

**MATEUS COURI PETRAUSKI**

**AVALIAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE VIGAS  
MISTAS PRÉ-MOLDADAS TIPO CRESTBEAM SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo

Coorientadores: José Luiz Rangel Paes  
José Carlos Lopes Ribeiro

**VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2022**

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

P493a  
2021  
Petrauski, Mateus Couri, 1991-  
Avaliação numérico-experimental do comportamento de vigas mistas pré-moldadas tipo Crestbeam sujeitas a flexão simples / Mateus Couri Petrauski. – Viçosa, MG, 2021.  
1 tese eletrônica (256 f.): il. (algumas color.).

Inclui apêndices.

Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa,  
Departamento de Engenharia Civil, 2021.

Referências bibliográficas: f. 228-232.

DOI: <https://doi.org/10.47328/ufvbbt.2023.002>

Modo de acesso: World Wide Web.

1. Aço - Estruturas. 2. Construção civil - Medição.  
3. Construção mista. 4. Vigas de alma cheia. I. Veríssimo,  
Gustavo de Souza, 1965-. II. Universidade Federal de Viçosa.  
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 22. ed. 691.7

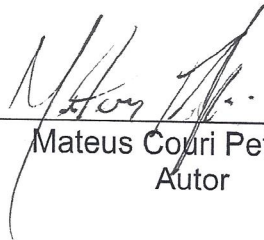
**MATEUS COURI PETRAUSKI**

**AVALIAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE VIGAS  
MISTAS PRÉ-MOLDADAS TIPO CRESTBEAM SUJEITAS A FLEXÃO SIMPLES**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

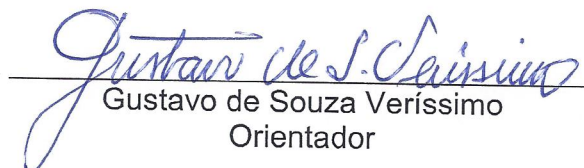
APROVADA: 30 de julho de 2021.

Assentimento:



---

Mateus Couri Petruski  
Autor



---

Gustavo de Souza Verissimo  
Orientador

*Ao Alfredo, à Sandra e à Rita de Cássia (in memorian).*

*Ao Leonardo Petrauski (in memorian) e à Mercedes Silveira Petrauski (in memorian)*

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus pelo dom da vida, pela oportunidade de aqui estar, pelas pessoas com quem posso conviver e por todas as outras bênçãos que me foram concedidas nesta jornada até o momento.

Aos meus pais, Alfredo e Sandra Petruski, pelo amor incondicional, pela força em todos os momentos, por topar entrar em qualquer jornada insana (que envolva ou não duas cachorras) e por todos os sacrifícios diários que fazem pelos seus filhos. Também por representarem o ideal que busco alcançar pessoalmente e profissionalmente.

Ao Prof. Gustavo de Souza Veríssimo, pela enorme amizade, dedicação, companheirismo e confiança em mim depositada em todos os momentos que trabalhamos em conjunto ao longo de quase dez anos. Por sua disposição não só em orientar e ajudar, mas também em de compartilhar valiosas experiências que transcendem o âmbito da academia.

Ao Prof. José Luiz Rangel Paes, que, durante todo o período de nossa convivência, se fez presente com sua obstinação em ajudar e fazer as coisas corretas, de forma sempre amigável, praticamente familiar, independente se fizesse chuva ou sol, fosse de manhã ou tarde da noite e se tomasse cinco minutos ou a tarde toda.

Ao Prof. José Carlos Lopes Ribeiro, dono de uma mente brilhante e verdadeiro amigo. Agradeço pelas valiosas contribuições que deu neste trabalho e na minha vida acadêmica como um todo. Nossa convivência me fez enxergar o mundo das estruturas de outra maneira.

Aos amigos Robson César, Camila Spagnol, João Vitor Altoé e Caio Lopes, um grupo de pessoas capaz de feitos colossais trabalhando em equipe. Agradeço a inestimável ajuda com o desenvolvimento de todo o programa experimental e por terem tornado a minha estadia em Viçosa tão agradável.

Ao Ricardo Laguardia, João Vitor Brunelli e Leonardo Mesquita pela amizade e pelas conversas que tivemos em vários momentos que me ajudaram a resolver diversos problemas associados à pesquisa.

