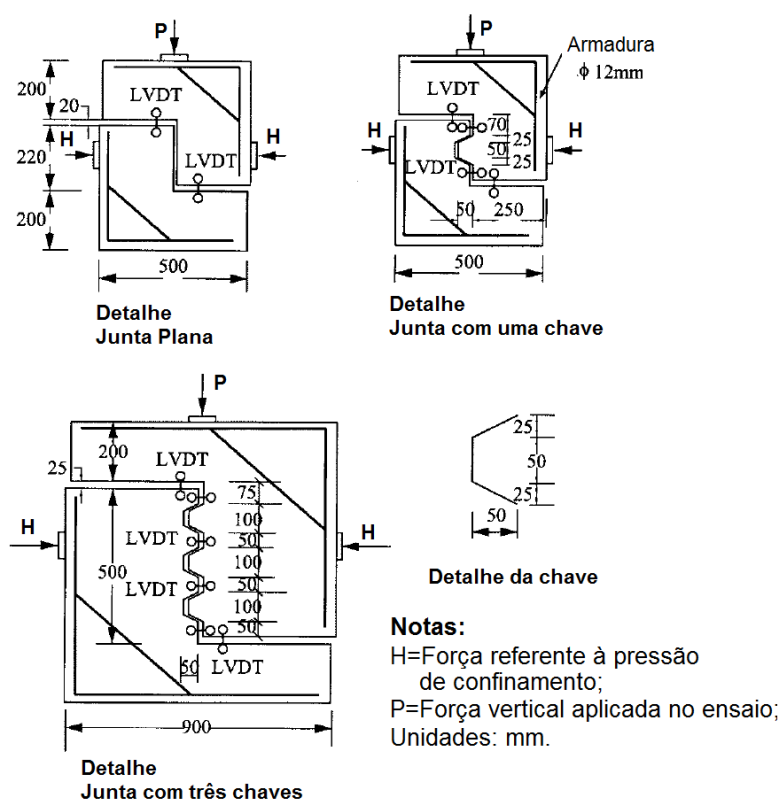


Fonte: Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990).

Zhou, Mickleborough e Li (2005) apresentaram um modelo para determinar a tensão de cisalhamento resistente em juntas planas e com adesivo epóxi, o qual será apresentado na sequência deste estudo. O referido modelo, teve como base a análise de juntas planas empregando adesivo epóxi. A partir dos resultados experimentais, verificaram que as juntas planas com adesivo epóxi apresentaram resistência ao ci-

salhamento muito superior às juntas planas e sem o uso de epóxi (Tabela 3.4). Observaram ainda que a falha em juntas com epóxi ocorreu de maneira frágil, derivando da resistência à tração do epóxi. Na Figura 3.20 é apresentado o esquema dos testes realizado por Zhou, Mickleborough e Li (2005), identificando inclusive o posicionamento dos LVDT empregados na instrumentação.

Figura 3.20 – Esquema de ensaios realizado por Zhou, Mickleborough e Li (2005).



Fonte: adaptado de Zhou, Mickleborough e Li (2005).

Shamass, Zhou e Alfano (2015), compilaram os resultados experimentais de Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990) e de Zhou, Mickleborough e Li (2005), apresentando a resistência à compressão média dos concretos empregados nos corpos de prova de chaves de cisalhamento, assim como, a carga máxima suportada por cada corpo de prova, os quais são apresentados na Tabela 3.4.

Foi utilizada uma identificação dos corpos de prova de acordo com a referência “Mi-j-k-n”, onde “M” representa o carregamento estático, “I” representa a tensão de confinamento em MPa, “j” indica o tipo de junta, sendo “D” para junta seca (sem epóxi)

e “E” para junta com epóxi, “k” indica a geometria da junta, sendo “K” para juntas com chave de cisalhamento e “F” para juntas planas, assim como, “n” indica o número do teste em mesmas condições. Os resultados apresentados na Tabela 3.4 referem-se a juntas com 1mm de espessura e para o caso de juntas com chaves de cisalhamento, somente para uma chave.

Tabela 3.4 – Síntese dos resultados de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990) e de Zhou, Mickleborough e Li (2005).

Identificação do teste	f_c (MPa)	Força máxima experimental (kN)
M1-E-F	56,6	281
M2-E-F	57,1	324
M3-E-F	55,6	366
M1-E-K1	53,1	273
M2-E-K1	53,1	405
M3-E-K1	57,6	474
M1-D-K-1	38,7	193
M1-D-K-2	50,0	211
M2-D-K-1	56,2	335
M2-D-K-2	59,6	337
M3-D-K-1	80,1	448
M3-D-K-2	48,8	360
M4-D-K-1	37,1	354
M4-D-K-2	36,7	392
M4.5-D-K-1	37,7	375
Junta Seca-0,69 MPa	48,4	66
Junta Seca-2,07 MPa	47,6	84
Junta Seca-3,45 MPa	49,4	111

Fonte: adaptado de Zhou, Mickleborough e Li (2005) e Shamass, Zhou e Alfano (2015).

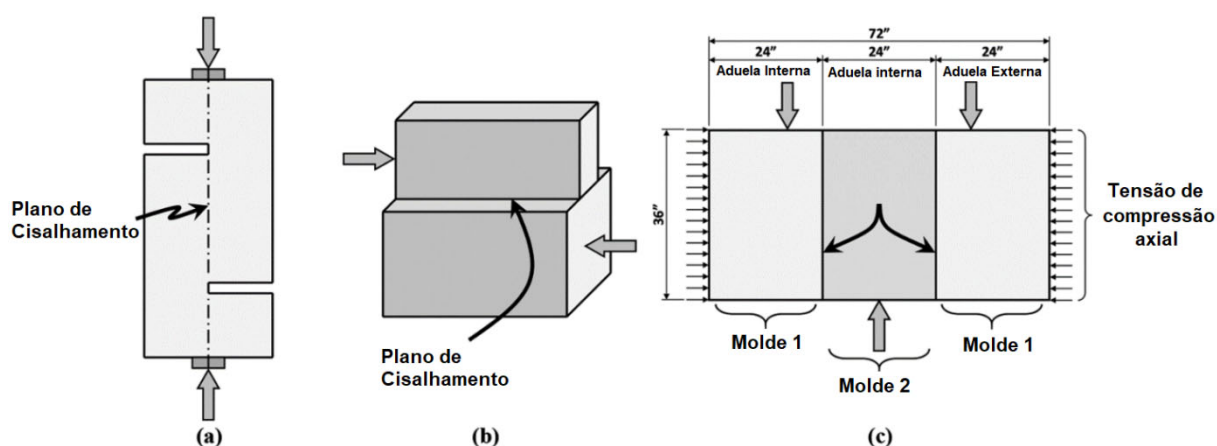
Williams *et al.* (2017) realizaram um estudo experimental para analisar o comportamento de juntas de aduelas pré-moldadas de pontes em concreto protendido, porém, considerando que a junção seja concretada no local. Esse procedimento é realizado usualmente para junta central de pontes em aduelas pré-moldadas empregando o sistema de balanços sucessivos.

De acordo com Williams *et al.* (2017), apesar do histórico de uso em pontes com balanços sucessivos, poucos ensaios foram realizados enfatizando o comportamento da interface nas juntas e especificamente a transferência de forças cortantes na interface da última peça pré-moldada e o enchimento moldado no local para fechamento do vão da ponte.

Neste estudo, os autores realizaram 11 ensaios em escala real, onde dez destas peças foram construídas com detalhes comumente usados nas juntas de interface entre a aduela pré-moldadas e a peça de fechamento concretada na obra. O outro corpo de prova, constituía-se em uma peça composta por juntas com superfícies planas.

Williams *et al.* (2017), produziram corpos de prova para ensaio constituídos por peças de 22,9 cm de espessura, 182,9 cm de largura e 91,4 cm de altura, sendo cada peça composta por três segmentos de 61,0 cm de largura cada um. Os dois segmentos laterais foram moldados ao mesmo tempo e representam as peças pré-moldadas, o segmento central foi moldado em um segundo momento e concretado diretamente entre os segmentos previamente moldados. Foram empregadas armaduras perpendiculares ao plano das juntas como reforço. A Figura 3.21 ilustra de maneira esquemática os tipos de ensaio comumente realizados para testar juntas submetidas à cisalhamento, porém, no referido estudo foi empregado o modelo apresentado na Figura 3.21-c. A Figura 3.23 ilustra os cinco corpos de prova com diferentes configurações de chaves de encaixe identificados como protótipos 1-1, 1-2, 1-3, 1-4 e 1-5, além de, ilustrar outros seis corpos de prova, todos com geometria composta por uma chaves de cisalhamento de 25,4 cm. Contudo, nos ensaios foram variadas as áreas de aço, assim como, a carga de compressão usada para dar o efeito de confinamento no ensaio.

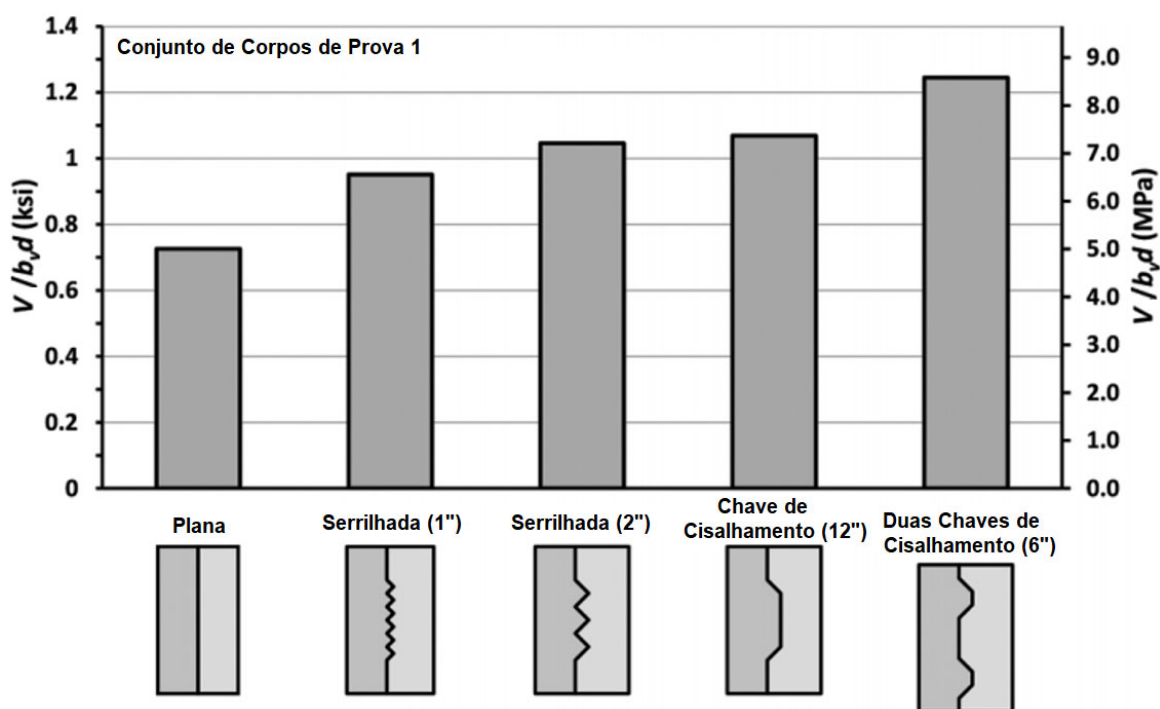
Figura 3.21 – Esquema de testes de cisalhamento usuais.



Fonte: Williams *et al.* (2017).

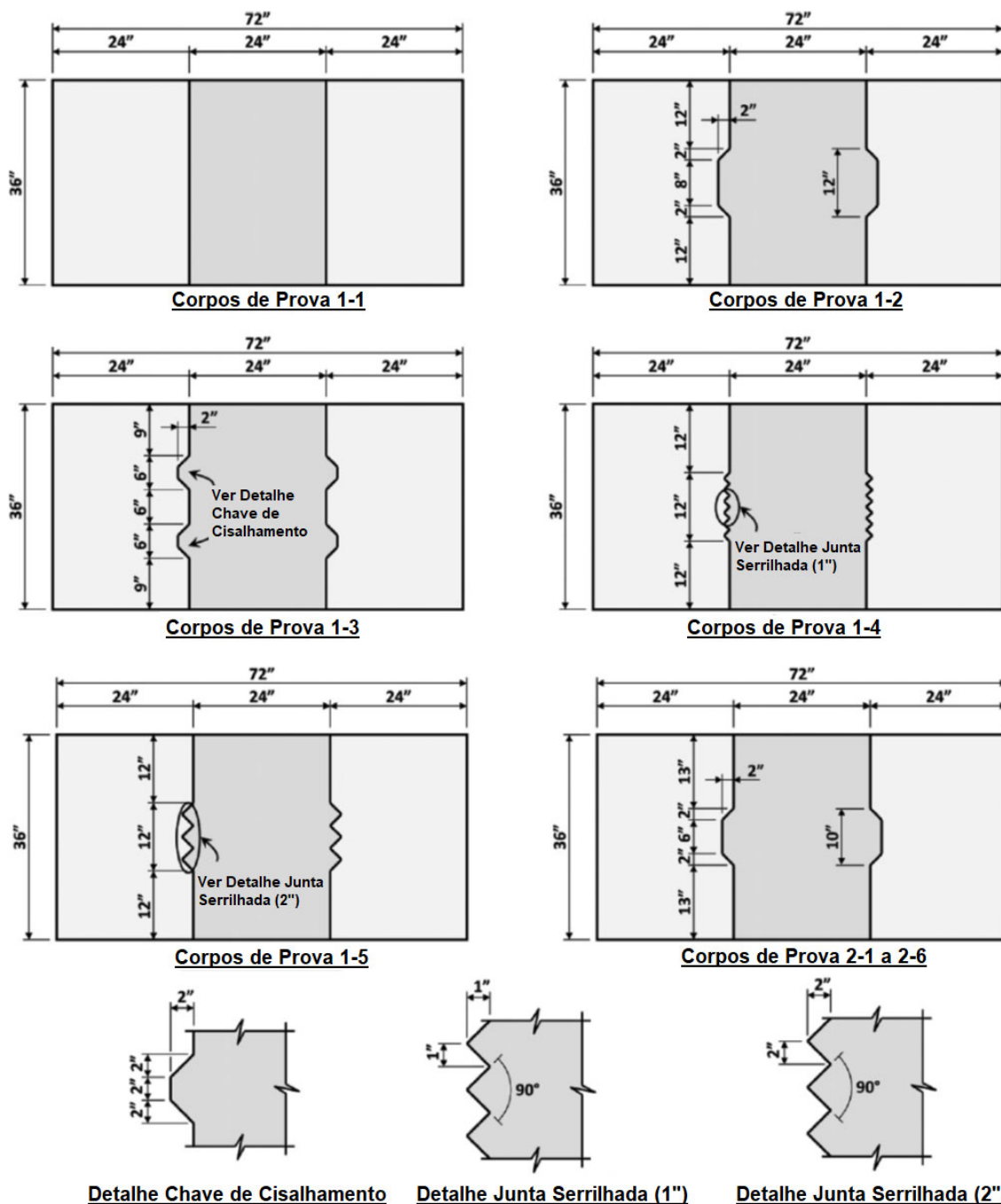
Destaca-se que os resultados encontrados por Williams *et al.* (2017), mostram ruptura por cisalhamento em todos os corpos de prova ensaiados iniciando com formação e propagação de fissuras ao longo da interface das juntas. De acordo com esses autores, essas fissuras eram visualmente notáveis e indicavam o subsequente colapso da junta e conseqüente diminuição da resistência ao cisalhamento. A resistência máxima de cisalhamento medida em cada ensaio V_{teste} para as diferentes configurações de encaixe de junta está apresentada na Figura 3.22.

Figura 3.22 – Resultados experimentais de resistência ao cisalhamento para as diferentes juntas.



Fonte: Williams *et al.* (2017).

Figura 3.23 – Geometria das juntas dos corpos de prova utilizados.



Fonte: Williams *et al.* (2017).

Williams *et al.* (2017) verificaram que, corpos de prova com detalhes nas juntas tais como chaves de cisalhamento desenvolvem uma ação de travamento entre as superfícies das juntas, contribuindo para o aumento da resistência ao cisalhamento.

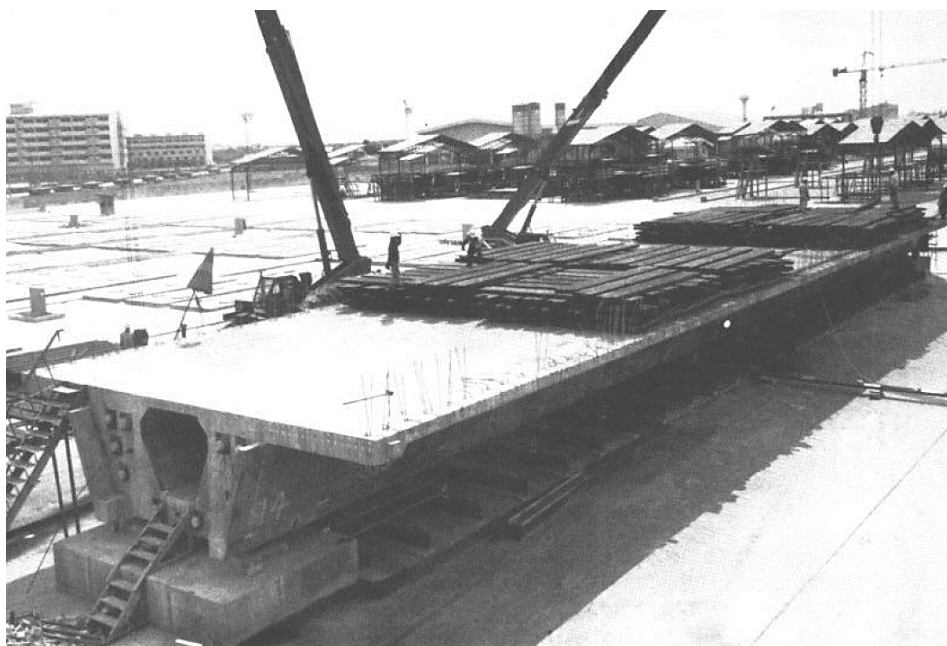
3.5.2 Ensaio em vigas

A literatura apresenta poucos testes realizados em vigas em escala real e com aduelas pré-moldadas protendidas, podendo destacar o estudo apresentado por Takebayashi, Deeprasertwong e Leung (1994). Nesta pesquisa, os autores realizaram um estudo experimental sobre o comportamento de pontes de vigas-caixão em aduelas pré-moldadas com juntas secas e cabos externos. O ensaio foi realizado em uma viga em escala real com cerca de 45 m de vão (Figura 3.24), tomando-se como referência o projeto de um viaduto (elevada) da *Second Stage Expressway System*, em Bangkok.

Nesse estudo instrumentou-se a viga visando monitorar flecha, abertura de juntas, deslizamento de cabos nos desviadores, deformações no concreto e nos cabos para vários níveis de carregamento.

O referido estudo tem servido de base para inúmeras pesquisas, podendo-se destacar a pesquisa de Rombach (2002), pois a partir dos resultados de Takebayashi, Deeprasertwong e Leung (1994), pode-se realizar simulações de toda a viga contendo chaves de cisalhamento, como será apresentado no desenvolvimento desta pesquisa.

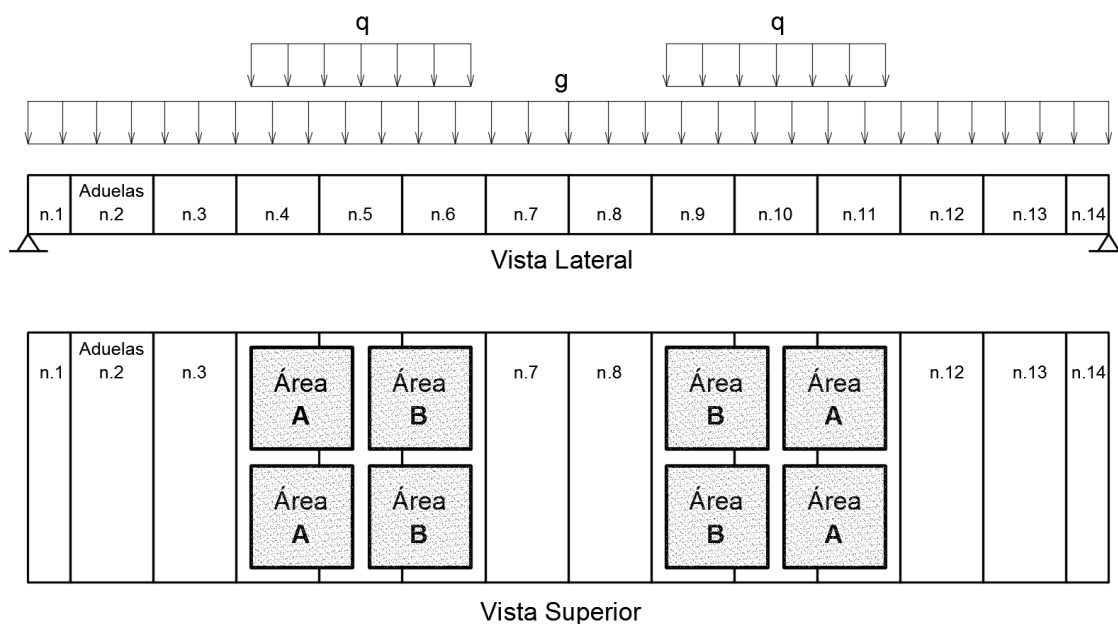
Figura 3.24 – Ensaio em escala real em uma viga de ponte com aduelas pré-moldadas.



Fonte: adaptado de Takebayashi, Deeprasertwong e Leung (1994).

A partir da Figura 3.25 que apresenta a composição de cargas implementada no teste em escala real, pode-se observar a parcela de carga variável q que foi aplicada, por meio de dormentes de aço.

Figura 3.25 – Esquema do carregamento aplicado no teste em escala real em uma viga de ponte com aduelas pré-moldadas.



Fonte: adaptado de Takebayashi, Deeprasertwong e Leung (1994).

3.6 MODELOS EXISTENTES PARA O CÁLCULO DE JUNTAS DE ADUELAS PRÉ-MOLDADAS

3.6.1 Considerações Iniciais

Neste item são abordados os diversos modelos de cálculo propostos por diversas normas internacionais e pesquisas realizadas por inúmeros pesquisadores, destinadas ao cálculo da força resistente ao corte em juntas entre aduelas. É dado um enfoque geral para juntas com chaves de cisalhamento e sem a consideração do adesivo epóxi no modelo de cálculo, visto que os modelos não fazem tal consideração.

De maneira especial, será apresentado neste item o modelo proposto por Zhou, Mickleborough e Li (2005) que considera a resina epóxi em seu cálculo, porém, somente para juntas planas.

Salienta-se que o modelo proposto pela AASHTO, até 2003, fazia uma consideração simplista acerca da existência do adesivo epóxi, na forma de um fator de redução global de resistência diferenciado entre juntas com adesivo epóxi e sem adesivo epóxi. Contudo, este modelo não faz em sua formulação, qualquer menção à consideração do adesivo epóxi, empregando o fator de redução de resistência apenas com base no comportamento observado de vigas com chaves de cisalhamento e aduelas pré-moldadas, ou seja, com base no grau de monoliticidade apresentado por estas vigas.

3.6.2 Modelo da AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

A AASHTO apresenta um modelo para o dimensionamento das juntas com aduelas pré-moldadas o qual tem sido usado em inúmeros projetos de pontes pelo mundo todo. Segundo Buyukozturk (1990), esse modelo baseia-se principalmente em testes com pequenas amostras que possuem normalmente uma única chave de cisalhamento.

Assim, segundo a AASHTO, a força cortante resistente de uma seção com juntas e chaves de cisalhamento pode ser definida pela equação 3.46. Esse modelo considera a tensão de compressão média na seção da junta σ_n , devida à protensão atuante na seção, a resistência à compressão característica do concreto f_{ck} e a parcela devida à força de atrito entre as superfícies de contato em concreto com o coeficiente de atrito de 0,60 sugerido pela própria AASHTO. Desta forma tem-se:

$$V_j = A_k \cdot \sqrt{6,792 \cdot 10^{-3} f_{ck} (12 + 2,466 \sigma_n)} + 0,6 \cdot A_{sm} \cdot \sigma_n \quad (3.46)$$

onde

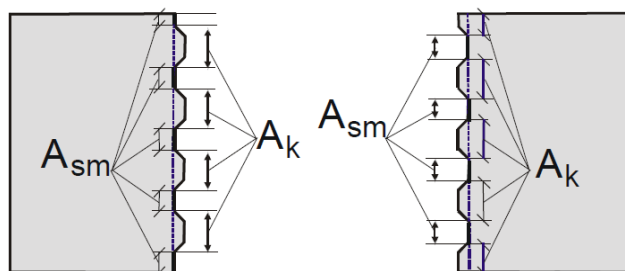
σ_n – tensão de compressão média na seção da junta, em MPa;

A_{sm} – área de contato entre as superfícies lisas no plano de falha, em mm²;

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto, em MPa;

A_k – área mínima da base de todas as chaves no plano de falha, em mm².

Figura 3.26 – Definição das áreas empregadas no modelo da AASHTO.



Fonte: Rombach (2002).

Inicialmente a AASHTO propôs um fator de redução de resistência ϕ , para ser aplicado na resistência à flexão e ao cisalhamento, para juntas secas e juntas com adesivo epóxi, porém, a sua revisão de 2003, a AASHTO proibiu o uso de juntas secas. Os valores definidos para o fator de redução de resistência ϕ , para concretos de peso normal são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Fator de redução de resistência segundo a AASHTO (2003).

Característica da estrutura	Flexão	Cisalhamento
Cabos totalmente aderidos		
Junta tipo A (com epóxi)	0,95	0,90
Cabos não aderidos ou parcialmente aderidos		
Junta tipo a (com epóxi)	0,90	0,85
Junta tipo B (secas)*	0,85	0,85
*Proibidas na revisão (Interim) 2003.		

Fonte: adaptado de AASHTO (2003).

3.6.3 Modelo do DBV – Deutscher Beton-Verein

O modelo proposto pelo *Deutscher Beton-Verein* para o cálculo da força cortante resistente de uma seção com juntas e chaves de cisalhamento em pontes com aduelas pré-moldadas considera apenas a força resultante do atrito entre os elementos de concreto, sendo a contribuição das chaves de cisalhamento totalmente desprezada e permitidas somente juntas com resina epóxi. Assim, segundo a especificação alemã, a força cortante resistente de uma seção com juntas e chaves de cisalhamento pode ser definida pela equação:

$$V_j = \mu \cdot \sigma_n A_T \quad (3.47)$$

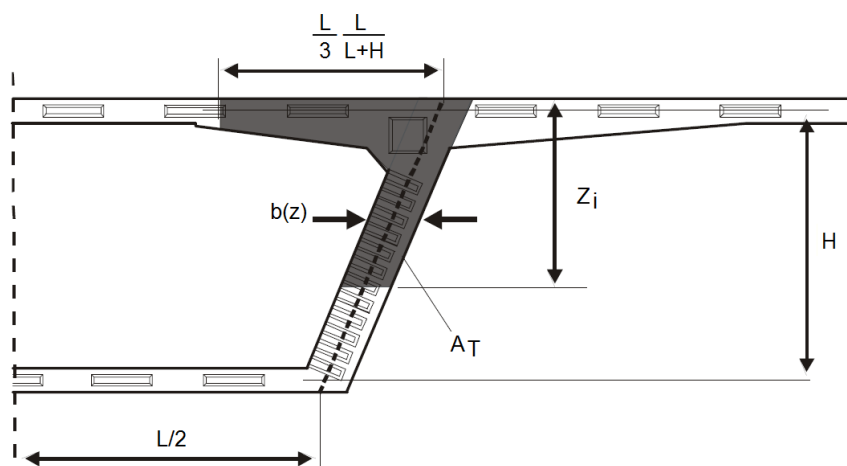
onde

σ_n – tensão de compressão média na seção da junta, em MPa;

μ – coeficiente de atrito;

A_T – área de cisalhamento efetiva, em mm².

Figura 3.27 – Definição dos parâmetros para estabelecer a área de cisalhamento efetiva de acordo com a especificação da DBV.



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

3.6.4 Modelo da ATEP – Asociación Técnica Española del Pretensado

A norma de projeto espanhola da *ATEP – Asociación Técnica Española del Pretensado* propõem uma formulação para o cálculo de juntas com chaves de cisalhamento, sendo que esse modelo considera a área total da superfície das juntas, sem distinguir a contribuição da resistência das chaves. Para a força cortante última de uma junta seca com chave de cisalhamento especificada pela ATEP tem-se:

$$V_u = A_j (1,14\sigma_n + 0,0564\sqrt{f_{cd}}) \quad (3.48)$$

onde

V_u – força cortante última da junta seca com chave de cisalhamento, em N;

A_j – área total da superfície da junta, em mm²;

f_{cd} – valor de cálculo da resistência à compressão do concreto, em MPa;

σ_n – tensão à compressão na junta, em MPa.

3.6.5 Modelo da JSCE – Japan Society of Civil Engineer

O modelo definido pela *JSCE – Japan Society of Civil Engineer*, apresenta um conceito semelhante ao apresentado por Rombach (2002).

De acordo com Shin (2016), as especificações da JSCE são as mais utilizadas para concretos de ultra-alta resistência (CUAR) visto que o código japonês apresenta formulação que permite tal consideração no que se refere ao cálculo de juntas.

Esse modelo, no entanto, utiliza um coeficiente de atrito relativamente baixo de $\mu = 0,45$, além de um fator para chaves de cisalhamento de 0,1. Shin (2016) destaca ainda que o modelo japonês não menciona a possibilidade de utilizar juntas secas, sendo dado por:

$$V_{c wd} = \mu \cdot f_{cd}^b \cdot \sigma_{nd}^{(1-b)} \cdot A_{cc} + 0,1 \cdot A_k \cdot f_{cd} \quad (3.49)$$

onde

$V_{c wd}$ – resistência ao cisalhamento de cálculo de juntas, em N;

μ – coeficiente de atrito médio devido para contato, definido em 0,45;

f_{cd} – resistência à compressão de cálculo para o concreto, em MPa;

σ_{nd} – tensão de compressão média devida à protensão para o plano de cisalhamento, em MPa;

b – fator que representante do plano da seção, variando de 0 a 1, sendo 0,4 para juntas frescas e 0,5 para resina epóxi;

A_{cc} – área do plano de corte, na face comprimida, em mm².

3.6.6 Modelo do Eurocode 2

A versão da *EN 1992-1-1:2004 – Eurocode 2*, para projeto de estruturas de concreto que inclui suas revisões 1 e 2 (2011), apresenta um modelo de transferência de forças cortantes para ser aplicado em concretos de diferentes idades.

A referida norma define que:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (3.50)$$

onde

v_{Edi} – tensão de cisalhamento de cálculo atuante na seção;

v_{Rdi} – resistência ao cisalhamento da seção.

Definindo-se a tensão de cisalhamento de cálculo atuante na seção v_{Edi} por meio da equação:

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z + b_i) \quad (3.51)$$

onde

V_{Ed} – força cortante (kN);

z – braço de alavanca da seção composta;

β – relação da força longitudinal entre a nova área de concreto e a força longitudinal total na zona de compressão, ambas calculados para a seção considerada;

b_i – largura de interface (mm).

A resistência ao cisalhamento da seção v_{Rdi} é dada por:

$$v_{Rdi} = (c + f_{ctd}) + (\mu \cdot \sigma_n) + \rho \cdot f_{yd} (\mu \cdot \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.52)$$

onde

f_{cd} – resistência do concreto à compressão de cálculo (N/mm^2);

f_{yd} – tensão de escoamento do aço de cálculo (N/mm^2);

f_{ctd} – resistência do concreto à tração de cálculo (N/mm^2);

σ_n – tensão normal de compressão no concreto mínima atuando simultaneamente com a força cortante, positiva para compressão, sendo $\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$ e negativa para tração. Quando σ_n for de tração tem-se $f_{cd} = 0$ (N/mm^2);

c, μ – fatores que dependem da rugosidade da superfície;

v – fator de redução definido como $0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ para o cisalhamento;

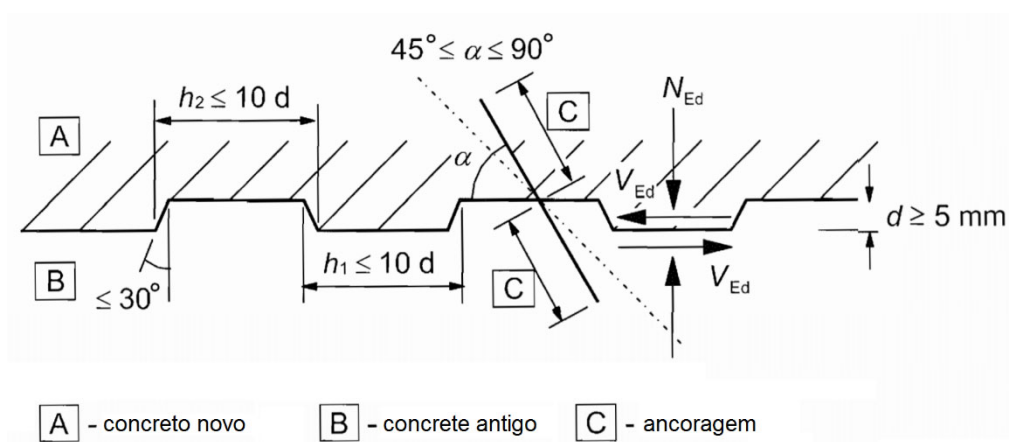
α – ângulo da armadura de reforço;

ρ – taxa de armadura, dada por A_s / A_i ;

A_s – área de aço de reforço que atravessa a interface com ancoragem adequada em ambos os lados da interface;

A_i – área de junção.

Figura 3.28 – Padrão de juntas dentadas segundo o Eurocode 2.



Fonte: adaptado de Eurocode 2 (2011).

Figura 3.29 – Exemplo de largura de interface segundo o Eurocode 2.



Fonte: adaptado de Eurocode 2 (2011).

De acordo com essa norma, na ausência de informações mais detalhadas, as superfícies podem ser classificadas como muito lisas, lisas, ásperas ou dentadas, com os seguintes exemplos:

- muito lisa – uma superfície moldada em formas de aço, plástico ou moldes de madeira especialmente preparados: $\mu = 0,50$ e $c = 0,025$;
- lisa – uma superfície formada ou extrudada, ou uma superfície livre deixada sem tratamento posterior após a vibração: $\mu = 0,60$ e $c = 0,20$;

- áspera – uma superfície com rugosidade de pelo menos 3 mm com espaçamento de aproximadamente 40 mm, alcançada por raspagem, exposição de agregados ou outros métodos que dão um comportamento equivalente: $\mu = 0,70$ e $c = 0,40$;
- dentada – uma superfície com entalhes conforme a Figura 3.28: $\mu = 0,90$ e $c = 0,50$;

Com base no modelo apresentado, considerando que atualmente as juntas com múltiplas chaves de cisalhamento não apresentam armaduras nas chaves, pode-se, a partir da equação 3.52, desprezando-se a parcela referente à armadura de reforço, chegar ao valor da força cortante resistente da seção por meio da seguinte expressão:

$$v_{Rdi} = (c + f_{ctd}) + (\mu \cdot \sigma_n) \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (3.53)$$

onde

f_{cd} – resistência do concreto à compressão de cálculo (N/mm^2);

f_{ctd} – resistência do concreto à tração de cálculo (N/mm^2);

σ_n – tensão normal de compressão no concreto mínima atuando simultaneamente com a força cortante, positiva para compressão, sendo $\sigma_n \leq 0,6 f_{cd}$ e negativa para tração. Quando σ_n for de tração tem-se $f_{cd} = 0$ (N/mm^2);

μ – fator que depende da rugosidade da superfície;

v – fator de redução definido como $0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ para o cisalhamento;

3.6.7 Modelo da BS5400 Part 4 – 1990

Segundo o modelo da *BS5400 Part 4 – 1990: Code of Practice for the Design of Concrete Bridges*, o cálculo da força cortante resistente de uma junta considera apenas a força resultante do atrito entre os elementos de concreto, sendo a contribuição das chaves de cisalhamento totalmente desprezada. Assim, segundo a especificação britânica, a força cortante resistente de uma junta, para o estado limite último (ELU) pode ser definida pela expressão:

$$V = 0,7 \cdot (\tan \alpha_2) \cdot \gamma_f \cdot P_h \quad (3.54)$$

onde

α_2 – ângulo de atrito da superfície da junta;

γ_f – fator de segurança para a força de protensão;

P_h – componente horizontal da força após perdas (kN).

Conforme destacam Teh e Tan (2013), na Malásia as pontes recentes têm sido construídas em aduelas pré-moldadas empregando o processo de construção *span-by-span*, utilizando juntas secas entre aduelas, primariamente para reduzir o custo e o tempo de construção, além de eliminar problemas potenciais com a aplicação do adesivo epóxi. Segundo esses autores, na Malásia é empregada a norma BS5400 – Parte 4 para projeto de pontes de concreto e destacam que esse código não abrange o uso de cabos externos ou juntas secas. Salientam que podem ser usadas para complementar à BS5400 – Parte 4, as especificações da *Highway Agency Design Manual for Roads and Bridges* (DMRB) segundo o documento BA58, o qual fornece orientação e requisitos de projeto para o uso de protensão externa. No entanto, nesse documento também não é dada orientação específica sobre projetos de juntas secas.

3.6.8 Modelo da Rombach

O professor Günther Axel Rombach da *Technische Universität Hamburg* visando desenvolver um modelo para o cálculo de juntas com chaves de cisalhamento, realizou um estudo experimental e numérico, no qual utilizou os resultados experimentais para ajustar seus modelos em elementos finitos. Esse estudo incluiu juntas secas e coladas com resina epóxi e utilizou para as chaves de cisalhamento, dimensões padrões empregadas em pontes segmentadas. Para o modelo numérico implementou-se um comportamento não linear para o concreto, o qual considerou, por exemplo, o esmagamento e fissuras, assim como, a interação entre as superfícies em contato, simulando os efeitos de deslizamento e atrito na ligação.

Nesse estudo, as amostras foram primeiro tensionadas, de modo a simular o efeito da protensão, para então serem submetidas à uma força vertical até a ruptura da junta. Tem-se nas Figuras 3.30 e 3.31 os diagramas com os resultados de força cortante e seus deslocamentos verticais correspondentes, para os experimentos e se-

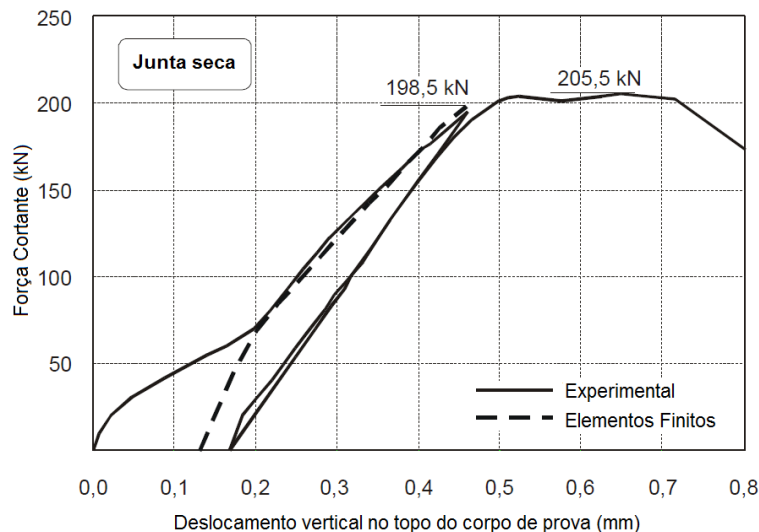
gundo o modelo numérico via Método dos Elementos Finitos. Ao compará-los é possível verificar que o comportamento da junta, assim como, sua carga de ruptura são bastante próximos.

Segundo Rombach (2002), o comportamento de concreto próximo da força de ruptura não foi modelado, pois esse é bastante complexo, além de que é irrelevante para a capacidade de carga de uma junta.

Esse pesquisador realizou um estudo paramétrico numérico, baseado em simulações via elementos finitos, assim como nas formas das chaves de cisalhamento e nas características do concreto, permitindo obter um modelo de cálculo diferente dos modelos até então existentes.

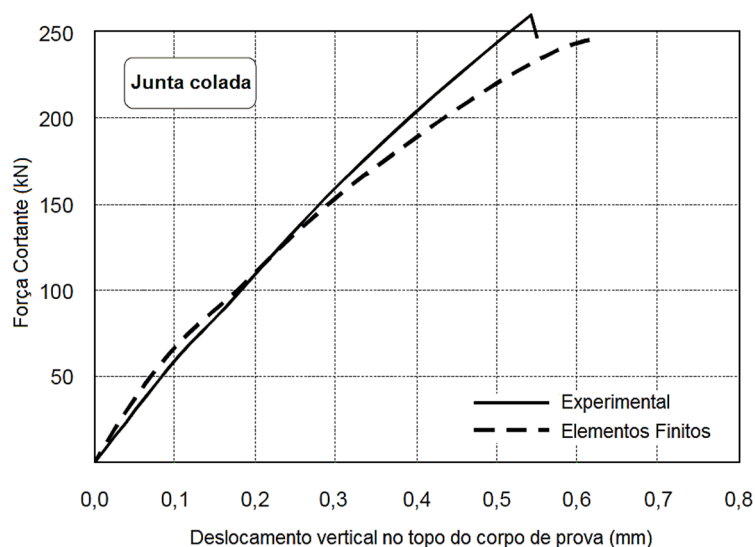
Para esse autor, a capacidade resistente ao corte de uma junta seca com chave de cisalhamento $V_{d,j}$ é uma combinação entre o atrito e o corte da seção. Na parcela do atrito a área total da junta A_j é usada, não apenas nas partes lisas A_{sm} , como é recomendado pelo modelo AASHTO (1999).

Figura 3.30 – Resultados dos numéricos e experimentais para juntas secas.



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

Figura 3.31 – Resultados numéricos e experimentais para juntas coladas com adesivo epóxi.



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

Quanto à capacidade de carga das chaves, esta depende da resistência à tração do concreto ou da sua resistência à compressão, além da área do plano de ruptura da chave A_k . A força cortante resistente de cálculo para uma junta seca com chave de cisalhamento $V_{d,j}$ é definida na equação 3.55, sendo os parâmetros empregados no modelo mostrados na Figura 3.32:

$$V_{d,j} = \frac{1}{\gamma_F} \cdot (\mu \cdot \sigma_n \cdot A_j + f \cdot f_{ck} \cdot A_k) \quad (3.55)$$

onde

μ – coeficiente de atrito, definido em 0,65 pelo autor;

γ_F – coeficiente de segurança, definido em 2,00 pelo autor;

σ_n – tensão de compressão média na junta;

A_j – área da zona de compressão;

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto;

b – largura da alma da seção;

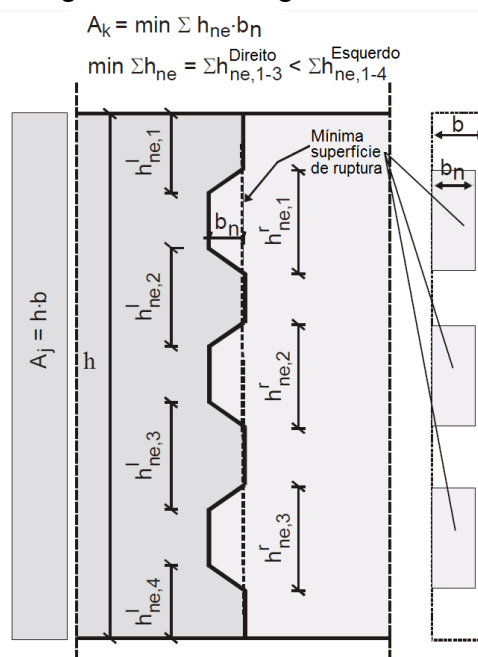
f – fator de acordo com a junta, definido em 0,14 pelo autor;

A_k – área mínima da base de todas as chaves no plano de ruptura;

h_{ne} – altura da chave, para $h_{ne} \leq 6b_n$;

b_n – largura da chaves.

Figura 3.32 – Parâmetros geométricos segundo o modelo de Rombach (2002).



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

Para Rombach (2002), o plano de ruptura A_k terá a menor área de ruptura de chave, e destaca que coeficiente de segurança, $\gamma_F = 2,0$, é relativamente elevado uma vez que a ruptura da junta é frágil. Para as juntas coladas com adesivo epóxi, apenas a parcela referente ao atrito pode ser utilizada, conforme definido na equação 37, assim:

$$V_{d,j} = \frac{1}{\gamma_F} \cdot \mu \cdot \sigma_n \cdot A_j \quad (3.56)$$

Salienta-se que, segundo esse pesquisador, as experiências mostraram um aumento relativamente pequeno da força em aproximadamente 20% entre uma junta colada e uma junta seca, além de destacar que a qualidade adequada do adesivo não pode ser garantida na obra.

3.6.9 Modelo de Bakhoum

Bakhoum (1991) comparou o comportamento de juntas secas com chaves de cisalhamento e juntas com chaves de cisalhamento e resina epóxi.

A partir da análise de regressão dos dados de ensaios em laboratório, conforme apresentado anteriormente neste trabalho, o pesquisador propôs as seguintes equações para obtenção da tensão de cisalhamento resistente em juntas, de acordo com a característica da junta:

- para juntas planas e sem adesivo epóxi (secas)

$$\tau = \mu\sigma_c \quad (3.57)$$

- para juntas planas e com adesivo epóxi

$$\tau = 0,851f_c^{0,5} + 0,98\sigma_c \quad (3.58)$$

- para juntas com chaves de cisalhamento e sem adesivo epóxi (secas)

$$\tau = 0,648f_c^{0,5} + 1,36\sigma_n \quad (3.59)$$

para juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi

$$\tau = 0,922f_c^{0,5} + 1,20\sigma_n \quad (3.60)$$

3.6.10 Modelo de Turmo

No estudo realizado por Turmo (2006), o autor analisou as diferentes formulações disponíveis para definir a capacidade resistente ao corte de juntas com chaves de cisalhamento, assim como, dados experimentais publicados na literatura e propôs uma nova expressão para ser incluída no Eurocode. Essa fórmula baseou-se no modelo da AASHTO e segundo esse autor, mostrou-se bastante coerente com os resultados experimentais. Assim, a força cortante resistente de uma seção com juntas e chaves de cisalhamento pode ser definida pela equação 3.61, sendo essa válida somente para concretos com resistência característica à compressão $f_{ck} \leq 50MPa$:

$$V_n = A_k \frac{\sqrt[3]{f_{ck}^2}}{100} (7\sigma_n + 33) + 0.6A_{sm}\sigma_n \quad (3.61)$$

onde

V_n – força cortante resistente nominal de uma junta seca com chave de cisalhamento, em MPa;

σ_n – tensão de compressão média na seção da junta, em MPa;

A_k – área mínima da base de todas as chaves no plano de ruptura, em mm²;

A_{sm} – área de contato entre as superfícies lisas no plano de falha, em mm²;

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto, em MPa:

3.6.11 Modelo de Zhou, Mickleborough e Li

Zhou, Mickleborough e Li (2005) apresentaram um modelo para determinar a tensão de cisalhamento resistente em juntas planas e com adesivo epóxi, dado por:

$$\tau = \sqrt{f_c}(0,17\sigma_n + 0,53) \quad (3.62)$$

Assim, a resistência ao cisalhamento destas juntas planas e com adesivo epóxi V_{jpe} é dada por:

$$V_{j \text{ plana com epóxi}} = A_j \sqrt{f_c}(0,17\sigma_n + 0,53) \quad (3.63)$$

onde f_c é a resistência do concreto; σ_n é a tensão normal e A_j é a área da superfície da junta entre aduelas. Esse modelo considera o critério de ruptura por atrito de Mohr-Coulomb visando estimar a resistência ao cisalhamento das juntas planas com epóxi.

3.6.12 Comentários e comparações entre os Modelos

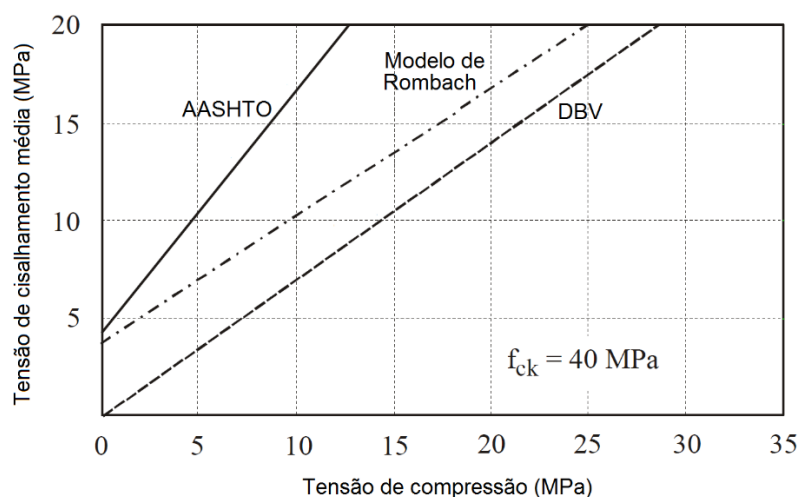
Rombach (2002) faz uma comparação entre o modelo da AASHTO (1999), da especificação alemã da DBV e o modelo por ele proposto. Como parâmetro de comparação é empregada a tensão de cisalhamento na seção τ conforme definido por:

$$\tau = V_{d,j}/A_j \quad (3.64)$$

Na comparação é calculada para um segmento padrão (Figura 3.33) de ponte em aduelas pré-moldadas, em que as juntas relevantes estão totalmente fechadas, sendo considerado um concreto com resistência à compressão característica f_{ck} de 40 MPa. Os resultados obtidos para os diversos modelos, quanto à tensão média de cisalhamento na seção, em função da tensão de compressão, são apresentados na Figura 3.33. A comparação permite verificar que as diferenças entre o modelo da

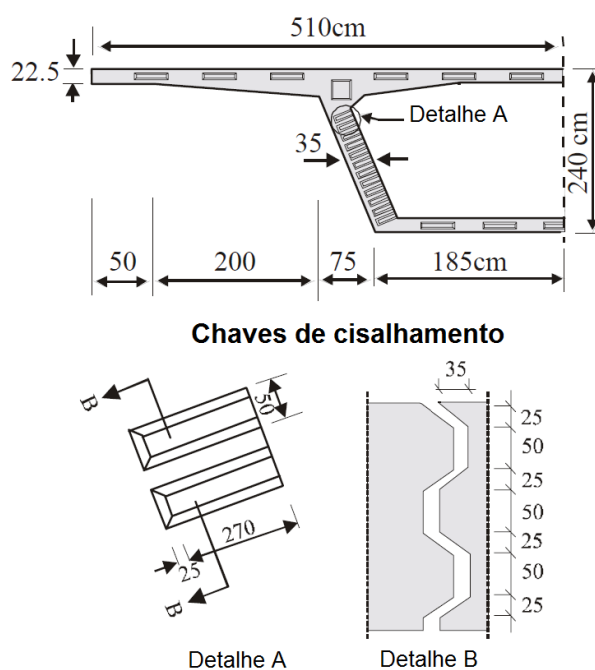
AASHTO e a regulamentação da DBV são significativas, além de mostrar que o modelo americano não pode ser aplicado para elevadas forças de compressão oriundas da protensão, além de superestimar a capacidade de carga de uma junta.