Aos amigos Fernando Bellon, Thiago Souza, Elisson Bilheiro, Ariel Miranda, Hugo Reggiani, Vitor Minhanelli, Luíza Veríssimo e André Battestin, cuja ajuda em momentos pontuais também contribuiu para a conclusão deste trabalho.

Agradeço à CPC Estruturas Metálicas pela fabricação e doação do pórtico de reação utilizado nos ensaios experimentais, uma contribuição fundamental.

Agradeço à CEDISA que fabricou e doou os perfis de aço utilizados para compor as vigas mistas e a viga de distribuição de cargas. Também agradeço ao Fábio Poltronieri por ter tornado isso possível.

Agradeço à MC-Bauchemie e à VALEMIX, em especial ao Romério Pereira, pela doação de cimento e aditivos utilizados na confecção do concreto e pelo auxílio na dosagem experimental.

À minha irmã Letícia, pela compreensão e companhia que me proporciona diariamente com muita alegria e bons momentos.

Agradeço à minha noiva Vanessa, por todo o amor, toda a paciência e companheirismo ao longo dos anos finais desta fase de minha vida. Sem dúvidas sua companhia me trouxe muito alívio em momentos de dificuldade.

Aos amigos Yuri Godoi, Felipe Pascini, Pablo Dutra e Jayme Valente por propiciarem momentos de descontração e boas risadas ao longo de vários anos.

Agradeço à grande amiga Paloma Renata Parassen pela amizade e companheirismo, bem como pela dedicação e seriedade com as quais se propôs a estudar o tema deste trabalho.

Expresso também minha gratidão para com todos os professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, pelas contribuições na jornada acadêmica.

Aos colegas do Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Estadual do Oeste do Paraná, em especial ao Prof. Carlos Olguín, à Prof<sup>a</sup>. Giovanna Gava e ao Prof. Márcio Maggi, pelo apoio e compreensão que me foram necessários nas fases finais do desenvolvimento deste trabalho.

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

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos.

**“Look, you can’t design your life like a building. It doesn’t work that way.**

**You just have to live it, and it’ll design itself.”.**

Lily Aldrin (*How I Met Your Mother*)

## RESUMO

PETRAUSKI, Mateus Couri, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2022. **Avaliação numérico-experimental do comportamento de vigas mistas pré-moldadas tipo Crestbeam sujeitas a flexão simples.** Orientador: Gustavo de Souza Veríssimo. Coorientadores: José Luiz Rangel Paes e José Carlos Lopes Ribeiro.

Este trabalho consistiu em um estudo sobre o comportamento estrutural de vigas mistas constituídas de um perfil de aço em forma de T invertido com conectores de cisalhamento tipo Crestbond incorporados na sua alma. Esta tipologia de viga mista foi denominada de Crestbeam e apresenta potencial para ser empregada em sistemas de piso mistos e tabuleiros de pontes, viadutos e passarelas de pedestres, figurando como uma alternativa para estruturas de edifícios e obras de infraestrutura. A pesquisa envolveu um programa experimental no qual seis vigas mistas com diferentes vãos, configurações de armadura na região da conexão e graus de conexão foram ensaiadas à flexão simples. O processo de análise experimental envolveu diversas etapas como a fabricação dos perfis e do sistema de fôrmas, montagem das armaduras, concretagem dos protótipos, instrumentação, realização dos ensaios e tratamento de dados. Com os dados obtidos dos experimentos foi possível calibrar modelos numéricos pelo método dos elementos finitos para simular vigas mistas tipo Crestbeam, utilizando o software ABAQUS. Os resultados obtidos das análises experimental e numérica permitiram elucidar algumas questões relacionadas ao comportamento estrutural de vigas tipo Crestbeam. Além disso, com o auxílio dos modelos numéricos, foi possível investigar de forma mais aprofundada os modos de falha observados. Para as vigas com menor vão ficou claro que o mecanismo de falha envolveu a ocorrência do fenômeno de *pry-out*, de acordo com o esperado com base na literatura disponível. Para as vigas de maior vão observou-se falha por plastificação da seção transversal. Já para os modelos com vão intermediário constatou-se um mecanismo de falha combinando os dois modos citados, por plastificação da seção, mas com a região de conexão apresentando dano considerável relacionado à ocorrência de *pry-out*. Foi realizado um estudo piloto simplificado comparando-se a solução proposta da Crestbeam com a solução convencional de vigas mistas em perfil I e conectores tipo

pino com cabeça para composição de um tabuleiro de ponte com vão de 13 metros. As particularidades da solução proposta indicam que ela pode proporcionar maior agilidade na fabricação e montagem da viga mista, dispensando a instalação de conectores de cisalhamento e reduzindo o consumo de aço, em função da eliminação da mesa superior do perfil, consistindo em uma solução inovadora e mais sustentável.