Figura 3.33 – Comparação da tensão média de cisalhamento em função da tensão de compressão na seção para os modelos da AASHTO, da DBV e de Rombach.



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

Figura 3.34 – Detalhamento da seção empregada por Rombach na comparação entre os diversos modelos.

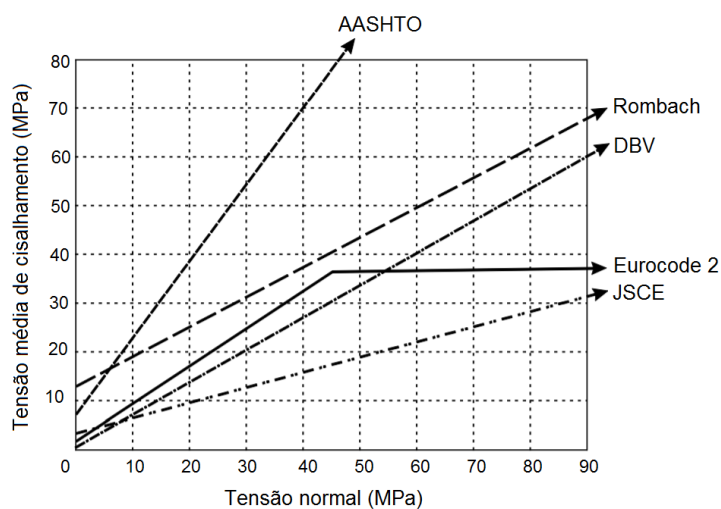


Fonte: adaptado de Rombach (2002).

No estudo realizado por Shin (2016) é realizada uma comparação entre os diversos modelos de cálculo de juntas com chaves de cisalhamento empregando concretos de ultra-alta resistência ($f_{ck} = 180 \text{ MPa}$). São comparadas as tensões médias de cisalhamento em função das tensões de compressão na seção para os modelos da AASHTO, da DBV, de Rombach, do Eurocode 2 e da JSCE, sendo os resultados apresentados no gráfico da Figura 3.35.

Teh e Tan (2013) fazem uma comparação entre modelos de cálculo da força resistente ao cisalhamento em juntas de pontes com aduelas pré-moldadas, mostrando a significativa variação de resultados. Na Tabela 3.6 são apresentados os parâmetros empregados nas análises, assim como, os resultados obtidos segundo cada modelo.

Figura 3.35 – Gráfico comparando a tensão média de cisalhamento em função da tensão de compressão para os modelos da AASHTO, da DBV, de Rombach (2003), do Eurocode2 e da JSCE para concretos de ultra-alta resistência



Fonte: adaptado de Shin (2016).

Tabela 3.6 – Comparação entre modelos realizada por Teh e Tan (2013).

Especificação	Parâmetros considerados	Forças resultantes
Modelo da AASHTO	$\phi_j = 0,75$ $A_k = 744 \text{ in}^2$ $f_c = 5800 \text{ psi}$ $f_{pc} = 870 \text{ psi}$ $A_{sm} = 93 \text{ in}^2$	$V_{uj} = 5226 \text{ kN}$
Modelo da BS5400:4	$\alpha_2 = 0,942 \text{ rad}$ $\gamma_f = 0,87$ $P_h = 15000 \text{ kN}$	$V = 12561 \text{ kN}$
Modelo de Rombach (2003)	$\phi_j = 0,5$ $f_c = 40 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_n = 6 \text{ N/mm}^2$ $A_k = 480000 \text{ mm}^2$ $\mu = 0,65$	$V_{uj} = 2397 \text{ kN}$
Modelo do Eurocode 2	$V_{Ed} = 1200 \text{ kN}$ $z = 1250 \text{ mm}$ $\beta = 1,0$ $b_i = 425 \text{ mm}$ $c = 0,35$ $\sigma_n = 6 \text{ N/mm}^2$ $f_{cd} = 1.67 \text{ N/mm}^2$ $\mu = 0,6$	$V = 2223 \text{ kN}$

Fonte: adaptado de Teh e Tan (2013).

A partir bibliografia estudada, e das comparações apresentadas, fica evidente a discrepância entre os diversos modelos, a qual se inicia pelos parâmetros a serem considerados em cada método de cálculo sugerido, os quais são bastantes diferentes.

3.7 MODELOS DE BIELAS E TIRANTES

O modelo de Bielas e Tirantes, desenvolvido por Schlaich, Schafer e Jennewein (1987), surge como método principal para a análise estrutural de regiões irregulares, mas também podendo ser usado em qualquer região de uma estrutura de concreto armado. Segundo Leonhardt (1965) quando a estrutura apresenta pontos de características peculiares e complexidades, o método convencional de cálculo apresenta limitações. Assim, o modelo de Bielas e Tirantes usa a relação de treliça clássica para contornar essas limitações.

Desde a sua concepção o método de bielas e tirantes vem sendo cada vez mais testado e estudado, com importantes contribuições para sua melhor compreensão e desenvolvimento. Martini (1980), Fu (2001), Nicolas, Montrul e Querin (2011) e Tuchscherer, Birrcher e Bayrak (2011) são alguns dos estudos em diferentes tipos de estruturas que auxiliam no entendimento do método de bielas e tirantes no comportamento das estruturas de concreto armado.

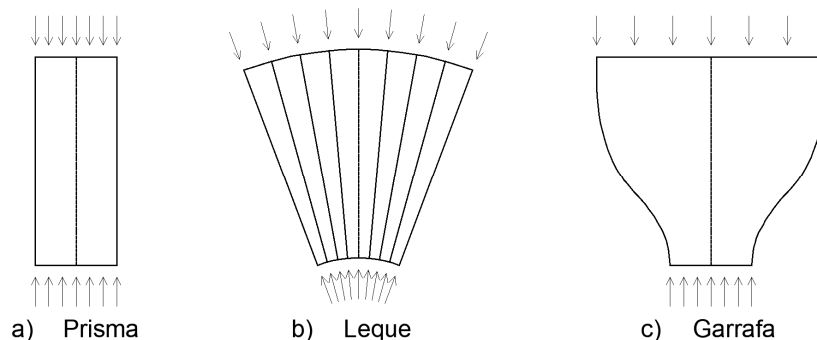
De acordo com Schlaich, Schafer e Jennewein (1987), o método das bielas e tirantes é o modelo mais apropriado e racional para estruturas de concreto armado fissuradas com solicitações de flexão, força cortante e torção. O modelo pode ser utilizado em qualquer parte de qualquer estrutura, sendo que, geralmente, o carregamento nas estruturas de concreto é distribuído por meio de regiões de compressão e regiões de tração, dispostas e interconectadas na mesma.

Neste estudo será dada ênfase às bielas de compressão, visto que visa implementar elementos deste método em chaves de cisalhamento sem armaduras de reforço, ou seja, sem tirantes.

3.7.1 Bielas

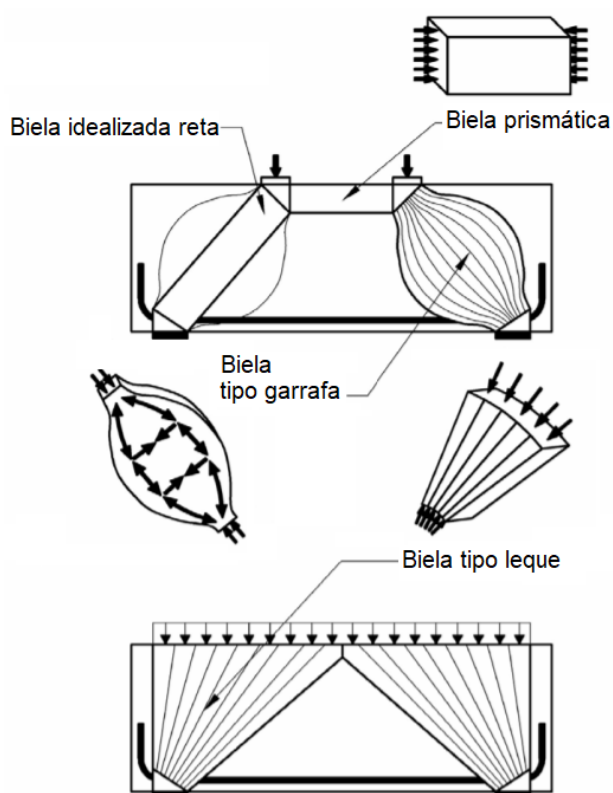
Ainda segundo Schlaich, Schafer e Jennewein (1987), os casos de biela podem ser caracterizados como um dos três tipos mostrados na Figura 3.36, ou seja, de acordo com a distribuição de tensões apresentada pelo trecho comprimido do elemento estrutural. A Figura 3.37 ilustra um esquema de formação de mecanismos de biela com diferentes configurações em elementos estruturais sob a ação de forças concentrada e distribuídas.

Figura 3.36 – Configurações básicas de bielas.



Fonte: adaptado de Schlaich, Schafer e Jennewein (1987).

Figura 3.37 – Esquema de formação de mecanismos de bielas com diferentes configurações em elementos estruturais.



Fonte: adaptado de Martin *et al* (2007).

A resistência do concreto à compressão depende da presença de fissuras, do reforço e do estado de tensões, sendo assim, Schlaich, Schafer e Jennewein (1987) afirmam que o valor da tensão limite resistente do concreto à compressão de cálculo σ_{cd} , definido com as condições de fissuração é:

Em caso de tensões uniaxiais e biela sem nenhum dano ou fissura, dado por:

$$\sigma_{cd} = 1,0 f_{cd} \quad (3.65)$$

Em casos de biela com fissuras paralelas ao eixo de compressão, dado por:

$$\sigma_{cd} = 0,8 f_{cd} \quad (3.66)$$

Em casos de biela com fissuras desorientadas, dado por:

$$\sigma_{cd} = 0,6 f_{cd} \quad (3.67)$$

3.7.2 Parâmetros de resistência para bielas

Neste item serão abordados alguns parâmetros da NBR 6118:2014, do ACI 318:2014, do Eurocode 2 (2011) e do CEB-FIB Model Code 2010, sobre os limites a serem atendidos quanto à resistência da biela de compressão.

3.7.2.1 NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 especifica três equações como parâmetro para a verificação das tensões de compressão máximas nas bielas:

$$f_{cd1} = 0,85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3.68)$$

$$f_{cd2} = 0,60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3.69)$$

$$f_{cd3} = 0,75 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3.70)$$

A equação 3.68 é usada para bielas prismáticas, enquanto para bielas atravessadas por mais de um tirante é utilizada a equação 3.69, sendo a equação 3.70 empregada no caso de bielas atravessadas por apenas um tirante.

Nas equações anteriores, f_{cd} é a resistência de cálculo do concreto, γ_c é o coeficiente de majoração do concreto e f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão, então:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (3.71)$$

O fator α_{v2} é calculado por meio da equação 3.72, conhecendo a resistência característica do concreto à compressão f_{ck} em MPa, sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - (f_{ck}/250) \quad (3.72)$$

3.7.2.2 ACI 318:2014

De acordo com a ACI 318:2014 a tensão efetiva de compressão do concreto em uma biela f_{ce} é calculada por:

$$f_{ce} = 0,85 \cdot \beta_b \cdot f_c \quad (3.73)$$

onde

f_c – tensão resistente do concreto à compressão de cálculo.

Devendo-se considerar ainda que β_b é o coeficiente responsável pelo efeito da fissuração e pela armadura de controle da fissuração na resistência efetiva à compressão do concreto, definido de acordo com a geometria e localização da biela, da seguinte forma:

$\beta_b = 1,00$ para uma biela prismática e resulta em um estado de tensões que é equivalente ao bloqueio de tensões retangulares na zona de compressão de uma viga ou coluna;

$\beta_b = 0,75$ para bielas em que ao longo de seu comprimento, o centro é mais largo que as extremidades, localizadas em partes do membro onde a largura do concreto comprimido no meio do comprimento da biela pode se espalhar lateralmente;

$\beta_b = 0,60\lambda$ para bielas em que ao longo de seu comprimento, é mais larga no meio do que em seus fins, onde a armadura transversal não é fornecida. A força de uma biela sem armadura transversal é reduzida por tensões transversais livres;

$\beta_b = 0,40$ para bielas de compressão em um modelo de bielas e tirantes usado para projetar a armadura longitudinal e transversal das tensões de rebaixos de vigas, vigas de caixa e paredes;

$\beta_b = 0,60\lambda$ para todos os outros casos.

Segundo ACI 318:2014, o valor de λ para concretos de peso normal é 1,0, sendo que para concretos leves, λ pode ser calculado por meio da equação:

$$\lambda = f_{ct} / (0,56 \cdot \sqrt{f_{cm}}) \leq 1,0 \quad (3.74)$$

onde

f_{ct} – resistência à tração do concreto leve;

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto leve.

3.7.2.3 Eurocode 2 (2011)

O Eurocode 2 (2011) especifica como tensão resistente para campos de compressão paralelos ou bielas prismáticas (para f_{ck} em MPa) a equação:

$$f_e = 0,70 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{ck} \quad (3.75)$$

Para bielas ancorando armadura transversal e com fissuras paralelas à sua direção tem-se:

$$f_e = 0,80 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{cd} \quad (3.76)$$

Enquanto, para o caso de bielas com transferência de compressão entre fissuras de abertura normal (almas de vigas), tem-se:

$$f_e = 0,70 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (3.77)$$

Assim como, para bielas com transferência de compressão entre fissuras de grande abertura (elementos tracionados), adota-se:

$$f_e = 0,50 \cdot \alpha \cdot f_{cd} \quad (3.78)$$

sendo $\alpha = 0,85$ e $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,5}$.

3.7.2.4 CEB-FIB Model Code 2010

O CEB-FIB (2010) especifica que a resistência das bielas é considerada a tensão efetiva, daí:

$$f_{cd1} = k_c \cdot f_{cd} \quad (3.79)$$

onde

f_{cd} – tensão resistente do concreto à compressão de cálculo, em MPa.

O parâmetro k_c pode ser definido segundo uma das três condições abaixo, relativas ao estado de compressão no qual o concreto está submetido (f_{ck} em MPa):

a) para zonas com tensões de compressão uniaxiais e indeformadas

$$k_c = 1,0 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 1,0 \quad (3.80)$$

b) para zonas com fissuras paralelas à direção de compressão e com armadura na direção perpendicular à esta tensão

$$k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,8 \quad (3.81)$$

c) para zonas com fissuras paralelas a direção de compressão e com armadura na direção oblíqua à esta tensão

$$k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}} \right)^{1/3} \leq 0,55 \quad (3.82)$$

3.8 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

3.8.1 Introdução

Neste item, serão revisados os fundamentos que embasarão as análises numéricas propostas neste trabalho. Inicialmente, serão abordados, desde os fundamentos do Método dos Elementos Finitos, até alguns modelos constitutivos para os materiais, os quais, segundo a bibliografia estudada, foram empregados na simulação de juntas entre aduelas de pontes.

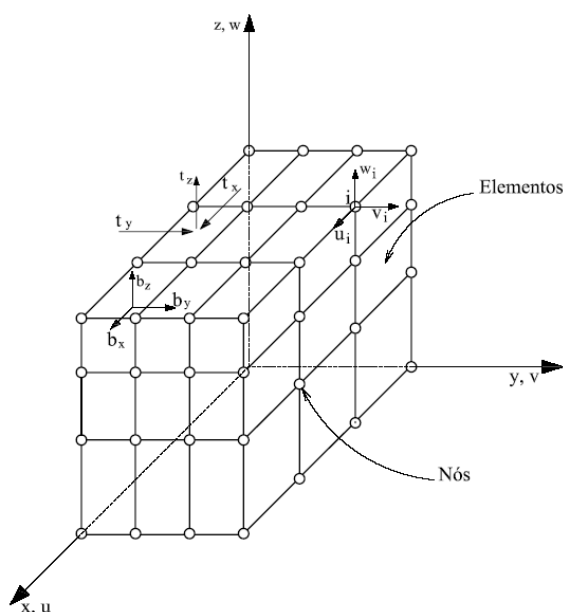
Serão revisados ainda, alguns estudos significativos e que empregaram o MEF tanto na simulação numérica computacional de juntas, como na simulação de vigas inteiras de pontes com aduelas pré-moldadas protendidas.

3.8.2 Fundamentos Teóricos do Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos se trata de um método aproximado, que subdivide o domínio em regiões discretas pequenas conhecidas como elementos finitos Meek (1971), Brebbia e Ferrante (1975), Huebner (1975) e Assan (1999).

A partir de modelos (formulações) para cada elemento, os mesmos são montados em uma matriz de rigidez global. Esses elementos são compostos por nós, onde são expressos os deslocamentos e tensões, por meio de funções de interpolação, que são a base da aproximação do método.

Figura 3.38 – Malha de elementos finitos tridimensionais.



Fonte: Donin (2007).

É constituída uma malha de elementos finitos que, conforme Brebbia e Ferrante (1975), com o seu refinamento, ou seja, diminuição das dimensões do elemento, a solução do problema converge para o valor mais próximo do exato. Na Figura 3.38, é definido um corpo tridimensional discretizado em elementos de oito nós, submetido às forças t_x , t_y e t_z por unidade de área e às forças b_x , b_y e b_z por unidade de volume, conforme apresentado por Donin (2007).

3.8.3 Modelos Constitutivos para os Materiais

3.8.3.1 Modelo de plasticidade e dano para o concreto

Shamass, Zhou e Alfano (2015) implementaram a análise de chaves de cisalhamento via método dos elementos finitos por meio de um modelo que permite considerar a plasticidade e a ruptura em concreto armado, o qual pode ser usado em simulações nas quais o concreto está sujeito a carregamento estático e dinâmico. Os parâmetros gerais do modelo foram: ângulo de dilatação, excentricidade de potencial de fluxo e parâmetro de viscosidade, os quais foram atribuídos iguais a 36° , 0,1 e 0, respectivamente; a razão de resistência no estado biaxial para a resistência no estado uniaxial, foi $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,16$; e o coeficiente para o segundo invariante de tensão no meridiano à tração, $K_c = 0,66$.

Segundo os autores, o referido modelo permite simular fissuras e propagação de fissuras de concreto, fazendo-se necessárias, para o concreto, as relações tensão-deformação específica na compressão e tensão-deformação na tração, incluindo o comportamento pós ruptura. Foi considerado no referido estudo a curva $\sigma_c - \varepsilon_c$ proposta pelo Eurocode 2 (2011), que sugere para o concreto à compressão a seguinte expressão:

$$\sigma_c = \left[\frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right] f_{cm} \quad (3.83)$$

onde

$$\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (3.84)$$

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{\varepsilon_c}{f_{cm}} \quad (3.85)$$

$$\varepsilon_c (\%) = 0,7 (f_{cm})^{0,31} \leq 2,8 \quad (3.86)$$

$$\varepsilon_{cm} = 22 (0,1 f_{cm})^{0,3} \quad (3.87)$$

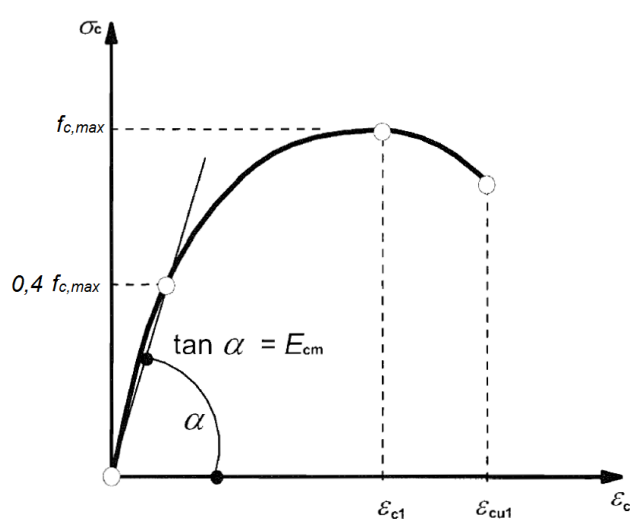
em que

E_{cm} – módulo de elasticidade de concreto (GPa);

f_{cm} – resistência máxima à compressão do concreto.

Na Figura 3.39 é mostrada a curva de tensão-deformação específica à compressão completa do concreto com a tensão à compressão máxima $f_{c,máx}$ (MPa), deformação específica para a máxima tensão ε_{c1} , e deformação específica à tensão última ε_{cu1} , considerada 0,0035 conforme define o Eurocode 2 (2011).

Figura 3.39 – Diagrama tensão-deformação para análise estrutural conforme Eurocode 2 ($0,4f_{c,máx}$ para definição do E_{cm} aproximado).



Fonte: adaptado de Eurocode 2 (2011).

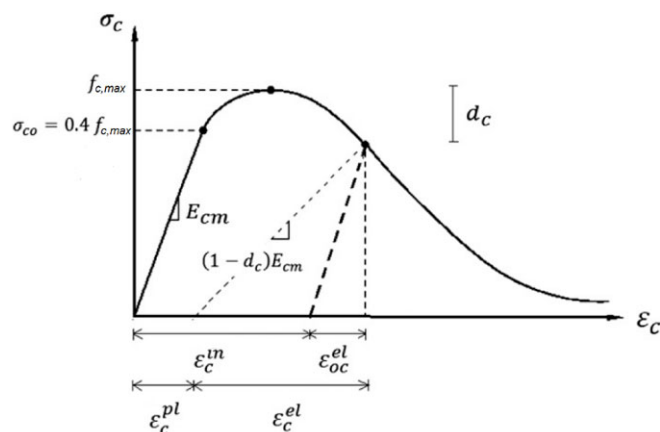
Segundo o modelo do Eurocode 2, assume-se uma relação tensão-deformação específica linear, que obedece à lei de Hooke, até 40% da resistência à compressão máxima.

No modelo para concreto do software Abaqus, o qual foi utilizado por Shamass, Zhou e Alfano (2015), denominado “CDP”, são necessárias deformações inelásticas ε_c^{in} correspondendo a tensões de compressão σ_c , sendo que para obtê-las é preciso substituir a deformação específica total pela deformação elástica ε_{oc}^{el} , que corresponde ao material sem dano, como segue:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{oc}^{el} \quad (3.88)$$

$$\varepsilon_{oc}^{el} = \frac{\sigma_{co}}{E_{cm}} \quad (3.89)$$

Figura 3.40 – Modelo CDP para concreto à compressão.



Fonte: adaptado de Shamass, Zhou e Alfano (2015).

Além disso, o parâmetro de dano à compressão d_c precisa ser definido em cada nível de deformação específica inelástica. Ele varia entre 0, para um material não danificado, até 1, quando o material perdeu totalmente a capacidade de carga.

O valor d_c é obtido apenas para o ramo descendente da curva tensão-deformação específica do concreto em compressão da seguinte forma (Figura 3.40):

$$d_c = 0 \quad \varepsilon_c < \varepsilon_{c1} \quad (3.90)$$

$$d_c = \frac{f_{cm} - \sigma_c}{f_{cm}} \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1} \quad (3.91)$$

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_{co}}{E_{cm}} \quad (3.92)$$

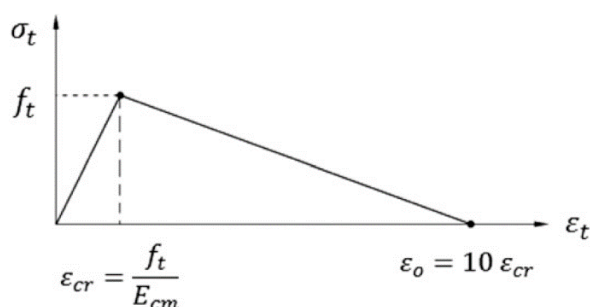
3.8.3.2 Relação tensão-deformação específica pós-ruptura na tração

A relação tensão-deformação específica pós-ruptura à tração (*Tension Stiffening*) refere-se ao fenômeno de que o concreto pode transportar tensão mesmo após

a fissuração, embora a resistência à tração diminua gradualmente com o aumento da tensão de tração.

Segundo Shamass, Zhou e Alfano (2015), em seu estudo a resistência à tração do concreto foi tomada como 10% de sua resistência à compressão, adotando-se ainda, uma relação tensão-deformação linear para o concreto na tração (Figura 3.41). Nesse modelo considera-se o decréscimo de deformação específica, após o ponto de ruptura, variando linearmente até anular-se a uma deformação específica total de aproximadamente 10 vezes da tensão de fissuração à tração, ε_{cr} .

Figura 3.41 – Diagrama tensão-deformação específica para concreto à compressão – representação linear.



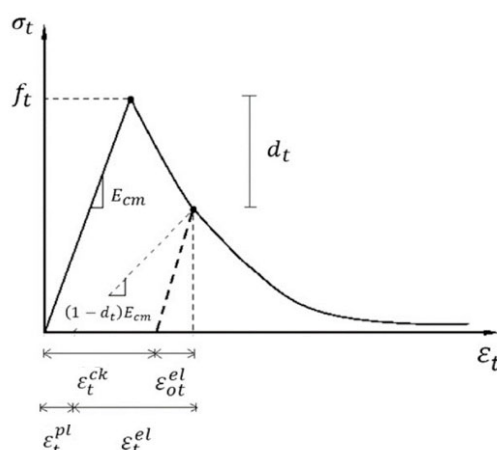
Fonte: adaptado de Shamass, Zhou e Alfano (2015).

Nesse modelo, é utilizada uma deformação específica ε_t^{ck} relativa às tensões de tração, σ_t , obtida subtraindo a deformação específica elástica, ε_{ot}^{el} a partir da deformação específica de tração total, ε_t , da seguinte forma:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{ot}^{el} \quad (3.93)$$

$$\varepsilon_{ot}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_{cm}} \quad (3.94)$$

Figura 3.42 – Modelo CDP para concreto à tração.



Fonte: adaptado de Shamass, Zhou e Alfano (2015).

Como na compressão o parâmetro de dano à tração d_t precisa ser definido para cada tensão de fissuração, sendo válido apenas no ramo descendente do diagrama tensão-deformação específica do concreto à tração da seguinte forma:

$$d_t = 0 \quad \varepsilon_t < \varepsilon_{cr} \quad (3.95)$$

$$d_t = \frac{f_t - \sigma_t}{f_t} \quad \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1} \quad (3.95)$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_t}{E_{cm}} \quad (3.96)$$

Sendo a deformação específica plástica definida pela seguinte equação:

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_{cm}} \quad (3.97)$$

No que refere-se à detecção de fissuras, de acordo com o estudo de Shamass, Zhou e Alfano (2015), o modelo CDP do *software* ABAQUS empregado, não suporta o conceito de fissuras que se desenvolvem no ponto de integração do material. No entanto, nesse estudo, assumiu-se que fissuras ocorreram no ponto em que a tensão total principal máxima excedeu o valor da deformação específica $\varepsilon_0 = 10\varepsilon_{cr}$ (Figura 3.42), pois segundo os autores, sob tão elevada deformação específica um elemento de concreto perde sua resistência à tração.

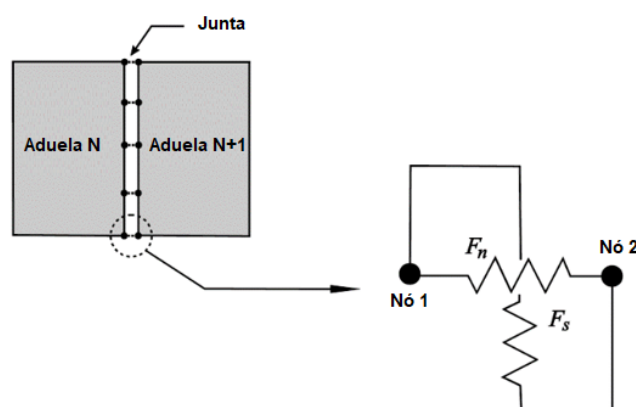
3.8.3.3 Modelo de contato para as juntas secas

Na pesquisa de Shamass, Zhou e Alfano (2015), a discretização de contato entre os elementos da junta foi realizada por meio de um modelo proposto pelo software Abaqus a qual foi utilizada nos modelos de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990) e Zhou, Mickleborough e Li (2005), sendo que tal modelo considera o movimento relativo de duas superfícies interativas, simulando o contato mecânico.

Esse modelo, adota como parâmetro o coeficiente de atrito entre as superfícies de concreto em contato na junta com chaves de cisalhamento e foi derivado dos resultados experimentais dos ensaios em juntas planas realizadas por Zhou, Mickleborough e Li (2005) e por Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990), tendo sido encontrado os valores 0,72 e 0,67, respectivamente.

Segundo Shin (2016), para o caso das juntas secas, os modelos devem prever a ligação entre as peças de concreto, por meio de elementos de contato. Esses elementos de contato podem ser definidos como molas de acoplamento entre dois nós, como se pode observar na Figura 3.43. Tal modelo pode ser idealizado como uma mola na direção normal e uma mola lateral entre dois nós.

Figura 3.43 – Elemento de contato por molas entre dois nós.



Fonte: Shin (2016).

No estudo de Shin (2016), as chaves de cisalhamento não foram modeladas em detalhes, pois o comportamento de flexão da estrutura era o foco de sua pesquisa e não a capacidade de cisalhamento da junta. Esse autor considerou que as chaves de cisalhamento impedem a deformação diferencial nas articulações, não incluindo

assim um elemento de contato vertical em sua simulação, porém, salientou que para uma junta plana sem chaves de cisalhamento, no entanto, são necessárias molas laterais na análise.

3.8.3.4 Modelos constitutivos para a resina epóxi

Nos estudos de Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990) e Bakhoun (1991), foram empregadas as propriedades mecânicas do epóxi, conforme apresentado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Propriedades mecânicas da resina epóxi.

Módulo de elasticidade longitudinal	4826,0 MPa
Resistência à compressão (48 horas)	83,0 MPa
Resistência ao cisalhamento na compressão	22,0 MPa
Coefficiente de Poisson	0,2

Fonte: Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990) e Bakhoun (1991).

Como já observado quanto à análise do comportamento das juntas, Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990) observaram que as fissuras se propagavam na área da chave através do plano de cisalhamento, da chave “macho” e na camada de concreto adjacente à camada de adesivo epóxi.

Além disso, a resistência ao cisalhamento na interface concreto-epóxi é de 22 MPa, como mostrado na Tabela 3.7 de acordo com Bakhoun (1991), que é muito maior do que a resistência à tração do concreto.

Visto que a resistência à compressão do epóxi é maior que a do concreto, o concreto irá esmagar antes da resina. Na tração ocorre também que a resistência da resina epóxi é muito maior que o concreto, fazendo que esse último se rompa primeiro. Tais observações experimentais justificaram a modelagem da resina epóxi como material elástico linear e com uma ligação perfeita entre a resina e o concreto, conforme realizado por Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990), Bakhoun (1991), Zhou, Mickleborough e Li (2005).

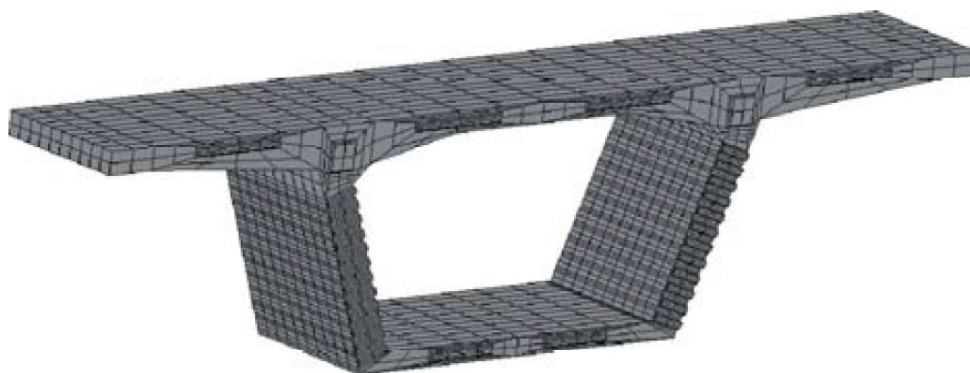
3.8.4 Estudos sobre juntas de pontes empregando o M.E.F.

Serão apresentados neste item alguns resultados mais significativos verificados na bibliografia quanto à análise de juntas empregando o método dos elementos finitos, em que os autores modelaram toda a viga.

3.8.4.1 Estudos modelando toda a viga

Rombach (2002) estudou o comportamento de uma ponte com aduelas pré-moldadas por meio da análise via método dos elementos finitos empregando o *software* ANSYS, considerando o comportamento não-linear devido à abertura das juntas secas sob tensão. Esse estudo destaca-se por contrastar dos demais estudos numéricos, visto que, faz a discretização detalhada das juntas (Figura 3.44), considerando a abertura das juntas secas por meio de elementos de interface.

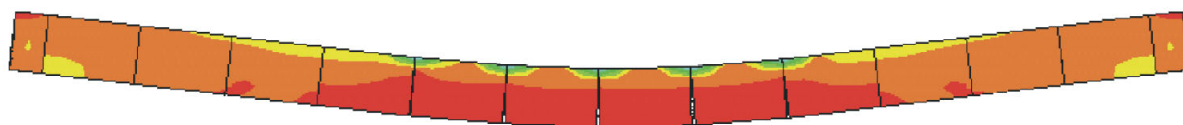
Figura 3.44 – Geometria e malha de elementos finitos para a aduela.



Fonte: Rombach (2002).

Rombach (2002) utilizou nas análises a viga ensaiada em escala real por Takebayashi, Deeprasertwong e Leung (1994). A Figura 3.45 apresenta o resultado de deslocamentos e tensões normais longitudinais obtido na modelagem realizada, onde é possível verificar a abertura das juntas.

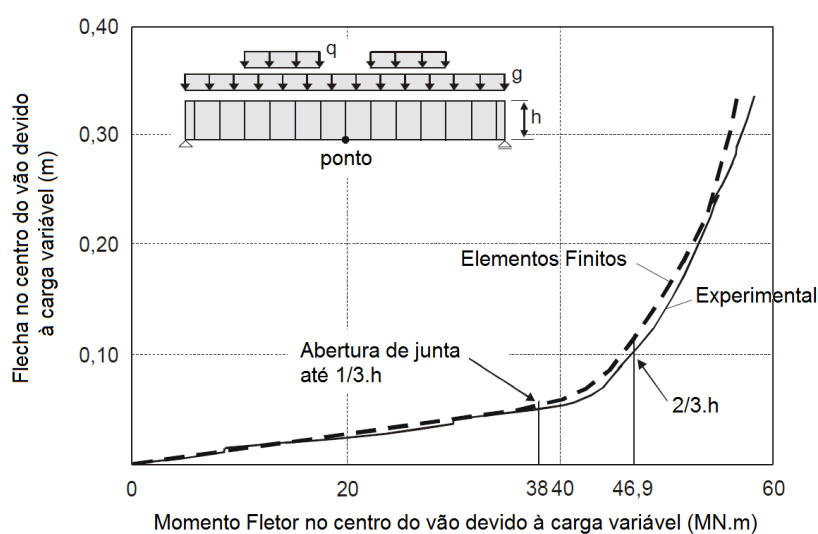
Figura 3.45 – Resultado de deslocamentos e tensões normais e abertura das juntas.



Fonte: Rombach (2002).

Na Figura 3.46 tem-se a curvatura momento-flecha que é típica para uma ponte em aduelas pré-moldadas com juntas secas. No início do carregamento, toda a estrutura está sob compressão devido às forças normais de protensão elevadas, fazendo com que a estrutura se comporta de forma monolítica. Com o aumento da carga a flecha aumenta linearmente com a carga, sendo que com um momento no centro do vão de cerca de 37 MNm (devido à carga variável), a primeira junta (próxima ao centro do vão) começa a abrir rapidamente, resultando em uma grande diminuição da rigidez. O braço de alavanca das forças internas permanece quase constante e, assim, a curva de momento-flecha é novamente quase linear. A ruptura da estrutura se dá devido ao esmagamento do concreto na laje superior, no entanto, é possível observar um comportamento dúctil da ponte. Contudo, apenas 3 das 13 juntas abriram sob a carga de ruptura.

Figura 3.46 – Comparação entre o resultado numérico via MEF e Experimental.



Fonte: adaptado de Rombach (2002).

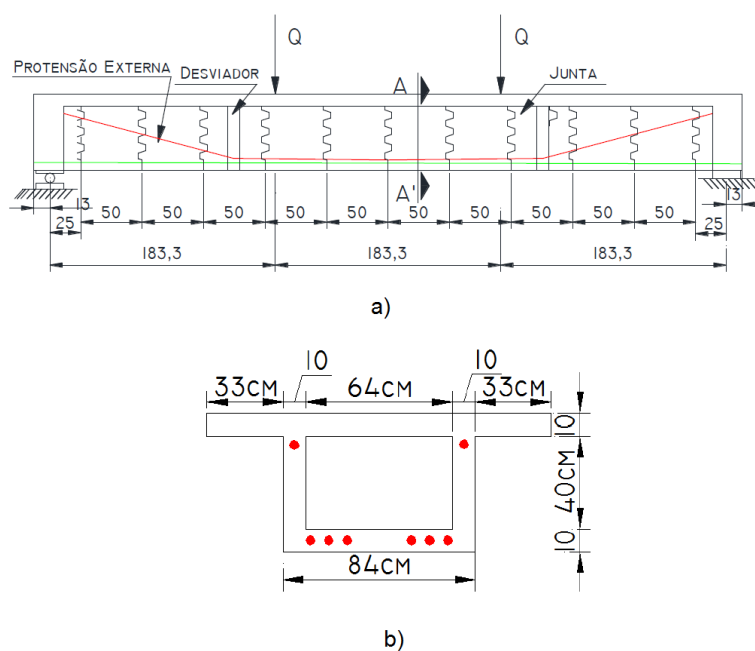
Os resultados da pesquisa mostram satisfatória semelhança entre o modelo numérico e os resultados experimentais, evidenciando que o modelo em elementos finitos é capaz de modelar o comportamento real de pontes em aduelas pré-moldadas.

Rombach (2002) destaca em sua pesquisa que juntas sem chaves de cisalhamento somente podem transferir forças quando estão sob compressão, enquanto que as juntas com chaves podem ainda continuar transferindo forças. Juntas sem chaves de cisalhamento atingem uma força limite de $F_{z,lim} = 0,7\sigma_n$ logo após a abertura da junta, enquanto a força na junta com chave ainda aumenta.

Esse autor destaca que, existe uma grande incerteza quanto ao cálculo deste tipo de junta, o que segundo ele é surpreendente visto que o comportamento das junções é de importância crítica para a segurança de uma estrutura em aduelas pré-moldadas.

Paliga (2015), realizou um estudo sobre o comportamento de estruturas segmentadas de concreto com protensão externa, desenvolvendo um modelo computacional para a análise tridimensional via método dos elementos finitos do comportamento não-linear físico e geométrico de pontes. As características geométricas da viga analisada por Paliga (2015) são apresentadas na Figura 3.47.

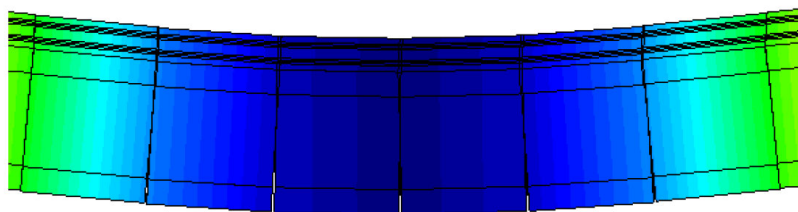
Figura 3.47 – Características geométricas da viga analisada por Paliga (2015) – (a) esquema longitudinal e (b) seção transversal.



Fonte: Paliga (2015).

Nesse estudo foram empregados elementos finitos hexaédricos para o concreto, elementos lineares para os cabos de protensão e elementos planos quadrangulares para as junções, com base nos trabalhos de Machado (2002) e Jost (2006), onde foram modeladas vigas com juntas secas. Foram comparados os deslocamentos na viga analisada, onde foi possível obter as aberturas entre as aduelas (Figura 3.48). Ao final do estudo a autora destacou a necessidade do estudo da transferência de forças cortantes por meio da abertura de juntas, destacando que isto seria possível por meio da modelagem das chaves de cisalhamento ou da resina epóxi utilizadas nas juntas entre aduelas.

Figura 3.48 – Abertura na junção das aduelas.



Fonte: Paliga (2015).

3.8.4.2 Estudos modelando somente as chaves de cisalhamento

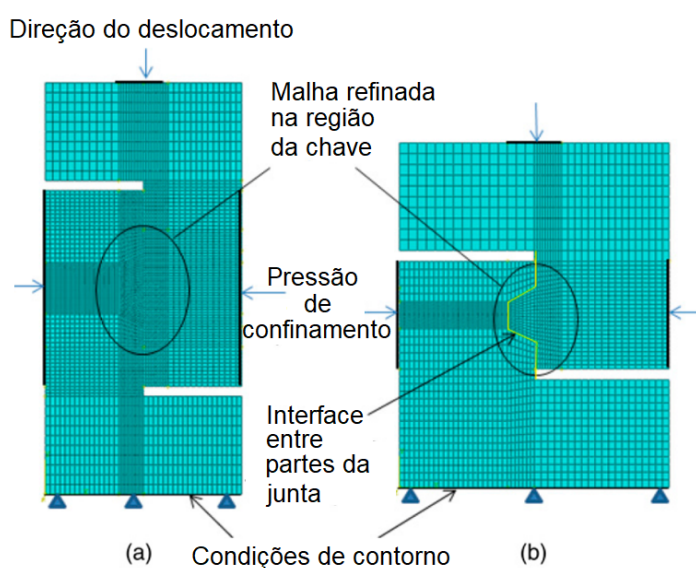
Serão apresentados, neste item, alguns resultados mais significativos verificados na bibliografia quanto à análise de juntas empregando o método dos elementos finitos.

Turmo, Ramos e Aparicio (2006) realizaram um estudo via método dos elementos finitos sobre o comportamento estrutural de pontes em aduelas pré-moldadas com juntas contendo chaves de cisalhamento, porém, as chaves não foram discretizadas, considerando assim, apenas um modelo de juntas planas para evitar o refinamento da malha de elementos finitos necessária na região das chaves, visando assim, reduzir o tempo computacional.

Rombach (2002) realizou estudos numéricos sobre juntas secas com chaves de cisalhamento, empregando o *software* ANSYS. A geometria dos corpos de prova por ele simulados foi apresentada no tópico relativo a testes experimentais.

Shamass, Zhou e Alfano (2015), utilizaram os resultados experimentais de Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990) e Zhou, Mickleborough e Li (2005), como referência para a implementar e calibrar sua análise de chaves de cisalhamento via método dos elementos finitos por meio de um modelo que permite considerar a plasticidade e a ruptura em concreto armado. Como já citado no item relativo aos modelos constitutivos dos materiais, esses autores empregaram o modelo CDP do sistema ABAQUS. Segundo esses autores, as diferenças na resistência ao cisalhamento final entre a simulação numérica e os experimentos foram de apenas na faixa de 9%, indicando se tratar de um modelo efetivo para simular o comportamento das juntas secas em pontes com aduelas pré-moldadas. A comparação entre os dados experimentais e numéricos desse estudo é apresentada na Tabela 3.8, assim como o modelo implementado via elementos finitos encontra-se na Figura 3.49.

Figura 3.49 – Modelo em elementos finitos desenvolvidos por Shamass, Zhou e Alfano (2015).



Fonte: Shamass, Zhou e Alfano (2015).

Tabela 3.8 – Comparação entre resultados numéricos e experimentais.

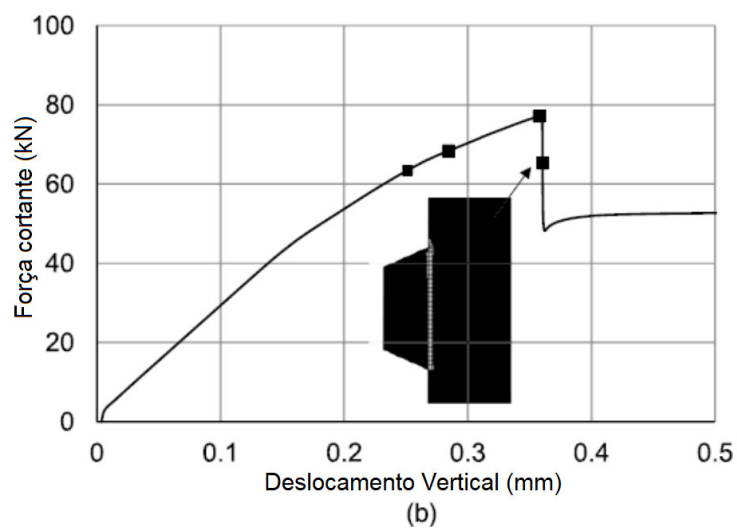
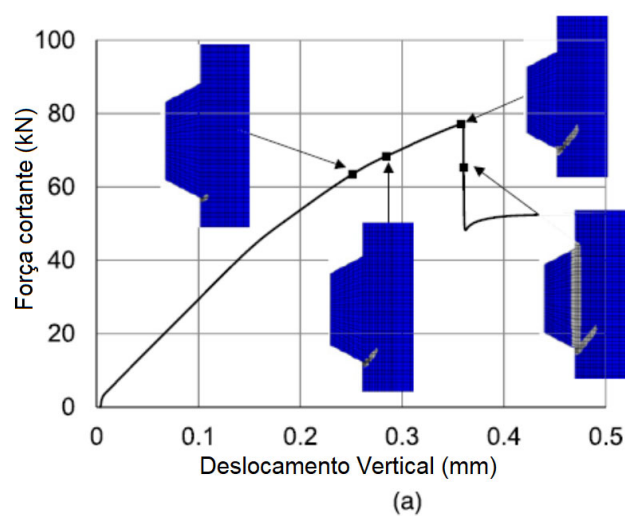
Identificação do teste	f_c (MPa)	Resistência máxima experimental (kN)	Resistência máxima numérica (kN)	$\frac{V_{u(Numeral)}}{V_{u(Experimental)}}$
M1-D-K1-1	38,70	193,0	180,80	0,94
M1-D-K1-2	50,00	211,00	219,10	1,04
M2-D-K1-1	56,20	335,00	294,00	0,88
M2-D-K1-2	59,60	337,00	314,00	0,93
M3-D-K1-1	80,10	448,00	429,00	0,96
M3-D-K1-2	48,80	360,00	324,00	0,90
M4-D-K1-1	37,10	354,00	312,00	0,88
M4-D-K1-2	36,70	392,00	309,00	0,79
M4.5-D-K1-1	37,70	375,00	332,00	0,89
Junta Seca-0,69 MPa	48,40	66,00	59,00	0,90
Junta Seca-2,07 MPa	47,60	84,00	78,00	0,93
Junta Seca-3,45 MPa	49,44	111,00	99,00	0,89
Média				0,91

Fonte: Shamass, Zhou e Alfano (2015).

Os padrões de fissuração verificados nas análises numéricas para juntas com chaves de cisalhamento, segundo Shamass, Zhou e Alfano (2015), estão apresentados na Figura 3.50.

Salienta-se neste tópico que não foram encontrados estudos numéricos publicados sobre o comportamento estrutural das juntas com resina epóxi e chaves de cisalhamento.

Figura 3.50 – Modelo em elementos finitos desenvolvidos por Shamass, Zhou e Alfano (2015)



Fonte: Shamass, Zhou e Alfano (2015).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A fase experimental deste estudo consiste em ensaiar corpos de prova de juntas com e sem chaves de cisalhamento, assim como, com e sem o uso de adesivo epóxi, de modo a empregar os resultados desses ensaios para ajustar e verificar os modelos teóricos de dimensionamento propostos nesta pesquisa.

Os modelos de juntas definidas neste estudo baseiam-se nos estudos experimentais de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990), Bakhoum (1991), Rombach (2002) e Zhou, Mickleborough e Li (2005), assim como nas recomendações normativas quanto a geometria de juntas definidas pela AASHTO (2003) e AASHTO LRFD (2016), além das recomendações quanto aos ângulos de inclinação das faces superior e inferior de chaves de cisalhamento indicadas por Combault (2008).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

Foram definidos e ensaiados 27 corpos de prova de juntas com e sem chaves de cisalhamento, os quais são identificados com o código “*Jm-n-i*”. Para o código empregado, “*m*” identifica o tipo de junta, sendo “CS” para juntas secas com chaves de cisalhamento e “CE” para juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, e “E” para juntas somente com adesivo epóxi, enquanto “*n*” identifica a resistência à compressão do concreto dos corpos de prova das juntas, sendo “A” para os concretos com resistência próxima de 25 MPa, “B” para os concretos com resistência próxima de 35 MPa e “C” para os concretos com resistência próxima de 50 MPa e o numeral “*i*” identifica o número do corpo de prova com o mesmo tipo de junta e concreto com mesma resistência à compressão. Os valores de resistência à compressão reais, obtidas experimentalmente, serão definidas na sequência deste trabalho.

Na Tabela 4.1 tem-se de maneira esquemática os corpos de prova ensaiados na fase experimental da pesquisa.

Tabela 4.1 – Esquema dos corpos de prova ensaiados na fase experimental.

Resistência a compressão dos concretos (f_c) dos corpos de prova das juntas	Juntas secas com chaves de cisalhamento (JCS)	Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE)	Juntas somente com adesivo epóxi (JE)
A (f_c próxima de 25 MPa)	JCS-A-1	JCE-A-1	JE-A-1
	JCS-A-2	JCE-A-2	JE-A-2
	JCS-A-3	JCE-A-3	JE-A-3
B (f_c próxima de 35 MPa)	JCS-B-1	JCE-B-1	JE-B-1
	JCS-B-2	JCE-B-2	JE-B-2
	JCS-B-3	JCE-B-3	JE-B-3
C (f_c próxima de 50 MPa)	JCS-C-1	JCE-C-1	JE-C-1
	JCS-C-2	JCE-C-2	JE-C-2
	JCS-C-3	JCE-C-3	JE-C-3

Fonte: Autor.

4.1 DEFINIÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

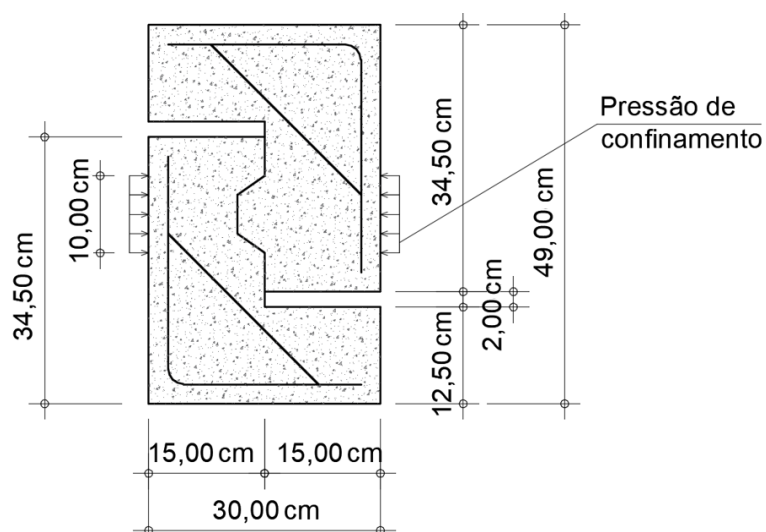
A geometria empregada para os corpos de prova ensaiados está apresentada nas Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4. A largura dos corpos de prova é de 16cm, sendo que os mesmos foram apoiados no prato inferior da máquina universal de ensaio e receberam carga vertical de compressão conforme será definido na sequência deste trabalho.

Esses corpos de prova foram confinados lateralmente para reproduzir o efeito da protensão na junta, sendo que para a aplicação dessa pressão de confinamento, conforme indicada nas Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, foi utilizado um dispositivo de protensão que será definido na sequência deste trabalho.

A tensão de compressão aplicada visando gerar o efeito de confinamento foi de 0,75 MPa, tendo sido empregado um valor de protensão relativamente baixo pelo fato que em situações reais, quanto mais a força atuante na junta se aproximar da força de ruptura da mesma, menor será o efeito de confinamento da junta. Além disso, em estudos experimentais bastante relevantes como os de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990) e Zhou, Mickleborough e Li (2005), onde também foram variados os valores de tensão de confinamento de modo a compreender seu efeito na resistência à força cortante das juntas, foram empregados valores de 0,69 a 4,50 MPa. Outra

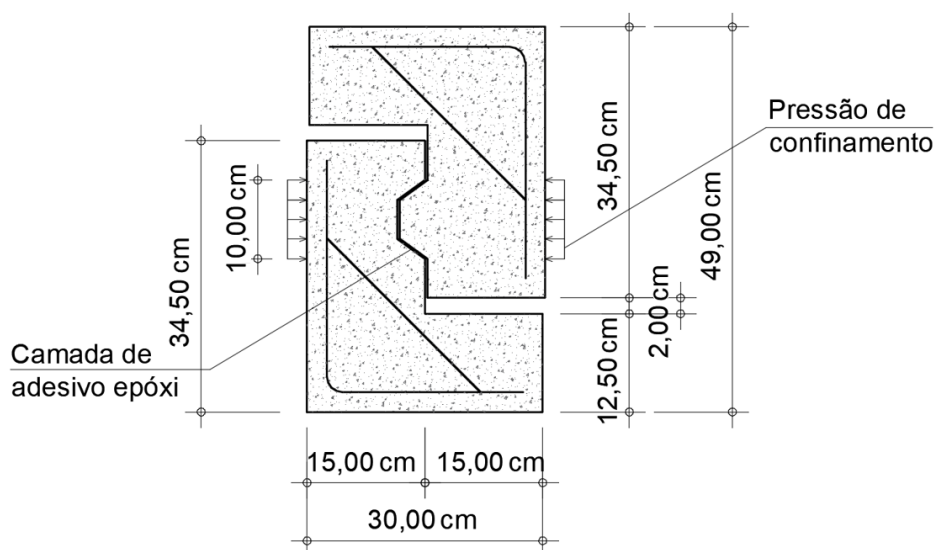
recomendação importante observada nessa definição foi a de Rombach (2002) que indica que em condições de serviço (Estado limite de serviço – ELS) a tensão de compressão do concreto nas juntas secas deve resultar em valores superior a 1,0 MPa, recomendando ainda que para o Estado Limite Último (ELU) seja considerada até a abertura das juntas.

Figura 4.1 – Corpo de prova de junta com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi (JCS).



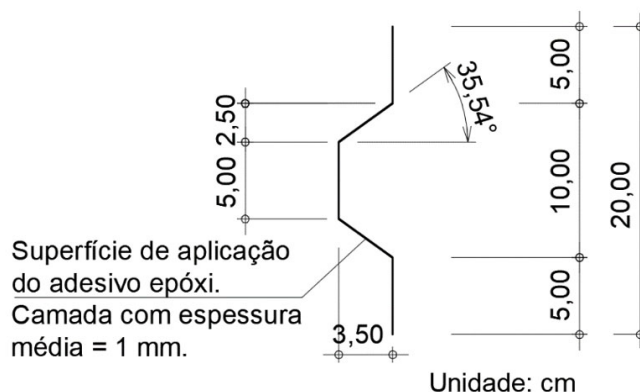
Fonte: Autor.

Figura 4.2 – Corpo de prova de junta com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE).



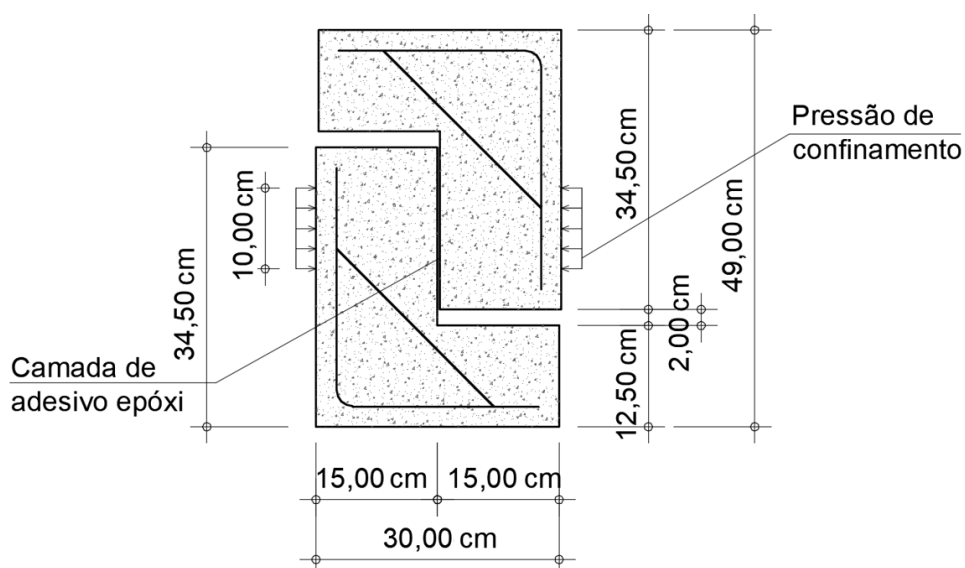
Fonte: Autor.

Figura 4.3 – Detalhe da chave de cisalhamento padrão.



Fonte: Autor.

Figura 4.4 – Corpo de prova de junta sem chave de cisalhamento e com adesivo epóxi.



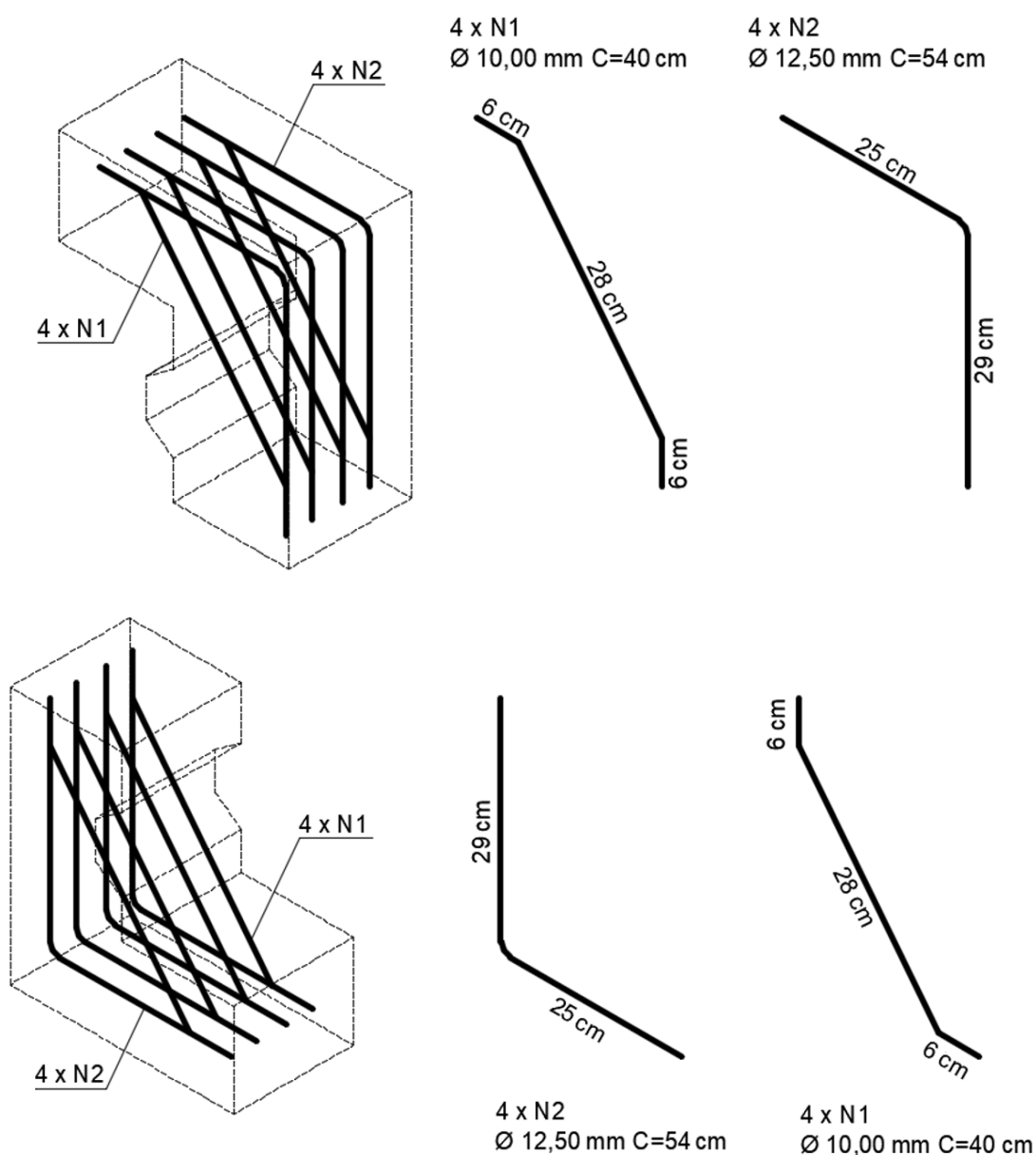
Fonte: Autor.

Os corpos de prova foram moldados em três séries, sendo uma série para cada resistência à compressão empregada. Cada série foi composta por nove corpos de prova moldados em duas partes cada, totalizando assim 54 que resultaram em 27 juntas.

Aos corpos de prova de chaves foram adicionadas barras de aço CA50-A como armadura de reforço para que garantir que esses não rompessem fora da região da chave, o que poderia comprometer os resultados dos ensaios.

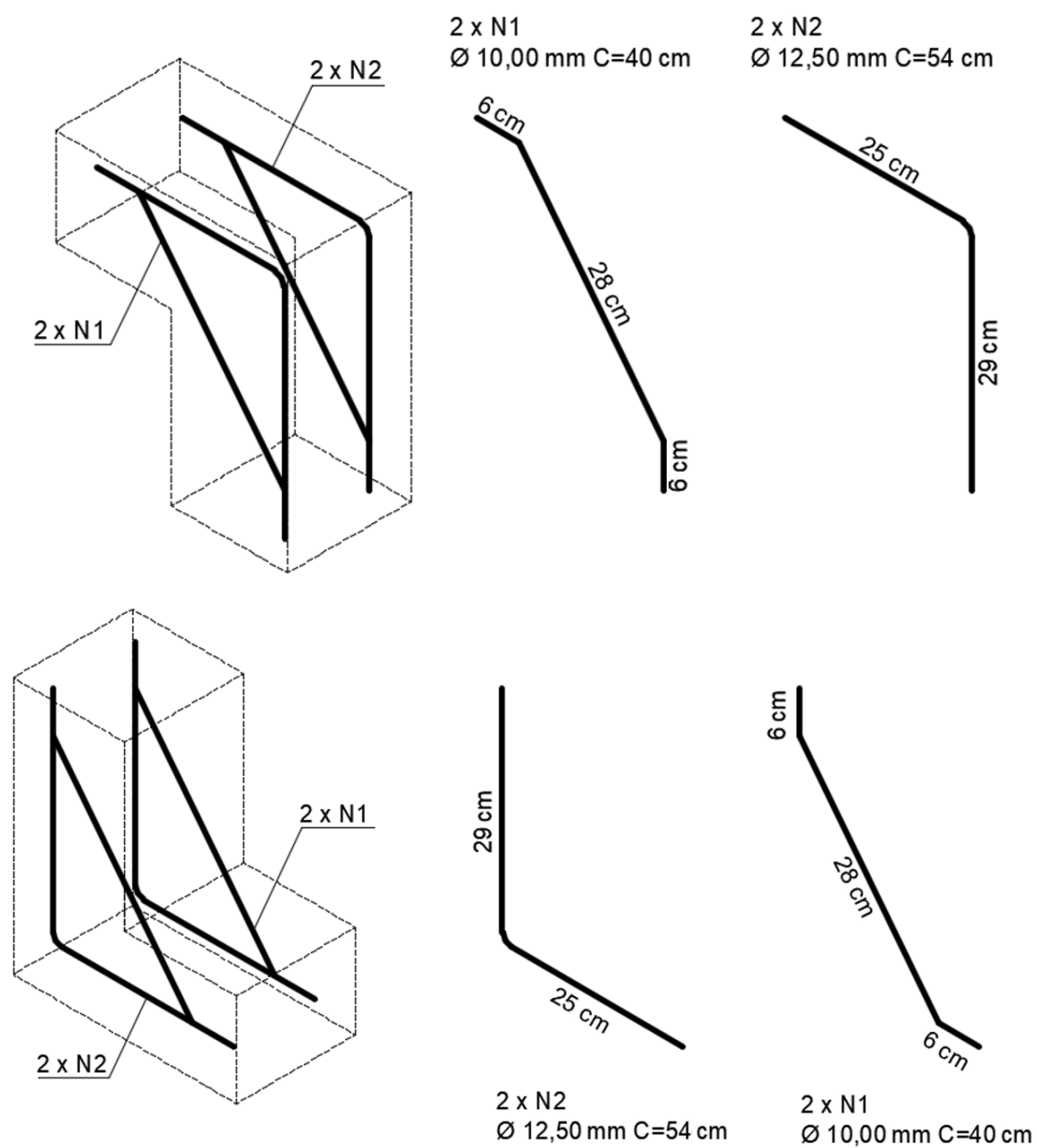
As armaduras empregadas nos corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento estão apresentadas na Figura 4.5. As armaduras empregadas nos corpos de prova de juntas planas, ou seja, sem chave de cisalhamento estão apresentadas na Figura 4.6.

Figura 4.5 – Detalhamento das armaduras dos corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento.



Fonte: Autor.

Figura 4.6 – Detalhamento das armaduras dos corpos de prova de juntas planas.



Fonte: Autor.

4.2 CONSTRUÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS

4.2.1 Formas

Foram confeccionados nove conjuntos de formas de modo a possibilitar a moldagem de nove juntas, sendo que tais formas foram confeccionadas em MDF, EPS e chapas de aço dobradas para as regiões das juntas. As formas de juntas com chaves de cisalhamento preparadas para a concretagem dos corpos de prova, estão apresentadas na Figura 4.7.

Figura 4.7 – Formas de juntas com chaves de cisalhamento preparadas para a concretagem dos corpos de prova.



Fonte: Autor.

4.2.2 Armaduras

As armaduras foram dobradas e soldadas entre si de modo a garantir o espaçamento das mesmas. Para a soldagem foram empregados eletrodos tipo E7018 conforme padrão AWS – *American Welding Society*, adequados para a soldagem de barras de aço tipo CA50-A, as quais foram empregados.

Após confeccionadas, conforme definido nas Figuras 4.5 e 4.6, as armaduras empregadas nos corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento e juntas planas, foram posicionadas nas formas, sendo que para garantir cobertura das armaduras foram empregados arames, pois a utilização de espaçadores plásticos ou do tipo “almofadas” de concreto poderiam interferir no comportamento dos corpos de prova devido às suas grandes dimensões e pequena dimensão dos corpos de prova. As armaduras sendo posicionadas nos corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento estão apresentadas na Figura 4.8.

Figura 4.8 – Armaduras posicionadas nas formas das juntas com chaves de cisalhamento.



Fonte: Autor.

4.2.3 Concretagem dos Corpos de Prova

Antes da concretagem foi aplicado nas formas desmoldante composto de óleo mineral, para então serem posicionadas e alinhadas as armaduras de reforço, liberando assim as formas para concretagem.

O procedimento de enchimento das formas foi manual, somente com o auxílio de colher, sendo realizado em duas camadas de aproximadamente 8 cm. Após o preenchimento de cada camada o concreto foi adensado com o auxílio de um vibrador de agulha, modelo Bosch GVC 20EX. Após a conclusão da concretagem a superfície superior dos corpos de prova de junta foram cuidadosamente reguadas e regularizadas. O resultado obtido após a conclusão da concretagem da série de corpos de prova de juntas para o concreto A está apresentado na Figura 4.9.

Figura 4.9 – Conclusão da concretagem da série de corpos de prova de juntas para o concreto A.



Fonte: Autor.

4.3 PREPARAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS

Os corpos de prova tiveram sua superfície lixada com o auxílio de lixadeira angular com disco de desbaste simples e em alguns casos com disco de desbaste diamantado, além de lixadeira orbital, conforme apresentado na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Procedimentos de lixamento dos corpos de prova de juntas.



Fonte: Autor.

Após o lixamento os corpos de prova foram devidamente limpos com o auxílio de jato de ar, estando os corpos de prova de juntas sem epóxi prontos para ensaio, e os corpos de prova que empregaram adesivo epóxi prontos para a aplicação do adesivo.

4.3.1 Aplicação do Adesivo Epóxi

Para os corpos de prova de juntas com chave de cisalhamento e planas com adesivo epóxi passaram ainda pela etapa de aplicação do adesivo estrutural e união das duas partes da junta.

O adesivo estrutural à base de resina epóxi utilizado foi o SIKADUR 31, o qual será caracterizado na sequência deste capítulo, tendo sido aplicado nas duas partes pré-moldadas da junta, conforme Figura 4.11, para então serem pressionadas essas partes, uma contra a outra e finalmente alinhadas de modo a garantir o ajuste das juntas e o paralelismo entre as faces de aplicação de força. A espessura de camada

de adesivo foi de cerca de 1 mm. A Figura 4.12 apresenta o procedimento de união e alinhamento das juntas com adesivo epóxi.

Figura 4.11 – Aplicação do adesivo epóxi nas duas partes pré-moldadas das juntas.



Fonte: Autor.

Figura 4.12 – Procedimento de união e alinhamento das juntas com adesivo epóxi



Fonte: Autor.

4.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS MATERIAIS

4.4.1 Concreto

Para cada série de resistência à compressão esperada (25 MPa, 35 MPa e 50 MPa) foram moldados corpos de prova cilíndricos de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, segundo as disposições da NBR 5738:2015, visando realizar a caracterização dos concretos quanto à sua resistência à compressão, à tração por compressão diametral e ao módulo de elasticidade. Para isso foram moldados um total de 31 corpos de prova cilíndricos, conforme detalhado na sequência deste capítulo.

Todo o concreto empregado foi produzido no próprio laboratório, tendo sido utilizado no preparo do concreto Cimento Portland CP V (ARI)

Os traços dos concretos empregados resultaram na dosagem e no consumo de materiais apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Consumo de materiais por m³ de concreto para os traços A, B e C.

Concreto	Material	Quantidade
	Cimento CP V - ARI	70,00 kg
	Areia natural	175,00 kg
	Brita 0 e 1 (50% e 50%) de basalto	233,10 kg
	Água	42,00 litros
B	Cimento CP V - ARI	80,00 kg
	Areia natural	200,80 kg
	Brita 0 e 1 (50% e 50%) de basalto	239,20 kg
	Água	41,60 litros
	Aditivo plastificante poli funcional DAF Fortmix R101A	0,57 litro
C	Cimento CP V - ARI	100,00 kg
	Areia natural	173,00 kg
	Brita 0 e 1 (50% e 50%) de basalto	232,00 kg
	Água	42,00 litros
	Aditivo plastificante poli funcional DAF Fortmix R101A	1,00 litro

Fonte: Autor.

Os consumos apresentados na Tabela 4.2 equivalem aos traços unitários em massa de 1: 2,50: 3,33 (cimento, areia e brita), com fator água/cimento em massa de 0,60 para o traço do concreto A, de 1: 2,51: 2,99 (cimento, areia e brita), com fator água/cimento de 0,52 para o traço do concreto B e 1: 1,73: 2,32 (cimento, areia e brita), com fator água/cimento de 0,42 para o traço do concreto C.

No estado fresco, de modo a caracterizar a trabalhabilidade dos concretos empregados, foi determinada a consistência pelo abatimento do tronco de cone (*slump test*), conforme estabelece a NBR NM 67:1998. Foram medidos abatimentos de 12, 19 e 9 cm, para os concretos A, B e C respectivamente, conforme apresentado na Figura 4.13.

Figura 4.13 – Ensaio de abatimento do tronco de cone: (a) para a primeira concretagem, (b) para a segunda concretagem, (c) para a terceira concretagem.



Fonte: Autor.

4.4.1.1 Resistência do concreto à compressão e à tração

De acordo com as séries descritas, a moldagem e a cura dos corpos de prova de concreto seguiram a NBR 5738:2015, enquanto o rompimento dos mesmos visando obter sua resistência à compressão, seguiram a NBR 5739:2007.

Os resultados de experimentais de resistência à compressão do concreto obtidos estão apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Resultados experimentais de resistência à compressão do concreto

Concreto	Corpo de Prova	Tensão de compressão f_c (MPa)	Tensão média de compressão f_{cm} (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
A	1	27,27	27,20	0,24	0,88%
	2	27,17			
	3	26,88			
	4	27,14			
	5	27,54			
B	1	36,67	38,02	1,65	4,35%
	2	40,06			
	3	35,17			
	4	36,47			
	5	38,41			
	6	38,91			
	7	37,81			
	8	39,99			
	9	38,73			
C	1	57,54	56,38	0,96	1,71%
	2	56,35			
	3	56,09			
	4	56,95			
	5	54,98			

Fonte: Autor.

Quanto à resistência à tração os ensaios seguiram as prescrições da NBR 7222:2011, sendo obtidos os resultados por meio de ensaios de resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, conforme Figura 4.14. A partir da resistência à tração por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, foi definida a resistência do concreto à tração, f_{ct} , por meio da relação $f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp}$, conforme determina a NBR 6118:2014.

Os resultados experimentais de resistência à tração obtida por meio de compressão diametral estão apresentados na Tabela 4.4. Os resultados de resistência à tração por compressão diametral, $f_{ct,sp}$, foram obtidos por meio de:

$$f_{ct,sp} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot d \cdot L} \quad (4.1)$$

onde

F – força máxima aplicada;

d – diâmetro do corpo de prova;

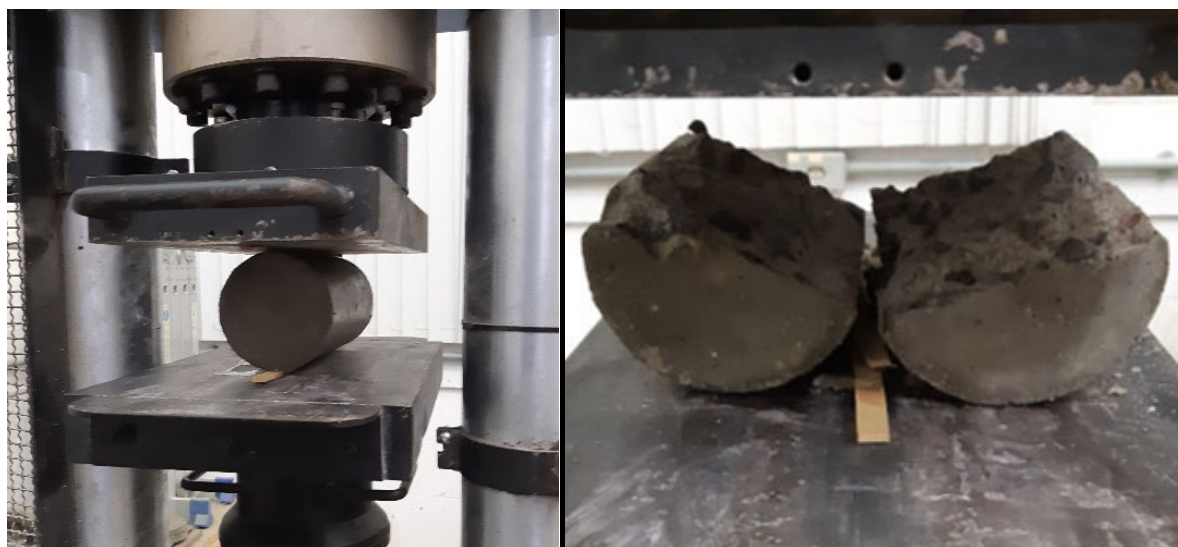
L – altura do corpo de prova.

Tabela 4.4 – Resultados experimentais de resistência à tração obtida por meio de compressão diametral

Concreto	Corpo de Prova	Força Máxima (kN)	Tensão de tração por compressão diametral $f_{ct,sp}$ (MPa)	Tensão de tração f_{ct} (MPa)	Tensão de tração média $f_{ct,m}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coef. de Variação (%)
A	1	85,64	2,73	2,45	2,63	0,13	5,12
	2	95,38	3,04	2,73			
	3	90,72	2,89	2,60			
	4	95,60	3,04	2,74			
B	1	99,47	3,17	2,85	3,04	0,35	11,55
	2	93,16	2,97	2,67			
	3	110,79	3,53	3,17			
	4	120,82	3,85	3,46			
C	1	136,45	4,34	3,91	3,09	0,62	20,00
	2	109,79	3,49	3,15			
	3	85,56	2,72	2,45			
	4	99,18	3,16	2,84			

Fonte: Autor.

Figura 4.14 – Ensaio de determinação da resistência à tração do concreto obtida por meio de compressão diametral

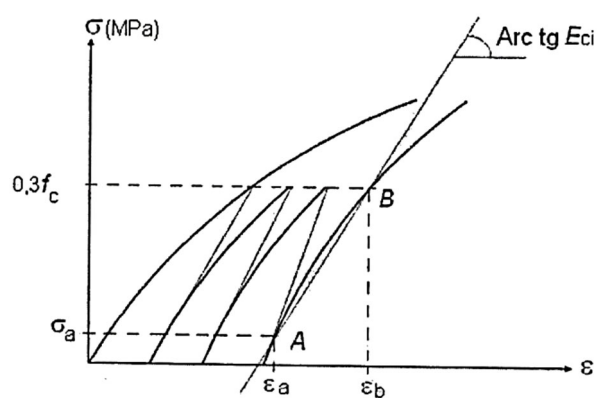


Fonte: Autor.

4.4.1.2 Módulo de elasticidade do concreto

Para a determinação do módulo de elasticidade do concreto por meio de extensômetros, segundo a NBR 8522:2008. O módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial, dado por E_{ci} , é o módulo de deformação secante entre a tensão σ_a e 30 % do valor de f_c .

Figura 4.15 – Representação esquemática do módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial



Fonte: NBR 8522:2008.

Seguindo a referida norma foram rompidos previamente dois corpos de prova para obter a resistência do concreto. A partir desse valor inicial foi possível estimar de maneira mais precisa a resistência equivalente à 30 % de f_c , sendo então ensaiados três corpos de prova para obtenção do módulo de elasticidade.

A partir do atendimento da sequência rigorosa de ensaio estabelecida pela NBR 8522:2008, foi definida a magnitude do módulo de elasticidade inicial do concreto E_{ci} , em GPa por:

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} 10^{-3} = \frac{\sigma_b - 0,5}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} 10^{-3} \quad (4.2)$$

onde

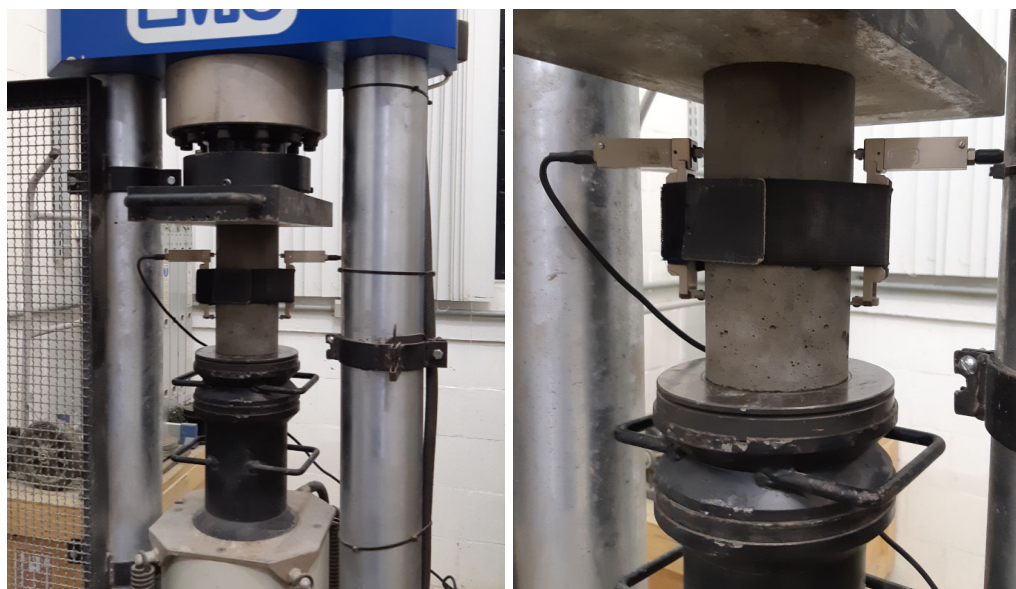
σ_b – tensão normal aplicada, correspondente a $0,3 f_c$ (MPa);

0,5 – valor da tensão normal considerada para σ_a (MPa);

ε_b – deformação específica média dos corpos de prova sob a maior tensão, sendo $\varepsilon = \Delta L/L$;

ε_a – deformação específica média dos corpos de prova sob a menor tensão, ou seja 0,5 MPa.

Figura 4.16 – Ensaio realizado para definir o módulo de elasticidade do concreto



Fonte: Autor.

Os resultados experimentais de módulo de elasticidade do concreto individuais para cada corpo de prova e seus valores médios por traço de concreto estão apresentados na Tabela 4.5, assim como, os gráficos tensão-deformação específica dos nove

corpos de prova ensaiados, para os concretos A, B e C, respectivamente, estão apresentados nas Figuras 4.17, 4.18 e 4.19. A sequência de carregamento e descarregamento dos corpos de prova seguida nos ensaios, conforme estabelecido pela NBR 8522:2008 e esquematizada na Figura 4.15, não foi apresentada nas Figuras 4.17, 4.18 e 4.19, sendo apresentada somente a fase final de carga na qual foi produzida a ruptura dos corpos de prova.

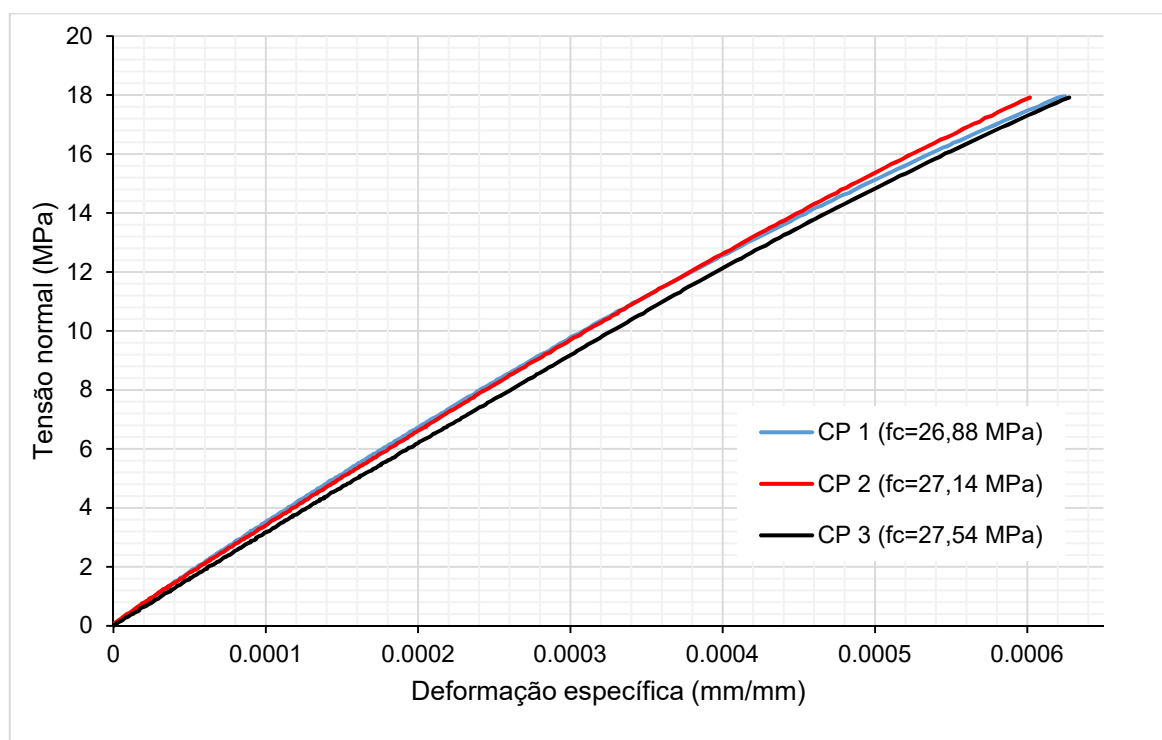
Tabela 4.5 – Resultados experimentais de módulo de elasticidade do concreto.

Concreto (Grupo)	Corpo de Prova	f_c (MPa)	Deformação específica – ε_a	Deformação específica – ε_b	Módulo de elasticidade do concreto – E_{ci} (MPa)	
A	1	26,88	$12,50 \cdot 10^{-6}$	$241,90 \cdot 10^{-6}$	32972,54	
	2	27,14	$12,50 \cdot 10^{-6}$	$249,04 \cdot 10^{-6}$	32307,02	
	3	27,54	$16,07 \cdot 10^{-6}$	$270,46 \cdot 10^{-6}$	30511,85	
	Módulo de elasticidade médio do concreto – $E_{ci,m}$ (MPa)					31930,47
	Desvio Padrão (MPa)					1272,83
	Coefficiente de Variação (%)					3,99%
B	1	35,17	$10,71 \cdot 10^{-6}$	$307,95 \cdot 10^{-6}$	33814,54	
	2	36,47	$12,50 \cdot 10^{-6}$	$309,74 \cdot 10^{-6}$	35126,14	
	3	38,41	$8,03 \cdot 10^{-6}$	$310,63 \cdot 10^{-6}$	36428,06	
	Módulo de elasticidade médio do concreto – $E_{ci,m}$ (MPa)					35122,91
	Desvio Padrão (MPa)					1306,76
	Coefficiente de Variação (%)					3,72%
C	1	56,09	$8,93 \cdot 10^{-6}$	$412,39 \cdot 10^{-6}$	40467,08	
	2*	56,95	$8,03 \cdot 10^{-6}$	$349,01 \cdot 10^{-6}$	40618,65	
	3*	54,98	$13,39 \cdot 10^{-6}$	$348,12 \cdot 10^{-6}$	40241,27	
	Módulo de elasticidade médio do concreto – $E_{ci,m}$ (MPa)					40442,33
	Desvio Padrão (MPa)					189,90
	Coefficiente de Variação (%)					0,47%

*Tensão máxima em que foi medida a deformação específica correspondeu a 0,25. f_c .

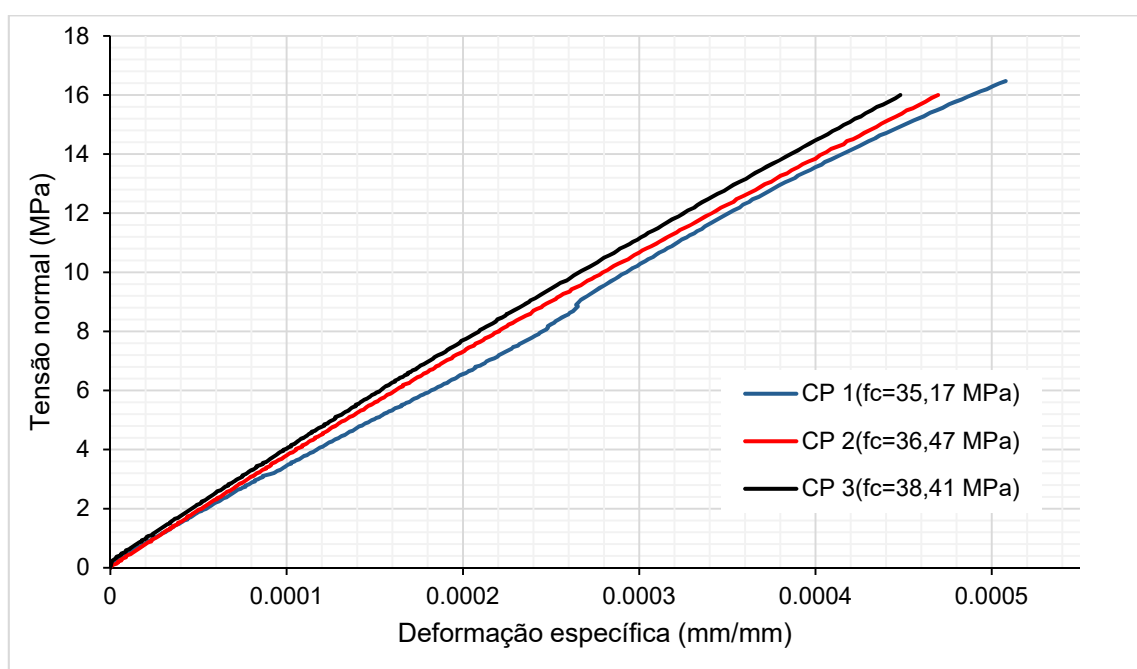
Fonte: Autor.

Figura 4.17 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos A.



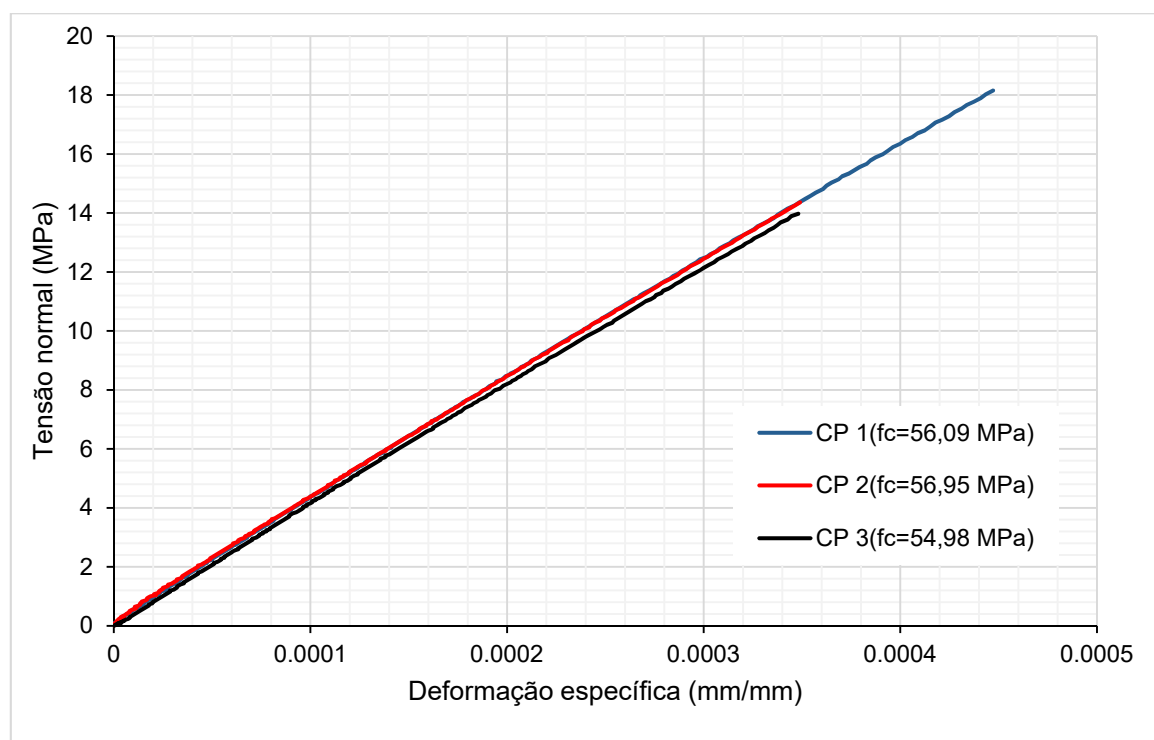
Fonte: Autor.

Figura 4.18 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos B.



Fonte: Autor.

Figura 4.19 – Gráfico tensão-deformação específica dos corpos de prova dos concretos C.



Fonte: Autor.

4.4.2 Adesivo Epóxi

O adesivo epóxi utilizado na pesquisa foi o Sikadur[®] 31, o qual se trata de um adesivo estrutural à base de resina epóxi, de alta viscosidade (tixotrópico), bicomponente e de pega normal. A definição baseou-se nos argumentos de que consiste em um adesivo facilmente encontrado e recomendado para o uso em juntas de aduelas de pontes.

Segundo dados fornecidos pelo fabricante SIKA este adesivo apresenta as seguintes propriedades e características:

- aplicação – colagem entre elementos pré-moldados, dentre outras;
- normas que atende – Sikadur[®] 31 atende os requisitos da norma ASTM C-881: Standard Specification for Epoxy Resin Base Bonding System for Concrete;
- composição básica – resina epóxi e poliamidas;
- flexo-tração – 50 MPa (14 dias);

- aderência – conforme a ASTM C 882, definida para dois dias com cura seca e 22°C em 34,0 MPa, para dois dias com cura úmida e 22°C em 18,6 MPa e para 14 dias com cura úmida e 22°C em 28,3 MPa;
- resistência de aderência – no concreto de 3,0–3,5 MPa (falha no concreto) e no aço de 15 MPa;
- módulo de elasticidade – 4,3 GPa;
- resistência ao arrancamento – força de arrancamento de barra de ancoragem em concreto classe H25 (Fe A63 – 42H, Ø 12 mm, L=180 mm) de 64 kN.
- tempo de manuseio – *pot life* de 50 minutos (23°C);
- razão de mistura – A:B = 1:1 (em volume);
- cura inicial – 24 horas;
- cura final – 7 dias;
- temperatura de serviço – Mín. -20°C / Máx. +60°C;
- resistência à compressão – conforme a ASTM D 695, conforme detalhado na Tabela. 4.6.

Tabela 4.6 – Resistência à compressão do adesivo epóxi para diferentes tempos e temperaturas.

Tempo	5°C	23°C	32°C
2 horas	---	---	37 MPa
4 horas	---	43 MPa	43 MPa
8 horas	---	62 MPa	62 MPa
16 horas	24 MPa	62 MPa	62 MPa
1 dia	43 MPa	62 MPa	74 MPa
3 dias	62 MPa	62 MPa	74 MPa
7 dias	68 MPa	74 MPa	74 MPa
14 dias	68 MPa	74 MPa	80 MPa

Fonte: Sika.

4.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA ADESIVA À TRAÇÃO ENTRE EPÓXI E CONCRETO

De modo a quantificar e caracterizar a adesividade entre o adesivo epóxi e os concretos empregados foram realizados ensaios de resistência adesiva à tração (*Pull off test*).

O ensaio de arrancamento foi desenvolvido na Inglaterra, na década de 1970, com o objetivo de determinar a resistência do concreto *in loco* (PEREIRA e MEDEIROS, 2012). O ensaio *pull-off* é utilizado para determinar a resistência à tração, sendo muito utilizado em campo para avaliar a resistência da aderência entre concretos de diferentes idades, ou seja, consiste em medir a adesão entre uma camada e outra, aplicando uma força normal de tração.

A variação de tensão deve ser de $0,05 \pm 0,03$ MPa/s.

Nos ensaios, foi empregado o mesmo adesivo epóxi empregado nas juntas, o adesivo Sikadur 31, sendo que a aplicação do adesivo seguiu as mesmas etapas empregadas na colagem da juntas, contemplando a preparação da base, mistura e preparação do adesivo e a aplicação do mesmo. A Figura 4.20 apresenta a procedimento de ensaio de resistência adesiva à tração entre adesivo epóxi e concretos, além de um esquema do ensaio.

Figura 4.20 – Procedimento de ensaio de resistência adesiva à tração entre adesivo epóxi e concretos: (a) para concretos da primeira concretagem, (b) esquema de ensaio.



Fonte: Autor.

4.5.1 Equipamento

O equipamento empregado nos ensaios de aderência é o Proceq DY-216, que possibilita a aplicação de uma força de tração máxima de 16 kN. Esse equipamento tem uma precisão de calibração Classe 1, conforme EN ISO 7500-1, com faixa de trabalho de 0,81 a 8,1 MPa para discos de 50 mm de diâmetro, assim como, curso máximo de 5 mm e velocidade máxima de arrancamento 4,65 mm/min.

4.5.2 Resultados

Os resultados obtidos nos ensaios de resistência adesiva à tração, assim como, a velocidade de aplicação de tensão resultante de cada ensaio estão apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 – Resultados experimentais de resistência adesiva a tração entre adesivo epóxi e concreto.

Concreto	Ensaio	Força máxima – $F_{t,máx}$ (kN)	Variação da tensão (MPa/s)	Tensão de tração - $f_{t,ad}$ (MPa)	Tensão média de tração - $f_{t,ad,m}$ (MPa)	Desvio padrão (MPa)	Coef. de variação (%)
A	1	3,71	0,110	1,89	1,88	0,08	4,26%
	2	3,53	0,124	1,80			
	3	3,85	0,136	1,96			
B	1	3,85	0,145	1,96	1,79	0,22	12,44%
	2	3,69	0,124	1,88			
	3	3,02	0,091	1,54			
C	1	4,08	0,153	2,08	2,59	0,82	31,79%
	2	6,95	0,231	3,54			
	3	4,22	0,132	2,15			

Fonte: Autor.

Verificou-se em todos os ensaios que a ruptura ocorreu por falha do concreto, ou seja, foram atingidos os limites de resistência à tração do concreto, sem que ocorresse falha na interface entre concreto e adesivo epóxi.

4.6 EQUIPAMENTOS E INSTRUMENTAÇÕES

Na determinação do módulo de elasticidade do concreto empregado nos testes, foi utilizado um extensômetro eletrônico da marca EMIC, modelo EE08, constituído por dois sensores independentes, conforme mostrado na Figura 4.16. Esse equipamento é específico para a medição de pequenas deformações, tem um deslocamento máximo de 2,5 mm, e apresenta precisão de medição na ordem de 0,0001 mm.

Os ensaios dos corpos de prova compostos por chaves de cisalhamento, assim como, os ensaios dos corpos de prova cilíndricos usados para caracterização do concreto foram ensaiados utilizando-se uma Máquina Universal de ensaios marca Emic, modelo PC200CS, de classe 1, do Laboratório de Estruturas da UNISC, a qual tem dois módulos, sendo um com capacidade máxima de força de 2000 kN, conforme mostrado nas Figuras 4.14 e 4.16, e o outro módulo com capacidade máxima de força de 300 kN, conforme apresentado na Figura 4.21. Especificamente o módulo com capacidade de 300 kN foi empregado nos ensaios dos corpos de prova de juntas e o módulo com capacidade de 2000 kN foi empregado nos testes com corpos de prova cilíndricos de concreto. Esse equipamento utiliza um sistema de aquisição eletrônica de dados próprio, que transmite automaticamente os dados medidos para o *software* TESC desenvolvido pela EMIC.

Figura 4.21 – Módulo da Máquina Universal Emic PC200CS empregado nos ensaios dos corpos de prova de juntas.

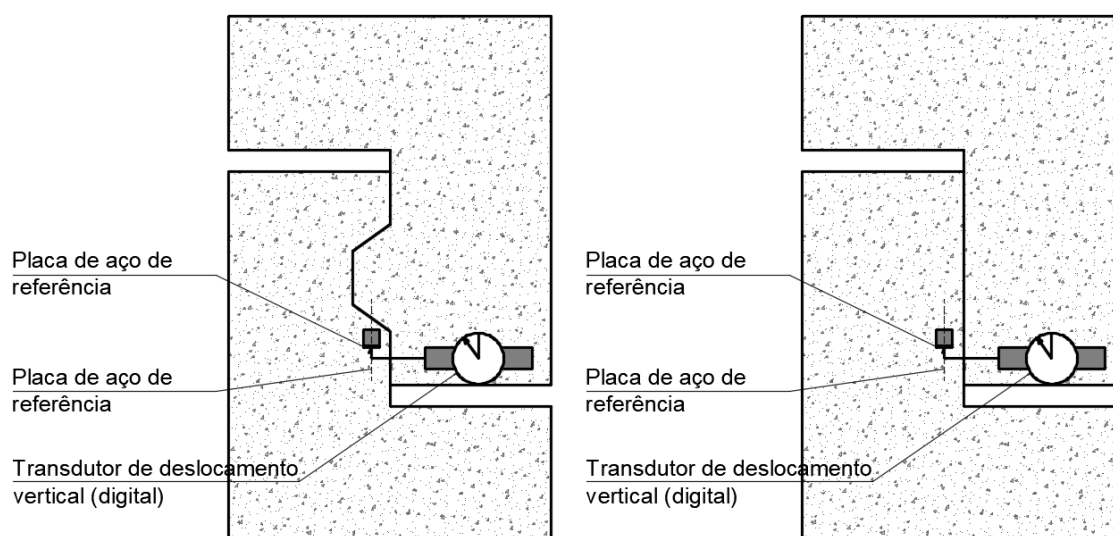


Fonte: Autor.

Como dispositivo de medição da força aplicada foi utilizada a célula de carga própria da Máquina Universal de Ensaios, enquanto a medição de deslocamentos foi realizada por meio de um dispositivo transdutor eletrônico de deslocamentos modelo Emic EE05, cuja precisão de medição é de 0,001 mm, com deslocamento máximo medido de 12,5 mm.

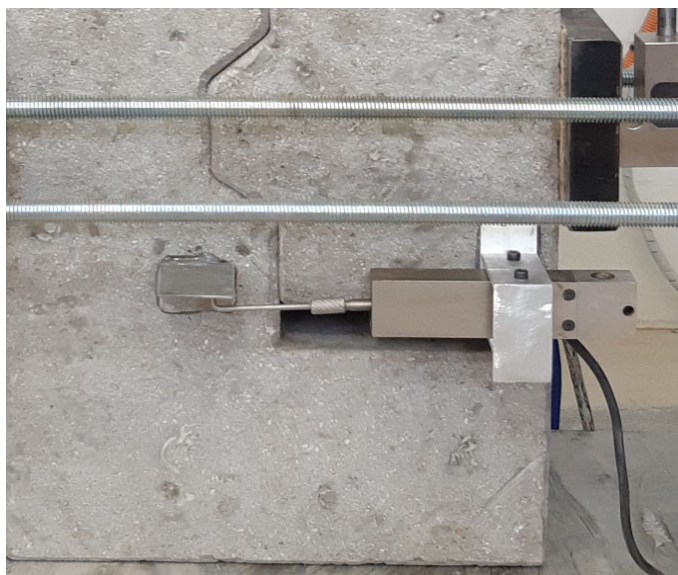
O transdutor de deslocamento foi instalado visando medir o deslocamento na base das juntas, sem comprometer as medições e os ensaios, assim como sem comprometer o dispositivo. A posição e o esquema de instalação desse dispositivo estão apresentados nas Figura 4.22 e 4.23.