Palavras chave: Viga mista. Análise experimental. Análise numérica. Conexão parcial. Conector de cisalhamento.

## ABSTRACT

PETRAUSKI, Mateus Couri, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2022. **Numerical and experimental investigation of Crestbeam precast composite beams subjected to bending.** Adviser: Gustavo de Souza Veríssimo. Co-advisers: José Luiz Rangel Paes and José Carlos Lopes Ribeiro.

This thesis consists in a study about the structural behavior of composite beams built with a steel T section with Crestbond shear connectors cut directly from the profile's web. This configuration was called Crestbeam and has potential applications as components for floor systems in buildings and as bridge girders. The research was composed by an experimental program in which six composite beams were tested under bending. The varied parameters were the beam spans, the reinforcement configuration in the connection openings and the connection degree. The experimental analysis involved several phases such as the manufacturing of the steel profiles and the concrete framework, the reinforcement assembly, the casting of the concrete slabs, the sensor placement in the composite beam and the data processing. The results allowed the calibration of numerical models using FEM to simulate the behavior of Crestbeam composite beams which was done using ABAQUS. The experimental and numerical results presented the answers for a few questions related to the structural behavior of the composite beams. Furthermore the numerical results allowed to deeply investigate the failure mechanisms of the experimental specimens. For the beams with smaller spans the occurrence of pry-out failure was clearly observed which was in accordance with expected results based on the available state of the art. For the larger span beams failure by plastification of the composite section was noticed. As for the beams with intermediate span values the collapse inducing mechanism turned out to be a combination of the previously mentioned failures. The concrete section was mostly under plastic regime, however it was noted that the connection region had considerable damage related to the pry-out occurrence. Furthermore, a case study was presented to compare the proposed Crestbeam solution with conventional composite beams built with steel I sections with double symmetry and stud bolt connectors. This study was based on a previously built bridge. The results of the study indicate that the proposed solution consists in a faster way to manufacture and assemble the composite beam,

dismissing the installation of shear connectors and reducing the amount of steel in the profile by eliminating the superior flange, therefore being a more rational and sustainable solution.

*Keywords:* Composite beam. Experimental analysis. Numerical modelling. Partial connection. Shear connector.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Viga tipo CrestBeam: Seção transversal (a) e modelo tridimensional (b).....	33
Figura 2. Exemplos de conectores de cisalhamento soldados: (a) <i>stud bolt</i> ; (b) cantoneira; (c) perfil U; (d) gancho; (e) bloco.....	39
Figura 3. Conector <i>stud bolt</i> ligado ao perfil de aço através da forma de aço incorporada. ....	39
Figura 4. Ensaio <i>push-out</i> : (a) modelo tridimensional do corpo de prova e (b) curva força x deslocamento para diferentes conectores.....	40
Figura 5. Situações possíveis para vigas mistas de aço e concreto: interação total e parcial...	42
Figura 6. Conector Perfobond contínuo e descontínuo. ....	43
Figura 7. Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto nas aberturas do conector Perfobond.	44
Figura 8. Conector Kombi: (a) abertura trapezoidal; (b) abertura em formato de gota.....	44
Figura 9. Conector Kombi: (a) obtido do corte da alma de um perfil I; (b) soldado sobre a mesa superior de um perfil I. ....	45
Figura 10. Variações de geometria dos conectores Perfobond e Kombi estudados por Wurzer (1997). ....	45
Figura 11. Estado do concreto no interior dos pinos: (a) modelo proposto por Kraus e Wurzer (1997); (b) esmagamento do concreto observado por Zapfe (2001). ....	46
Figura 12. Modelo de cisalhamento do concreto proposto por Zapfe (2001). ....	47
Figura 13. Ruptura cônica do concreto ( <i>pry-out</i> ) .....	48
Figura 14. Conector Crestbond contínuo e descontínuo. ....	49
Figura 15. Geometria do conector Crestbond – Série A.....	49
Figura 16. Conector Crestbond aplicado com pré-laje de concreto. ....	50
Figura 17. Realização de ensaios <i>push-out</i> : (a) corpo de prova após o ensaio; (b) estado dos conectores após o ensaio.....	51
Figura 18. Modelos numéricos tridimensionais de ensaios <i>push-out</i> com Crestbond. ....	53
Figura 19. Geometria da viga mista e do conector Crestbond CR40: (a) elevação longitudinal; (b) seção transversal; (c) conector CR40.....	55
Figura 20. Aspecto deformado da primeira viga após o ensaio de flexão.....	55
Figura 21. Relação força/deslocamento para as vigas mistas com Crestbond. ....	56
Figura 22. Modelo numérico de viga mista com Crestbond.....	57
Figura 23. Comparação dos resultados numéricos do ensaio de flexão em vigas mistas com os resultados de predição pelas Eq. (1), (2) e (3). ....	57