Figura 4.22 – Esquema de medição de deslocamentos verticais e transdutor de deslocamento instalado



Fonte: Autor.

Figura 4.23 – Esquema padrão de um transdutor de deslocamento vertical instalado em uma junta.



Fonte: Autor.

4.7 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO DOS CORPOS DE PROVA DE JUNTAS

4.7.1 Procedimentos e esquema de ensaio

O ensaio empregado para medir a força cortante resistente das juntas analisadas é conhecido por *push-off test*, e consiste em um ensaio de cisalhamento normalmente adotado para avaliar a resistência de união das interfaces concreto-concreto quando se considera armadura de aço cruzando a interface, sendo também denominado por ensaio em forma de “L”.

Segundo Santos (2009), a referência mais antiga que foi encontrada para este ensaio de ligação apontou para Anderson (1960), e posteriormente, foi adotado e modificado por diversos pesquisadores, como Hofbeck *et al.* (1969), Mattock e Hawkins (1972), Mattock (1974) e Walraven *et al.* (1987).

Para o caso de juntas com chaves de cisalhamento destacam-se os estudos de Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990), Zhou, Mickleborough e Li (2005) e Rombach (2002), os quais empregaram o mesmo sistema de ensaio.

Esse ensaio é composto por duas partes de concreto, cada uma com a forma de um L, conectada através da interface e apresentando um espaço em ambas as extremidades que permite que o ensaio continue após o início da falha na interface em cisalhamento.

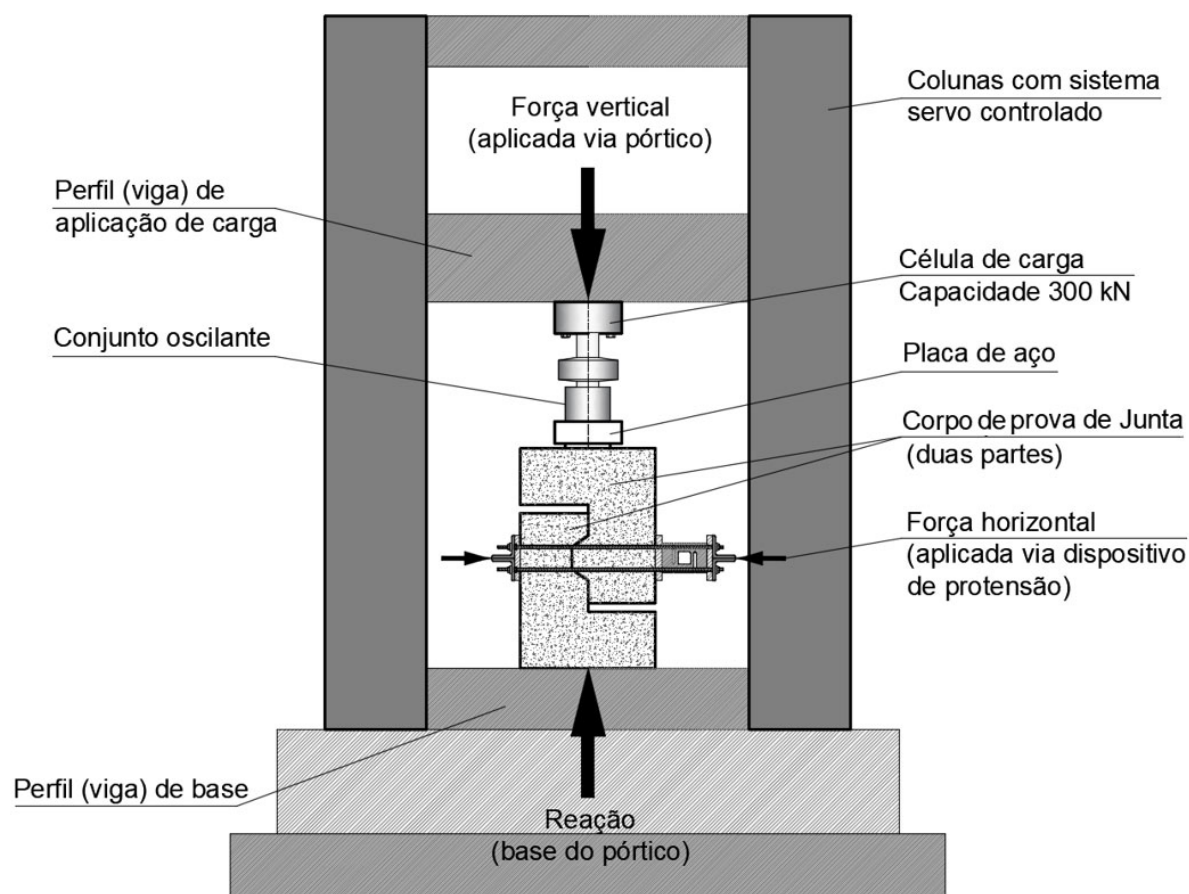
O esquema de ensaio empregado, com o detalhamento dos equipamentos e dispositivos de aplicação de carga utilizados, estão apresentados na Figura 4.24.

4.7.2 Montagem dos Ensaio

Inicialmente os corpos de prova de juntas foram montados sendo unidas as duas partes da junta para então ser aplicada a força transversal de protensão por meio do dispositivo descrito na sequência deste capítulo. As juntas em que se empregou adesivo epóxi foram previamente coladas, conforme descrito, para então ser aplicada a força de protensão.

Os corpos de prova de juntas receberam a força de protensão já posicionados na máquina universal de ensaios. Após a protensão as juntas foram alinhadas e na máquina e então se iniciava o ensaio, com aplicação da força vertical, conforme ilustrado na Figura 4.24.

Figura 4.24 – Esquema padrão de um transdutor de deslocamento vertical instalado em uma junta.

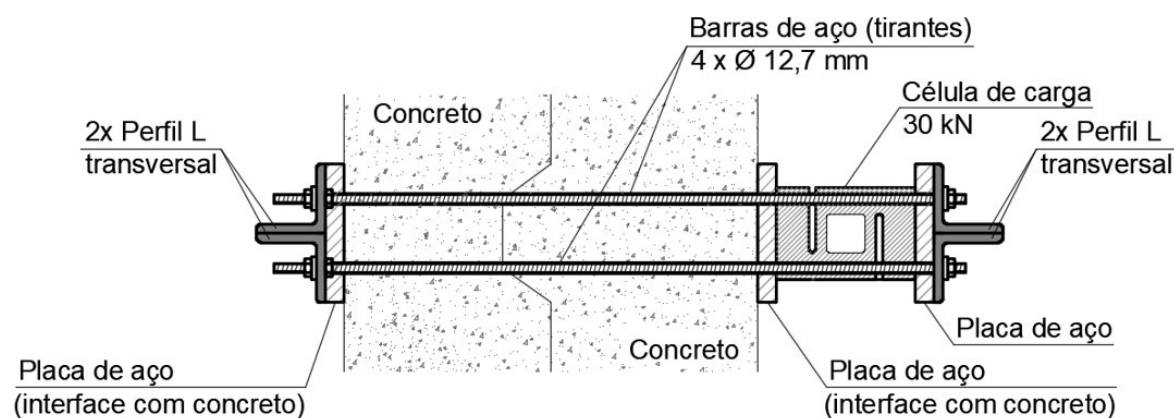


Fonte: Autor.

4.7.3 Sistema de Aplicação da Protensão nos Corpos de Prova

Para a aplicação da tensão de confinamento foi desenvolvido um dispositivo similar ao utilizado por Rombach (2002). O dispositivo desenvolvido era composto por barras de aço roscadas e placas e perfis de aço que transmitiam a força para a junta. A força foi gerada pelo aperto das barras de aço que serviram como tirantes, sendo o controle da força de protensão aplicada realizado por uma célula de carga com capacidade de 30 kN. O esquema do dispositivo desenvolvido para aplicação da tensão de protensão aplicada nas juntas ensaiadas está apresentado na Figura 4.25.

Figura 4.25 – Esquema do dispositivo desenvolvido para aplicação da força de protensão nas juntas ensaiadas.



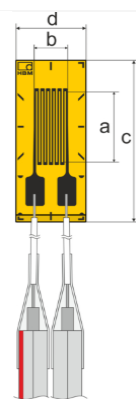
Fonte: Autor.

4.7.4 Medição do ângulo da biela de compressão

4.7.4.1 Instrumentação

Para medição de deformações nas chaves de cisalhamento foram empregados dispositivos eletrônicos, sensores de deformação tipo *strain gauges*, acoplados a um sistema de aquisição e armazenamento de dados, conforme detalhado neste item.

Figura 4.26 – Esquema dos *strain gauges* empregados nos ensaios.



Fonte: adaptado de HBM (2018).

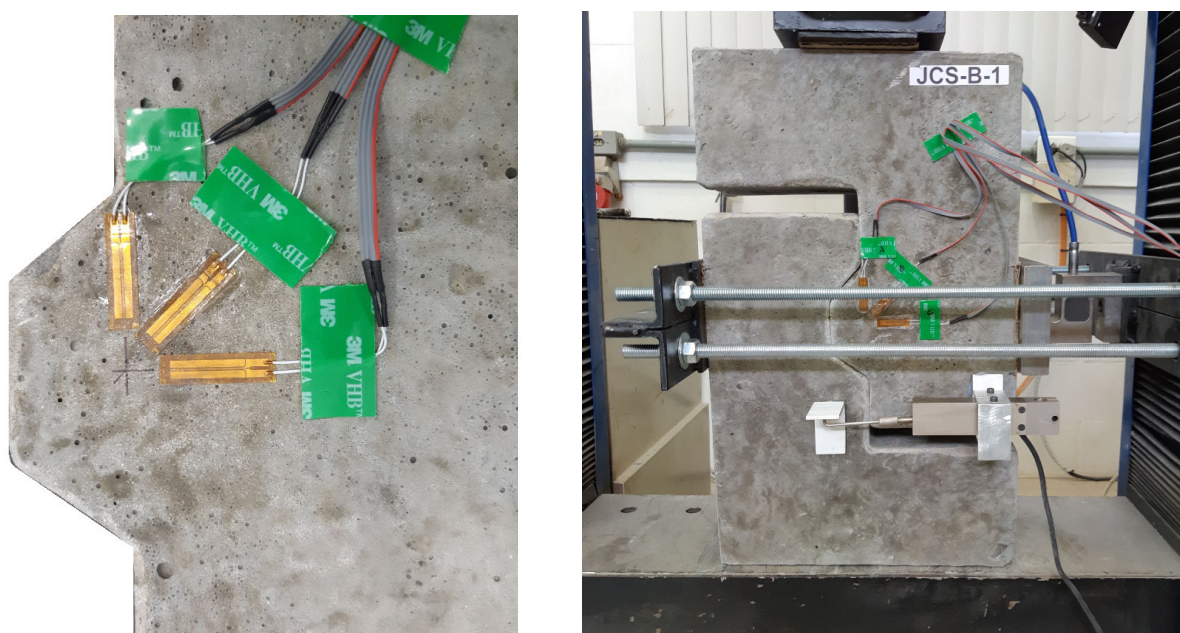
Para a medição de deformações específicas do concreto das chaves de cisalhamento foram empregados sensores de deformação tipo *strain gauges* modelo HBM

K-CLY4x-20/120, com resistência nominal de 120 ohms e grade de medição (a) de 20 mm, conforme ilustrado na Figura 4.26.

A especificação técnica completa dos *strain gauges* empregados no estudo encontram-se no capítulo de anexos deste trabalho.

Em cada modelo de nervura serão instalados três *strain gauges*, sendo que o posicionamento dos mesmos estão detalhados nas Figura 4.27.

Figura 4.27 – Posicionamento do *strain gauges* nas chaves de cisalhamento dos protótipos de juntas



Fonte: Autor.

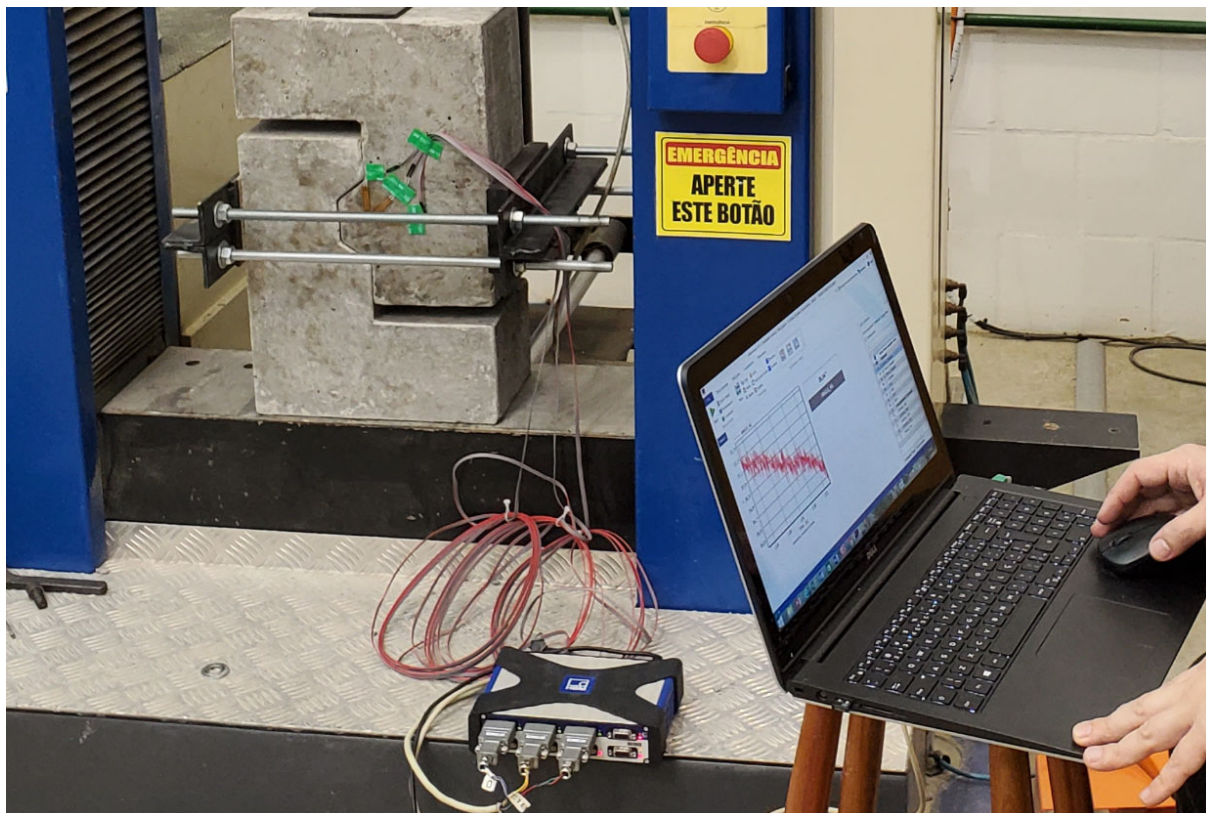
4.7.4.2 Aquisição de dados

Para a aquisição dos dados medidos pelos *strain gauges* foi utilizado o Sistema de Aquisição de Dados (DAQ) QuantumX, modelo MX840B da HBM, o qual consiste em um sistema de aquisição de dados universal de oito canais, sendo que para armazenamento e tratamento inicial dos dados medidos foi empregado o *software* CAT-MAN, também desenvolvido pela HBM.

A Figura 4.28 apresenta o sistema de medição de deformações nas chaves de cisalhamento dos corpos de prova de juntas, composto pelos sensores de deformação

específica (*strain gauges*), sistema de aquisição de dados QuantumX e computador com o *software* CATMAN.

Figura 4.28 – Esquema do sistema de medição de deformações específicas nas chaves de cisalhamento dos corpos de prova de juntas.



Fonte: Autor.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios realizados de força cortante resistente para juntas com chave de cisalhamento, juntas com chaves de cisalhamento com adesivo epóxi e juntas planas com adesivo epóxi, submetidas à protensão transversal, conforme detalhado no programa experimental deste trabalho.

5.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

O programa experimental desenvolvido neste estudo propiciou obter resultados de força cortante resistente para três tipos de juntas, considerando-se três resistências diferentes para o concreto, sendo ensaiados três corpos de prova de junta para cada traço de concreto, totalizando 27 resultados de corpos de prova.

A Tabela 5.1 apresenta os resultados de força cortante resistente para os 27 corpos de prova de juntas ensaiados, fornecendo a média e a variação percentual desses resultados.

Por meio da aquisição eletrônica dos dados experimentais de força cortante e deslocamento vertical na base das juntas, com o auxílio do *software TESC*, foi possível obter os gráficos de força cortante x deslocamento vertical para os três corpos de prova de cada um dos três concretos, assim como, para cada um dos três tipos de juntas.

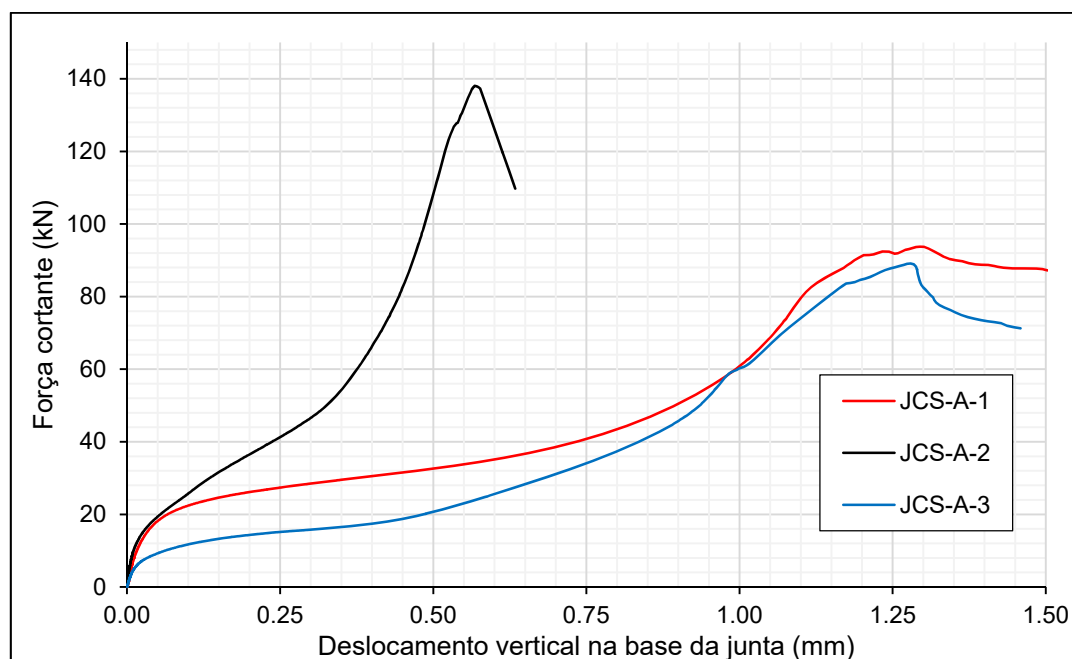
Os gráficos com esses resultados estão apresentados nas Figuras 5.1 a 5.9.

Tabela 5.1 – Resultados experimentais de força cortante resistente dos corpos de prova de juntas ensaiadas na fase experimental

Concreto	f_{cm} (MPa)	Tipo de Junta	Corpo de prova	Força máxima experimental $V_{máx, exp}$	Força média experimental $V_{med, exp}$	Variação (%) $(V_{máx} - V_{med}) / V_{med}$
A	27,20	Juntas secas com chaves de cisalhamento (JCS)	JCS-A-1	93,76	106,97	-12,35%
			JCS-A-2	138,05		29,05%
			JCS-A-3	89,11		-16,70%
		Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE)	JCE-A-1	168,00	155,59	7,97%
			JCE-A-2	151,74		-2,48%
			JCE-A-3	147,04		-5,50%
		Juntas somente com adesivo epóxi (JE)	JE-A-1	134,82	152,75	-11,74%
			JE-A-2	165,31		8,22%
			JE-A-3	158,11		3,51%
B	38,02	Juntas secas com chaves de cisalhamento (JCS)	JCS-B-1	149,03	129,78	14,83%
			JCS-B-2	117,62		-9,37%
			JCS-B-3	122,69		-5,46%
		Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE)	JCE-B-1	213,82	201,77	5,97%
			JCE-B-2	181,41		-10,09%
			JCE-B-3	210,08		4,12%
		Juntas somente com adesivo epóxi (JE)	JE-B-1	196,47	192,59	2,01%
			JE-B-2	186,11		-3,37%
			JE-B-3	195,20		1,35%
C	56,38	Juntas secas com chaves de cisalhamento (JCS)	JCS-C-1	171,03	158,17	8,13%
			JCS-C-2	147,38		-6,82%
			JCS-C-2	156,10		-1,31%
		Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi (JCE)	JCE-C-1	212,56	234,13	-9,21%
			JCE-C-2	244,59		4,47%
			JCE-C-2	245,23		4,74%
		Juntas somente com adesivo epóxi (JE)	JE-C-1	225,99	216,44	4,41%
			JE-C-2	213,44		-1,39%
			JE-C-2	209,90		-3,02%

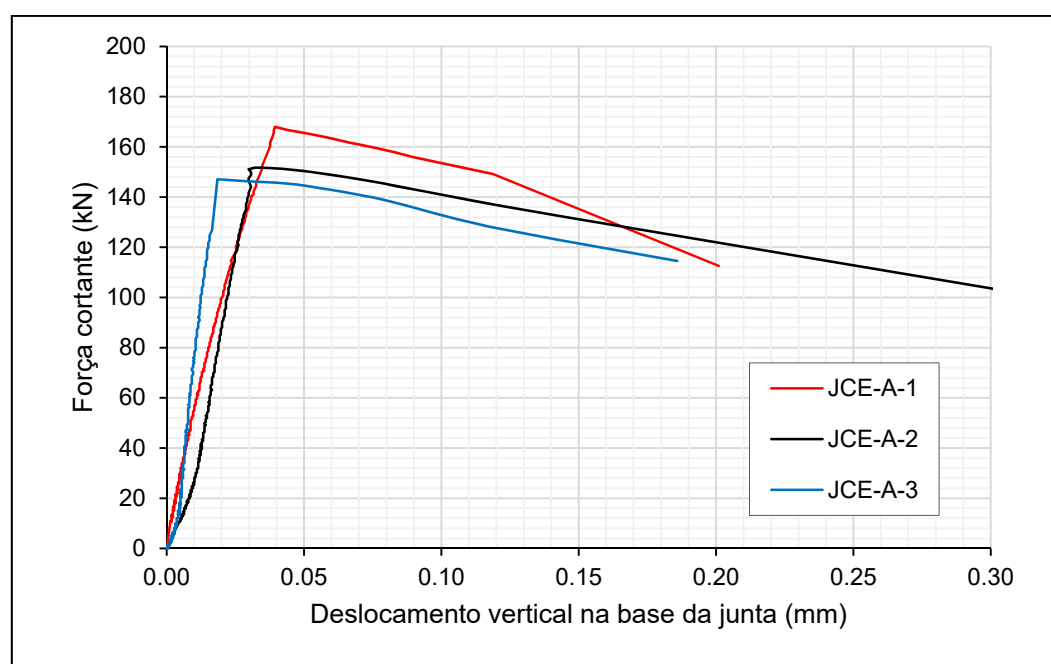
Fonte: Autor.

Figura 5.1 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto A.



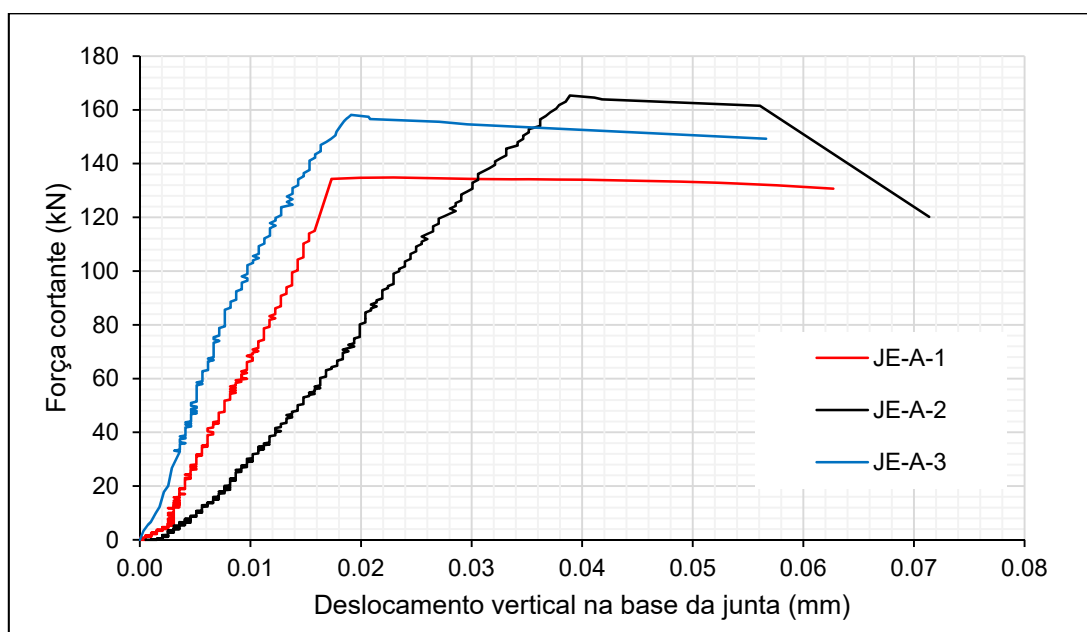
Fonte: Autor.

Figura 5.2 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto A.



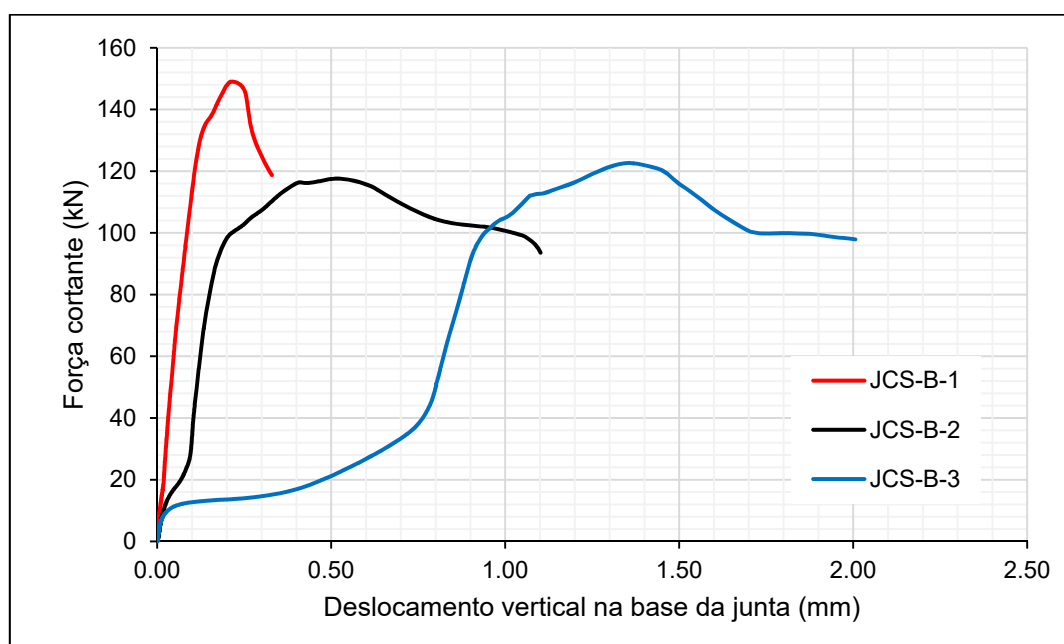
Fonte: Autor.

Figura 5.3 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto A.



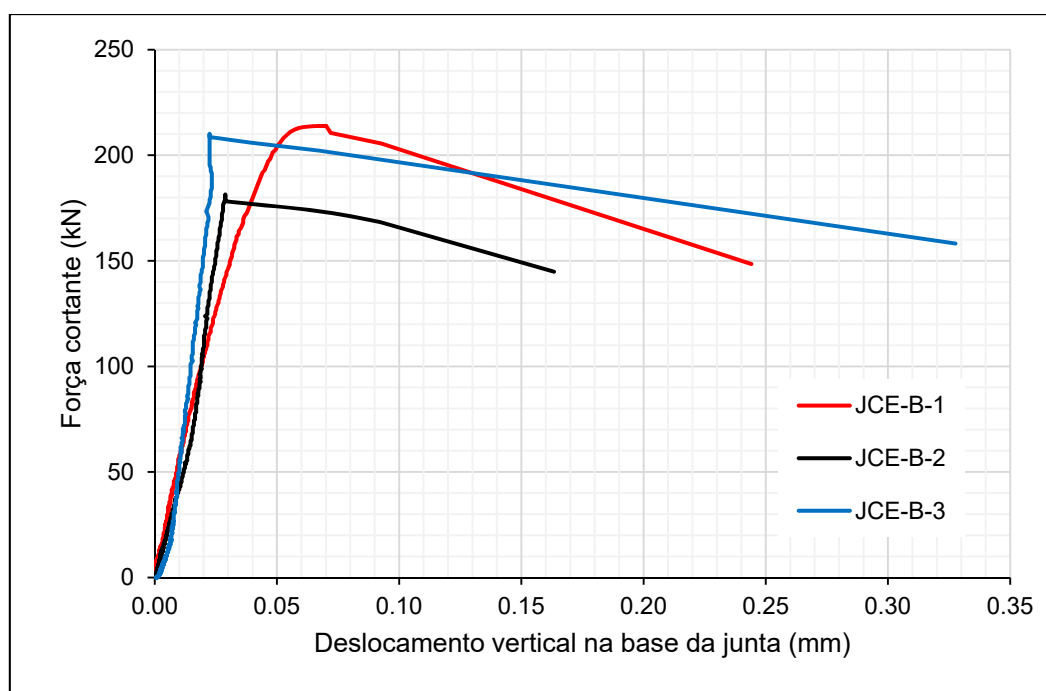
Fonte: Autor.

Figura 5.4 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto B.



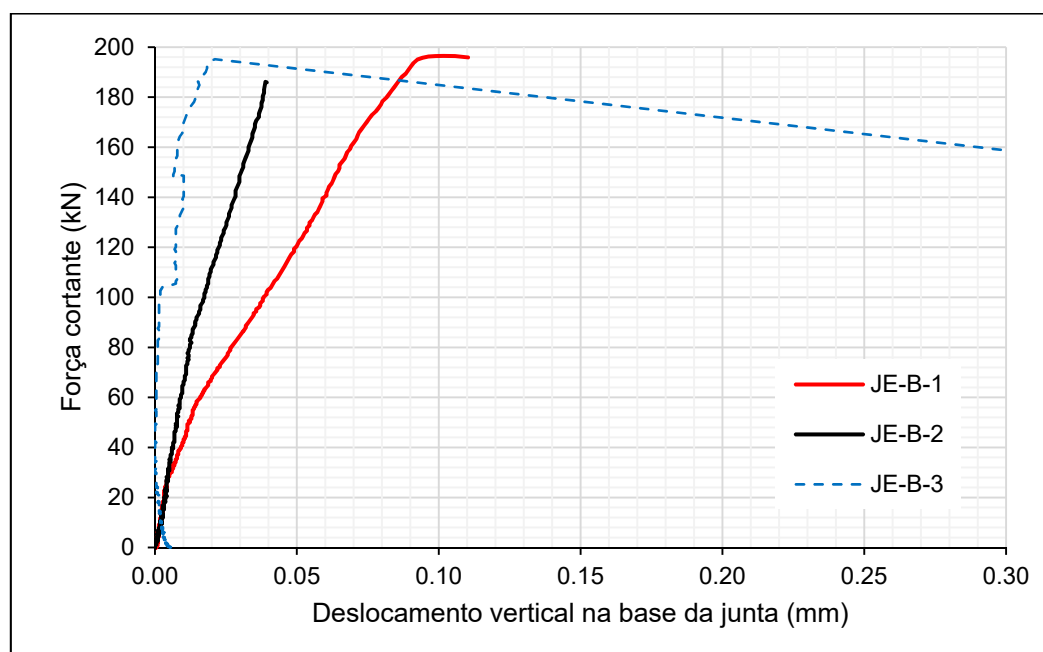
Fonte: Autor.

Figura 5.5 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto B.



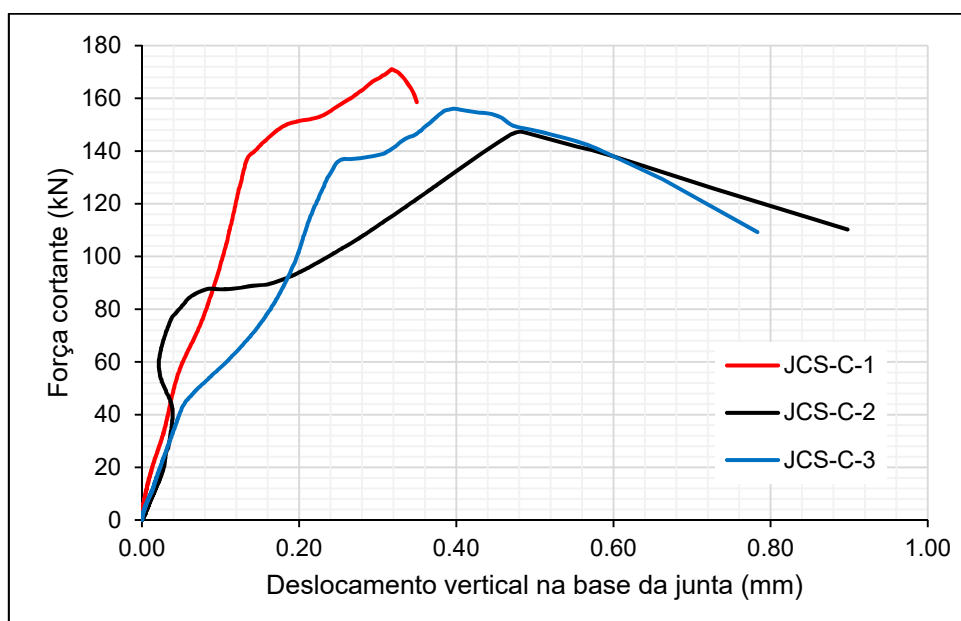
Fonte: Autor.

Figura 5.6 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto B.



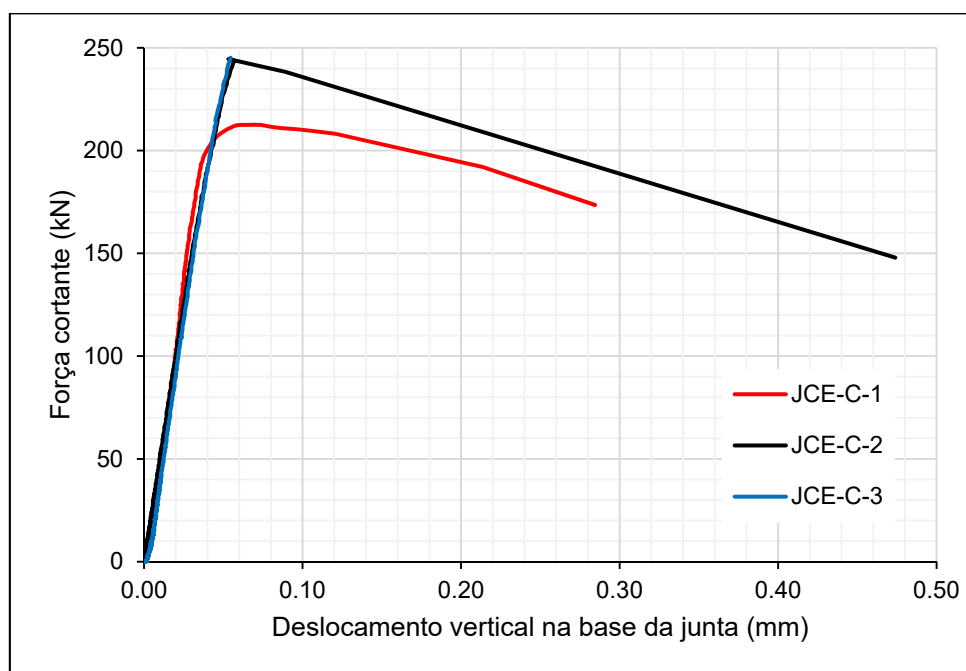
Fonte: Autor.

Figura 5.7 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e secas para o concreto C.



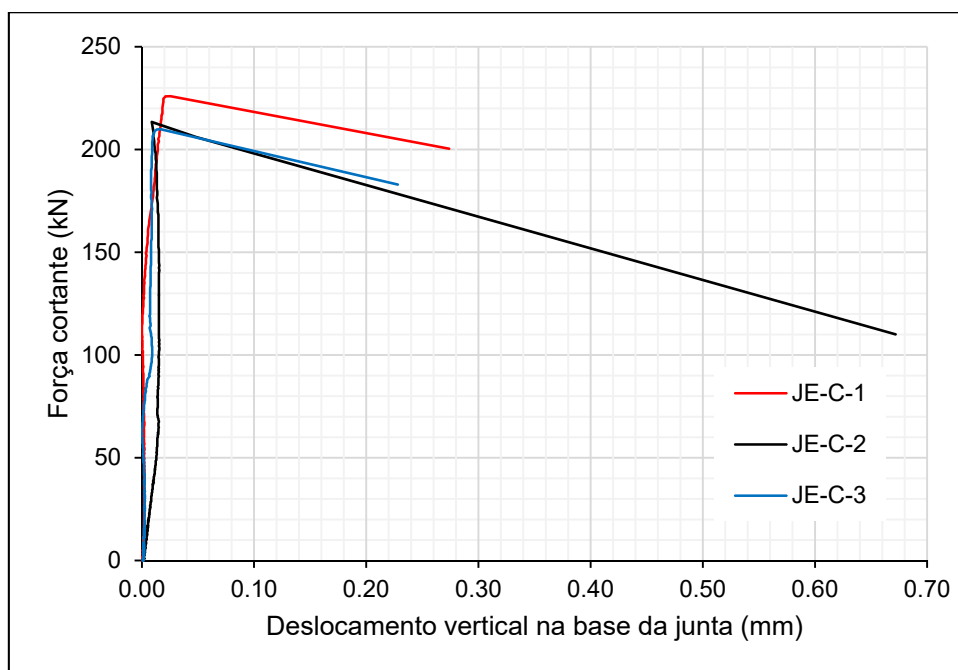
Fonte: Autor.

Figura 5.8 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto C.



Fonte: Autor.

Figura 5.9 – Gráfico força cortante x deslocamento das juntas planas e com adesivo epóxi para o concreto C.



Fonte: Autor.

Observando-se os deslocamentos nos ensaios dos corpos de prova, verifica-se que os corpos de prova com juntas com chave de cisalhamento e secas apresentam uma característica peculiar que é o acomodamento da junta imediatamente após o início do carregamento, como mostram as Figuras 5.1, 5.4 e 5.7. Observa-se maiores deslocamentos logo após o início do carregamento, porém, as juntas com epóxi não apresentam esse comportamento.

As juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi apresentaram um comportamento padrão com baixo índice de variação, e com deformação relativamente proporcional a carga quando comparados com os resultados dos corpos de prova dos outros dois tipos de juntas, apresentando um gráfico mais próximo do linear desde o início do carregamento até a ruptura, como se pode observar nas Figuras 5.2, 5.5 e 5.8. Os resultados mostram que o desempenho das juntas com chave de cisalhamento adesivo epóxi foi bastante superior ao das juntas com chaves e sem epóxi, apresentando resistências à força cortante 45,45% superiores para os corpos de prova do concreto A, 55,47% superiores para os corpos de prova do concreto B, e 45,45% superiores para os corpos de prova do concreto C.

As juntas planas e com adesivo epóxi além de apresentarem baixo índice de variação entre os corpos de prova do mesmo traço, ainda apresentaram um comportamento muito similar quanto a deformação para os três diferentes traços antes da ruptura. Nota-se aumento proporcional da força de ruptura na junta com o aumento da resistência à compressão do concreto, mostrando que a ruptura ocorreu no concreto, Figuras 5.3, 5.6 e 5.9.

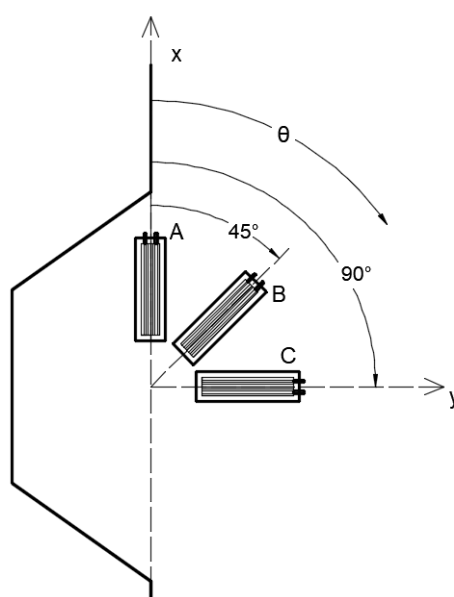
Os resultados das deformações das juntas ensaiadas mostram que o epóxi proporciona homogeneização das faces solicitadas melhorando o desempenho da peça na transferência de forças, agindo não apenas como material adesivo, mas também lubrificante.

5.2 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS DE ÂNGULO DA BI-ELA DE COMPRESSÃO

A partir de deformações específicas do concreto obtidas pelas rosetas triaxiais, determinou-se o ângulo de inclinação da compressão no concreto, que corresponde à inclinação da biela.

O sistema de coordenadas x e y , e a disposição de *strain gauges* adotada, segue o ilustrado na Figura 5.10. Essa disposição de roseta foi assim definida para que o ângulo medido ficasse o mais próximo possível do ângulo da biela de compressão idealizada para a chave.

Figura 5.10 – Esquema da roseta triaxial.



Fonte: Autor.

Os três extensômetros que formaram a roseta foram dispostos com os seguintes ângulos $\theta_A = 0^\circ$, $\theta_B = 45^\circ$ e $\theta_C = 90^\circ$ em relação ao eixo x.

Com isso, a deformação específica para o ângulo θ foi obtida pela expressão:

$$\varepsilon_\theta = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos 2\theta + \gamma_{xy} \sin 2\theta. \quad (5.1)$$

Assim, substituindo-se os valores dos ângulos em relação ao eixo x tem-se:

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_x \quad (5.2)$$

$$\varepsilon_{\theta A} = \frac{1}{2}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \gamma_{xy}) \quad (5.3)$$

$$\varepsilon_{\theta C} = \varepsilon_y \quad (5.4)$$

A distorção é definida por: $\gamma_{xy} = \frac{2\varepsilon_{\theta A} - \varepsilon_{\theta B} - \varepsilon_{\theta C}}{\varepsilon_{\theta A} - \varepsilon_{\theta C}}$, enquanto a direção principal das deformações específicas são dadas por:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\varepsilon_{\theta 2} - \varepsilon_{\theta 1} - \varepsilon_{\theta 3}}{\varepsilon_{\theta 1} - \varepsilon_{\theta 3}} \quad (5.5)$$

Os ângulos foram obtidos para uma força de cerca de 50% da força última resistente da junta. Assim, os valores dos ângulos das deformações específicas principais de compressão medidos experimentalmente para cada junta, o ângulo médio, o desvio padrão e o coeficiente de variação dos corpos de prova estão apresentados na Tabela 5.2. Embora tenham sido instaladas rosetas nos seis corpos de prova com chave de cisalhamento do concreto do grupo C, devido à falha na leitura de dois *strain gauges* em duas chaves diferentes, somente foi possível utilizar os dados de quatro corpos de prova de juntas, sendo esses dados apresentados na referida Tabela 5.2.

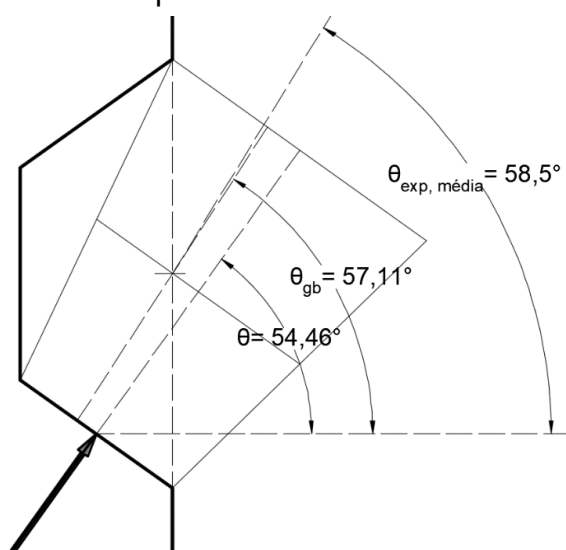
Tabela 5.2 – Ângulo das deformações principais de compressão medidos experimental por meio de roseta

Protótipo de junta	Força última resistente (kN)	Força relativa a medição do ângulo (kN)	Porcentagem da força última	Ângulo medido (θ)
JCS-B-1	149,03	76,43	51,30%	53,5°
JCS-B-2	117,62	60,06	51,10%	55,0°
JCS-B-3	122,69	64,17	52,30%	63,5°
JCE-B-2	181,41	96,75	53,30%	62,2°
Média				58,5°
Desvio padrão				5,05
Coeficiente de variação				8,62%

Fonte: Autor.

A partir desses valores é possível verificar que o ângulo médio experimental $\theta_{exp,médio} = 58,5^\circ$ apresentou valores muito próximos do que é possível idealizar para uma biela de compressão gerada pela força transferida pela chave de cisalhamento, o qual se pode obter geometricamente θ_{gb} que para o ponto onde foi instalado o *strain gauges* seria de $57,11^\circ$. Essa constatação permite concluir inicialmente que é possível idealizar um modelo baseado na transmissão de força através da chave de cisalhamento, via uma biela principal única de compressão. Esses valores de ângulos, verificados experimentalmente e idealizados para uma biela de compressão, estão apresentados na Figura 5.11.

Figura 5.11 – Esquema dos ângulos de biela de compressão teórico idealizado e experimental médio



Fonte: Autor.

6 ANÁLISES NUMÉRICAS VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo é apresentada a análise numérica computacional realizada empregando o Método dos Elementos Finitos, por meio de simulações com elementos finitos tridimensionais.

Nesta análise foram simuladas as juntas com chave de cisalhamento e adesivo, visando compreender os mecanismos de transferência de forças que ocorrem, de modo a auxiliar no desenvolvimento dos modelos teóricos analíticos propostos na sequência deste estudo.

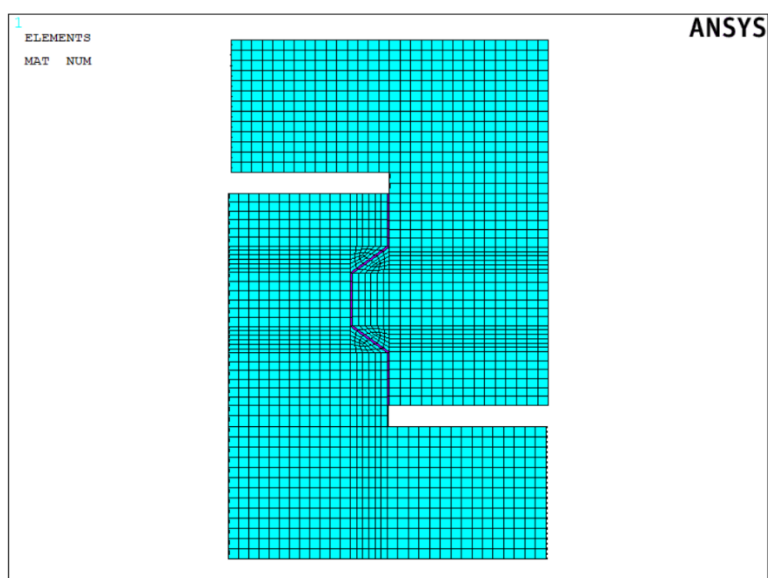
Para esses modelos foram realizadas simulações em regime elástico linear, pois o comportamento observado experimentalmente, tanto para as juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi, quanto para as juntas planas e com adesivo epóxi, é praticamente linear até o colapso da junta. Foi utilizado nas análises o *software* de elementos finitos ANSYS, sendo que para a solução do sistema de equações foi utilizado o algoritmo de Newton-Raphson implementado no programa.

Observa-se que a resistência à compressão do epóxi é maior que a do concreto, com isso, o concreto rompe antes da resina. Na tração tem-se que a resistência da resina epóxi é muito maior que o concreto, assim esse último rompe primeiro. Tais observações experimentais justificaram a modelagem da resina epóxi como material elástico linear e com uma ligação perfeita entre a resina e o concreto, conforme realizado por Buyukozturk, Bakhoun e Beattie (1990), Bakhoun (1991), Zhou, Mickleborough e Li (2005).

6.1 PARÂMETROS EMPREGADOS NA ANÁLISE NUMÉRICA COMPUTACIONAL

A Figura 6.1 apresenta a geometria e a malha de elementos finitos empregada nas análises, sendo a para os elementos foi empregada uma dimensão máxima de 5 mm visto que com essa dimensão foram alcançados valores de convergência de resultados satisfatórios para as tensões principais.

Figura 6.1 – Geometria e malha de elementos finitos empregada nas análises de juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.



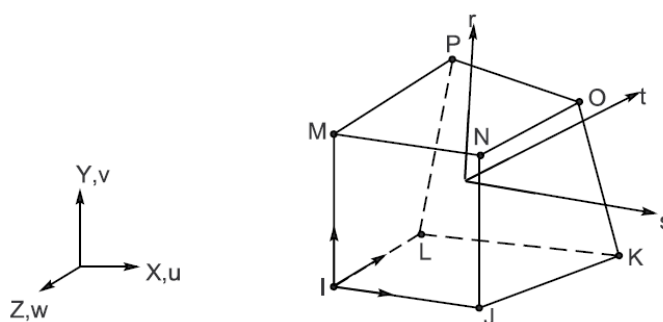
Fonte: Autor.

Buscou-se reproduzir com maior precisão possível a geometria e demais condições e parâmetros das juntas ensaiadas experimentalmente, no que se refere principalmente às condições de contorno e de aplicação de forças.

Para as ações foram consideradas uma pressão lateral referente à protensão, de 0,75 MPa, e aplicada uma pressão no topo dos corpos de prova de junta, relativos à força vertical de ruptura obtida na fase experimental deste estudo.

Na análise numérica empregou-se o elemento SOLID65– *3D Structural Solid* tanto para o concreto, quanto para o adesivo epóxi. A Figura 6.2 ilustra o elemento empregado.

Figura 6.2 – Elemento tridimensional SOLID65, disposição dos oito nós (I,J,L,M,N,O,P,K), sistema de coordenadas (X, Y, Z).