Figura 24. Conectores puzzle (PZ), clotóide (CL) e <i>fin</i> (SA).....	58
Figura 25. Linha de corte dos conectores SA.....	58
Figura 26. Geometria (a) e linha de corte (b) dos conectores MCL.....	59
Figura 27. Falha no aço do conector <i>puzzle</i> (PZ).....	60
Figura 28. Dimensões padronizadas dos conectores PZ(a) e MCL(b).....	61
Figura 29. Parâmetros geométricos dos <i>composite dowels</i> .....	62
Figura 30. Ruptura cônica do concreto por efeito de alavanca.....	63
Figura 31. Falha do aço do conector por um mecanismo combinado de flexão e cisalhamento. .....	65
Figura 32. Relações geométricas do conector Crestbond em função de seu passo $e_x$ .....	66
Figura 33. Situação de alto nível de confinamento e baixo nível de confinamento do concreto, com base no arranjo de armaduras utilizadas.....	67
Figura 34. Comparativo do modelo de cálculo do máximo grau de conexão proposto por Classen (2018) com a regulamentação atual da EN 1994-1-1 (2011).....	69
Figura 35. Esquema estático adotado para os ensaios de flexão.....	71
Figura 36. Seção transversal das vigas mistas ensaiadas: (a) seção transversal do componente de aço; (b) seção transversal da viga mista (dimensões em mm).....	74
Figura 37. Operação de soldagem por arco submerso (SAW) para fabricação dos perfis de aço constituintes das vigas mistas.....	79
Figura 38. Perfis de aço após a soldagem na fábrica da CEDISA.....	79
Figura 39. Perfil I para viga de aplicação do carregamento fabricado pela CEDISA.....	80
Figura 40. Sistema de fôrmas: (a) quadros de sustentação; (b) elementos do tabuleiro.....	81
Figura 41. Posicionamento do perfil no sistema de sustentação das fôrmas. Detalhes: (a) tábuas longitudinais para solidarizar os quadros de suporte em sua posição correta e apoiar o tabuleiro; (b) tábuas para estender o comprimento de apoio do tabuleiro.....	82
Figura 42. Sistema de fôrmas em sua montagem final, com os perfis posicionados. Detalhes: (a) lateral da fôrma; (b) elementos triangulares para enrijecimento das laterais; (c) reticulado para travamento da porção superior das laterais durante a concretagem e cura.....	83
Figura 43. Arranjo das armaduras dentro da laje.....	84
Figura 44. Armadura montada para a viga V6m-AC.....	85
Figura 45. Detalhe da armadura na região próxima às aberturas do conector para a viga V6m- AC.....	85