Fonte: ANSYS (2017).

Quanto ao módulo de elasticidade considerou-se para o concreto os valores obtidos no programa experimental, enquanto para o adesivo epóxi utilizou-se os valores fornecidos pelo fabricante do adesivo.

Quanto ao coeficiente de Poisson empregou-se para o concreto o valor padrão estabelecido pela NBR 6118:2014, enquanto para o adesivo epóxi foi definido segundo os estudos de Buyukozturk, Bakhoum e Beattie (1990) e Bakhoum (1991). A Tabela 6.1 apresenta os valores de módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson dos materiais empregados na análise numérica.

Tabela 6.1 – Módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson dos materiais empregados na análise numérica

Material	Coeficiente de Poisson	Módulo de elasticidade E (MPa)
Concreto A – $f_{cm}= 27,20$ MPa	0,20	31930,47
Concreto B – $f_{cm}= 38,02$ MPa	0,20	35122,91
Concreto C – $f_{cm}= 56,38$ MPa	0,20	40442,33
Adesivo Epóxi – Sikadur® 31	0,20	43000,00

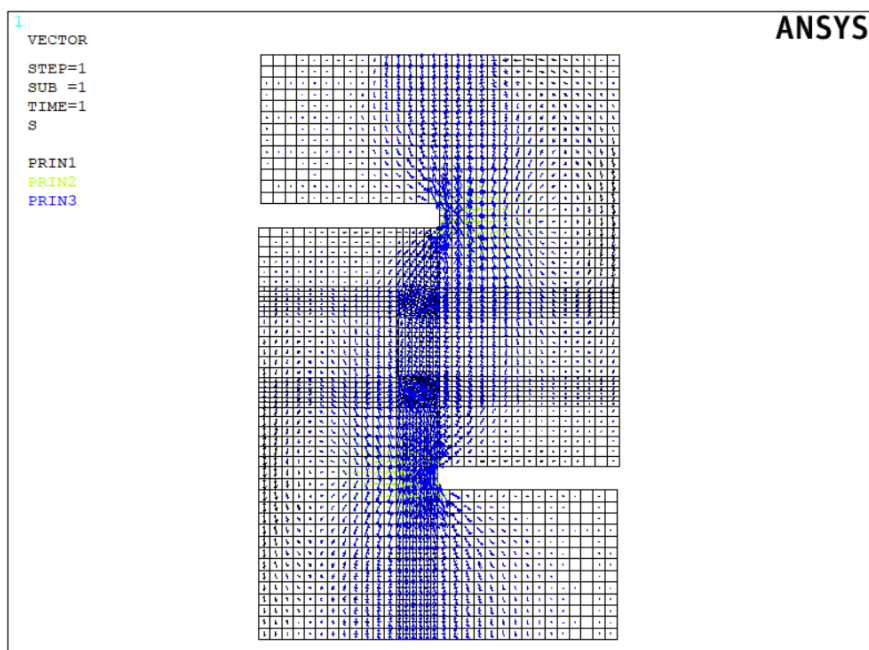
Fonte: Autor.

6.2 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE PRELIMINAR DOS RESULTADOS NUMÉRICOS COMPUTACIONAIS

A análise numérica via Método dos Elementos Finitos permitiu verificar e analisar a distribuição do fluxo de tensões na direção principal de compressão para as juntas analisadas. Verificou-se por meio de uma representação vetorial as direções e as intensidades das tensões principais.

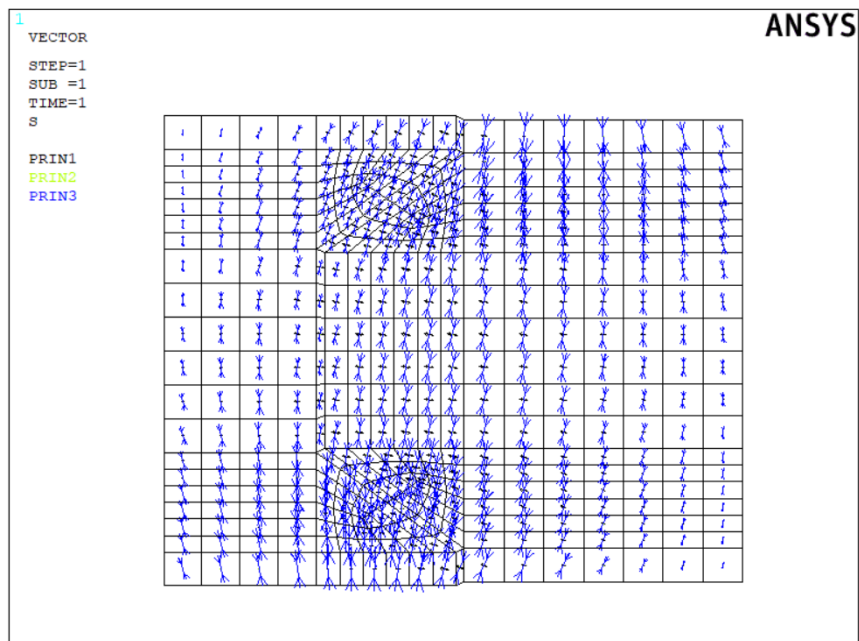
A Figura 6.3 ilustra, para o caso de uma junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi, a distribuição vetorial das tensões principais, sendo identificada nessa figura as tensões principais de compressão (S3 para o Ansys) em vetores de cor azul. Na Figura 6.4 observa-se a distribuição vetorial das tensões principais somente para a região do “dente” que compõem a chave de cisalhamento. Os resultados apresentados nas Figuras 6.3 e 6.4 foram obtidos considerando-se as propriedades do concreto A e a aplicação de uma força equivalente a força de ruptura experimental média dos três corpos de prova ensaiados para esse tipo de junta e para a referida resistência do concreto.

Figura 6.3 – Representação vetorial das tensões principais obtidas via método dos elementos finitos.



Fonte: Autor.

Figura 6.4 – Representação vetorial das tensões principais para a região da chave de cisalhamento.

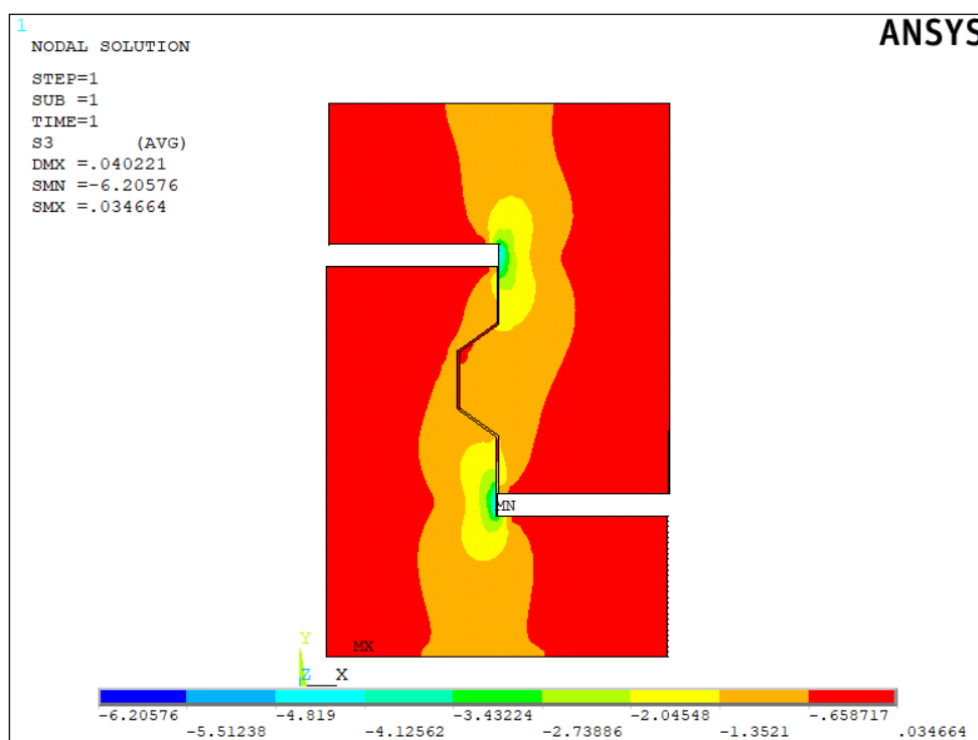


Fonte: Autor.

Nesta análise foi dada ênfase às tensões principais de compressão, visando observar e compreender o mecanismo de transferência de forças via biela de compressão que pode ser idealizada junto a chave de cisalhamento. Essa biela de compressão fica clara pela visualização das tensões principais ilustradas nas Figuras 6.5 e 6.6.

Na Figura 6.5 são apresentadas as tensões principais de compressão para um protótipo de junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi (JCE), de concreto tipo A, sob a ação da carga de ruptura experimental. Na Figura 6.6 são apresentadas as tensões principais de compressão para o referido corpo de prova, porém, dando-se ênfase para a região da chave de cisalhamento.

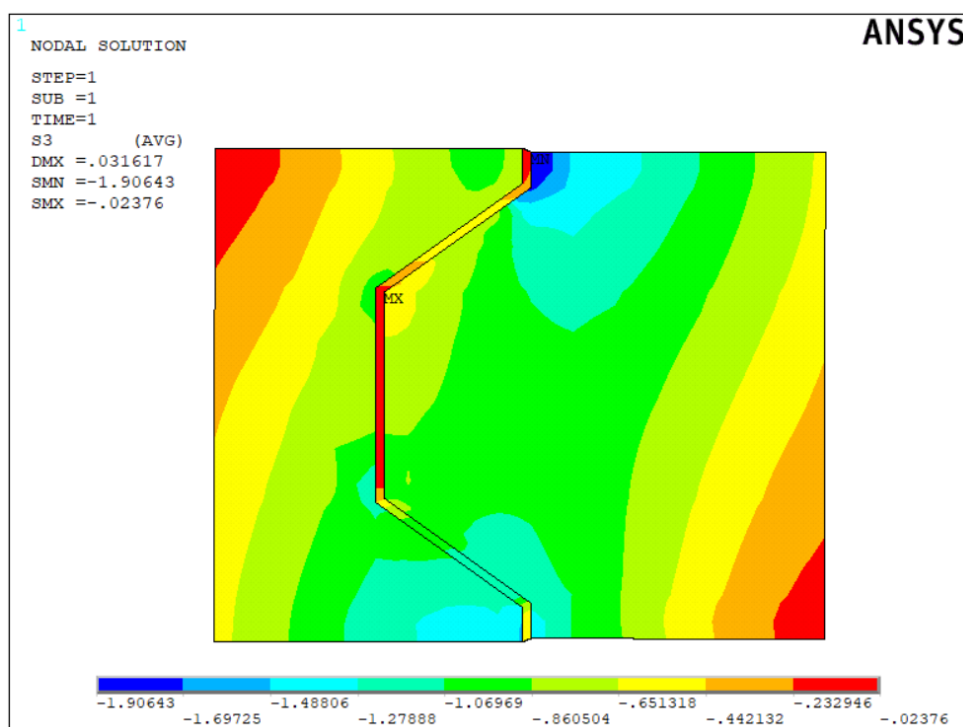
Figura 6.5 – Tensões principais de compressão para um protótipo de concreto tipo A sob a ação da carga de ruptura experimental.



Fonte: Autor.

As tensões principais de compressão ilustradas nas Figuras 6.5 e 6.6 estão em kN/cm^2 .

Figura 6.6 – Tensões principais de compressão para uma chave de concreto tipo A sob a ação da carga de ruptura experimental.



Fonte: Autor.

Além da análise da distribuição de tensões nas juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, tem-se os valores dessas tensões sob a ação das cargas de ruptura experimentais para as três resistências de concreto.

Para essa avaliação verificou-se a máxima tensão principal de compressão somente para a região central da junta, ou seja, somente para uma faixa de 4 cm de largura da junta, para as três resistências de concreto. A comparação da tensão obtida na análise numérica, comparada à resistência do concreto ponderada pelo fator de efetividade do concreto α_v definido como $\left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$, permitiu estabelecer os fatores de efetividade das bielas de compressão para cada caso, conforme apresentado na Tabela 6.2.

Verificou-se inicialmente que o fator de efetividade da biela de compressão apresentou valores, para as três resistências de concreto, muito próximos, ou seja, com um coeficiente de variação de apenas 5,17%.

O fator de efetividade da biela de compressão, obtido por meio da análise numérica, comparado com os demais valores obtidos experimentalmente, servirá na sequência deste estudo para embasar os modelos teóricos propostos.

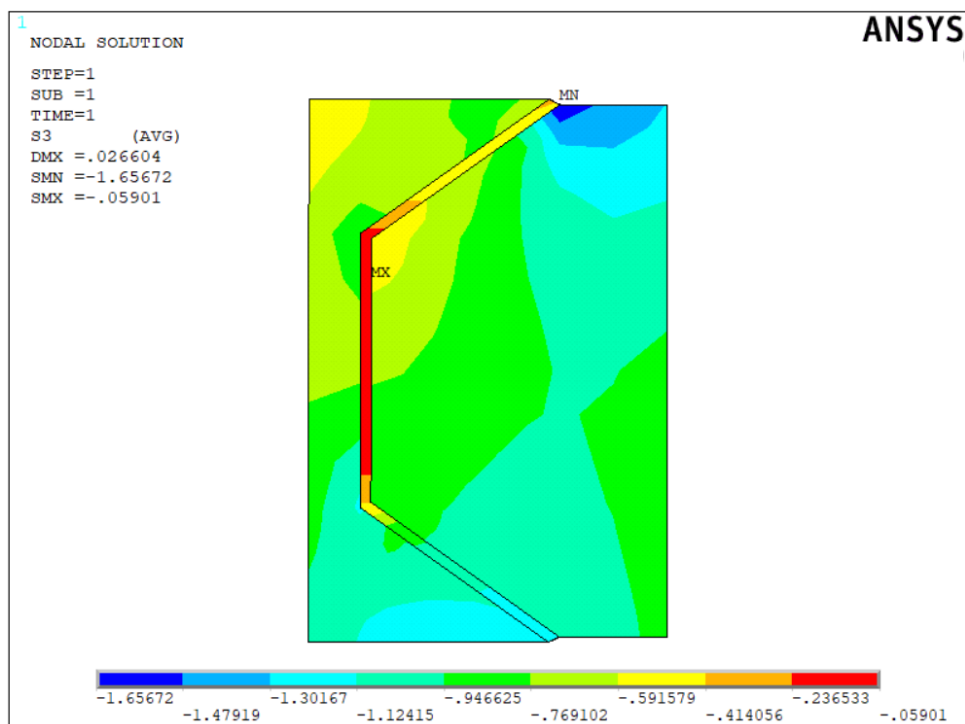
Tabela 6.2 – Fator de efetividade da biela de compressão resultante da análise numérica

Concreto	f_{cm} (MPa)	Força máxima aplicada - $V_{máx}$ (kN)	Tensão principal de compressão máxima (MPa)	Fator de efetividade do concreto (α_v)	Fator de efetividade da biela (ν) resultante
A	27,2	155,59	16,57	0,89	0,68
B	38,02	201,77	22,10	0,85	0,69
C	56,38	234,13	26,73	0,77	0,61
Média					0,66
Desvio padrão					0,0341
Coeficiente de variação					5,17%

Fonte: Autor.

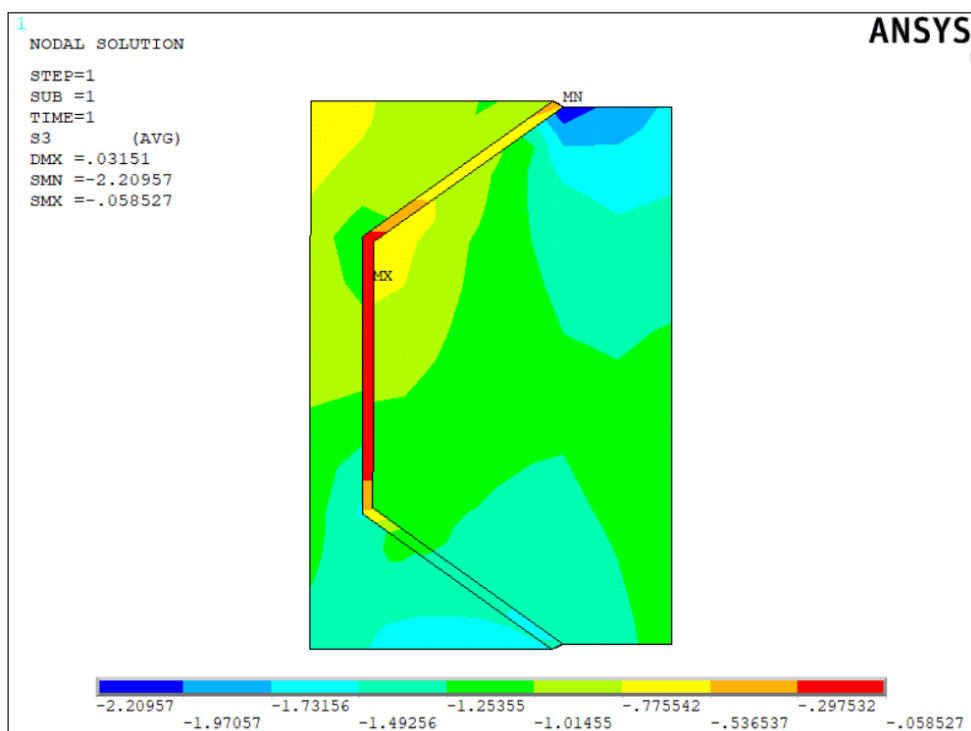
Nas Figuras 6.7 a 6.9 são apresentadas as tensões principais de compressão para a região de uma de junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi (JCE), somente para uma faixa central da junta, sob a ação da carga de ruptura experimental, para os três concretos empregados. As tensões ilustradas nessas figuras estão em kN/cm².

Figura 6.7 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto A.



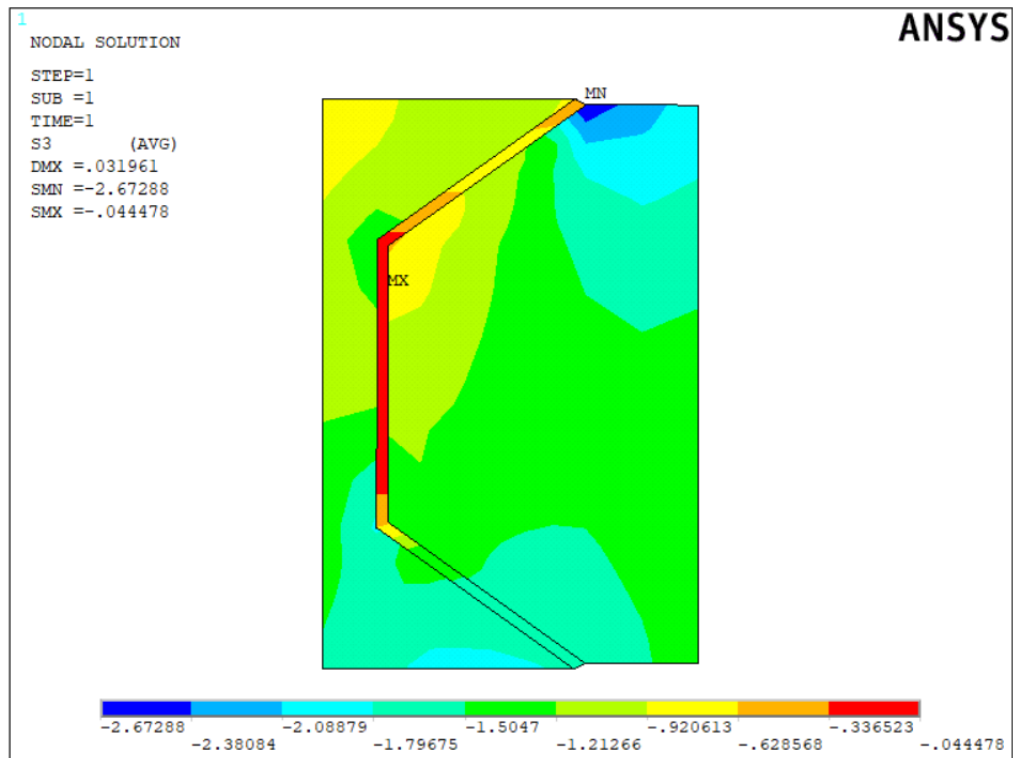
Fonte: Autor.

Figura 6.8 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto B.



Fonte: Autor.

Figura 6.9 – Tensões principais de compressão na região da chave de cisalhamento em um corpo de prova empregando concreto C.



Fonte: Autor.

7 ANÁLISE DOS RESULTADOS E DESENVOLVIMENTO DOS MODELOS PROPOSTOS

Este capítulo apresenta os resultados dos modos de ruptura de cada tipo de junta ensaiada e a partir desses resultados, da análise teórica do comportamento de cada junta e da análise numérica computacional, são propostos e desenvolvidos modelos de cálculo que determinem a capacidade resistente à força cortante, para juntas com chaves de cisalhamento, com e sem adesivo epóxi, assim como, para juntas planas com adesivo epóxi. Ao final deste capítulo os modelos propostos são comparados e analisados frente aos demais modelos encontrados na literatura.

7.1 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO E MODOS DE RUPTURA DAS JUNTAS

7.1.1 Juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi

Para as juntas com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi verificou-se que o padrão de fissuração consiste no surgimento de fissuras diagonais que se iniciam na parte pré-moldada da junta que recebe a força vertical de ensaio, atravessam o adesivo epóxi e passam para a outra parte pré-moldada da junta.

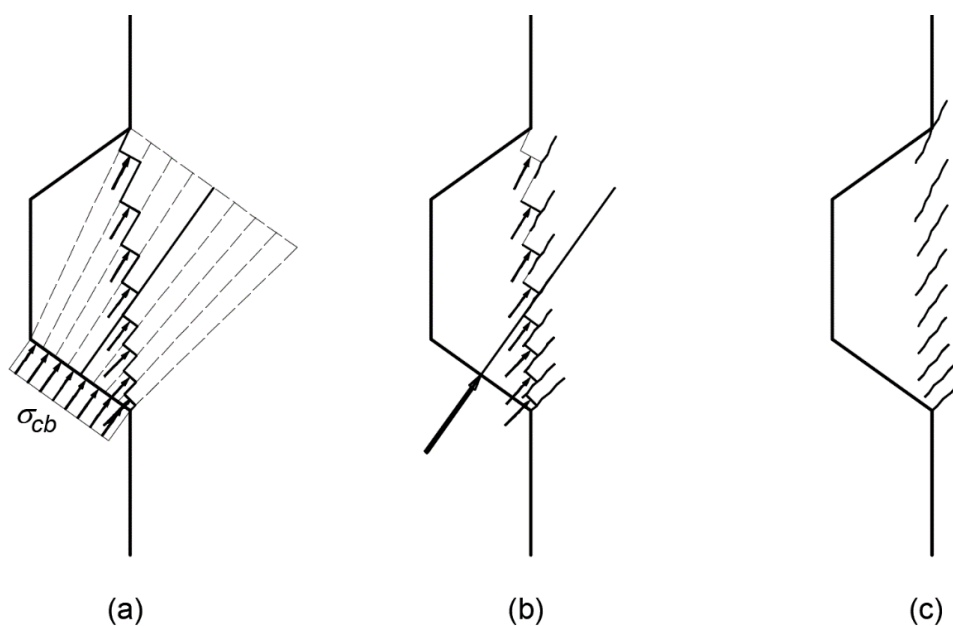
Nos ensaios verificou-se que não houve falha de adesividade entre a resina epóxi e o concreto, ocorrendo o colapso da junta sempre pela ruptura do concreto.

Comprovou-se experimentalmente que o uso do adesivo epóxi propiciou um comportamento monolítico da junta.

Em todos os ensaios realizados com juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi, ocorrerem fissuras iniciais que indicavam a formação de uma grande biela de compressão na seção média do “dente” que compõem a chave de cisalhamento.

Essas fissuras iniciais indicavam ser paralelas aos vetores de forças transferidos pela biela de compressão, conforme Figura 7.1

Figura 7.1 – Esquema evolução das fissuras a partir da biela de compressão formada na chave de cisalhamento.

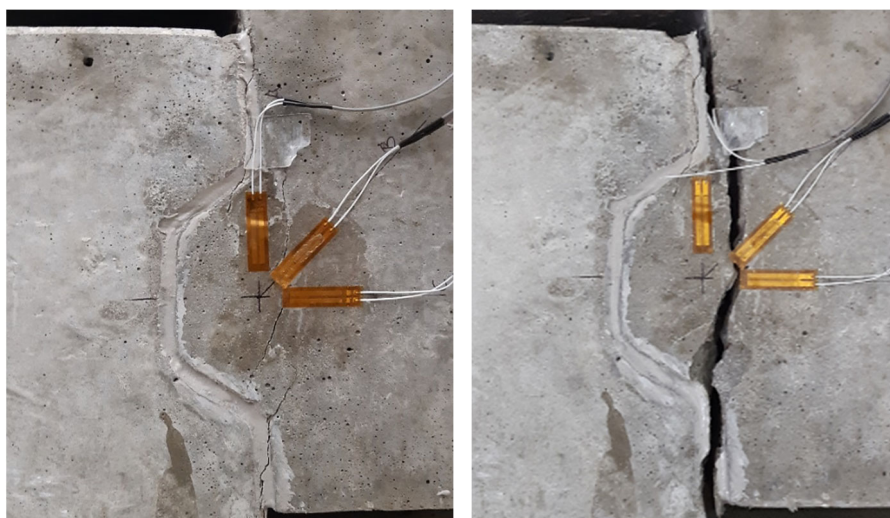


Fonte: Autor.

Em todos os ensaios realizados, o colapso final da junta se deu após a ocorrência das múltiplas fissuras que reduziam a resistência do concreto próximo ao plano vertical de cisalhamento da junta, culminando na ocorrência de uma trinca final de cisalhamento macroscópica fictícia, considerando o conceito da trinca de cisalhamento fictícia, descrito por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004). Esse comportamento típico pode ser observado na junta JCE-C-2 apresentada na Figura 7.2.

Nas Tabelas 7.1 a 7.3 são apresentadas descrições da evolução das fissuras e os modos de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi observados nos ensaios realizados, para os três traços de concreto empregados, sendo apresentadas imagens para cada junta ensaiada, instantes antes do colapso final da junta e em alguns casos após o colapso final da junta.

Figura 7.2 – Evolução das fissuras e modo de ruptura para a junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi JCE-B-1.



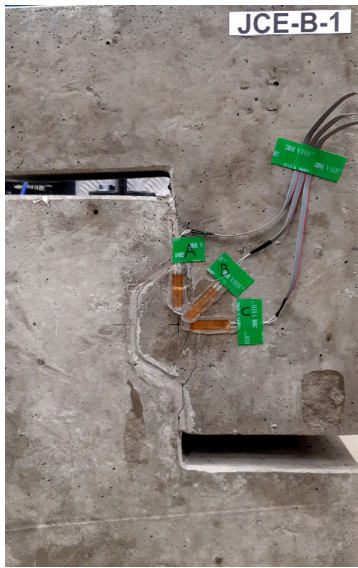
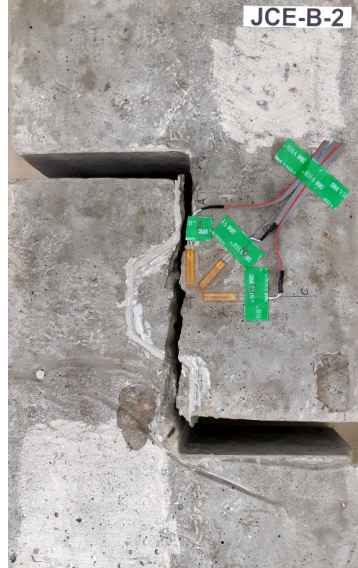
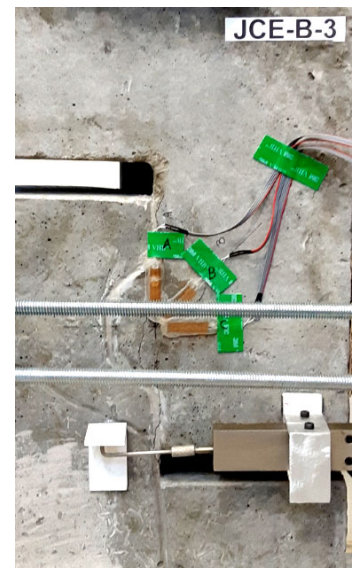
Fonte: Autor.

Tabela 7.1 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto A.

JCE-A-1	JCE-A-2	JCE-A-3
<p>Fissuras múltiplas (diagonais) culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).</p>	<p>Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).</p>	<p>Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).</p>




Fonte: Autor.

Tabela 7.2 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto B.

JCE-B-1	JCE-B-2	JCE-B-3
		
Fissuras múltiplas diagonais, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).

Fonte: Autor.

Tabela 7.3 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o concreto C.

JCE-C-1	JCE-C-2	JCE-C-3
		
Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais com culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras diagonais culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).

Fonte: Autor.

7.1.2 Juntas com chave de cisalhamento secas

Para as juntas com chave de cisalhamento secas verificou-se que o padrão de fissuração é bastante similar ao das juntas com chaves de cisalhamento e com epóxi.

Porém, nesse caso, a ruptura ocorria na peça pré-moldada provida da chave de cisalhamento, sendo que a ruptura se iniciava com o surgimento de fissuras diagonais que indicavam a formação de uma grande biela de compressão na seção média do “dente” que compõem a chave de cisalhamento.




Do mesmo modo que para as juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi, as fissuras iniciais indicavam ser paralelas aos vetores de forças transferidos pela biela de compressão, conforme apresentado na Figura 7.1

Em todos os ensaios o colapso final da junta se deu após a ocorrência das múltiplas fissuras que culminavam em uma trinca vertical final de cisalhamento macroscópica fictícia.

Contudo, diferentemente das juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi, nas juntas sem epóxi, a quantidade de fissuras diagonais era maior, diminuindo com o aumento de resistência do concreto. Essa quantidade elevada de fissuras diagonais evidencia a perda de monolitismo verificada para as juntas sem epóxi.

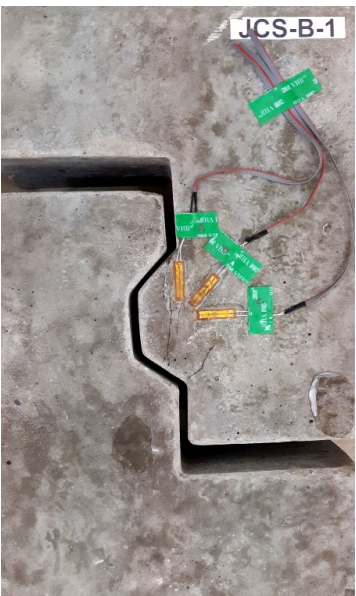

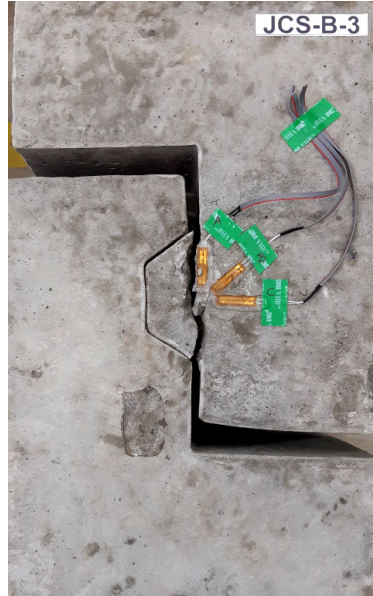
Nas Tabelas 7.4 a 7.6 são apresentadas descrições da evolução das fissuras e os modos de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi observados nos ensaios, para os três traços de concreto empregados, sendo apresentadas imagens para cada junta ensaiada, instantes antes do colapso final da junta e em alguns casos após o colapso final da junta.

Tabela 7.4 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto A.

JCS-A-1	JCS-A-2	JCS-A-3
		
Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).


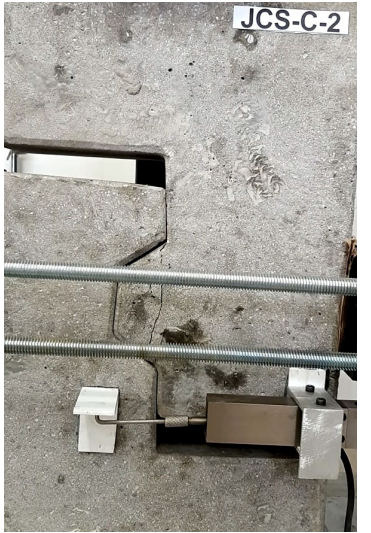

Fonte: Autor.

Tabela 7.5 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto B.

JCS-B-1	JCS-B-2	JCS-B-3
		
Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissuras múltiplas diagonais, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).

Fonte: Autor.

Tabela 7.6 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o concreto C.

JCS-C-1	JCS-C-2	JCS-C-3
		
Fissuras diagonais com a formação de uma biela de compressão, culminando na ruptura por cisalhamento (fictício).	Fissuras diagonais culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).	Fissura diagonal culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).

Fonte: Autor.

7.1.3 Juntas planas com adesivo epóxi

Para as juntas planas e com adesivo epóxi verificou-se que o padrão de fissuração consiste no surgimento de múltiplas fissuras diagonais que se iniciam na parte pré-moldada da junta que recebe a força vertical de ensaio, atravessam o adesivo epóxi e passam para o outra parte pré-moldada da junta.

Nos ensaios verificou-se que não houve falha de adesividade entre a resina epóxi e o concreto, ocorrendo o colapso da junta sempre pela ruptura do concreto.

Pode-se comprovar experimentalmente que, mesmo sem a chave de cisalhamento, o uso do adesivo epóxi propiciou um comportamento monolítico à junta.

Em todos os ensaios realizados com juntas planas com adesivo epóxi o colapso se deu após a ocorrência das múltiplas fissuras que, como já descrito, causavam danos ao concreto próximo ao plano vertical de cisalhamento da junta, culminando na ocorrência de uma trinca vertical de cisalhamento macroscópica fictícia. Esse comportamento típico pode ser observado na junta JCE-C-2 apresentada na Figura 7.3.

As Tabelas 7.7 a 7.9 apresentam uma descrição da evolução das fissuras e os modos de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi nos ensaios, para os três traços de concreto empregados, sendo apresentadas imagens para cada junta ensaiada, instantes antes do colapso final da junta e em alguns casos após o colapso final da junta.

Figura 7.3 – Evolução das fissuras e modo de ruptura para a junta plana com epóxi JCE-C-2.

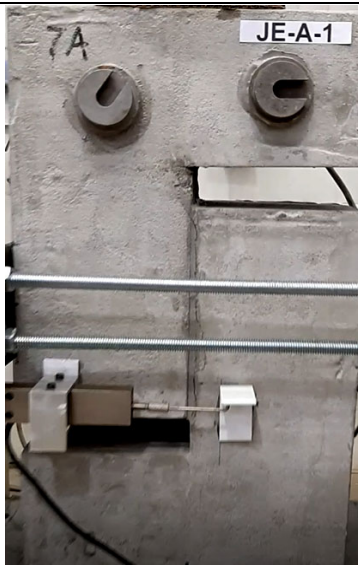




(a)

(b)


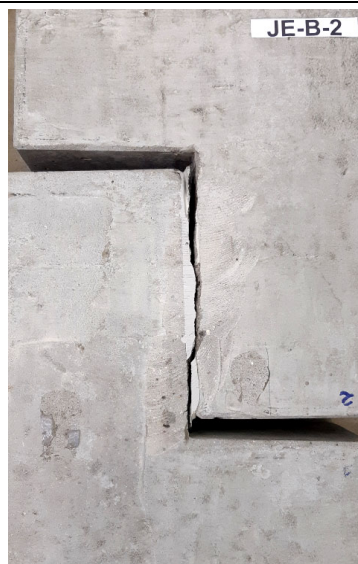
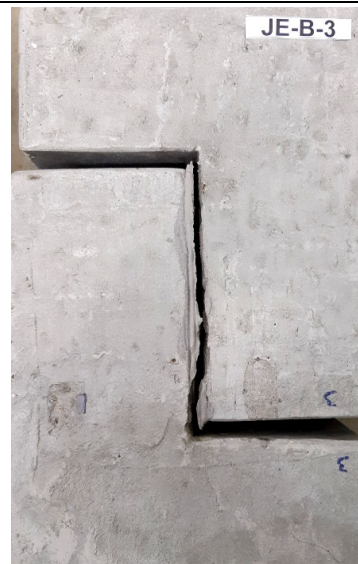
Fonte: Autor.

Tabela 7.7 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto A.

JE-A-1	JE-A-2	JE-A-3
		
<p>Fissuras múltiplas (diagonais) culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício).</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício). Fissuras diagonais nas extremidades superior e inferior da junta.</p>



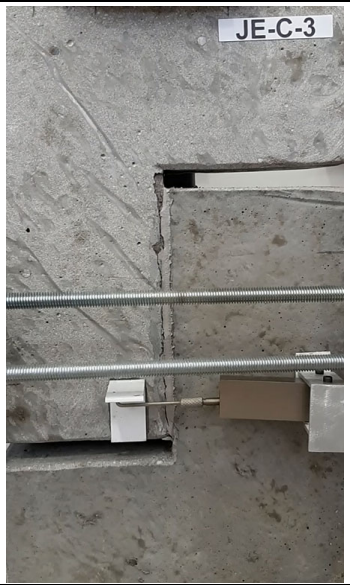
Fonte: Autor.

Tabela 7.8 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto B.

JE-B-1	JE-B-2	JE-B-3
		
<p>Fissuras (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>

Fonte: Autor.

Tabela 7.9 – Imagem e descrição da evolução das fissuras e modo de ruptura das juntas planas com adesivo epóxi para o concreto C.

JE-C-1	JE-C-2	JE-C-3
		
<p>Fissuras múltiplas (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>	<p>Fissuras múltiplas (diagonais) atravessando o epóxi, culminando na ruptura final por cisalhamento (fictício) do concreto próximo ao epóxi.</p>

Fonte: Autor.

7.2 ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS COM CHAVE DE CISALHAMENTO E ADESIVO EPÓXI

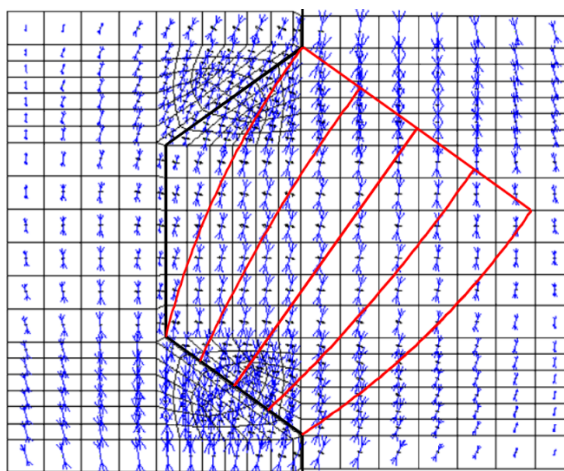
7.2.1 Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi

A análise dos modos de fissuração e colapso das juntas com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi, assim como, a análise dos vetores de tensões realizada a partir das simulações numéricas computacionais por meio do método dos elementos finitos, mostra que a transmissão de forças nesse tipo de junta se dá principalmente por meio da formação inicial de uma biela de compressão na seção média do “dente” que compõem a chave de cisalhamento.

Essa constatação confirma o modelo proposto por Combault (2008), conforme Figura 3.10, podendo ser ainda embasada na análise numérica via método dos ele-

mentos finitos realizada que indica, por meio da distribuição dos vetores de deformações específicas principais de compressão (em azul na Figura 7.4), a formação de uma biela de compressão na diagonal da chave de cisalhamento, similar ao indicado (em vermelho) na Figura 7.4.

Figura 7.4 – Visualização vetorial das deformações específicas principais de compressão e biela de compressão idealizada por meio da análise via método dos elementos finitos.



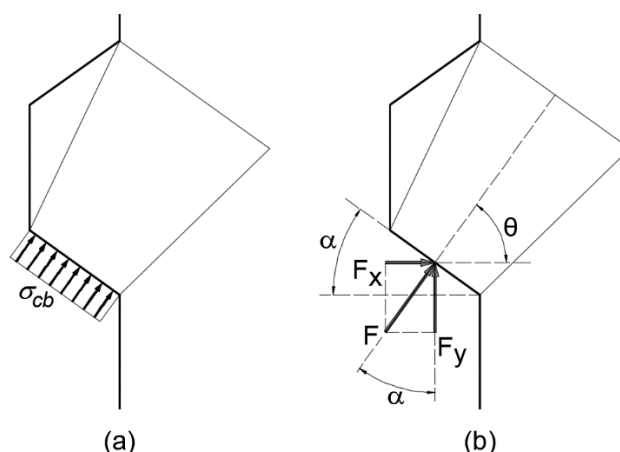
Fonte: Autor.

A partir da observação do comportamento dessas juntas, realizada nas fases experimental e numérica deste estudo, admite-se que a força cortante transferida por meio da junta é dada por duas parcelas, uma relativa ao mecanismo formado pela biela de compressão V_b e outra relativa ao mecanismo inicialmente denominado V_a , que contemplará os demais mecanismos relativos a interação entre as partes da junta, sendo seu principal fator de transferência de forças o atrito. Assim, pode-se definir que a força cortante resistente pela junta é dada por:

$$V_j = V_b + V_a \quad (7.1)$$

Quanto à parcela relativa à biela de compressão, admite-se que a junta transfere, via chave de cisalhamento, a tensão de compressão σ_{cb} , originada pela parcela de força F , resultante da parcela de força vertical F_y , conforme ilustrado na Figura 7.5.

Figura 7.5 – Esquema da biela de compressão formada na chave de cisalhamento.



Fonte: Autor.

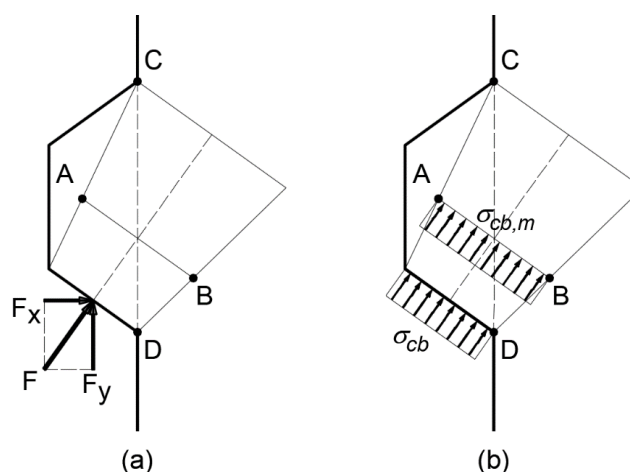
Assim, tem-se que:

$$V_b = F_y = F \cdot \cos \alpha \quad (7.2)$$

A partir da análise experimental verifica-se que o padrão evolução de fissuras até o colapso da junta consiste em fissuras iniciais paralelas aos vetores de forças transferidos pela biela de compressão, conforme Figura 7.1, até resultar no cisalhamento vertical da junta, separando a chave de sua aduela. O referido plano de cisalhamento observado consiste na seção C-D definida na Figura 7.6.

Considerando-se que a seção crítica para a ruptura da biela de compressão se dá junto ao plano de cisalhamento, esse modelo propõe verificar o esmagamento da biela junto à essa seção crítica.

Figura 7.6 – Esquema da biela de compressão formada na chave de cisalhamento com parâmetros para o modelo proposto.



Fonte: Autor.

Admite-se que a força transferida pela biela de compressão F corresponde à resistência do concreto junto à área da seção crítica da biela, definida por:

$$F = A_{cm,b} \cdot \sigma_{cb,m} \quad (7.3)$$

Por se tratar de bielas de compressão, é considerada a resistência do concreto ponderada por dois fatores, o primeiro é o fator α_v , referente à efetividade do concreto, visto que, segundo O'Brien e Dixon (1995), esse fator reflete a diferença entre a tensão medida em corpos de prova cilíndricos em laboratório e a tensão efetiva do concreto na biela de compressão, o segundo, o fator ν , referente à eficiência da biela, conforme definido por Schlaich, Schafer e Jennewein (1987), o qual será analisado na sequência deste estudo.

Com isso, a força transferida pela biela de compressão F pode ser definida por:

$$F = A_{cm,b} \cdot \nu \cdot \alpha_v \cdot f_c \quad (7.4)$$

onde

$A_{cm,b}$ – área da seção da biela junto ao plano de corte referente a seção A-B ilustrado na Figura 7.6;

f_c – resistência à compressão do concreto, em kN/cm²;

ν – fator de eficiência da biela de compressão;

α_v – fator de efetividade do concreto, definido como $\left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$;

Pode-se, portanto, definir a força cortante transferida pela biela de compressão V_b , por meio da expressão:

$$V_b = A_{cm,b} \cdot \nu \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot \cos \alpha \quad (7.5)$$

Para a parcela V_a , que contemplará as forças transferidas pelos demais mecanismos complementares devido à interação entre as partes da junta, visto que seu principal fator de transferência de forças é o atrito, será empregado um modelo de atrito, sendo definida essa parcela inicialmente por:

$$V_a = A_{ef} \cdot \mu \cdot \sigma_n \quad (7.6)$$

onde

σ_n – fator tensão de compressão média na seção da junta, em kN/cm²;

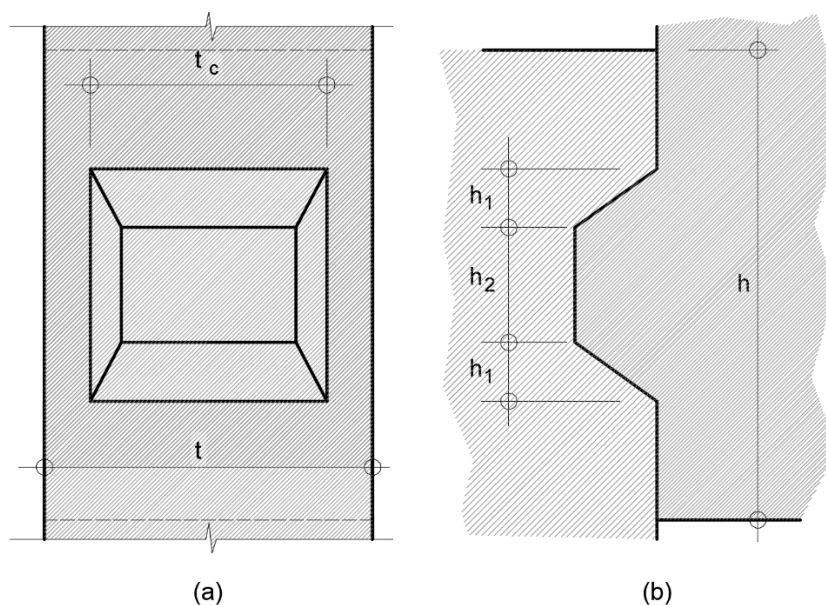
A_{ef} – fator área efetiva da junta, em cm²;

μ – fator coeficiente de atrito entre as superfícies de contato na junta.

Sendo que a área efetiva da junta A_{ef} é dada pela altura efetiva da h_{ef} multiplicada pela largura da junta b , daí:

$$V_a = h_{ef} \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_n \quad (7.7)$$

Figura 7.7 – Parâmetros geométricos da junta com chave de cisalhamento e adesivo epóxi para o modelo proposto.



Fonte: Autor.

Com isso, a expressão para o cálculo da força cortante resistente pela junta resultará em:

$$V_j = A_{cm,b} \cdot \nu \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot \cos \alpha + h_{ef} \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_n \quad (7.8)$$

Sendo necessário ainda avaliar o coeficiente de atrito a ser empregado, assim como, o fator de eficiência da biela de compressão, conforme será realizado nos itens a seguir.

7.2.2 Análise do coeficiente de atrito

Para modelar o comportamento das juntas com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi no que se refere à interação entre as duas partes da junta foi empregada uma idealização baseada teoria atrito-cisalhamento empregada por Coulomb, e adotada nos estudos de Birkeland e Birkeland (1969), Mattock e Wawkins (1972), Shaikh (1978) e Rombach (2002), assim como, tendo sido empregado por diversos modelos normativos internacionais, como os do *American Concrete Institute – ACI*, da *Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO*, da *Canadian Standard Association – CSA*, da *Deutscher Beton-Verein*, do *European Committee for Standardization*, do *Precast/Prestressed Concrete Institute*, assim como da *Japan Society of Civil Engineer – JSCE*, além de ser empregado na NBR 9062:2017.

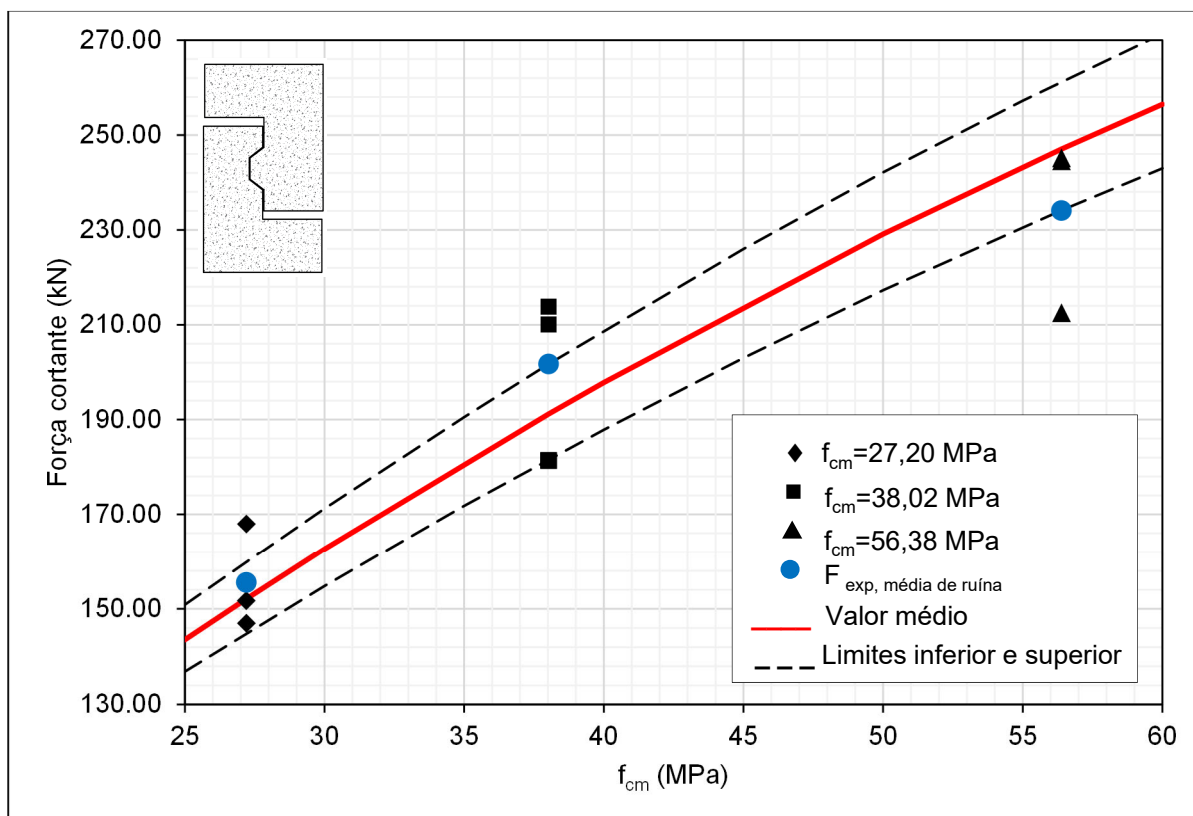
Nos ensaios foi constatado que o adesivo epóxi propiciou um comportamento monolítico à junta, e que as fissuras iniciavam no concreto de um lado da junta e atravessavam contínuas e sem desvios pelo epóxi até a outra parte de concreto da junta, foi considerado um coeficiente de atrito μ para interfaces de concreto moldados monoliticamente, conforme especificado pelas normas ACI 318:2014, CSA A23.3:2014, AASHTO LRFD (2014), assim como, pela 7ª edição do Manual de concreto pré-moldado do PCI (2010), definido como 1,4.

7.2.3 Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo

A partir do modelo proposto foi realizado o ajuste do fator de eficiência da biela de compressão ν . Para isso tomou-se como parâmetro os valores de força cortante resistente experimentais médias entre os três corpos de prova de juntas para cada traço de concreto, ou seja, para cada resistência à compressão média do concreto f_{cm} . O ajuste foi realizado definindo-se duas curvas para o modelo proposto, sendo uma com o limite inferior de ν , ou seja, definindo-se o valor de ν cuja curva tangencia o menor valor de força cortante resistente média experimental, e outra com o limite su-

perior, ou seja, cuja curva tangencia-se o maior valor de força cortante resistente média experimental. Com isso foi estabelecido o valor de ν médio, o qual é 0,695, visto que os valores inferior e superior foram de 0,65 e 0,74. A variação percentual entre os valores inferior e superior foi de $\pm 6,47\%$, evidenciando a consistência do modelo proposto. O gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com a curva inferior para $\nu=0,65$, curva superior $\nu=0,74$, assim como, com a curva obtida empregando o valor de ν ponderado, definido como 0,695, estão apresentados no gráfico da Figura 7.8.

Figura 7.8 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.



Fonte: Autor.

7.2.4 Modelo final proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi

Para o caso de juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi deve-se assumir que a altura efetiva da junta h_{ef} é toda a altura da junta h , conforme Figura 7.4, visto que, como comprovado experimentalmente, não há separação entre as partes da junta até o colapso da mesma, devido à eficiência do preenchimento proporcionado pelo adesivo epóxi, que mantém a junta monolítica e solidarizada, diferentemente do que ocorre com as juntas sem o adesivo epóxi, como será analisado na sequência deste estudo.

A partir das análises realizadas tem-se a seguinte expressão para cálculo da força cortante resistente de juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi:

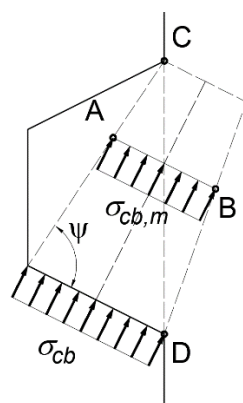
$$V_j = h_{m,b} \cdot t_c \cdot 0,70 \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot \cos \alpha + h_{ef} \cdot b \cdot 1,4 \cdot \sigma_n \quad (7.9)$$

7.2.5 Consideração quanto à forma da biela de compressão devido à geometria da junta

Para algumas geometrias de chaves de cisalhamento a tensão de compressão média da biela $\sigma_{cb,m}$ será maior que a tensão de compressão σ_{cb} atuante na face da chave, devido à redução de seção que ocorrerá na biela. Essa redução ocasionará uma redução na resistência da biela e uma redução na capacidade de carga da junta.

Esse efeito ocorrerá sempre que o ângulo ψ for menor que 90° , conforme identificado na Figura 7.9, devendo-se recomendar que essa situação seja evitada na fase de concepção da junta.

Figura 7.9 – Esquema da biela com seção média reduzida.



Fonte: Autor.

7.3 ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS COM CHAVE DE CISCALHAMENTO SECAS

7.3.1 Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas com chaves de cisalhamento secas

As análises dos modos de fissuração e colapso das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi mostram que a transmissão de forças nesse tipo de junta se dá principalmente por meio da formação de uma biela de compressão na seção média do “dente” que compõem a chave de cisalhamento.

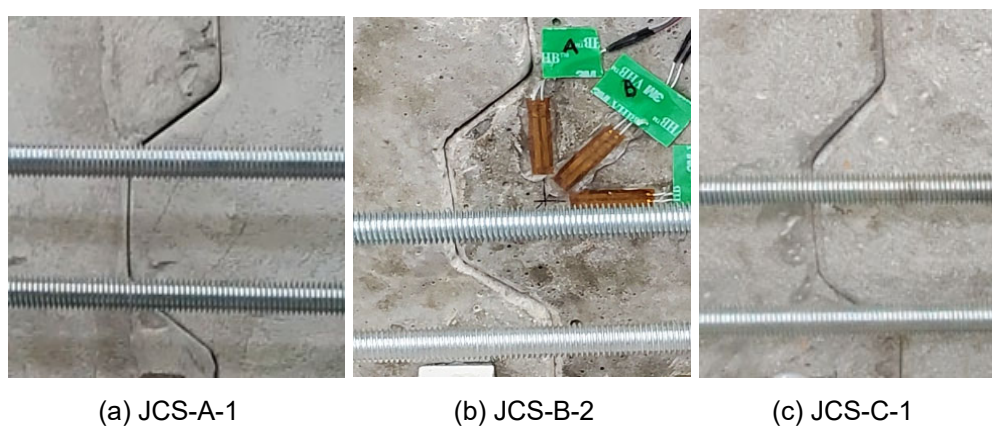
A partir dessa observação do comportamento dessas juntas realizada na fase experimental deste estudo, admitiu-se que a força cortante transferida por meio da junta é dada por duas parcelas, uma relativa ao mecanismo formado pela biela de compressão V_b e outra relativa ao mecanismo inicialmente denominado V_a , que contemplará os demais mecanismos complementares devido à interação entre as partes da junta, sendo seu principal fator de transferência de forças o atrito, como ocorreu com as juntas com chave e epóxi.

A parcela referente à força cortante transferida pela biela de compressão V_b segue o mesmo desenvolvimento realizado para a junta com chave de cisalhamento e com adesivo epóxi, podendo ser quantificada pela expressão 7.5 definida anteriormente.

Quanto à parcela V_a , que contemplará as forças transferidas pelos demais mecanismos complementares devido à interação entre as partes da junta, visto que seu principal fator de transferência de forças é o atrito, será empregado um modelo de atrito, sendo definida essa parcela inicialmente pela equação 7.6.

Da mesma forma que no modelo anterior a área efetiva da junta A_{ef} é dada pela altura efetiva da h_{ef} multiplicada pela largura da junta b , porém, nesse modelo a área efetiva da junta deve considerar somente a área efetiva de contato entre as partes, pois durante a fase experimental verificou-se que a face superior das chaves de cisalhamento, quando submetidas à força vertical, apresentavam uma abertura, conforme apresentado na Figura 7.10. Essa abertura ocorre devido à acomodação da junta e é típica das juntas sem epóxi.

Figura 7.10 – Abertura típica na face superior da chave para juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi.



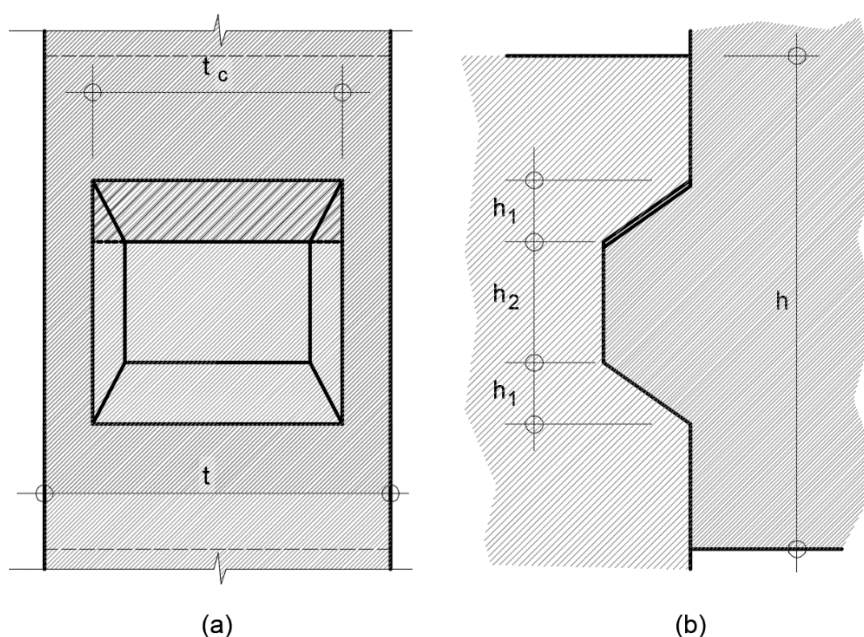
Fonte: Autor.

A partir dessa constatação foi considerado para o modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento e sem epóxi uma altura efetiva h_{ef} definida por:

$$h_{ef} = h - h_1 \quad (7.10)$$

Assim, é subtraída a área ($t_c \cdot h_1$) hachurada na Figura 7.11. Os parâmetros geométricos à serem empregados nas juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o modelo proposto, assim como o padrão de abertura superior da chave considerado nesse modelo, estão apresentados na Figura 7.11.

Figura 7.11 – Parâmetros geométricos da junta com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi para o modelo proposto.



Fonte: Autor.

A expressão 7.7 será modificada para juntas sem epóxi, resultando em:

$$V_a = (h - h_1) \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_n \quad (7.11)$$

A expressão 7.8, modificada o cálculo da força cortante resistente para juntas sem epóxi, fica:

$$V_j = A_{cm,b} \cdot v \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot \cos \alpha + (h - h_1) \cdot b \cdot \mu \cdot \sigma_n \quad (7.12)$$

Sendo necessário ainda avaliar o coeficiente de atrito a ser empregado, assim como o fator de eficiência da biela de compressão, conforme será realizado nos itens a seguir.

7.3.2 Análise do coeficiente de atrito

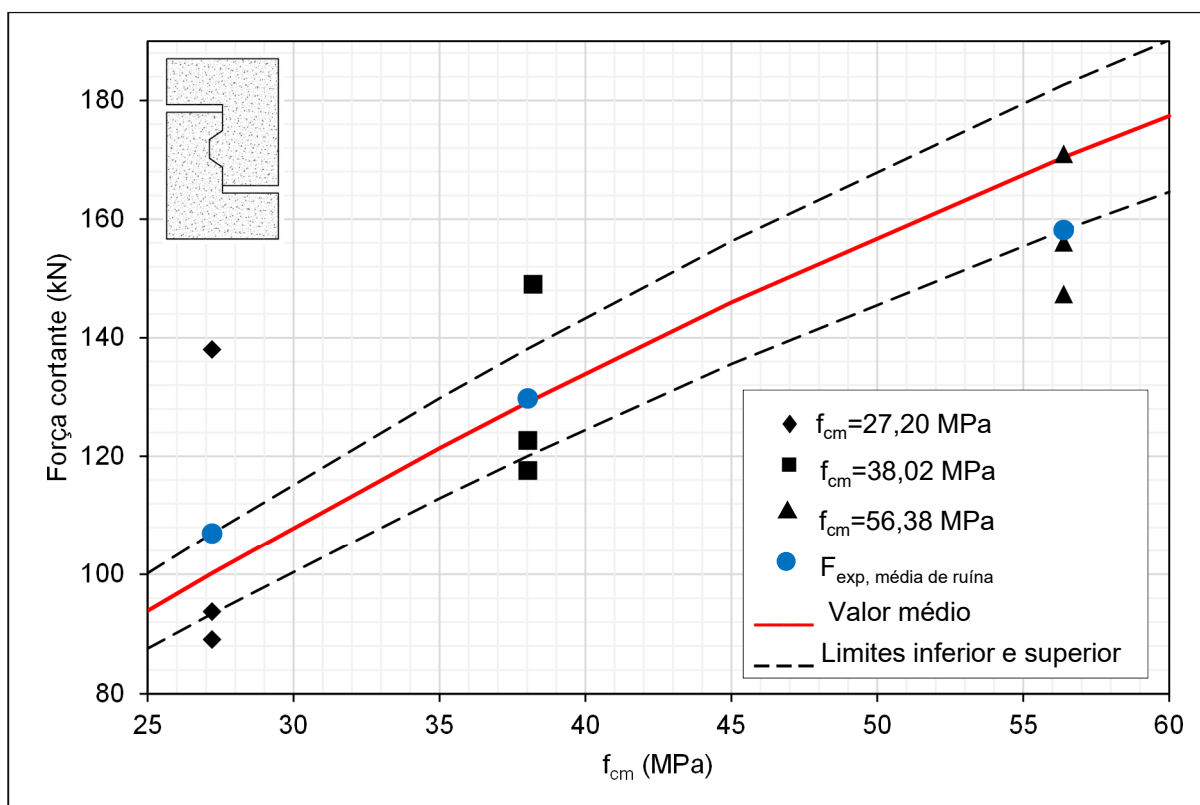
Para modelar o comportamento das juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi no que se refere à interação entre as duas partes da junta foi empregada uma idealização, já citada no modelo com epóxi, baseada na teoria de atrito-cisalhamento empregada por Coulomb e adotada em importantes estudos e modelos normativos internacionais, além da NBR 9062:2017.

Tanto em situações reais de aduelas de pontes reais, como no estudo experimental realizado neste trabalho, as formas utilizadas para moldar as chaves de cisalhamento são metálicas, resultando em superfícies de concreto lisas. Assim, foi considerado um coeficiente de atrito μ para interfaces de concreto lisas, conforme especificado pelas normas ACI 318:2014, CSA A23.3:2014, AASHTO LRFD (2014), assim como, pela 7ª edição do Manual de Concreto Pré-moldado do PCI (2010), tendo sido admitido um coeficiente igual a 0,60.

7.3.3 Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo

A partir do modelo proposto foi realizado o ajuste do fator de eficiência da biela de compressão ν . Para isso tomou-se como parâmetro, os valores de força cortante resistente experimental média entre os três corpos de prova de juntas para cada traço de concreto, ou seja, para cada resistência à compressão média do concreto f_{cm} . O ajuste foi realizado definindo-se duas curvas para o modelo proposto, sendo uma com o limite inferior de ν , ou seja, definindo-se o valor de ν cuja curva tangencia o menor valor de força cortante resistente média experimental e a outra com o limite superior, ou seja, cuja curva tangencia o maior valor de força cortante resistente média experimental. Com isso foi estabelecido o valor médio, $\nu=0,515$, pois os valores inferior e superior foram de 0,555 e 0,475. A variação percentual entre os valores inferior e superior foi de $\pm 8,42\%$, evidenciando a consistência do modelo proposto. O gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com a curva inferior para $\nu= 0,555$, curva superior $\nu= 0,475$, assim como, com a curva obtida empregando o valor de ν ponderado, definido como 0,515, estão apresentados no gráfico da Figura 7.12.

Figura 7.12 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.



Fonte: Autor.

7.3.4 Modelo final proposto para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi

A partir das análises realizadas tem-se a seguinte equação para cálculo da força cortante resistente de juntas com chave de cisalhamento e sem adesivo epóxi:

$$V_j = h_{m,b} \cdot t_c \cdot 0,515 \cdot \alpha_v \cdot f_c \cdot \cos \alpha + (h - h_1) \cdot b \cdot 0,60 \cdot \sigma_n \quad (7.13)$$

7.4 ANÁLISE E MODELO TEÓRICO PARA JUNTAS PLANAS COM ADESIVO EPÓXI

7.4.1 Desenvolvimento do modelo de cálculo proposto para juntas planas com adesivo epóxi

A análise dos modos de fissuração e colapso das juntas planas conduzem ao comportamento similar ao de modelos de seções únicas em concreto, como o proposto por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004). Dessa forma o modelo ora proposto para juntas planas com adesivo epóxi terá como base o desenvolvimento teórico fundamentado na análise de tensões, apresentado pelos referidos autores.

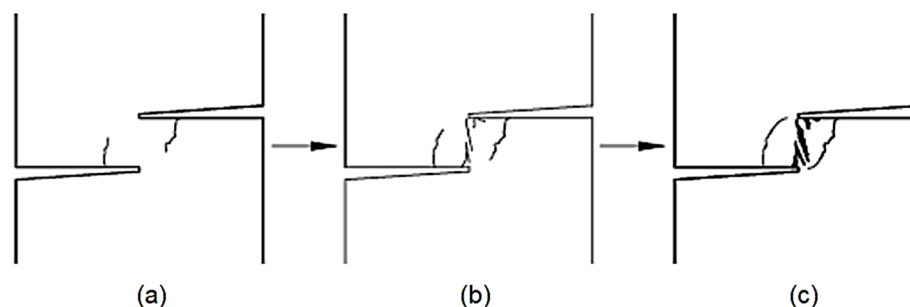
7.4.2 Formulação baseada no modelo analítico de Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004)

A formulação proposta neste estudo consiste na modificação, para aplicação na determinação da resistência de juntas planas com adesivo epóxi e sujeitas à protensão transversal, da solução proposta por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) para determinação da resistência ao cisalhamento de regiões de concreto com deformações localizadas. A formulação proposta Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) foi definida a partir da modelagem baseada em tensões localizadas e no modelo de fissura localizada apresentado anteriormente.

A adoção desse modelo analítico para ajuste e desenvolvimento de um modelo para juntas planas com adesivo epóxi justifica-se, principalmente, devido ao comportamento similar observado experimentalmente para as duas situações.

Os padrões de ruptura, iniciando-se pela formação de fissuras de flexão (Figura 7.13-a), pela formação de fissuras de cisalhamento (Figura 7.13-b), até a fratura final de cisalhamento (Figura 7.13-c), descritas por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004) são muito similares ao comportamento e ao padrão de transferência de forças observado, tanto na análise experimental quanto na análise de tensões realizada via método dos elementos finitos neste estudo, no que se refere a juntas planas com adesivo epóxi.

Figura 7.13 – Padrões de ruptura: fissura de flexão (a), fissura de cisalhamento (b), fratura de cisalhamento (c).



Fonte: Autor.

A solução proposta por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), quanto à resistência ao cisalhamento, é desenvolvida com base inicialmente na condição de que quando a tensão de compressão σ_c em uma biela de compressão for máxima e o ponto de tensão na lei constitutiva de tração estiver na região do primeiro deslizamento, então a tensão de cisalhamento τ_{xy} atingirá a máxima tensão (Figura 7.10 b).

Nesse caso, os valores de σ_c , f_c , ε_c , ε_{co} são considerados negativos, uma vez que a tensão e a deformação específica de tração são definidas como positivas e a tensão e a deformação específica de compressão são negativas.

Substituindo-se equações 3.24 e 3.20 com, $x = -\varepsilon_c/\varepsilon_{co}$, (> 0) na equação 3.17, resulta:

$$0,8\sigma_c + 0,34\sigma_c x - 0,4f_c x + 0,04f_c x^2 = 0,0 \quad (7.14)$$

As condições para x máximo (local mínimo) de σ_c são as seguintes:

$$\frac{d\sigma_c}{dx} = 0,0 \quad ; \quad \frac{d^2\sigma_c}{dx^2} > 0,0 \quad (7.15 \text{ e } 7.16)$$

Diferenciando-se a equação 7.14 em relação a x , seguem-se:

$$0,8 \frac{d\sigma_c}{dx} + 0,34\sigma_c + 0,34x \frac{d\sigma_c}{dx} - 0,4f_c + 0,08f_c x = 0,0 \quad (7.17)$$

$$0,8 \frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} + 2 \times 0,34 \frac{d\sigma_c}{dx} + 0,34x \frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} + 0,08f_c = 0,0 \quad (7.18)$$

Substituindo-se equações 7.14 e 7.15 em equação 7.17, tem-se a seguinte equação:

$$0,0136f_c x^2 + 0,064f_c x - 0,32f_c = 0,0 \quad (7.19)$$

Então, $x = (x^{cr})$ associado ao máximo (mínimo local) de σ_c é calculado por:

$$x^{cr} = \frac{\varepsilon_t^{cr}}{\varepsilon_{co}} = 3,0383 \approx 3,0 \quad (7.20)$$

Substituindo-se a equação 7.20 na equação 7.18, verifica-se que a condição com a equação 7.16 é satisfeita como segue:

$$\frac{d^2 \sigma_c}{dx^2} = - \frac{0,08 \cdot f_c}{0,08 + 0,34 \times 3,0} > 0,0 \quad (7.21)$$

Substituindo-se a equação 7.20 na equação 7.14, tem-se obter o máximo (mínimo local) de σ_c como segue:

$$\sigma_c^{máx} = 0,462 \cdot f_c \quad (7.22)$$

Substituindo-se as equações 3.21 e 7.20 na equação 3.12, tem-se obter a tensão de tração $\sigma_t = \sigma_t^{cr}$ associada a $\sigma_c^{máx}$ como segue:

$$\sigma_t^{cr} = f_t + \frac{5hf_t^2}{6E_c G_F} \cdot (f_t + 6f_c) \quad (7.23)$$

Porém, a solução proposta inicialmente por Kaneko, Mihashi e Ishihara (2004), foi formulada para juntas sem protensão, apresentando o desenvolvimento a partir da condição $\sigma_x = 0$.

Contudo, considerando-se a tensão normal na direção x igual à tensão de protensão ($\sigma_x = \sigma_n$), obtém-se por meio da equação 3.5 o ângulo θ relativo à inclinação da biela de compressão que corresponderá ao ângulo crítico θ^{cr} .

Então:

$$\sigma_n = \sigma_c \cos^2 \theta^{cr} + \sigma_t \sin^2 \theta^{cr} \quad (7.24)$$

A partir de θ^{cr} tem-se τ_{xy} por meio da equação 3.7, a qual corresponderá a equação:

$$\tau_{xy}^{máx} = (\sigma_c + \sigma_t) \sin \theta^{cr} \cos \theta^{cr} \quad (7.25)$$

que quando multiplicada pela área da seção da junta, análogo ao estabelecido na equação 3.31, permite encontrar a força cortante máxima resistida pela junta plana com adesivo epóxi, logo:

$$V_{j,e} = \tau_{xy}^{máx} bh \quad (7.26)$$

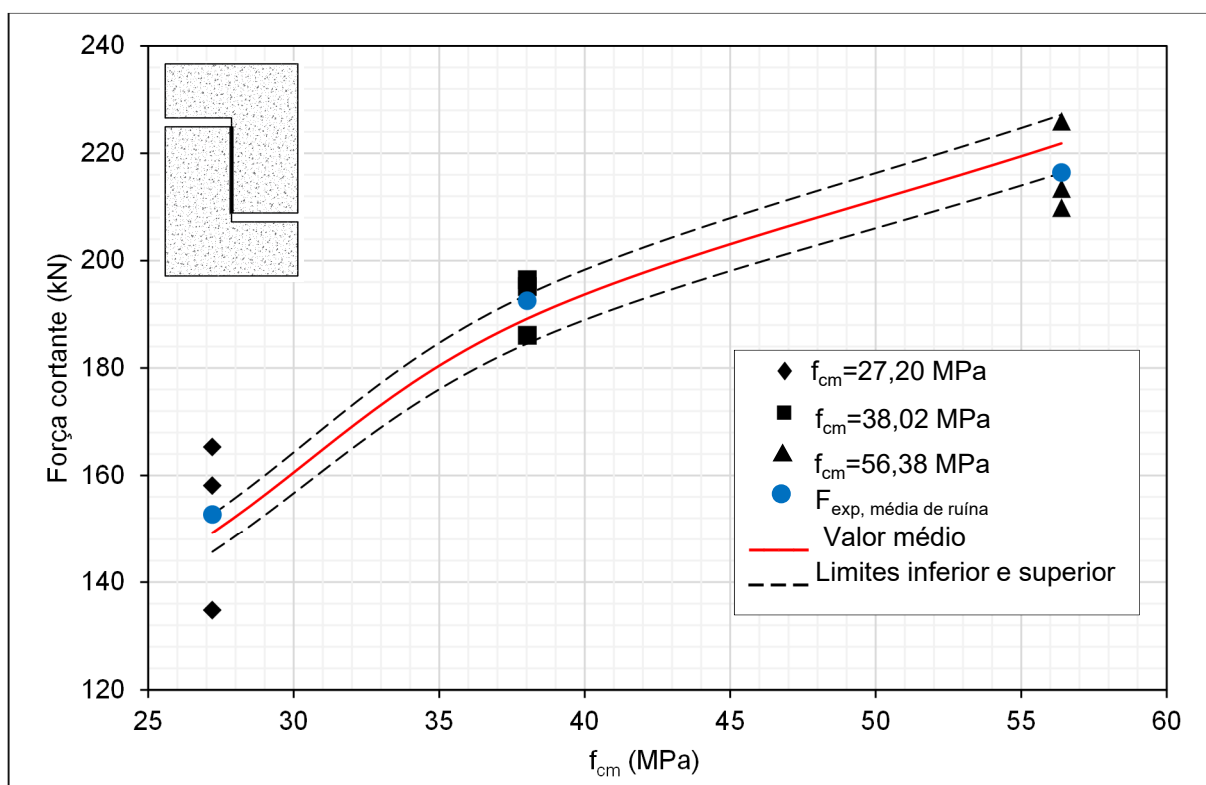
7.4.3 Análise e ajuste do fator de eficiência da biela para o modelo

A partir do modelo proposto foi realizado o ajuste do fator de eficiência da biela de compressão ν . Nesse ajuste foi considerado ainda o fator de efetividade do concreto α_ν , definido como $\left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$.

Para ajuste do fator de eficiência da biela tomou-se como parâmetros os valores de força cortante resistente experimental média entre os três corpos de prova de juntas para cada traço de concreto, ou seja, para cada resistência à compressão média do concreto f_{cm} . O ajuste foi realizado definindo-se duas curvas para o modelo proposto, sendo uma com o limite inferior de ν , ou seja, definindo-se o valor de ν cuja curva tangencia-se a o menor valor de força cortante resistente média experimental, e outra, com o limite superior, ou seja, cuja curva tangencia-se o maior valor de força cortante resistente média experimental. Com isso, foi estabelecido o valor de ν médio igual a 0,94, visto que os valores inferior e superior foram de 0,89 e 0,985. A variação percentual entre os valores inferior e superior foi de $\pm 5,34\%$, evidenciando a consistência do modelo proposto. O gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com a curva inferior para

$\nu=0,89$, curva superior $\nu=0,985$, assim como, com a curva obtida empregando o valor de ν ponderado, definido como 0,94, estão apresentados no gráfico da Figura 7.14.

Figura 7.14 – Gráfico comparativo entre os resultados de força cortante resistente experimental média e do modelo proposto com variações do fator de eficiência da biela.



Fonte: Autor.

7.4.4 Modelo final proposto para juntas planas com adesivo epóxi

A partir das análises realizadas tem-se a sequência de cálculo da força cortante resistente de planas com adesivo epóxi.

Inicialmente define-se a $\sigma_c^{m\acute{a}x}$ do concreto a partir da resistência do concreto à compressão f_c dada por:

$$\sigma_c^{m\acute{a}x} = 0,462 \cdot \nu \cdot \alpha_v \cdot f_c \quad (7.27)$$

onde

f_c – resistência à compressão do concreto, em MPa;

ν – fator de eficiência da biela de compressão.

α_v – fator de efetividade do concreto, definido como $\left(1 - \frac{f_c}{250}\right)$;

A tensão de tração crítica σ_t^{cr} associada a $\sigma_c^{m\acute{a}x}$ pela equação já citada 7.23, é dada por:

$$\sigma_t^{cr} = f_t + \frac{5hf_t^2}{6E_cG_F} \cdot (f_t + 6f_c)$$

Recomenda-se considerar $G_F = 0,10 \text{ N/mm}$, conforme sugerido por Kaneko *et al* (1993), e para o espaçamento entre trincas h , considerar como largura de faixa de fissuração W_{da} a espessura da camada de epóxi, visto que a falha das juntas observada experimentalmente neste estudo, ocorreu nas faces de concreto em contato com o adesivo epóxi.

Assim, a partir da expressão 3.3 chega-se a:

$$h = \frac{t_e}{5} \quad (7.28)$$

onde

t_e – espessura da camada de epóxi.

Assim, considerando-se a tensão de protensão na junta σ_n , tem-se o ângulo crítico θ^{cr} , relativo à inclinação da biela de compressão, por meio da expressão:

$$\sigma_n = \sigma_c^{m\acute{a}x} \cdot \cos^2\theta^{cr} + \sigma_t^{cr} \cdot \sin^2\theta^{cr} \quad (7.29)$$

Para a força cortante máxima resistida pela junta plana com adesivo epóxi $V_{j,e}$ tem-se:

$$V_{j,e} = (\sigma_c^{m\acute{a}x} + \sigma_t^{cr}) \sin\theta^{cr} \cos\theta^{cr} \cdot b \cdot h \quad (7.30)$$

onde

b – largura da junta com epóxi, em mm;

h – altura da junta com epóxi, em mm.

7.5 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS PROPOSTOS E EXISTENTES

7.5.1 Juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi

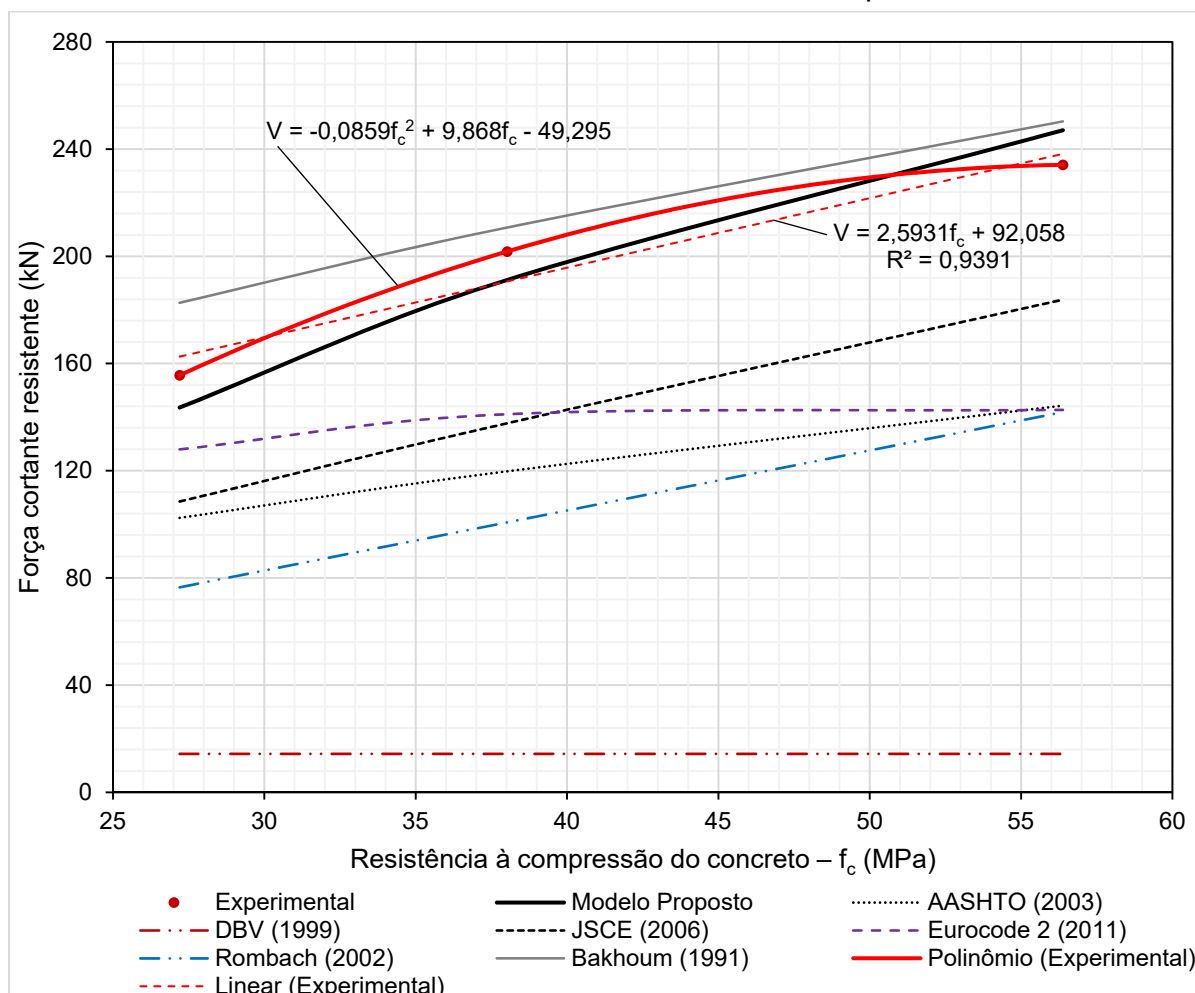
Neste item são comparados os resultados experimentais com os resultados obtidos pelo modelo de cálculo proposto neste estudo, assim como, com os resultados

dos modelos de cálculo DVB (1999), Rombach (2002), JSCE (2006), Bahoum (1991), AASHTO (2003) e do Eurocode (2011).

A escolha dos referidos modelos constantes na literatura se fez pelo fato de se entender que os mesmos seriam viáveis de serem aplicados no cálculo de juntas com chaves de cisalhamento e com adesivo epóxi. Salienta-se que o único modelo adequado encontrado na literatura para esse tipo de junta é o de Bahoum (1991), porém, esse modelo é inteiramente empírico, desenvolvido a partir da regressão de resultados experimentais.

Os resultados da comparação dos modelos teóricos com os resultados experimentais, estão apresentados na Figura 7.15 e na Tabela 7.10.

Figura 7.15 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.



Fonte: Autor.

Tabela 7.10 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento e adesivo epóxi.

f_c (MPa)	Modelo	Experimental (V_{exp})	Modelo Proposto	AASHTO (2003)	DBV (1999)	JSCE (2006)	Euro- code 2 (2011)	Rom- bach (2002)	Bakh- oum (1991)
27,20	V (kN)	155,59	143,57	102,44	14,40	108,56	124,16	76,53	182,67
	V/V_{exp} (%)	-	-7,73%	-34,16%	-90,74%	-30,23%	-20,20%	-50,81%	17,41%
38,02	V (kN)	201,77	191,17	119,81	14,40	137,73	137,28	100,76	210,72
	V/V_{exp} (%)	-	-5,25%	-40,62%	-92,86%	-31,74%	-31,96%	-50,06%	4,44%
56,38	V (kN)	234,13	247,02	144,32	14,40	183,85	138,88	141,89	250,34
	V/V_{exp} (%)	-	5,51%	-38,36%	-93,85%	-21,48%	-40,68%	-39,40%	6,92%

Fonte: Autor.

O modelo da DBV (1999) apresenta comportamento linear constante da força cortante resistente independente da variação da resistência à compressão do concreto. Quando comparado os resultados deste modelo frente aos demais, o modelo DBV se sobressai por ser o único com resultados invariáveis sendo o que mais destoa do modelo experimental. Essa disparidade é superior a 90%.

O modelo desenvolvido por Bakhoum (1991) destaca-se por apresentar resultados superiores aos demais modelos, quanto à força cortante resistente dada a variação da resistência à compressão do concreto.

O modelo proposto destaca-se por apresentar comportamento mais próximo ao do modelo experimental. Sendo que os resultados da força cortante se igualam para valores de resistência à compressão do concreto próxima de 50 MPa, como pode ser visto no gráfico da Figura 7.15. Antes desse intervalo, o modelo proposto apresenta valores para força cortante pouco inferiores ao modelo experimental e após o intervalo, os valores para a força cortante são superiores ao experimento. A Tabela 7.10 mostra que a diferença entre os resultados do modelo proposto e experimental é inferior a 8%.

Ao verificar o gráfico da Figura 7.15, tem-se três faixas de resultados. Uma faixa composta apenas por DBV (1999), dado seu comportamento a parte comentado

anteriormente. A segunda faixa JSE (2006), AASHTO (2003), Eurocode 2 (2011), Rombach (2002). AASHTO (2003), Eurocode 2 (2011), Rombach (2002) apresentam valores da força cortante resistente entre 76,53% e 137,74%, e convergem para mesma força cortante próximo à resistência do concreto de 55 MPa, sendo que até o ponto de convergência Eurocode 2 (2011), AASHTO (2003), Rombach (2002) possuem força cortante maior nesta ordem frente à variação de resistência à compressão do concreto.

A aplicação do modelo da JSCE (2006) gera resultados entre AASHTO (2003) e Eurocode 2 (2011), mas o resultado da força cortante destoa de ambos para resultados de f_c maiores que 40 MPa. Verifica-se também que todas os modelos apresentam uma relação positiva entre a força cortante e resistência, ou seja, quanto maior for a resistência à compressão do concreto, maior será a força cortante resistente, mas esta variação muito pequena na aplicação do modelo Eurocode 2 (2011) para resultados de resistência à compressão superiores à 40 MPa.

A terceira faixa é composta pelos resultados experimentais, pelo modelo proposto e de Bakhoum (1991). A aplicação do modelo proposto e Bakhoum (1991) geraram resultados mais próximos aos resultados experimentais, sendo que os resultados para a força cortante resistente de Bakhoum (1991) foram superiores à do experimento e apresentam-se no gráfico como uma curva paralela superior à do experimento independente da resistência à compressão do concreto f_c . Já os resultados do modelo proposto são representados por uma curva paralela inferior à reta do modelo experimental, indicando menor força cortante para resistência à compressão para concreto inferior a 50 MPa. A curva do modelo proposto tangencia a reta do modelo experimental para valores de f_c próximos de 50 MPa, e após apresenta valores superiores para a força cortante em relação aos resultados experimentais.

7.5.1.1 Comparação entre modelos teóricos variando a tensão de confinamento

Todos os modelos apresentam uma correlação positiva entre a tensão de confinamento e a força cortante resistente. Verifica-se que o modelo da DBV (1999) é o único modelo que considera a força cortante resistente nula, quando a tensão de confinamento é inexistente.

Cabe destacar nesta análise que a simples comparação entre modelos teóricos não permite verificar a eficiência dos modelos, porém, visto que o modelo de Bakhoum (1991) consiste em um modelo empírico, baseado na regressão de resultados experimentais, a similaridade com este modelo pode indicar o desempenho dos demais modelos quando da variação da tensão de protensão. Nesse aspecto, o modelo proposto apresentou comportamento muito próximo do modelo Bakhoum (1991).

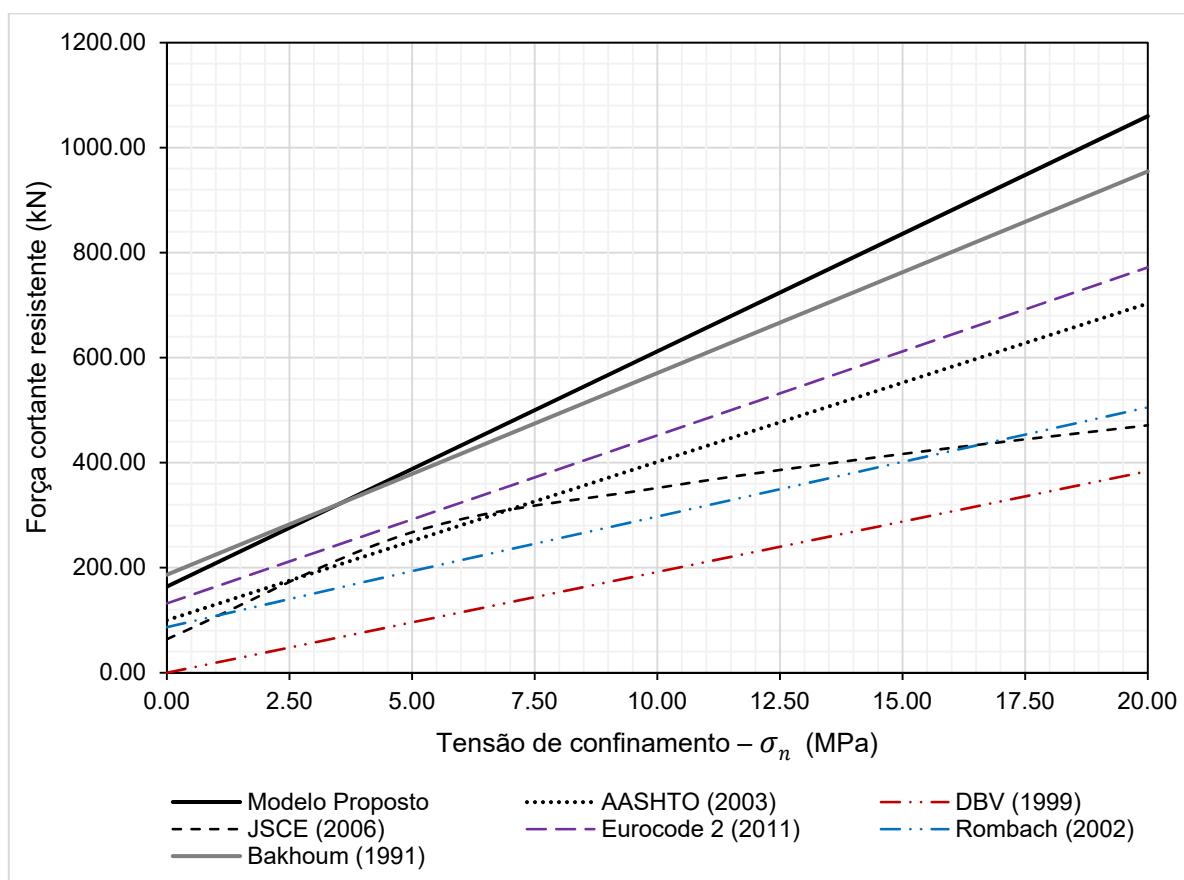
A Tabela 7.11, assim como o gráfico da Figura 7.16, ilustram a comparação entre resultados para diferentes modelos teóricos variando a tensão de confinamento.

Tabela 7.11 – Comparação entre resultados para diferentes modelos teóricos variando a tensão de confinamento.

Tensão de confinamento – σ_n (MPa)	Modelo Proposto	AASHTO (2003)	DBV (1999)	JSCE (2006)	Eurocode 2 (2011)	Rombach (2002)	Bakhoum (1991)
0,00	163,87	100,08	0,00	64,00	132,12	86,90	186,60
5,00	387,87	250,90	96,00	267,65	292,12	193,60	378,60
10,00	611,87	401,73	192,00	352,00	452,12	297,60	570,60
15,00	835,87	552,56	288,00	416,73	612,12	401,60	762,60
20,00	1059,87	703,39	384,00	471,29	772,12	505,60	954,60

Fonte: Autor.

Figura 7.16 – Comparação entre resultados diferentes modelos teóricos variando a tensão de confinamento.



Fonte: Autor.

7.5.1.2 Comparação do modelo proposto com outros modelos existentes para os resultados experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005)

A partir de resultados experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) aplicou-se vários modelos de Rombach (2002), da AASHTO (2003) e de Bakhoum (1991).

Ao analisar a Tabela 7.12 e os gráficos das Figuras 7.17 a 7.19, verifica-se que a Junta M1-E1-K1 para o resultado experimental, apresentou valor de resistência à força cortante pouco confiável pois destoou do comportamento verificado para demais ensaios. Assim, desprezando este dado, verifica-se que o modelo proposto apresenta resultados semelhantes aos resultados experimentais sendo a maior variação registrada, igual a 5,20%.

Tendo como base os dados experimentais, verifica-se que a maior discrepância se deu nos resultados apresentados por Rombach (2002) e AASHTO (2003), com

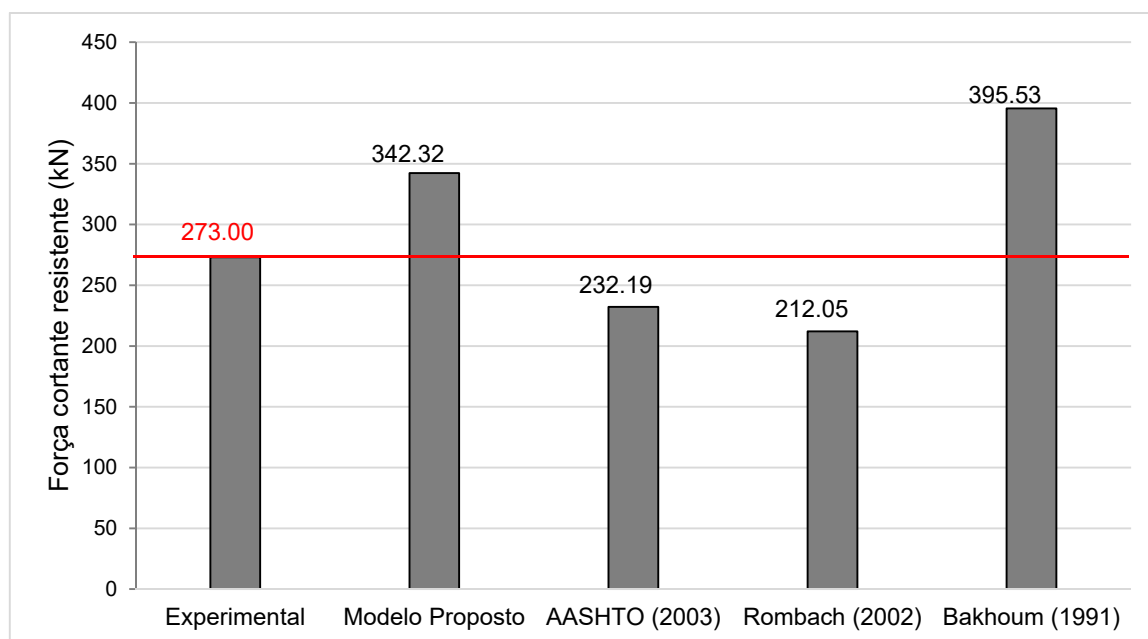
variações superiores a 29%. Verifica-se que os modelos de AASHTO (2003) e Rombach (2002) para qualquer junta registram valores inferiores para força cortante quando comparado com os valores resultantes do modelo experimental. Enquanto que Bakhoum (1991) e o modelo proposto apresentam valores superiores para força cortante quando comparados aos valores experimentais.

Tabela 7.12 – Comparação dos resultados para diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005).

Junta	f_c (MPa)	Modelo	Experi- mental	Modelo Proposto	AASHTO (2003)	Rombach (2002)	Bakhoum (1991)
M1-E1-K1	53,10	V (kN)	273,00	342,32	232,19	212,05	395,53
		V/Vexp (%)	-	25,39%	-14,95%	-22,33%	59,53%
M2-E1-K1	53,10	V (kN)	405,00	412,32	284,21	244,55	455,93
		V/Vexp (%)	-	1,81%	-29,82%	-39,62%	12,58%
M3-E1-K1	57,60	V (kN)	474,00	498,65	348,36	299,10	529,87
		V/Vexp (%)	-	5,20%	-26,51%	-36,90%	11,79%

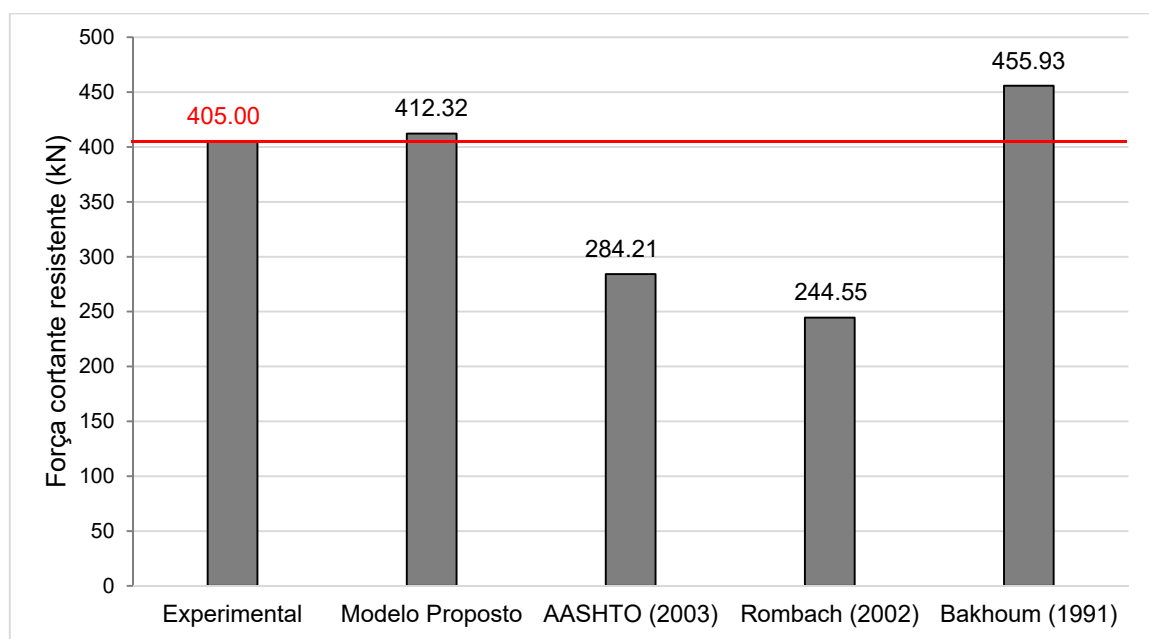
Fonte: Autor.

Figura 7.17 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M1-E1-K1.



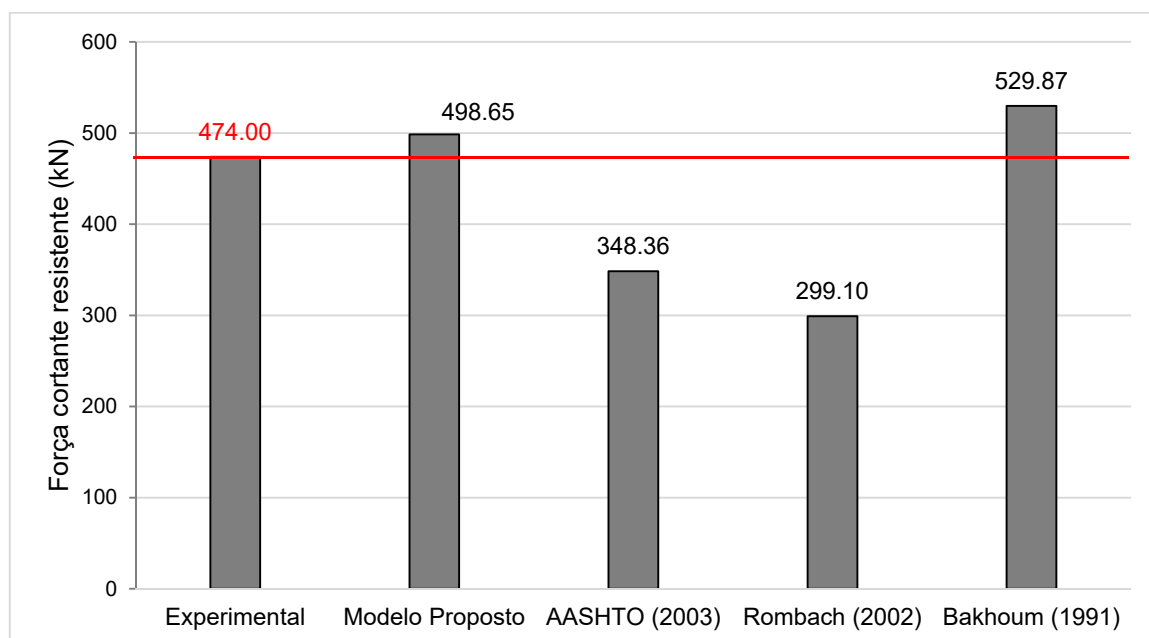
Fonte: Autor.