Figura 46. Operação de montagem das armaduras para a segunda concretagem, com destaque para a viga V4m-SC, com estribos abertos (sem armadura de confinamento).....	86
Figura 47. Teste de abatimento de cone (esq.) e transporte do concreto (dir).....	87
Figura 48. Lançamento do concreto sobre as fôrmas e seu adensamento: em destaque o gancho para transporte das vigas. ....	88
Figura 49. Dispersão das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e última ( $f_u$ ) dos corpos de prova de aço ensaiados. ....	90
Figura 50. Ensaio de tração de uma amostra da chapa de aço da qual foram fabricadas as vigas, com destaque para a estricção do corpo de prova. ....	91
Figura 51. Diagrama tensão×deslocamento do ensaio uniaxial à tração do CP-A4.....	91
Figura 52. Ensaio de compressão para determinação do módulo de elasticidade do concreto com o <i>clip gage</i> em destaque.....	92
Figura 53. Variação da resistência média do concreto ao longo da idade (primeira concretagem). ....	93
Figura 54. Variação da resistência média do concreto ao longo da idade (segunda concretagem). ....	93
Figura 55. Aparência do concreto nos corpos de prova e em uma das vigas mistas ensaiadas. ....	95
Figura 56. Sistema de apoio das vigas mistas: blocos de concreto em destaque (esq.); aparelho de apoio, sobre o bloco de concreto, apoiando a viga mista (centro); e detalhe do apoio entre a viga de distribuição de carga e a viga mista (dir.). ....	96
Figura 57. À esquerda: sistema de aplicação de carga nas vigas mistas com atuador hidráulico e viga de distribuição de carga. À direita, em destaque: (a) regularização da superfície do concreto na região de apoio utilizando-se adesivo plástico e lona; (b) regularização da superfície do concreto para fixação dos extensômetros utilizando-se adesivo epóxi ( <i>Sikadur 32</i> ). ....	97
Figura 58. Diagrama de instrumentação das vigas mistas: (a) vista longitudinal; (b) detalhe da seção de carregamento.....	99
Figura 59. Montagem dos transdutores de deslocamento: transdutores para determinação da flecha no meio do vão e nas seções de carregamento (esq.); e transdutores para determinação da acomodação elástica dos apoios e do <i>end slip</i> (dir.). ....	101
Figura 60. Instalação dos extensômetros: no aço (esq.); e no concreto (dir.). ....	102
Figura 61. Ligação dos sensores nos módulos do sistema de aquisição de dados. ....	103

Figura 62. Curvas força/deslocamento para a viga V4m-AC.....	104
Figura 63. Padrão de fissuração observado para a viga V4m-AC: na região próxima ao apoio (esq.); e na região próxima ao ponto de aplicação de carga (dir.).....	105
Figura 64. Falha da viga V4m-AC. ....	106
Figura 65. Detalhes da falha da viga V4m-AC: face anterior (superior à esq.); face posterior, com detalhe para uma fissura transversal na lateral da laje (superior à dir.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro). ....	106
Figura 66. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V4m-AC. ....	107
Figura 67. Aspecto dos escorregamentos relativos entre a laje e o perfil de aço na viga V4m-AC.....	108
Figura 68. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V4m-AC.....	109
Figura 69. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V4m-AC.....	109
Figura 70. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V4m-AC. ....	111
Figura 71. Curva força aplicada×flecha para a viga V4m-SC.....	112
Figura 72. Padrão de fissuração observado para a viga V4m-SC. ....	113
Figura 73. Aspecto da falha da viga V4m-SC. ....	113
Figura 74. Detalhes da falha da viga V4m-SC: face anterior (superior à esq.); face posterior, com detalhe para uma fissura transversal na lateral da laje (superior à dir.); e vista superior da região de falha com detalhe para um pedaço do dente do conector exposto (inferior ao centro). ....	114
Figura 75. Imagem obtida de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar a formação da fissura que leva ao desprendimento da cunha de concreto. ....	115
Figura 76. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V4m-SC. ....	116
Figura 77. Escorregamentos relativos entre aço e concreto na viga V4m-SC. ....	117
Figura 78. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V4m-SC. ....	117
Figura 79. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V4m-SC. ....	118

Figura 80. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V4m-SC.....	119
Figura 81. Comparação das curvas força/deslocamento no meio do vão para as vigas mistas V4m-AC e V4m-SC. ....	120
Figura 82. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V4m-AC e V4m-SC. ....	121
Figura 83. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V4m-AC e V4m-SC.....	122
Figura 84. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V4m-AC e V4m-SC. ....	123
Figura 85. Curva força aplicada x flecha para a viga V5m-AC1.....	124
Figura 86. Padrão de fissuração observado para a viga V5m-AC1.....	125
Figura 87. Falha da viga V5m-AC1. ....	126
Figura 88. Detalhes da falha da viga V5m-AC1: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro).....	126
Figura 89. Quadros obtidos de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar o desenvolvimento da ruptura do modelo V5m-AC1.....	128
Figura 90. Distribuição dos esforços de cisalhamento após a plastificação da seção transversal (observar simetria em relação ao centro do vão): para uma viga com carregamento uniformemente distribuído (esq.); e para uma viga sujeita ao ensaio de flexão em quatro pontos (dir.). ....	129
Figura 91. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V5m-AC1. ....	130
Figura 92. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V5m-AC1.....	131
Figura 93. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V5m-AC1.....	131
Figura 94. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V5m-AC1. ....	132
Figura 95. Curva força aplicada x flecha para a viga V5m-AC2.....	133
Figura 96. Falha da viga V5m-AC2. ....	135