Figura 7.18 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M2-E1-K1.



Fonte: Autor.

Figura 7.19 – Gráfico comparativo entre resultados de diferentes modelos e experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005) para a junta M1-E1-K1.



Fonte: Autor.

7.5.2 Juntas com chaves de cisalhamento secas

Neste item são comparados os resultados experimentais com os resultados obtidos pelo modelo de cálculo proposto neste estudo, assim como, pelos modelos de cálculo existentes na literatura, da DVB (1999), Rombach (2002), JSCE (2006), Bakhoum (1991), AASHTO (2003) e do Eurocode (2011).

Os resultados da comparação dos modelos teóricos com os resultados experimentais, estão apresentados na Figura 7.20 e na Tabela 7.13.

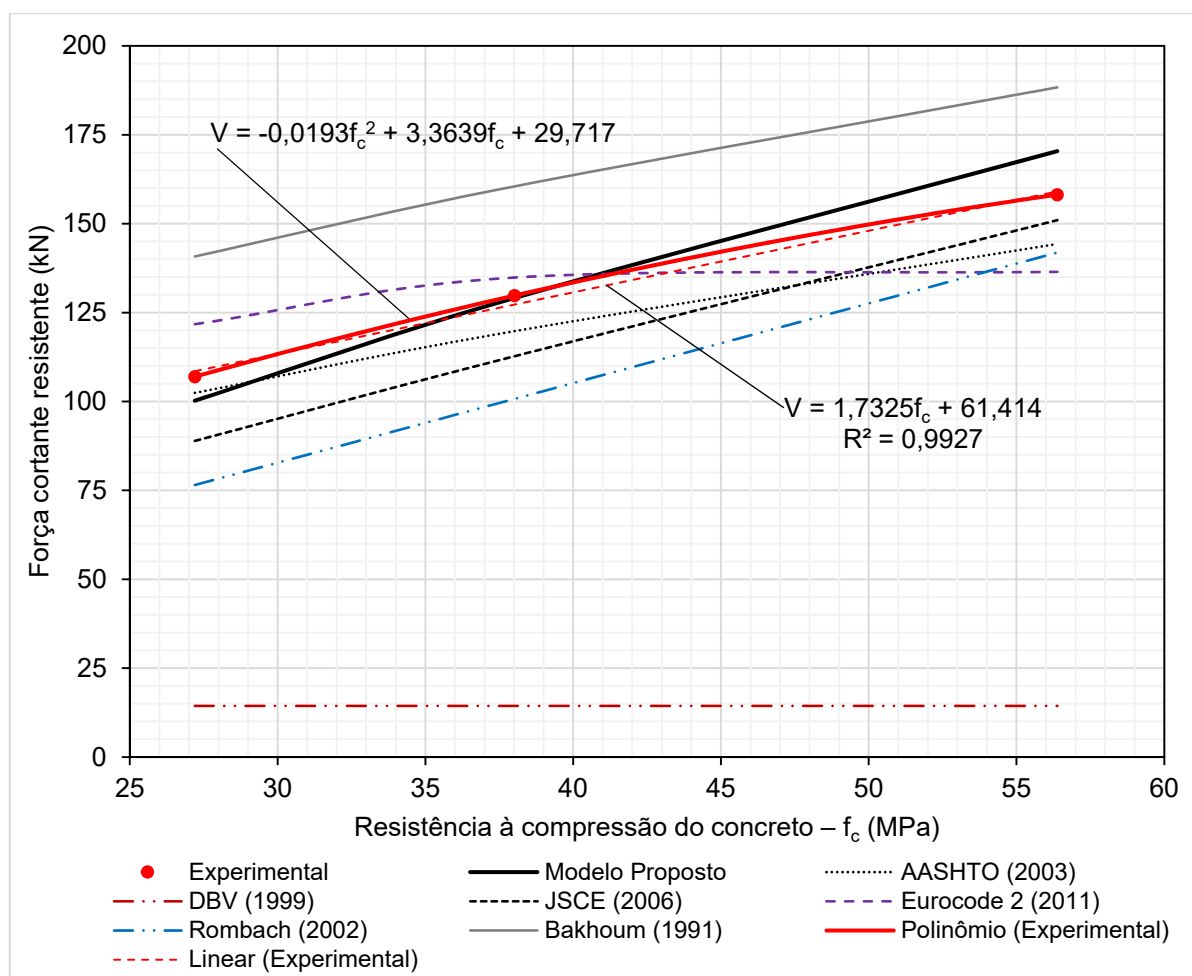
Tabela 7.13 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento secas.

f_{cm} (MPa)	Modelo	Experimental (V_{exp})	Modelo Proposto	AASHTO (2003)	DBV (1999)	JSCE (2006)	Eurocode 2 (2011)	Rombach (2002)	Bakhoum (1991)
27,20	V (kN)	106,97	100,21	102,44	14,40	88,94	121,76	76,53	140,79
	V/V_{exp} (%)	-	-6,32%	-4,23%	-86,54%	-16,86%	13,83%	-28,46%	31,61%
38,02	V (kN)	129,78	129,11	119,81	14,40	112,76	134,88	100,76	160,50
	V/V_{exp} (%)	-	-0,52%	-7,69%	-88,90%	-13,11%	3,93%	-22,36%	23,67%
56,38	V (kN)	158,17	170,41	144,32	14,40	151,00	136,48	141,89	188,34
	V/V_{exp} (%)	-	7,74%	-8,75%	-90,90%	-4,53%	-13,71%	-10,29%	19,07%

Fonte: Autor.

O modelo da DBV (1999) apresenta para o caso de juntas secas o mesmo comportamento que já foi comentado para juntas com epóxi. O gráfico da Figura 7.20, ilustra um comportamento linear constante da força cortante resistente independente da variação da resistência à compressão do concreto. Por meio da comparação dos resultados deste modelo frente aos demais, pode-se afirmar que os dados gerados pela aplicação do modelo DBV (1999) destaca-se por ser o único com resultados invariáveis para a força cortante frente a variação de resistência à compressão do concreto. Pode-se afirmar também que é o que mais destoa dos resultados experimentais. Essa disparidade é superior a 86%.

Figura 7.20 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas com chave de cisalhamento secas.



Fonte: Autor.

Quanto ao modelo desenvolvido por Bakhoun (1991), este destaca-se por apresentar resultados superiores aos demais modelos quanto à força cortante resistente dada a variação da resistência à compressão do concreto. Tendo como base os resultados experimentais, este apresentou variação superior a 19%, ou seja, exatamente o mesmo comportamento já mencionado anteriormente em juntas com epóxi.

Ao observar os resultados do modelo proposto no gráfico (Figura 7.20), verifica-se que esse apresenta comportamento mais próximo ao do experimental. Sendo que os resultados da força cortante se igualam no intervalo onde a resistência à compressão do concreto f_c está entre 35 e 40 MPa. Antes desse intervalo, o modelo proposto apresenta valores próximos, mas inferiores para força cortante se comparado com os

resultados experimentais e após o intervalo, os valores para a força cortante são superiores ao experimento. A Tabela 7.13 mostra que a diferença máxima entre os resultados do modelo proposto e experimental é inferior a 8%, sendo a média inferior a 5%.

O modelo da AASHTO (2003) apresenta comportamento semelhante ao experimental, tendo o segundo melhor desempenho e apresentando variação máxima de 8,75% nos pontos expostos na Tabela 7.13, além de apresentar uma variação média inferior a 7%.

Quando aplicado os modelos de Rombach (2002) e da JSCE (2006), esses apresentam retas paralelas inferiores aos resultados experimentais, sendo que os mesmos apresentam igualmente relação positiva entre força cortante e aumento da resistência à compressão do concreto. Os resultados relativos à força cortante gerados por Rombach (2002) são inferiores aos de JSCE (2006) para a mesma resistência à compressão do concreto.

A variação máxima nos pontos observados é 28,46% para Rombach (2002) e 16,86% para JSCE (2006) e a variação mínima é de 4,53% e 10,29%, respectivamente.

Verifica-se que o Eurocode 2 (2011) apresenta valores superiores de força cortante em relação ao experimento até se igualar a mesma quando a resistência à compressão do concreto está próxima de 40 MPa. A partir desse ponto observa-se que a inclinação da reta gerada por dados da aplicação do Eurocode 2 (2001) é menor que dos demais modelos apresentados.

7.5.3 Juntas planas com adesivo epóxi

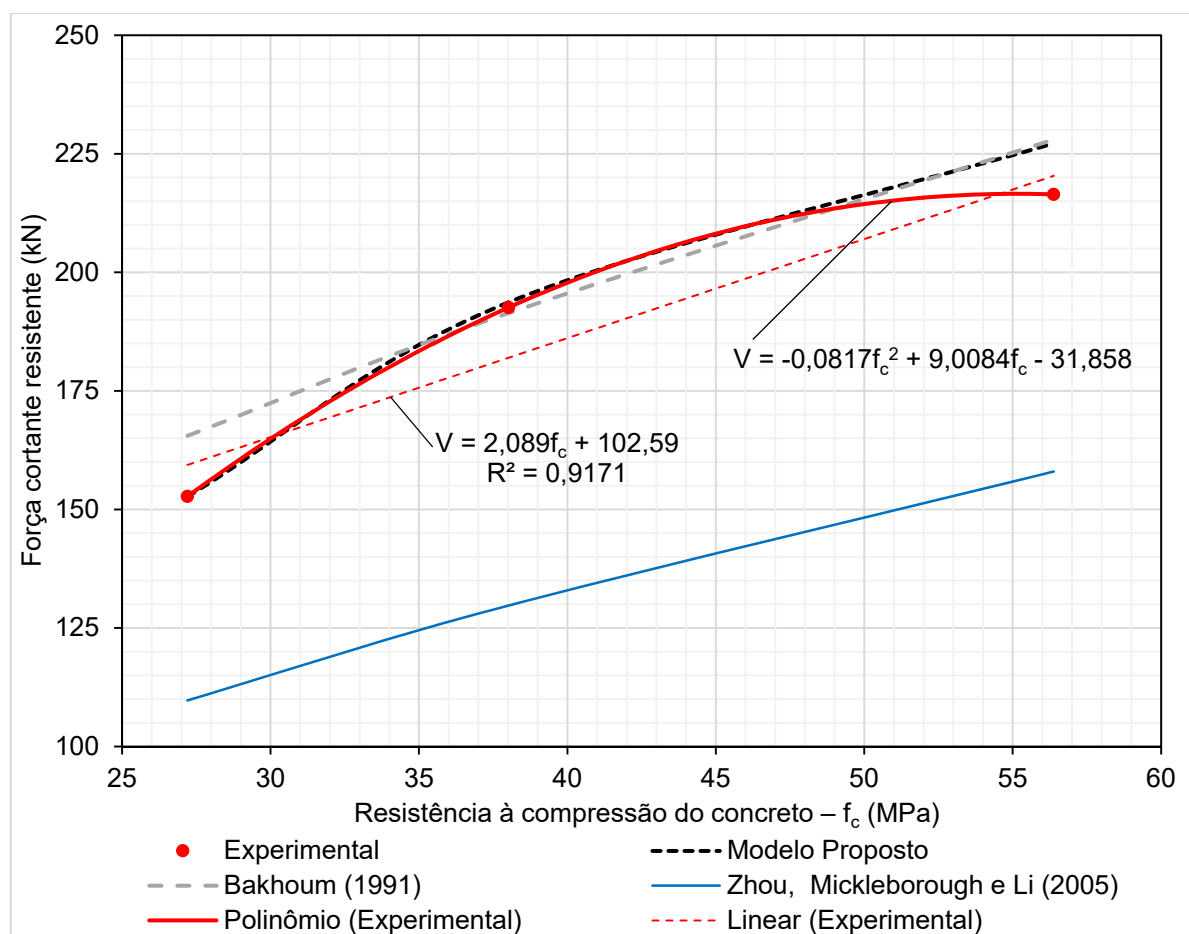
Neste item são apresentados os resultados da aplicação dos modelos proposto, experimental, Bakhoum (1991), Zhou, Mickleborough e Li (2005) com juntas planas com adesivo epóxi. Os resultados da comparação dos modelos teóricos com os resultados experimentais estão apresentados na Figura 7.21 e na Tabela 7.14.

Tabela 7.14 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas planas com adesivo epóxi.

f_{cm} (MPa)	Modelo	Experimental	Modelo Proposto	Bakhoum (1991)	Zhou, Mickleborough e Li (2005)
27,20	V (kN)	152,75	152,7	165,55	109,73
	V/V_{exp} (%)	-	-0,02%	8,38%	-28,16%
38,02	V (kN)	192,59	193,7	191,43	129,73
	V/V_{exp} (%)	-	0,58%	-0,60%	-32,64%
56,38	V (kN)	216,44	227,2	220,00	157,98
	V/V_{exp} (%)	-	4,97%	5,34%	-27,01%

Fonte: Autor.

Figura 7.21 – Comparação entre resultados teóricos e experimentais para juntas planas com adesivo epóxi.



Fonte: Autor.

Claramente no gráfico da Figura 7.21 pode-se observar que o modelo de Zhou, Mickleborough e Li (2005) teve o pior desempenho.

Tendo como base os resultados experimentais, o modelo proposto apresenta comportamento bastante similar. De acordo com a Tabela 7.14 a maior variação entre eles é inferior a 5%. Para Bakhoun (1991) está variação é de 8,38%. Ou seja, o modelo proposto garante uma assertividade significativamente maior. Verifica-se ainda que mesmo que fossem comparados dados pontuais da Tabela 7.14, o modelo que mais se aproxima do experimental é o modelo proposto. Os modelos de Bakhoun (1991) e o proposto apresentaram comportamento similar para valores de resistência à compressão do concreto superiores a 35 MPa, ou seja, a disparidade se dá para resultados de força cortante relativos à concretos de resistência à compressão inferior a 35 MPa. Portanto, considerando os três modelos, o proposto, Bakhoun (1991), Zhou, Mickleborough e Li (2005), o primeiro apresenta melhor desempenho pois seus resultados estão bastante próximos aos dos resultados experimentais.

8 CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este estudo realizou uma revisão de literatura relativa aos modelos e fundamentos teóricos da transmissão de forças em aduelas pré-moldadas protendidas, propondo e desenvolvendo um programa experimental, o qual foi complementado pela análise numérica computacional empregando o método dos elementos finitos, permitindo assim obter as conclusões e considerações finais apresentadas neste capítulo.

Verificou-se que o comportamento, principalmente para as juntas com epóxi, foi bastante estável, com variações de resultados experimentais de resistência à força cortante relativamente pequenos quando comparados aos resultados médios dos corpos de prova de mesma configuração. Esses resultados apresentaram variações não superiores à 10,09% para as juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, e não superiores à 11,74% para as juntas planas com adesivo epóxi, o que, em se tratando de resistência à força cortante, configura valores extremamente satisfatórios.

Diferentemente do sugerido por Koseki e Breen (1983), verificou-se que o comportamento das juntas com chave de cisalhamento secas não é estável e tampouco linear na fase inicial de carga, pois é nessa fase que ocorre a acomodação da junta. Essa acomodação poderia ter sido produzida anteriormente à execução do ensaio das juntas secas, por meio da aplicação de ciclos iniciais de carga e descarga dos protótipos, porém, entendeu-se que esse procedimento não iria necessariamente reproduzir a situação real de uma ponte com esse tipo de junta.

De modo geral, as juntas com chaves de cisalhamento e sem o uso de adesivo epóxi, no que se refere aos deslocamentos verticais, apresentaram comportamento pouco regular.

Quanto às chaves de cisalhamento, ficou evidente que o principal mecanismo de transferência de forças em chaves como as estudadas, consiste em uma biela de compressão que abrange toda a seção diagonal da chave, e que após a fissuração dessa biela a mesma se divide em bielas menores que culminam no colapso final da junta por meio de uma trinca macroscópica de cisalhamento.

Quanto ao uso de adesivo epóxi nas juntas, embora todos os ensaios mostraram que essas juntas apresentaram comportamento frágil, os resultados apresentados evidenciaram um comportamento estável no que se refere à deslocamento e força cortante resistente. Essas juntas apresentaram pequenos deslocamentos quando

comparadas às juntas secas, assim como valores de força cortante resistente muito próximos. O uso do adesivo epóxi em juntas com chaves de cisalhamento, propiciou acréscimos de resistência da força cortante de até 55,47%, quando tomado como referência os valores de resistência médios dos três corpos de prova ensaiados para cada traço de concreto. Outro fator extremamente importante verificado é que o uso do adesivo epóxi garante um comportamento monolítico da junta, até mesmo para as juntas sem chave de cisalhamento, sem deixar de citar as recomendações normativas, como a da AASHTO (2003) que, mesmo sem quantificar o acréscimo de resistência do epóxi exigem o uso do mesmo para assegurar durabilidade à estrutura da ponte.

Quanto à influência da chave de cisalhamento nas juntas com epóxi, os acréscimos de resistência à força cortante foram pouco significativos, de no máximo 8,77% para concreto com resistência à compressão média de 56,4 MPa e de no máximo 1,86% para concretos com resistência à compressão média de 27,2 MPa. Porém, ficou evidente que a chave propicia à junta um comportamento mais estável, podendo-se destacar o caso das juntas com concretos de resistência à compressão média de 56,4 MPa em que, para os três corpos de prova de junta, os diagramas de força cortante x deslocamento praticamente se sobrepuseram.

Ficou evidente ainda que para os valores de resistência à compressão do concreto estudados, ou seja, até cerca de 55 MPa, o que rege a capacidade de carga das juntas com epóxi é o concreto. Em nenhum dos corpos de prova de junta ensaiados a falha iniciou no adesivo. Em todos os ensaios as trincas atravessaram a camada de resina epóxi, partindo do concreto de uma parte pré-moldada da junta e atravessando para o concreto da outra parte pré-moldada da junta.

As análises numéricas computacionais empregando o método dos elementos finitos permitiram a visualização das bielas de compressão idealizadas, elucidando os mecanismos de transmissão de forças nas juntas com chaves de cisalhamento. Os resultados computacionais relativos ao fator de eficiência da biela de compressão garantiram consistência aos resultados experimentais e aos modelos de cálculo propostos nesta tese.

Quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, ao compará-lo com os resultados experimentais, esse apresentou desempenho bastante superior aos demais modelos, com valor de força cortante que se iguala ao experimental quando a resistência à compressão do concreto está próxima de 50

MPa, além de apresentar maior similaridade com o experimental que os demais modelos, para todas as demais faixas de resistência de concreto. A diferença do modelo proposto para o experimental foi sempre baixa, não excedendo 8%.

A tensão de protensão empregada na fase experimental foi relativamente baixa (0,75 MPa), visando reproduzir situações reais para o estado limite último (ELU) em que pode até haver abertura da junta, ou seja, não haver efeito da protensão diretamente sobre a junta. Porém, a variação da tensão de protensão foi também analisada para o modelo proposto de juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, sendo que o modelo proposto apresentou comportamento muito próximo do modelo Bakhoun (1991) que é um modelo empírico baseado na regressão de resultados experimentais. Assim a similaridade com esse modelo pode indicar o desempenho do modelo proposto.

Ainda quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi, a partir de resultados experimentais de Zhou, Mickleborough e Li (2005), excluindo a junta M1-E1-K1 que apresentou resultado pouco confiável, pois destoou do comportamento verificado para demais ensaios, o modelo proposto apresentou os resultados mais próximos dos experimentais, com a maior variação registrada não superior a 5,20%.

Todas as constatações quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento e adesivo epóxi comprovam sua eficiência e consistência quando comparado aos modelos teóricos testados.

Quanto ao modelo proposto para juntas com chaves de cisalhamento secas, de maneira similar ao que ocorreu com as juntas com chaves e epóxi, ao compará-lo com os resultados experimentais, esse apresentou melhor desempenho que os demais modelos, com valor de força cortante que se iguala ao experimental em um ponto onde a resistência à compressão do concreto está no intervalo entre 35 e 40 MPa. Antes desse intervalo, o modelo proposto apresenta valores próximos, mas inferiores para força cortante se comparado com os resultados experimentais e após o intervalo, os valores para a força cortante são superiores ao experimento. Verificou-se para esse modelo que a diferença máxima entre os resultados do modelo proposto e experimental foi inferior a 8%, sendo a média inferior a 5%, atestando assim sua eficiência e sua consistência quando comparado aos modelos teóricos testados.

Por fim, quanto ao modelo de juntas planas com adesivo epóxi, embora esse se configure em um modelo complexo de análise, com maior dificuldade de aplicação em situações corriqueiras de cálculo de juntas, assim como, a falta da chave de cisalhamento dificultaria o processo de construção, visto que chave serve de guia para o alinhamento das aduelas pré-moldadas, esse apresentou comportamento bastante similar ao experimental, resultando em uma variação entre eles inferior a 5%. Salienta-se que essa diferença para o modelo empírico de Bakhoun (1991) foi de 8,38%, ou seja, o modelo proposto garante uma assertividade significativamente maior. Com isso, pode-se comprovar a eficiência e a consistência do modelo proposto para juntas planas com adesivo epóxi, quando comparado aos modelos teóricos testados.

Conclui-se que os três modelos mecânicos idealizados possibilitaram obter resultados bastante superiores aos modelos encontrados na literatura, sendo mais adequado que o modelo empírico apresentado por Bakhoun (1991).

Conclui-se por fim que este estudo permitiu elucidar o entendimento do comportamento das juntas estudadas e apresentar modelos mecânicos analíticos de cálculo da força cortante resistente consistentes e viáveis de serem empregados no projeto de juntas. Contudo, esses modelos devem ainda ser aprimorados e estendidos para concretos com resistência à compressão superior a 55 MPa, vista a constante tendência de uso de concretos com maior resistência, assim como verificadas variações de geometria de juntas, podendo ser indicadas essas observações como recomendações para futuros estudos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO: **Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, 2nd Edition, with 2003 Interim Revisions**; American Association of State Highway and Transportation Officials; Washington, D.C.; 1999, with Interim 2003.

AASHTO: **Guide Specifications for Thermal Effects in Bridge Superstructures**; American Association of State Highway and Transportation Officials; Washington, D.C.; 1989, with Interim 2003.

AASHTO-PCI-ASBI **Joint Committee: Segmental Box Girder Standards for Span-by-Span and Balanced Cantilever Construction**; March, 1998.

AASHTO LRFD, **Bridge Design Specifications**, seventh edition with 2016 Interim Revisions, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, 2014, 2150 pp.

ABRISHAMI, H. **Design of Reinforced Concrete Bridges**. University of Toronto. 2017.

ANDERSON, A. R. - **Composite designs in precast and cast-in-place concrete**, Progressive Architecture, Vol. 41, No. 9, pp. 172-179, September 1960.

ACI Committee 318. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-14)**. Farmington Hills, MI, American Concrete Institute, 2014.

ANSYS User's Manual (Version 17.0), Swanson Analysis Systems Inc., Houston, 2017.

ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento entre viga e laje pré-moldadas ligadas mediante nichos preenchidos com concreto de alto desempenho**. São Carlos. 201p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 201p. 2002.

ARAUJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Volumes 1 a 4. 3ª edição, Ed. Dunas, Rio Grande, 2014.

ARAÚJO, J. M. **O Módulo de Deformação Longitudinal do Concreto**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.1, p.9-16, 2000.

ASSAN, A. E. **Método dos Elementos Finitos: Primeiros Passos**. Campinas, SP: Ed. da UNICAMP, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto**: NBR 6118:2004. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova:** NBR 5738:2015, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos:** NBR 5739:2007, Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento:** NBR 6118:2014, Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento:** NBR 6120:1980, Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunho de estruturas de concreto:** NBR 7680:2015, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Projeto De Pontes De Concreto Armado E Protendido – Procedimento:** NBR 7187:2003, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em Pontes, Viadutos, Passarelas e Outras Estruturas:** NBR 7188:2013, Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias:** NBR 7189:1985, Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão:** NBR 8522:2008, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos:** NBR 8681:2003, Rio de Janeiro, 2003.

ATEP – ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPANOLA DEL PRETENSADO. **Proyecto y construcción de puentes y estructuras con pretensado exterior.** H.P.10-96. Madrid, 1996.

BAYKOV, V. N.; SIGALOV, E. E. **Estructuras de Hormigon Armado.** Moscou, 2ª Edición, Editorial Mir, 1986, 686p.

BAKHOUM, M. M. **Shear behavior and design of joints in precast concrete segmental bridges.** PhD Civil Engineering Thesis, Massachusetts Institute of Technology - MIT, 1991.

BEATTIE S. M. Behavioral improvements in segmental concrete bridge joints through the use of steel fibers, Massachusetts Institute of Technology, 1989.

BREBBIA, C. A.; FERRANTE, A. J. **Computational Methods for the solution of engineering problems**. New York, Crane Russak, 1978, 353p.

BREBBIA, C. A.; FERRANTE, A. J. **The Finite Element Technique**. Editora da ufrgs, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1975, 410p.

BREEN, J. E., NAAMAN, A. E., **External prestressing in bridge**. American Concrete Institute – ACI, Detroit, 1990.

BUCHAIM, R. **Concreto protendido: tração axial, flexão simples e força cortante**. Londrina: Eduel, 2007. 226p.

BUCHANAN, G. R. **Finite Element Analysis**. Department of Civil Engineering. Tennessee Technological University. Cookeville, Tennessee. McGraw-Hill, 1995.

BUYUKOZTURK, O.; BAKHOUM, M. M.; BEATTIE, M. **Shear Behavior of Joints in Precast concrete Segmental Bridges**. ASCE Journal of Structural Engineering, pp. 3380-3401, 1990.

BUYUKOZTURK, O.; WIUM, D. J. W. **Precast Segmental Bridges - Status and Future Directions**. Civil Engineering for Practicing and Design Engineers, ACSE, V. 3, 1984, pp 59-79.

BUYUKOZTURK, O.; LEE, K.M. **Mixed Mode Fracture Concepts Structural Concrete Design**. Special Publication. American Concrete Institute – ACI, Detroit, 1992.

CANAVAL, J. H. **Estudo experimental do comportamento de vigas de concreto armado reforçadas à flexão por meio de graute, armaduras e conectores**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016. 149 p.

CEB-FIP 90 **Comité International du Béton – Model Code 1990**: Final Draft, Bulletin D' information, Lausanne.

CEB-FIP 2010 **Comité International du Béton – Model Code 2010**: Final Draft, Bulletin D' information, Lausanne.

CEN European Committee for Standardization, **Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings (EN 1992-1-1)**, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

COMBAULT, J. **Conceptual Design of Bridges, Short and Medium Span Bridges**, 1st International Symposium on Bridges and Large Structures, Brazil, 2008.

CROCE, Pietro, **Design of Bridges – Guidebook 2**, 1st ed., Publisher Czech Technical University in Prague, Klokner Institute, Czech, p.230, 2010.

CSA. **Design of concrete structures. Standard CSA-A23.3–2014**. Canadian Standard Association, Mississauga, Ontario, 2014.

DBV – Deutscher Beton und Bautechnikverein - Empfehlungen für Segmentfertigteilbrücken mit externen Spanngliedern. 1999.

DIN 1045-1 **Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton**; Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, Juli, 2001.

DIAZ, B. E., **Ponte Rio Niterói – Três Décadas de História**, Apresentação, 1º Simpósio Internacional sobre Pontes e Grandes Estruturas, ABPE, ABECE, Rio de Janeiro, 2008.

DONIN, C. **Análise Numérica de Lajes Nervuradas por meio do Método dos Elementos Finitos**. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria UFSM, Santa Maria, 2007.

ELSHAFIEY, T. M. F.; KHALIL A. A.; ETMAN E. E.; ABDELAZIZ M. **Sigmentalbox Girder Bridges With External Prestressing Under Combined Shear, Moment And Torsion: Review Paper**. Conference: International Conference on Advances in Structural and Geotechnical Engineering 2017, Hurghada, Egypt, 2017.

EUROCODE N° 2. Design of Concrete Structures. 2011.

GOMES, H. M.; DONIN, C. **Curso de Introdução ao uso de Software de Elementos Finitos para Análise Estrutural Elástica Linear**. Apostila, Departamento de Estruturas e Construção Civil, CT, UFSM, Santa Maria, 2002.

HBM. **Manual and Product Literature**. First Choice for Strain Measurements. Darmstadt, 2018.

HEWSON, N. R. **Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction**. London, Thomas Telford Ltd., 2003.

HOFBECK, J. A.; IBRAHIM, I. O.; MATTOCK, A.H. - **Shear transfer in reinforced concrete**, American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, No. 2, pp. 119-128, February 1969.

HUEBNER, K. H. **The Finite Element Method for Engineers**. John Wiley & Sons, New York, 1975.

IBRAHIM, I. S.; PADIL, K. H.; BADY, H. M. A.; SARBINI N. N. **Ultimate Shear Capacity And Failure Of Shear Key Connection In Precast Concrete Construction**. Malaysian Journal of Civil Engineering 26, 2014. p. 414-430.

JOST, D. T. **Análise de peças fletidas com protensão não aderente pelo método dos elementos finitos**. 152f. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2006.

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

KANELO, Y. **Modeling of Shear-off failure of concrete: Fracture mechanics approach.** PhD thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Mass. 1992.

KANEKO, Y.; CONNOR J. J.; TRIANTAFILLOU T. C. e LEUNG C. K. **Fracture Mechanics Approach for Failure of Concrete Shear Key.** I: Theory. Journal of Engineering Mechanics. 1993.

KANEKO, Y; MIHASHI, H.; ISHIHARA, S. **Shear failure of plain concrete in strain localized area.** Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceeding of the Fifth International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. 383-390 p., 2004.

KOSEKI, K.; BREEN, J. **Exploratory Study of Shear Strength of Joints for Precast Segmental Bridges,** Texas State Department of Highways and Public Transportation, September, 1983.

LACERDA, B. M.; LIMA, M. C. V. ; CASTILHO, V. C. ; GESUALDO, F. A. R. **.Estudo analítico e experimental da transferência de esforços de cisalhamento em modelos de concreto pré-moldado considerando a influência da rugosidade da interface e a resistência do concreto de preenchimento.** Ciência & Engenharia, v. 23, p. 17-27, 2014.

LEET, K. M.; UANG, C. M. **Fundamentals of Structural Analysis.** McGraw-Hill Companies, 2002.

LEONHARDT, F. **Reducing the Shear Reinforcement in Reinforced Concrete beams and Slabs.** Magazine of Concrete Research. Volume 17, Issue 53. Decembre 1965. p. 187-198.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto.** Rio de Janeiro: Interciência, Volume 5, 1977.

MACHADO, M. A. S. **Aplicação do Método dos Elementos Finitos para a Análise Elasto-Viscoplástica de Peças de Concreto Armado e Protendido, submetidas a Estados Planos de Tensão.** 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul. 2002.

MAEKAWA, K.; PIMANMAS, A.; OKAMURA, H. **Nonlinear mechanics of reinforced concrete.** USA, 2004. 721p.

MARTIN, H. C. **Introdution to matrix methods of structural analysis.** Tokyo, Kogakusha; New York, McGraw-Hill Kogakusha, 1971. 481p.

MARTIN, B. T.; SANDERS, D. H.; WASSEF, W.; COLE, T. A.; BAHAM, N. **Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications.** National Cooperative Highway Research Program. November, 2007.

MARTINI, P. **On Plastic Analysis of Reinforced Concrete**. Institute of Structural Engineers. report no. 104. 1980.

MATTOCK, A. H., HAWKINS, N. M., **Shear Transfer in Reinforced Concrete recent research**, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 17, No. 2, pp. 55-75.

MATTOCK, A. H. - **Shear transfer in concrete having reinforcement at an angle to the shear plane**, American Concrete Institute, Special Publication 42-2, pp. 17-42, January 1974.

MATTOCK, A. H.; CHOW, H. C. JOHAL, L. **Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane**. PCI Journal, USA. July-August, 1975. P.76-93.

MATTOCK, A. H.; LI, W. K.; WANG, T. C. **Shear transfer in lightweight reinforced concrete**. PCI Journal. 1976. p.20-39.

MATTOCK, A. H.; MAU, S. T.; HSU, T. T. C. **Discussion of WALRAVEN (1987)**. PCI Journal, v.33, n.1, Jan-Feb. 1988. p.166-174.

Mc MINN, S. J. **Matrices for structural analysis**. New York, John Wiley and Sons, 1962. 215p.

MEEK, J. L. **Matrix structural analysis**. Tokyo, McGraw-Hill Kogakusha, 1971, 481p.

MOAVENI, S. **Finite Element Analysis – Theory and Application with ANSYS**. Upper Saddle River, New Jersey, Prentice Hall, 1999.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M. **Hormigón Armado**. Editorial Gustavo Gili S.A., 13 edición, Barcelona, 1991.

NAWY, E. G. **Prestressed Concrete : A Fundamental Approach**. 5th ed. Prentice Hall. New Jersey, 2010.

NICOLAS, M. V.; MONTRUL, P. M.; QUERIN, O. **Generation of Strut-and-Tie Models by Topology Design Using Different Material Properties in Tension and Compression**. Structural and Multidisciplinary Optimization. August 2011. p. 247-258.

O'BRIEN, E. J.; DIXON, A. S. **Reinforced and prestressed concrete design – The complete process**. Longman Scientific & Technical, Malaysia, 1995.

PALIGA, A. R. **Modelagem Tridimensional de Estruturas Compostas por Aduelas Pré-Moldadas de Concreto com Protensão Externa, Através do Método dos Elementos Finitos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul. 2015.

PCI Design Handbook: **Precast and Prestressed Concrete Institute**. 7th ed. Chicago: Precast/Prestressed Concrete Institute, 2010.

PEREIRA, E.; M. H. F. MEDEIROS. **Ensaio de “Pull Off” para avaliar a resistência à compressão do concreto: uma alternativa aos ensaios normalizados no Brasil**. IBRACON Structures and Materials Journal, ,vol. 5, nº 6, 2012.

PERLINGEIRO, M. S. P. L. **Modelo Para Análise De Estruturas De Pontes Segmentadas De Concreto Com Protensão Externa**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Rio de Janeiro – RJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, 2006.160p.

PILKEY, W. D. **Peterson’s Stress Concentration Factors**. New York, John Wiley & Sons, Inc, 2nd ed., 1997.

PODOLNY, W.; MULLER, J. **Construction and Design of Prestressed Concrete Segmental Bridges**. John Wiley & Sons, New York, 1982.

RAMOS, G.; APARICIO, A C. **Ultimate Analysis of Monolithic and Segmental Externally Prestressed Concrete Bridges**, Journal of Bridge Engineering, ACSE, V. 1, No. 1, 1996, pp 10-17.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado por meio de barras de aço adicionais ou chapas de aço e argamassa de alto desempenho**. São Carlos, 179p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1998.

REIS, A. P. A. **Reforço de vigas de concreto armado submetidas a pré carregamento e ações de longa duração com aplicação de concretos de alta resistência e concretos com fibras de aço**. São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2003.

RIBEIRO DO VALLE, C. L.; ABDALLA, H. A.; ISLAM S. **Performance of Transverse Joint Grout Materials in Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Systems**. PCI Journal, Vol. 48, nº.4, July-Aug 2003, pp. 92-103.

ROMBACH G.; SPECKER A. **Design of Joints in Segmental Hollow Box Girder Bridges**. First FIB Congress 2002, Concrete Structures in the 21th Century’, Osaka, 2002.

ROMBACH, G. **Precast segmental box girder bridges with external prestressing – design and construction**. INSA Rennes, Feb. 2002.

ROMBACH, G. **Dry joint behaviour of hollow box girder segmental bridges**. Fib Symposium, ‘Segmental construction in Concrete’ New Delhi, 2004.

SÁNCHEZ FILHO, E. S. **Nova normalização brasileira para o concreto estrutural**. Rio de Janeiro: Interciência, 1999. 334 p.

SÁNCHEZ FILHO, E. S. **Notas de Aula sobre Métodos Construtivos de Pontes**. Rio de Janeiro, 2017.

SANTOS, P. M. D. **Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers**. Thesis of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, University of Coimbra, Coimbra, July, 2009.

SANTOS, P. M. D.; JÚLIO, E. N. B. S. **Interface Shear Transfer on Composite Concrete Members**, ACI Structural Journal, V. 111, No. 1, Jan.-Feb. 2014, pp. 113-122.

SANTOS, P.; JÚLIO, E.; SILVA, V. D. **Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface**, Elsevier, Construction and Building Materials, Vol. 21, No. 8, pp. 1688-1695, August 2007.

JÚLIO, E. N. B. S.; BRANCO, F. A. B.; SILVA, V. D. **Concrete-to-concrete bond strength Influence of the roughness of the substrate surface**, Elsevier, Construction and Building Materials, Vol. 18, No. 9, pp. 675-681, November 2004

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K. **Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models**. The Structural Engineer. Volume 69, Number 6/19. March 1991.

SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; JENNEWEIN, M. **Toward a Consistent Design of Structural Concrete**. Special Report. PCI Journal, May – June 1987.

SHIN, J. **Ultra-High Performance Concrete (UHPC) Precast Segmental Bridges - Flexural Behaviour and Joint Design** - Technischen Universität Hamburg-Harburg. Doktor-Ingenieur Dissertation, 2016.

SHAMASS, R.; ZHOU, X.; ALFANO, G. **Finite-Element Analysis Of Shear-Off Failure of Keyed Dry Joints in Precast Concrete Segmental Bridges**. ASCE, Journal of Bridge Engineering, 2015.

SILVA FILHO, J. J. H. **Reforço à Torção de Vigas de Concreto Armado com Compósitos de Fibras de Carbono**. 2007. Tese (Doutorado em Estruturas) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

SIMÃO, W. I. S.; PITANGUEIRA, R. L. S. **Modelos de Elementos Finitos para Análise de Estruturas de Concreto Armado**. In: XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, Ouro Preto, 2003.

SORIANO, H. L. **Método de Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. São Paulo, Editora da Universidade de São Paulo, 2003. 578p.

TAKEBAYASHI A.; DEEPRASERTWONG K.; LEUNG Y. **A full-scale destructive test of a precast segmental box girder bridge with dry joints and external tendons**. Proceedings of the Institution of Civil Engineer, pp. 297-315, August 1994.

TANAKA, Y.; MURAKOSHI, J.; YASUMORI, H.; ASAI, H.; NAKAMURA, S. **Effectiveness of cohesion on horizontal shear transfer for composite prestressed concrete girders**. PWRI, Japan. 2006.

TEH, T. W.; TAN, W. K. **Precast segmental box girder with dry joints and external tendons**. Civil and Structural Engineering, Bulletin of Institution of Engineers of Malaysia, n.4. Malaysia, April, 2013.

THERYO, T. S. **Precast Balanced Cantilever Bridge Design Using AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, American Segmental Bridge Institute – ASBI, 2005.

TIMOSHENKO, S. P.; GOODIER, J. N. **Teoria da Elasticidade**. Ed. Guanabara Dois, 3ª ed., Rio de Janeiro, 1980.

TORROJA, E. **Lecciones Elementares de Elasticidad**. Madrid, Editorial Dossat S.A., 2ª ed., 1951.

TUCHSCHERER, R. G.; BIRRCHE, D. B.; BAYRAK, O. **Strut-and-Tie Model Design Provisions**. Precast / Prestressed Concrete Journal (PCI). Chicago, IL. Winter 2011. p. 155-170.

TURMO J.; RAMOS, G.; APARICIO, A. C. **Resistencia de juntas secas conjugadas de puentes de dovelas prefabricadas de hormigón: propuesta para el Eurocódigo 2**. Materiales de construcción revista publicada por el Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja. Vol. 56, Madrid, España, 2006.

TURMO, J.; RAMOS, G.; APARICIO, A. C. **Shear Behaviour of Unbonded Post-Tensioned Segmental Beams with Dry Joints**. ACI - Structural Journal, Vol 103/3, May-June 2006, pp 409-417.

TURMO, J.; RAMOS, G.; APARICIO, A. C. **Shear strength of dry joints of concrete panels with and without steel fibres: Application to precast segmental bridges**. Engineering Structures, Elsevier. 2006.

TURMO, J.; RAMOS, G.; APARICIO, A. C. **Shear strength of match cast dry joints of precast concrete segmental bridges: Proposal for Eurocode 2**. Mater. Constr., 45–52, 2006.

TURMO, J.; RAMOS, G.; APARICIO, A. C. **Towards a model of dry shear keyed joints: Modelling of panel tests**. Computers & Concrete., 469–487. 2012.

VAZ, Luiz E. **Método dos Elementos Finitos em Análise de Estruturas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Campus Elsevier, 2010. v. 1. 286p.

VOO, Y. L.; FOSTER, S. J.; VOO, C. C. **Ultrahigh-Performance Concrete Segmental Bridge Technology: Toward Sustainable Bridge Construction**. Journal of Bridge Engineering. Volume: 20. Issue: 8. American Society of Civil Engineer, 2015.

WANG, C. T. **Applied Elasticity**. New York, McGraw-Hill, 1953.

WALRAVEN, J.; FRÉNEY, J.; PRUIJSSERS, A. **Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members**, Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, Vol. 32, No. 1, pp. 66-84, January-February 1987.

WALRAVEN, J. C.; STROBAND, J. **Shear friction in high-strength concrete. ACI-Conference “High-Strength Concrete”**, Singapore. 1993. p.311-330.

WEAVER Jr., W. **Computer programs for structural analysis**. Princeton, D. Van Nostrand, 300p., 1967.

WILLIAMS, C. S; MASSEY, J. B; BAYRAK, O.; JIRSA, J. O. **Investigation of Interface Shear Transfer Using Push Through Tests**. ACI Structural Journal. Vol. 114, N.1, 2017. 173-186p.

YANG D.; YI, T. **Combined Shear and Bending Behavior of Joints in Precast Concrete Segmental Beams with External Tendons**. The 2016 Structures Congress. Jeju Island, Korea, 2016.

YUAN A.; DAI H.; SUN D.; CAI J. **Behaviors of segmental concrete box beams with internal tendons and external tendons under bending**. Engineering Structures 48, Elsevier, 2013. p. 623–634.

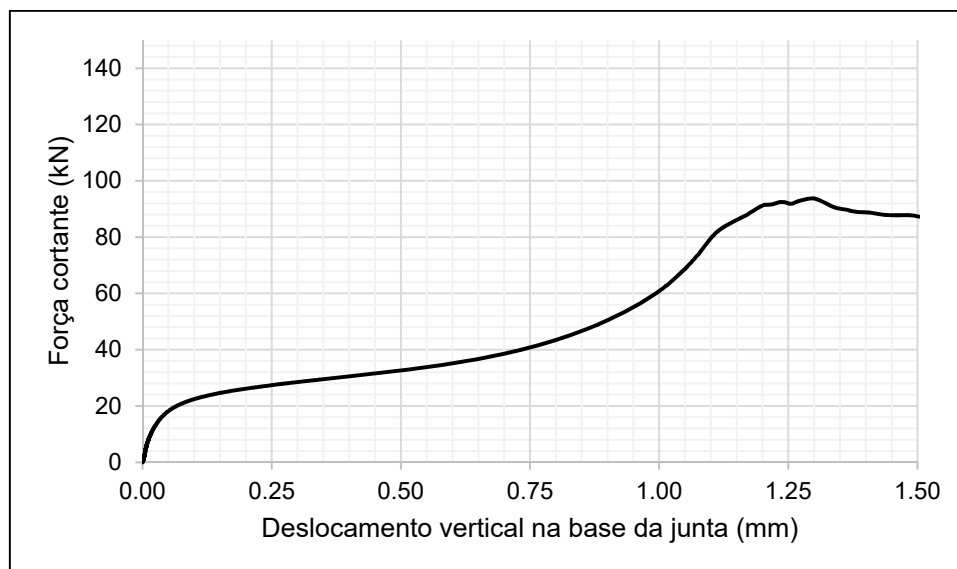
ZHOU, X.; MICKLEBOROUGH, N.; LI, Z. **Shear strength of joints in precast concrete segmental bridges**. ACI Structural Journal, 2005.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R.L. **Finite Element Method**: Volume 1,2 e 3, Solid Mechanics, Ed. Butterworth-Heinemann, 5th edition, 2000.

ANEXO

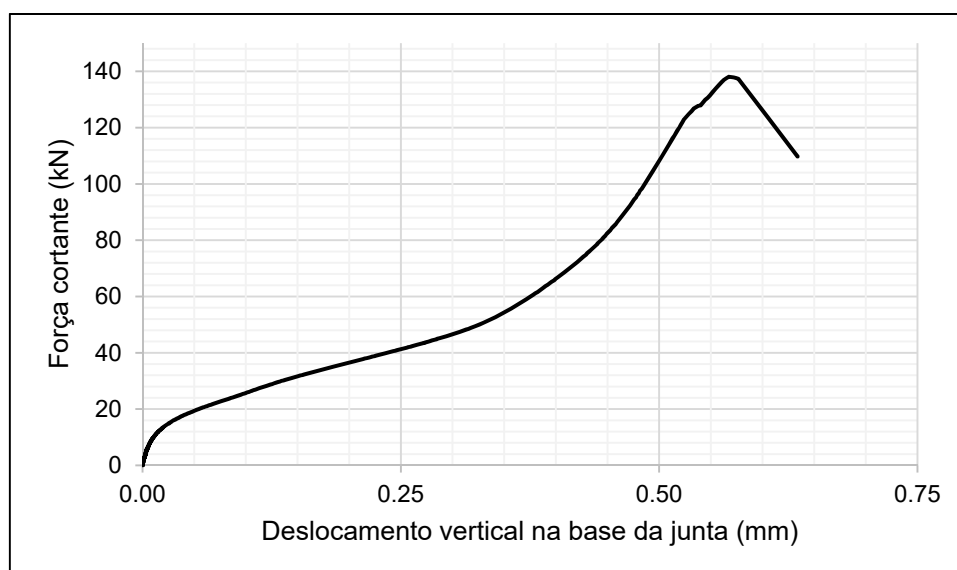
Resultados Experimentais de Força cortante x Deslocamento para cada Corpo de Prova de Junta

Figura 9.1 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-1.



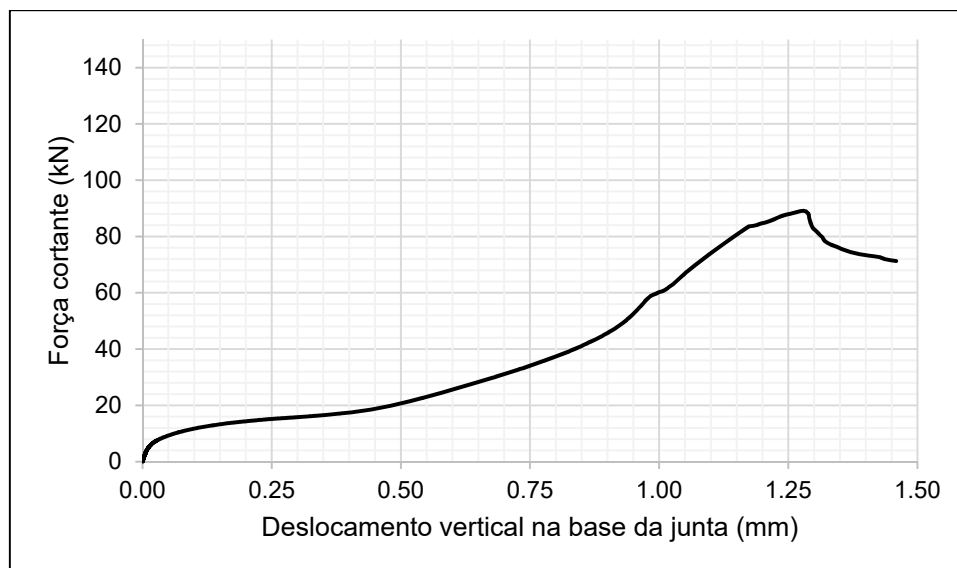
Fonte: Autor.

Figura 9.2 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-2.



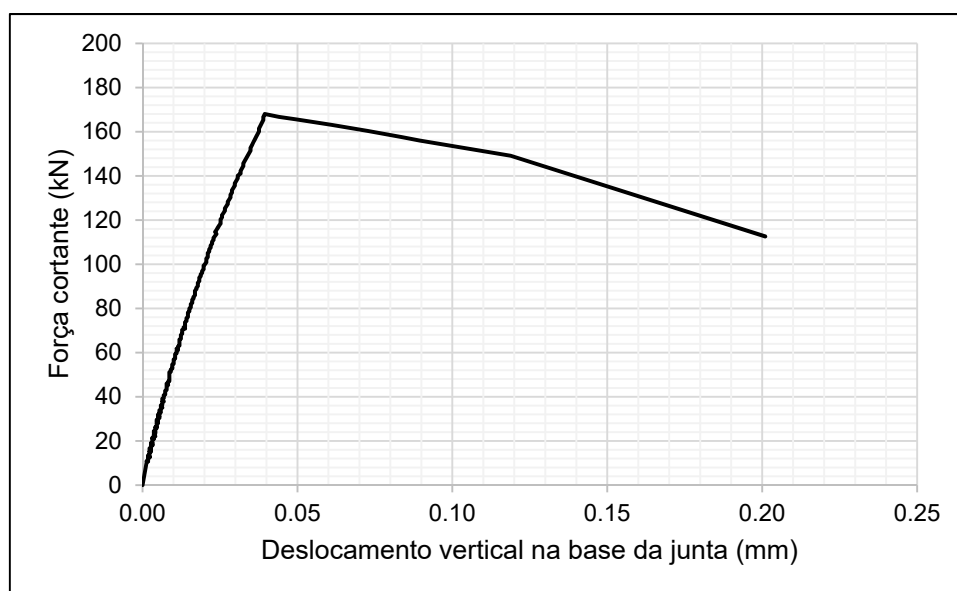
Fonte: Autor.

Figura 9.3 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-A-3.



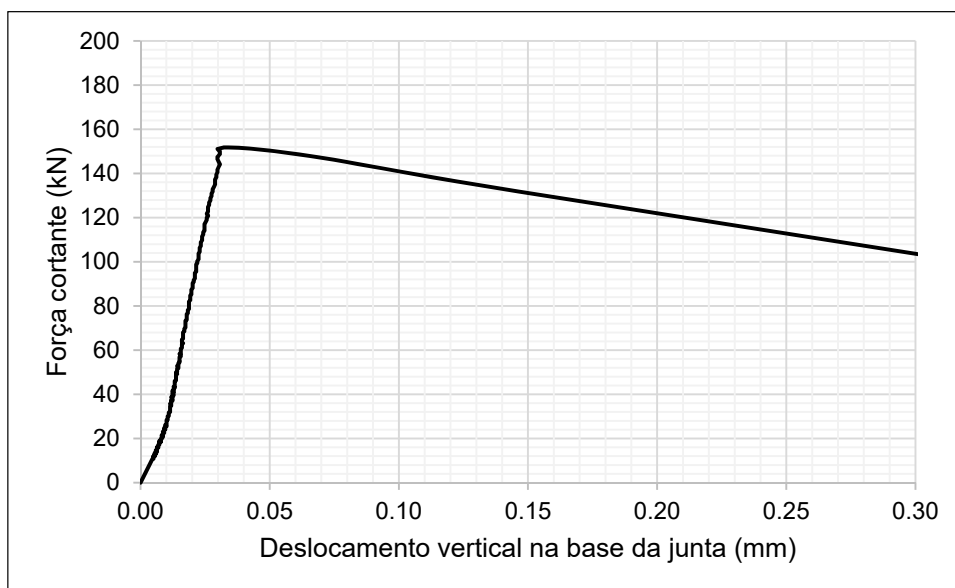
Fonte: Autor.

Figura 9.4 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-1.



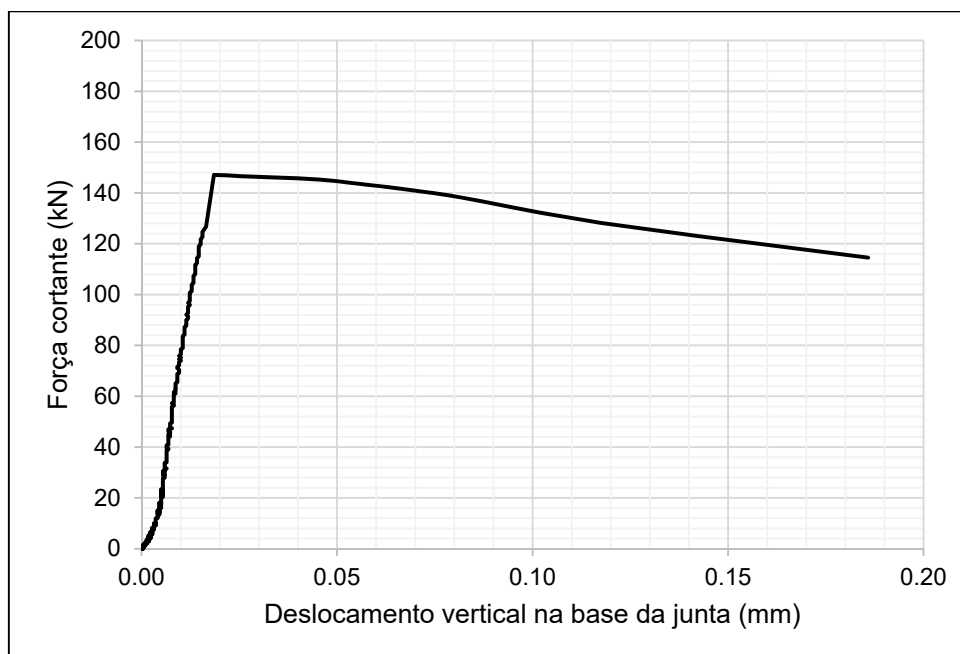
Fonte: Autor.

Figura 9.5 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-2.



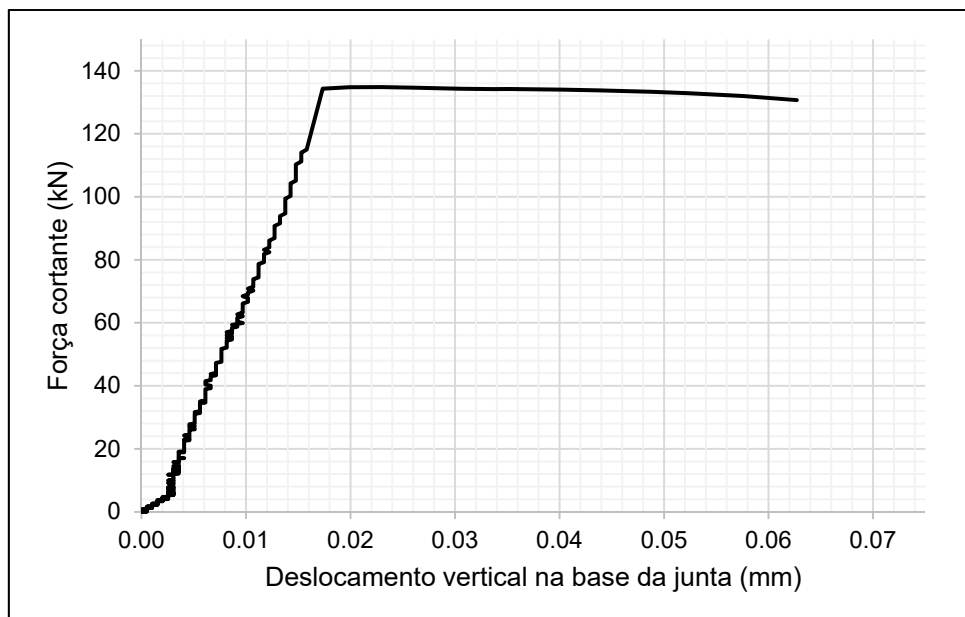
Fonte: Autor.

Figura 9.6 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-A-3.



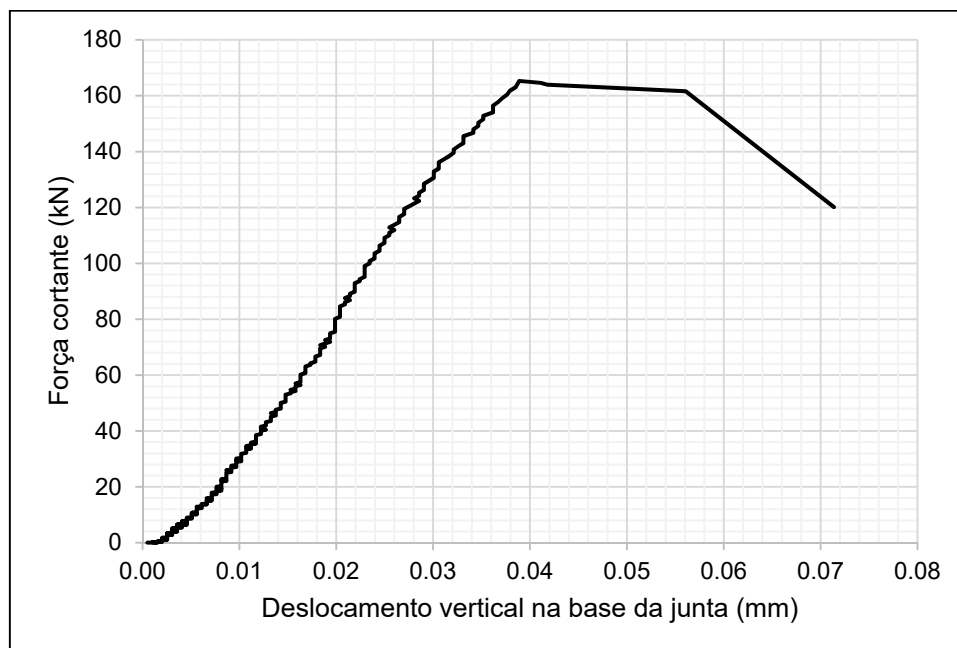
Fonte: Autor.

Figura 9.7 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-1.



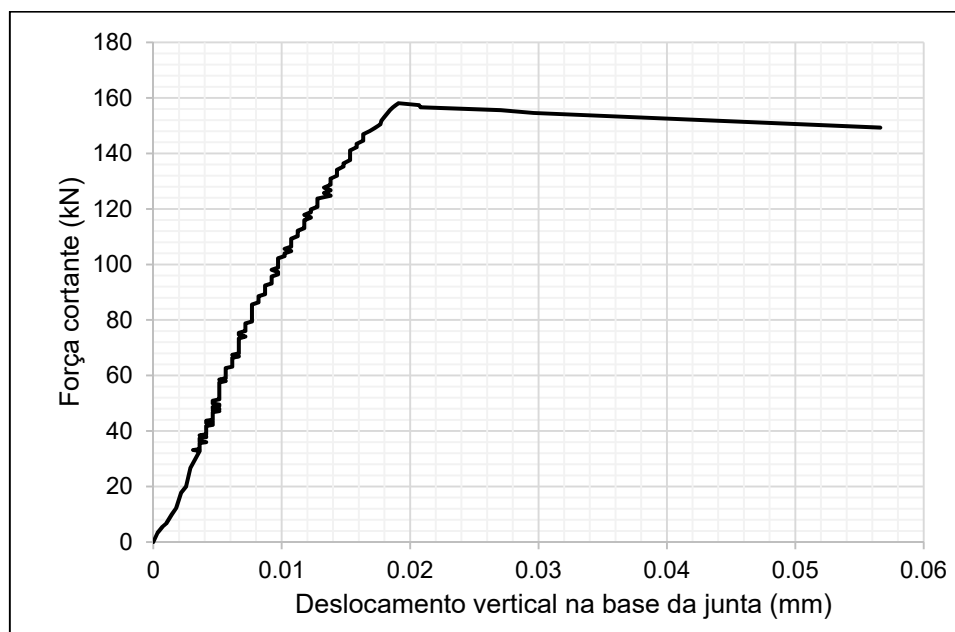
Fonte: Autor.

Figura 9.8 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-2.



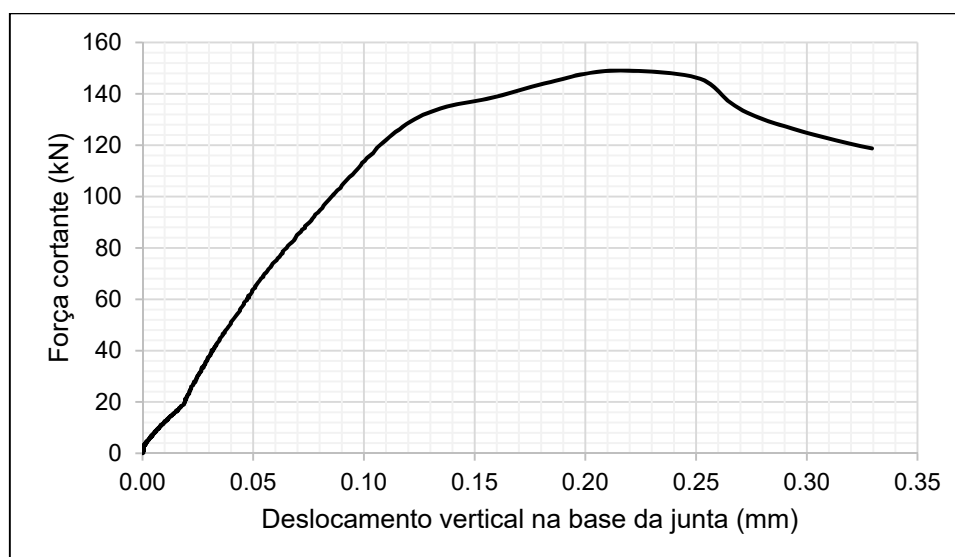
Fonte: Autor.

Figura 9.9 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-A-3.



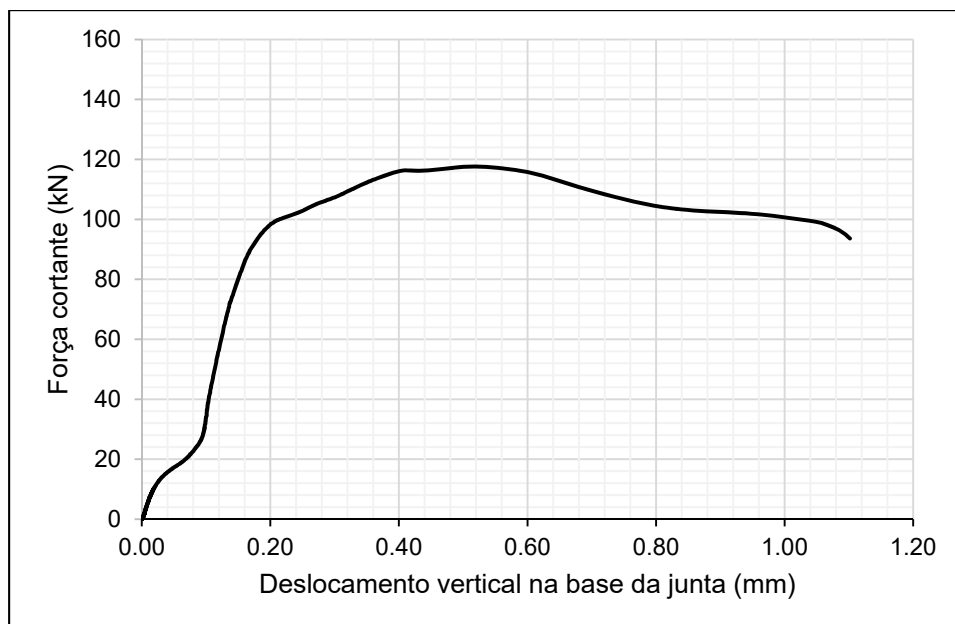
Fonte: Autor.

Figura 9.10 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-1.



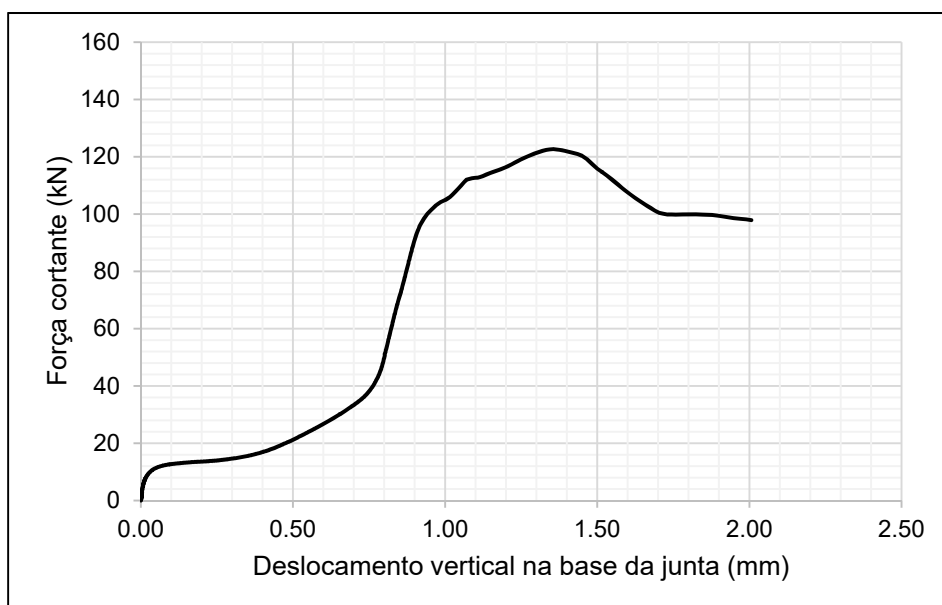
Fonte: Autor.

Figura 9.11 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-2.



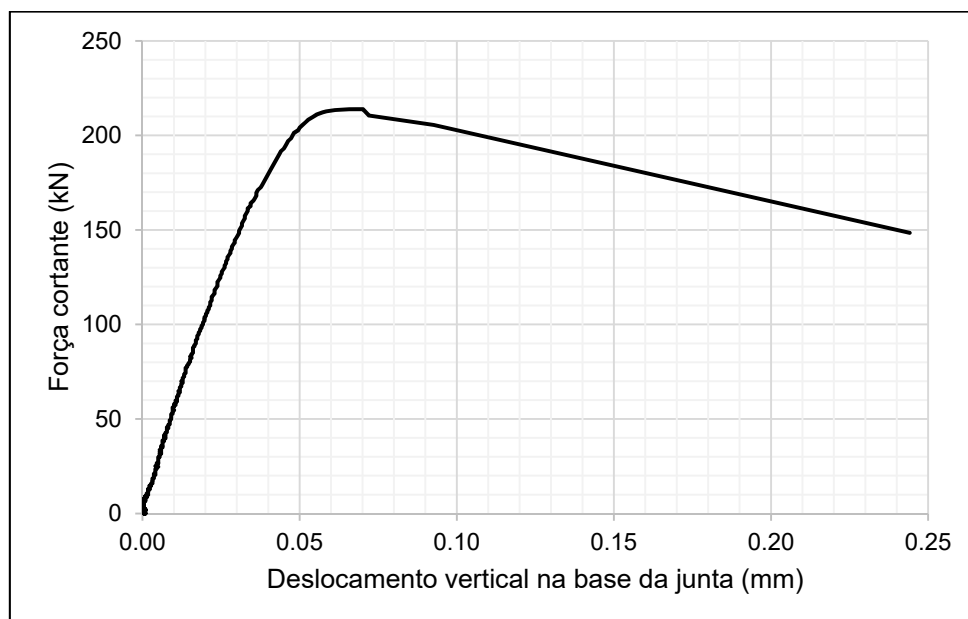
Fonte: Autor.

Figura 9.12 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-B-3.



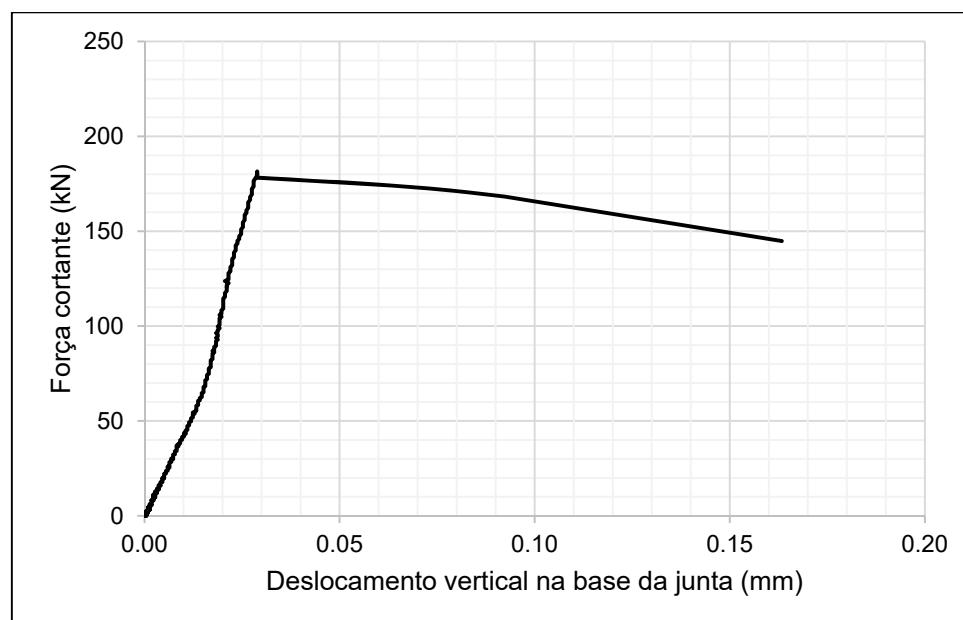
Fonte: Autor.

Figura 9.13 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-1.



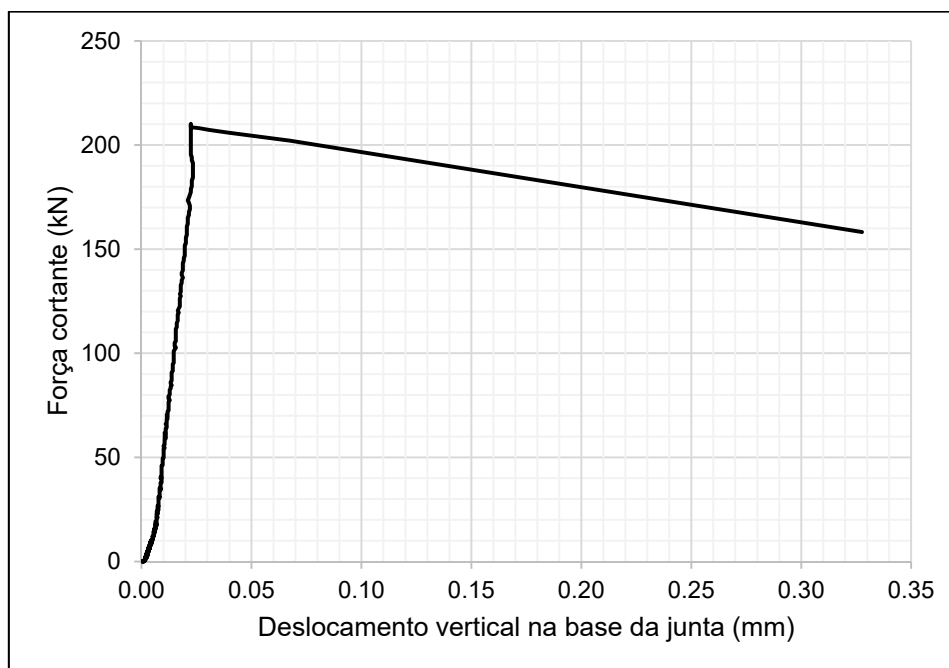
Fonte: Autor.

Figura 9.14 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-2.



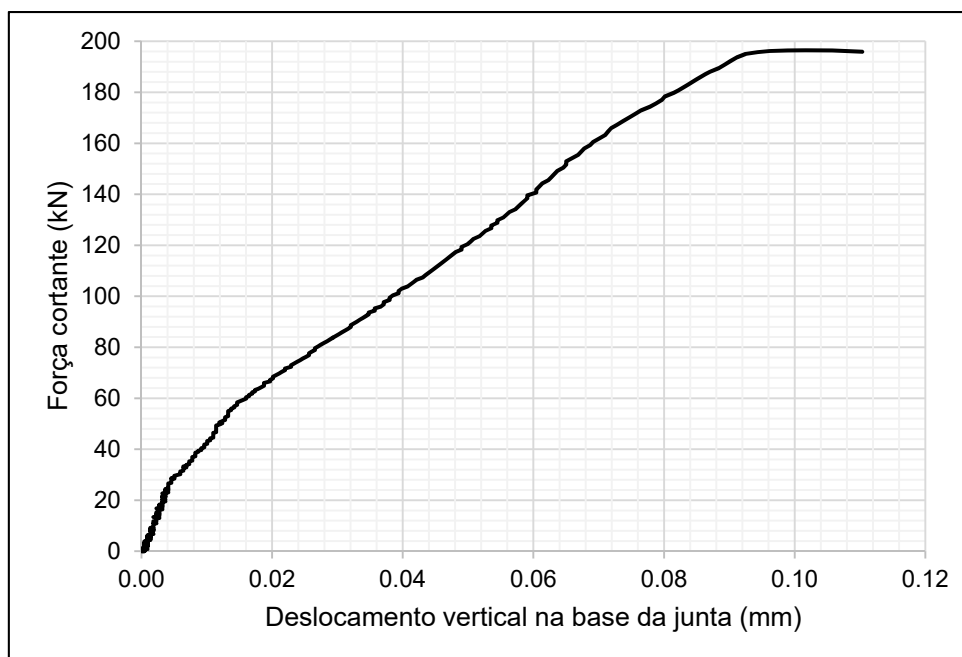
Fonte: Autor.

Figura 9.15 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-B-3.



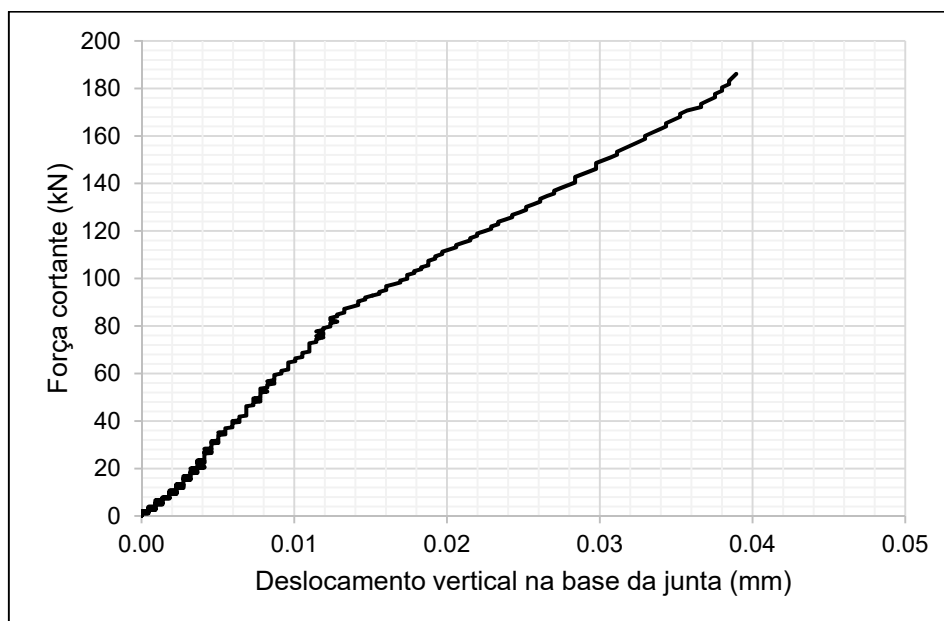
Fonte: Autor.

Figura 9.16 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-1.



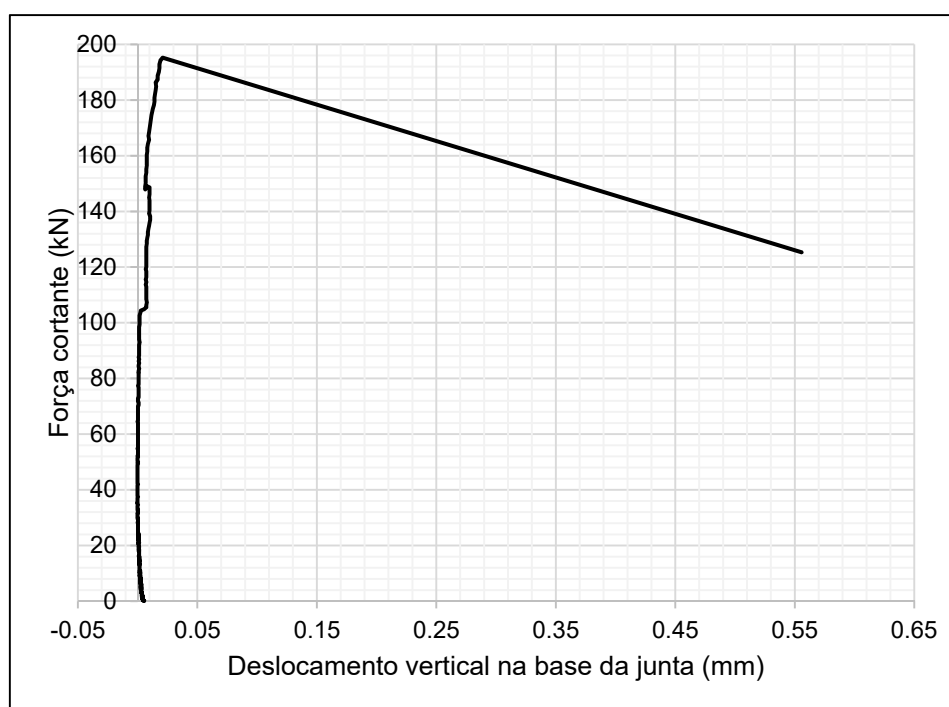
Fonte: Autor.

Figura 9.17 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-2.



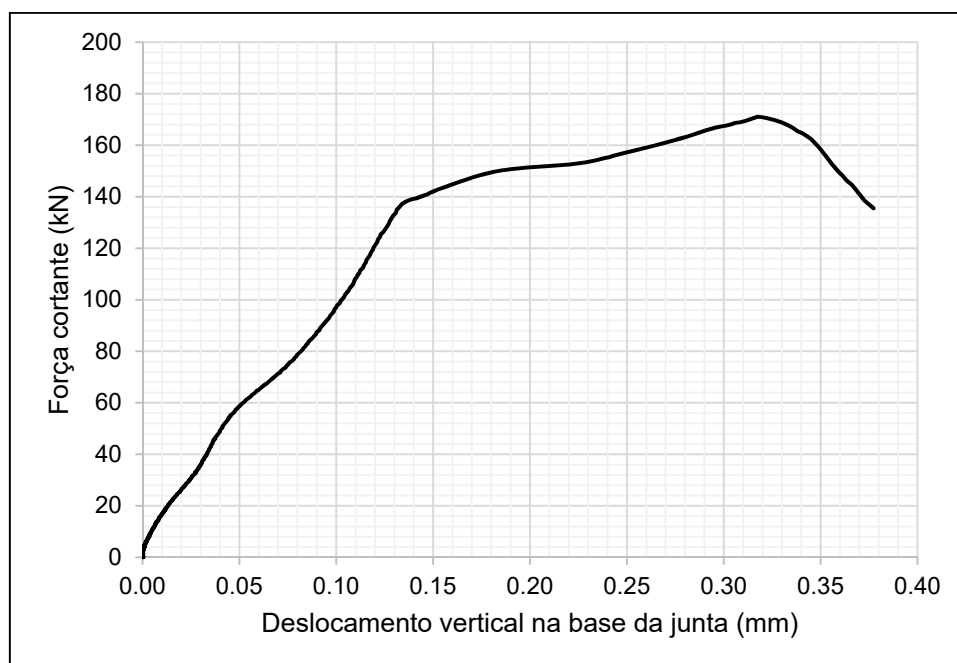
Fonte: Autor.

Figura 9.18 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-B-3.



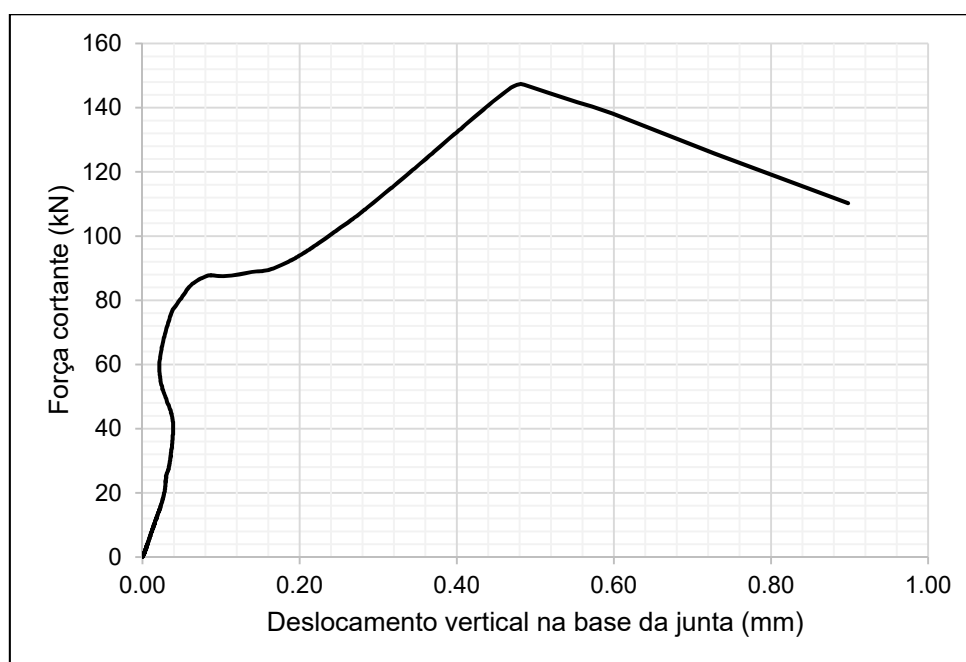
Fonte: Autor.

Figura 9.19 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-1.



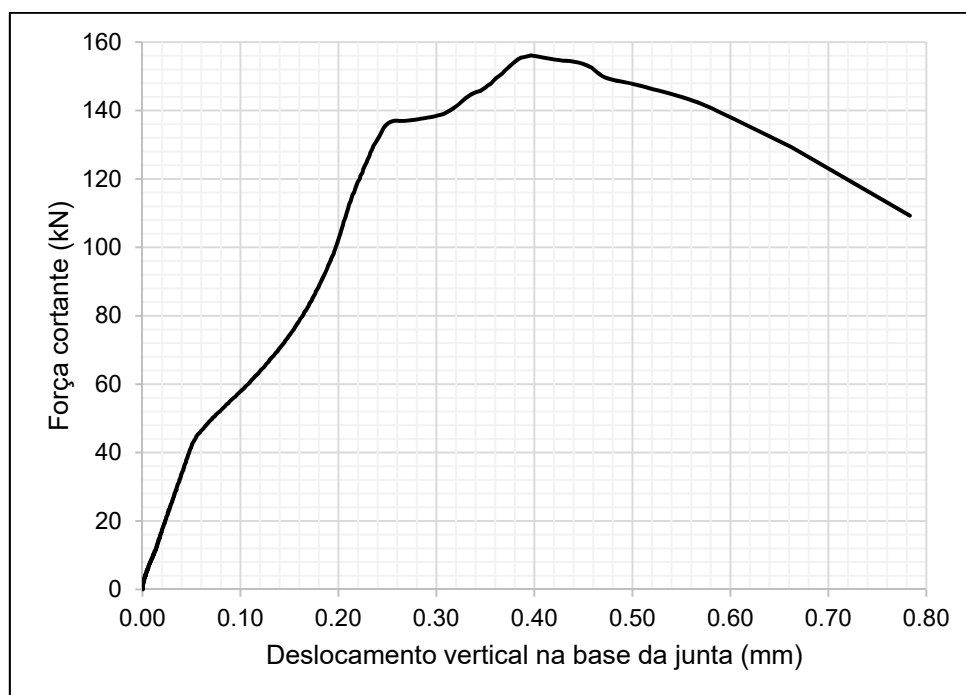
Fonte: Autor.

Figura 9.20 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-2.



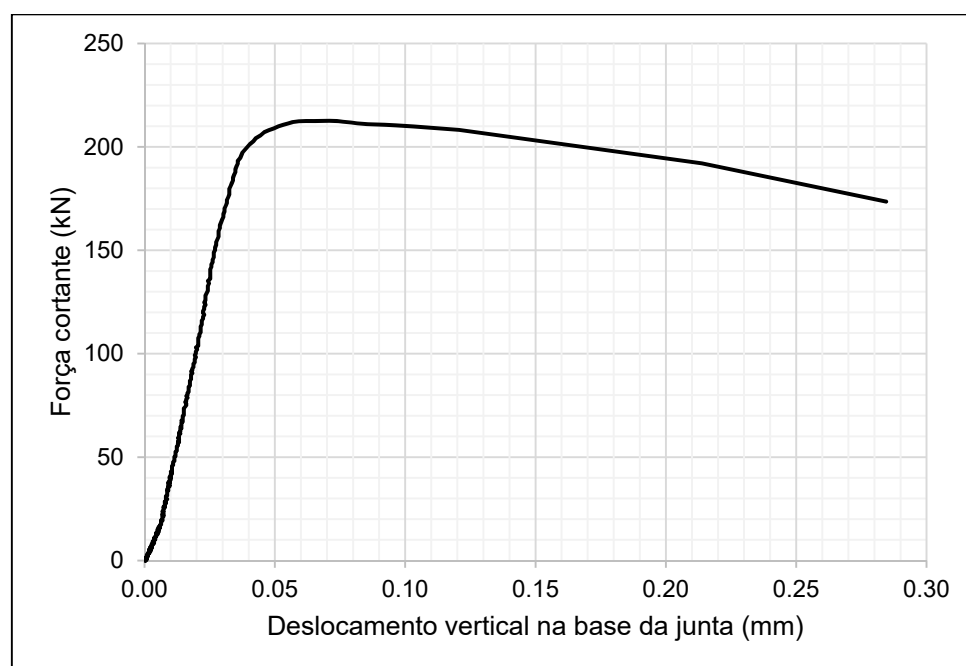
Fonte: Autor.

Figura 9.21 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCS-C-3.



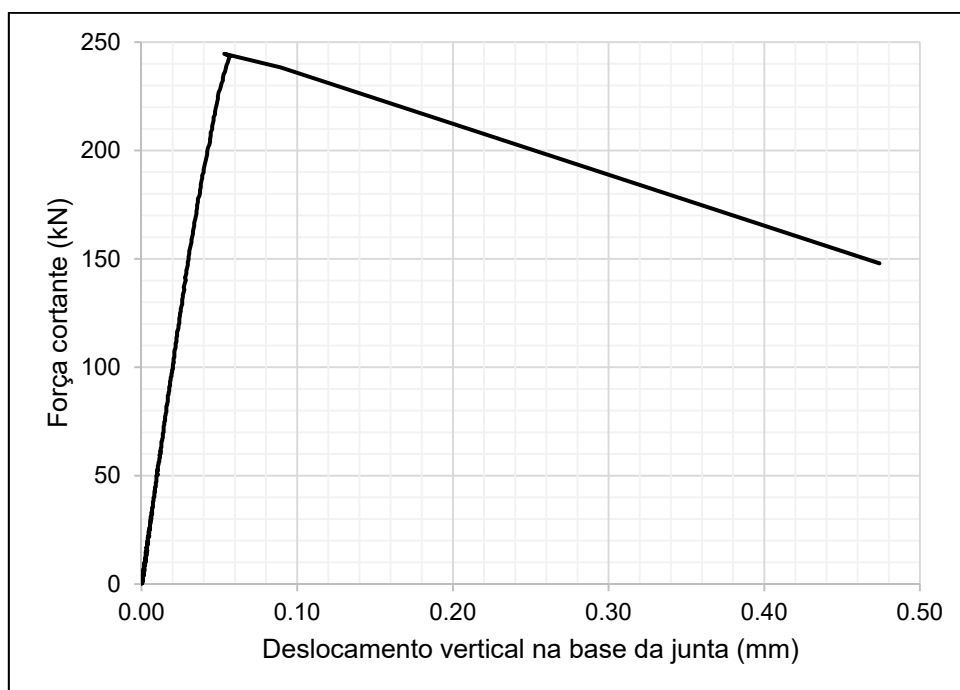
Fonte: Autor.

Figura 9.22 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-1.



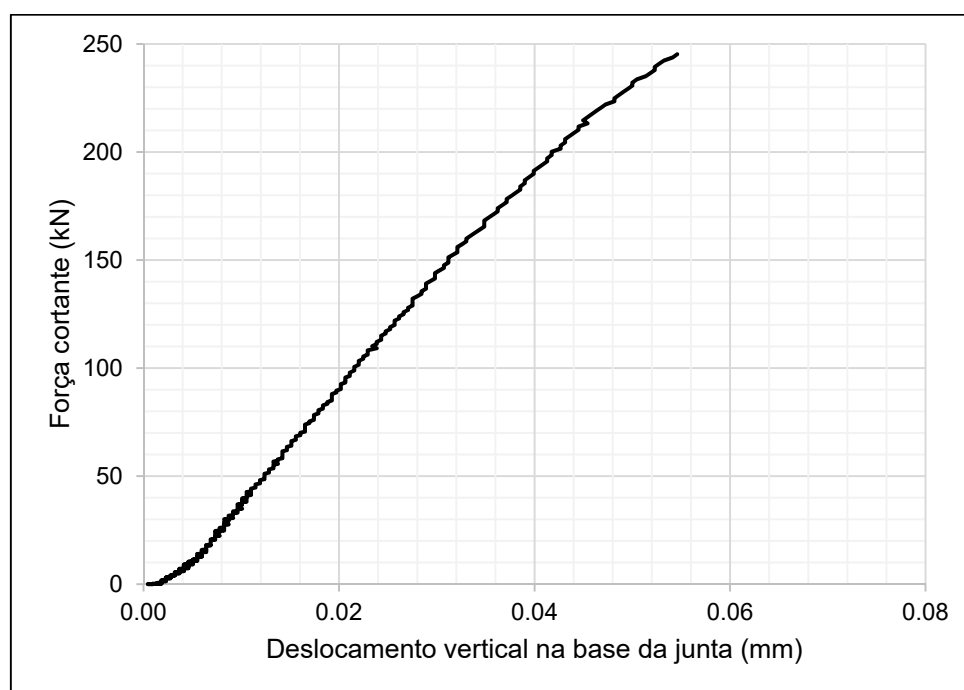
Fonte: Autor.

Figura 9.23 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-2.



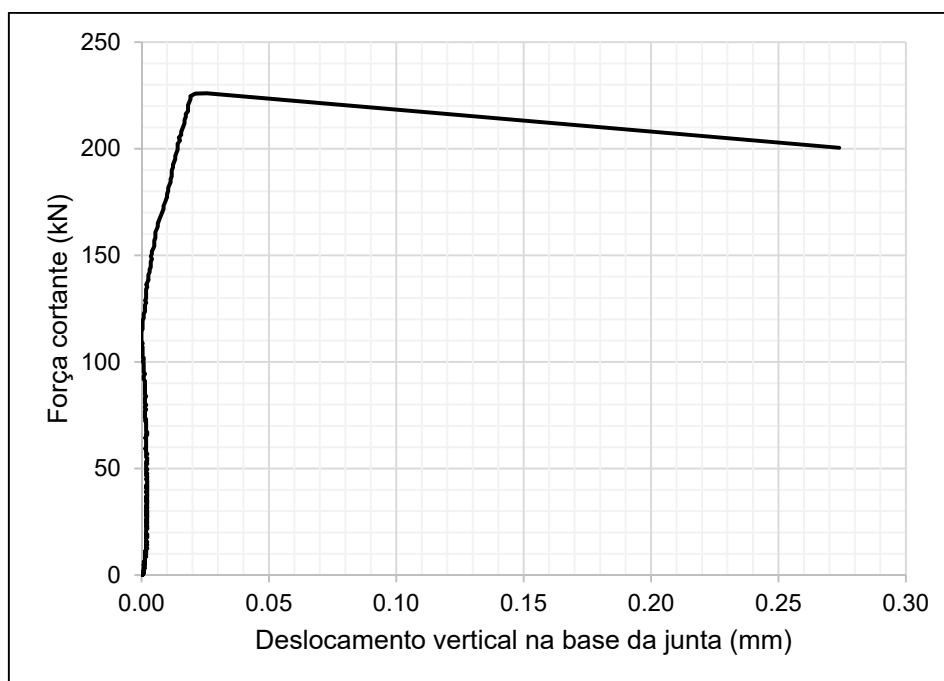
Fonte: Autor.

Figura 9.24 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JCE-C-3.



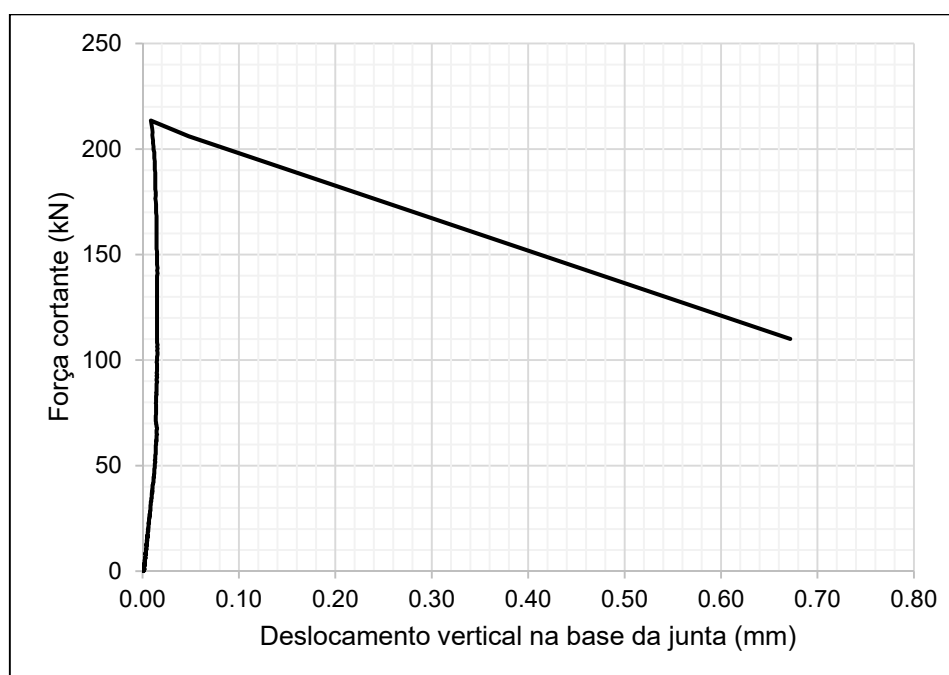
Fonte: Autor.

Figura 9.25 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-1.



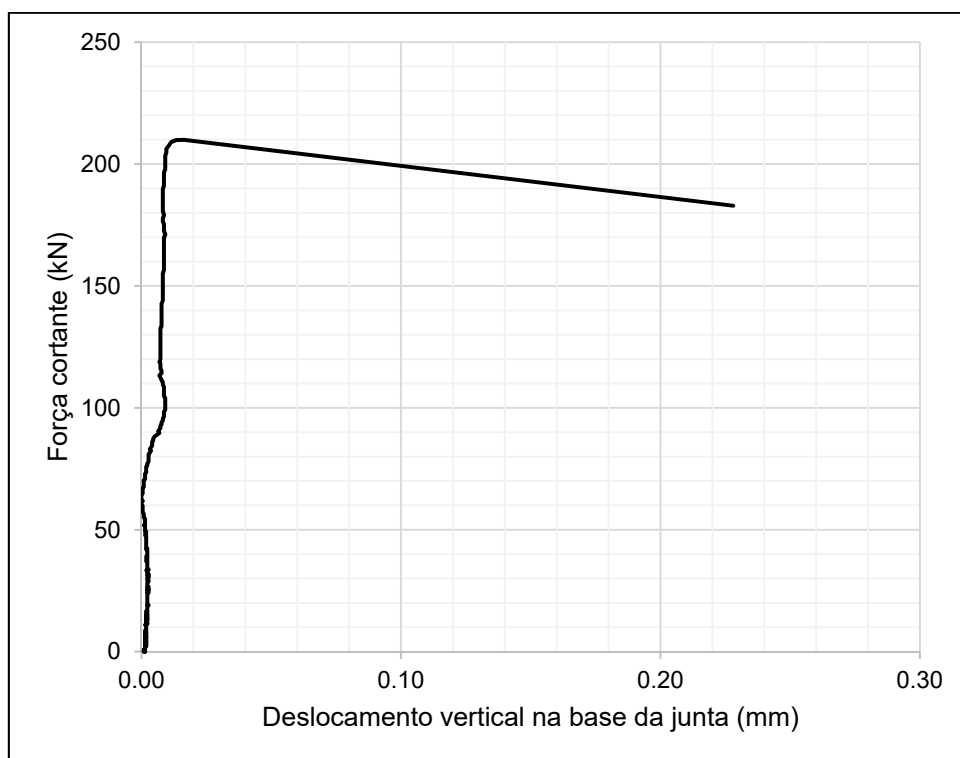
Fonte: Autor.

Figura 9.26 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-2.



Fonte: Autor.

Figura 9.27 – Gráfico força cortante x deslocamento do corpo de prova JE-C-3.



Fonte: Autor.

Especificações técnicas dos Strain Gauges empregados



Dehnungsmessstreifen Strain gages Jauges d'extensométrie

Bestellnummer
Order No.
No. de référence

K-CLY4-0200-1-120-4-050-N

Typ
Type
Type

20/120 CLY41-4L-5M

Widerstand
Resistance
Résistance

120 Ω ±0.35 %

Stückzahl
Contents
Quantité

10

k-Faktor
Gage factor
Facteur k

2.06 ±1.0 %

Temperaturkoeffizient
des k-Faktors
Temperature coefficient
of gage factor
Coefficient de température
du facteur k

93 ±10 [10⁻⁶ / K]
(-10°C ... +45°C)

Querempfindlichkeit
Transverse sensitivity
Sensibilité transverse

-0.2 %

Folienlos
Foil lot
Lot de la feuille

A413/08

Herstellungslös
Production batch
Lot de fabrication

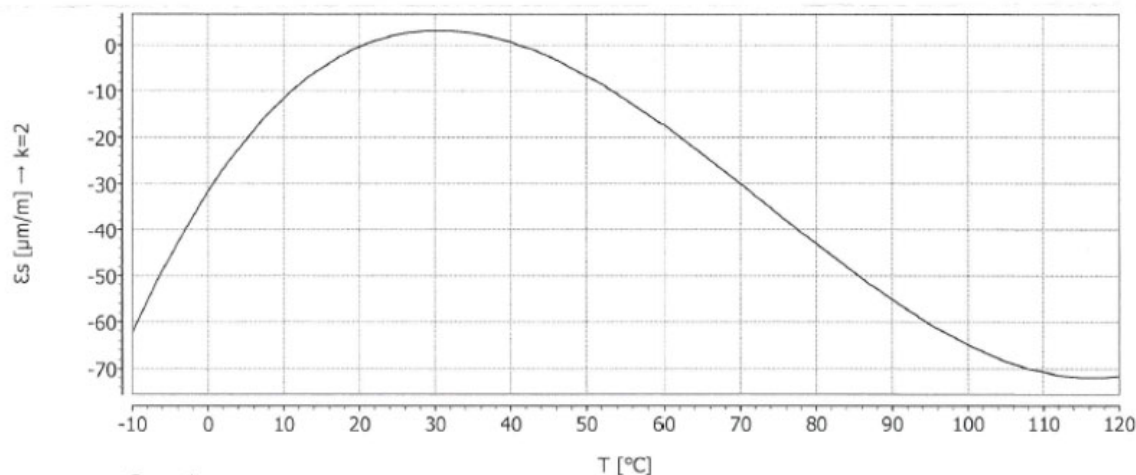
812084750

Temperaturkompensation: Ferritischer Stahl mit
Temperature compensation: steel with
Compensation de température: acier avec

$\alpha = 10.8 [10^{-6} / K]$

Max. effekt. Brückenspeisung
max. rms bridge excitation voltage
tension d'alim. de pont maxi eff.

6.0 V



Curve 1 —

$$\epsilon_s(T) = -19.00 + 1.88 \cdot T - 5.22E-02 \cdot T^2 + 2.37E-04 \cdot T^3 \pm (T-20) \cdot 0.30 [\mu\text{m/m}] + 0.639 \cdot (T-20) [\mu\text{m/m}]$$

Alle technischen Daten nach VDI/VDE 2635. Geben Sie bei Rückfragen bitte Bestellnummer und Herstellungslös an.

All specifications in accordance with VDI/VDE 2635. In case of further inquiries please indicate order no. and production batch number.

Toutes les caractéristiques techniques selon la norme VDI/VDE 2635. Dans toutes communications, prière d'indiquer le numéro de commande et le numéro du lot de production.

Temperaturgang der Dehnungsmessstreifen bei Applikationen mit oben angegebenen Wärmeausdehnungskoeffizienten α . Gemessen bei kontinuierlicher Temperaturänderung.

Kennlinie 1: DMS mit PVC Kabel
T = Temperatur in °C
(dimensionless)

Réponse en température des jauges d'extensométrie appliquées sur des matériaux dont des coefficients de dilatation thermique α sont indiqués. Mesurée à variation continue de la température.

Courbe 1: Jauges avec câble en PVC.
T = température en °C
(sans dimension)

The temperature response refers to strain gages bonded to materials with specified coefficients of thermal expansion α . Values are measured with continuous temperature variation.

Curve 1: Strain gages with PVC cable.
T = temperature in °C
(dimensionless)

Kopfdaten / Header / Titre



A point (".") is used as decimal separator in data; the separator needs to be configured accordingly for import into Excel.