Figura 97. Detalhes da falha da viga V5m-AC2: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); e vista superior da região de falha, com destaque para a existência de fissuras horizontais (inferior ao centro). .....	135
Figura 98. Quadros obtidos de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar o desenvolvimento da ruptura do modelo V5m-AC2.....	137
Figura 99. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V5m-AC2. ....	138
Figura 100. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V5m-AC2.....	139
Figura 101. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V5m-AC2.....	139
Figura 102. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V5m-AC2. ....	140
Figura 103. Comparação da relação força/deslocamento no meio do vão entre as vigas mistas V5m-AC1 e V5m-AC2.....	141
Figura 104. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V5m-AC1 e V5m-AC2. ....	142
Figura 105. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V5m-AC1 e V5m-AC2. ....	143
Figura 106. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V5m-AC1 e V5m-AC2. ....	143
Figura 107. Curva força aplicada x flecha para a viga V6m-AC.....	144
Figura 108. Vista superior do padrão de fissuração observado para a viga V6m-AC. ....	145
Figura 109. Falha da viga V6m-AC. ....	146
Figura 110. Detalhes da falha da viga V6m-AC: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); detalhe da região inferior da laje na face posterior da viga (inferior à esq.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro).....	146
Figura 111. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V6m-AC. ....	148
Figura 112. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V6m-AC.....	149
Figura 113. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V6m-AC.....	149

Figura 114. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V6m-AC. ....	150
Figura 115. Curva força/deslocamento para a viga V6m-SC. ....	152
Figura 116. Padrão de fissuração observado para a viga V6m-SC durante a atuação de uma carga de 575 kN. ....	152
Figura 117. Fissura na face lateral anterior da laje, próxima ao ponto de aplicação de carga à direita, para uma carga de 625 kN. ....	153
Figura 118. Evolução da fissura até o colapso da viga mista V6m-SC. ....	154
Figura 119. Falha da viga V6m-SC: aspecto geral da viga após a ruptura (superior à esq.); detalhe da seção de ruptura na face anterior (superior à dir.); detalhe da seção de ruptura na face posterior (inferior à esq.); e vista superior da região de ruptura com exposição dos dentes do conector (inferior à direita). ....	155
Figura 120. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V6m-SC. ....	156
Figura 121. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V6m-SC. ....	157
Figura 122. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V6m-SC. ....	157
Figura 123. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V6m-SC. ....	158
Figura 124. Comparação da relação força aplicada x flecha no meio do vão entre as vigas mistas V6m-AC e V6m-SC. ....	159
Figura 125. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V6m-AC e V6m-SC. ....	160
Figura 126. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V6m-AC e V6m-SC. ....	161
Figura 127. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V6m-AC e V6m-SC. ....	162
Figura 128. Comparação das curvas força/deslocamento vertical no meio do vão para todos os modelos ensaiados. ....	163
Figura 129. Planos de simetria dos modelos numéricos. ....	168
Figura 130. Região da viga modelada, limitada pelos planos de simetria. ....	168
Figura 131. Modelo geométrico: Perfil de aço com chapas no apoio. ....	169

Figura 132. Modelo geométrico: Laje com corte para encaixe no conector Crestbond e chapa de carregamento da laje. ....	169
Figura 133. Modelo geométrico: Esquema de armadura dos modelos AC (superior); e esquema de armadura dos modelos SC (inferior). ....	169
Figura 134. Geometria completa do modelo V4m-AC. ....	170
Figura 135. Relação constitutiva para o aço estrutural. ....	171
Figura 136. Relação constitutiva para o aço das armaduras. ....	171
Figura 137. Relação constitutiva para o concreto comprimido. ....	174
Figura 138. Relação constitutiva para o concreto tracionado do modelo V4m-AC. ....	175
Figura 139. Relação dano×deformação para o concreto comprimido no modelo V4m-AC. ....	176
Figura 140. Relação dano×abertura de fissuras para o concreto tracionado no modelo V4m-AC. ....	176
Figura 141. Tipos de elementos finitos utilizados nos modelos desenvolvidos: elemento de viga B33 (esq.); e elemento sólido hexaédrico C3D8 (dir.). ....	177
Figura 142. Partições no modelo e técnicas para geração de malha. ....	179
Figura 143. Malha de elementos finitos do modelo V4m-AC. ....	179
Figura 144. Interação tipo <i>embedded constrain</i> entre a armadura e a laje. ....	181
Figura 145. Interação tipo contato rígido entre a laje (superior) e o perfil de aço (inferior). ....	182
Figura 146. Condição de apoio imposta ao modelo de viga mista desenvolvido. ....	183
Figura 147. Condição de simetria na seção do centro do vão da viga mista. ....	184
Figura 148. Condição de simetria no plano central da alma da viga mista. ....	184
Figura 149. Região de aplicação de carregamentos por meio de deslocamentos impostos. ....	185
Figura 150. Nós para obtenção dos resultados de forças atuantes e deslocamentos nos modelos numéricos. ....	187
Figura 151. Nós para monitoramento do escorregamento relativo entre o concreto e o aço. ....	187
Figura 152. Nós para monitoramento das deformações. ....	188
Figura 153. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V4m-AC. ....	188
Figura 154. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V4m-SC. ....	189
Figura 155. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V4m-AC. ....	190

Figura 156. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V4m-SC.....	190
Figura 157. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V4m-AC. ....	191
Figura 158. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V4m-SC.....	192
Figura 159. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V5m-AC1.....	193
Figura 160. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V5m-AC2.....	194
Figura 161. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V5m-AC1.....	195
Figura 162. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V5m-AC2.....	195
Figura 163. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V5m-AC1. ....	197
Figura 164. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V5m-AC2. ....	197
Figura 165. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V6m-AC.....	199
Figura 166. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V6m-SC. ....	199
Figura 167. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V6m-AC.....	200
Figura 168. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V6m-SC.....	201
Figura 169. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V6m-AC. ....	202
Figura 170. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V6m-SC.....	202
Figura 171. Formação da fissura longitudinal na viga V4m-AC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 566 kN. ....	205

Figura 172. Formação da fissura longitudinal na viga V4m-SC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 592 kN. ....	205
Figura 173. Ocorrência do <i>pry-out</i> na viga V4m-AC, evidenciada pela variável deformação plástica equivalente (PEEQ) – Carga atuante: 810 kN.....	206
Figura 174. Ocorrência do <i>pry-out</i> na viga V4m-AC, evidenciada pela variável deformação plástica equivalente (PEEQ) – Carga atuante: 820 kN.....	207
Figura 175. Levantamento do concreto na parte superior à abertura do conector, na viga V4m-AC, evidenciada pela variável de deslocamento vertical (U2) – Carga atuante: 810 kN.....	208
Figura 176. Deformação plástica equivalente (superior) e levantamento do concreto na parte superior à abertura do conector, na viga V4m-SC, no momento da carga máxima (693,2 kN). .....	209
Figura 177. Formação da fissura longitudinal na viga V5m-AC1, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 598 kN. ....	210
Figura 178. Formação da fissura longitudinal na viga V5m-AC2, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 581 kN. ....	211
Figura 179. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC1 – carga atuante: 680 kN.....	211
Figura 180. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC1, no pico de cargas (691,1 kN).....	212
Figura 181. Estudo dos deslocamentos verticais no concreto da viga V5m-AC1 (U2), no momento de atuação da carga máxima (691,1 kN). ....	212
Figura 182. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC2, no pico de cargas (650,3 kN).....	213
Figura 183. Formação da fissura longitudinal na viga V6m-AC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 590 kN. ....	214
Figura 184. Formação da fissura longitudinal na viga V6m-SC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 527 kN. ....	214
Figura 185. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V6m-AC, no momento de atuação da carga máxima (575,8 kN). ....	215
Figura 186. Estudo dos deslocamentos verticais no concreto da viga V6m-AC (U2), no momento de atuação da carga máxima (575,8 kN). ....	216
Figura 187. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V6m-SC, no momento de atuação da carga máxima (527,5 kN). ....	216

Figura 188. Esquema da vista em planta da laje do tabuleiro e defensas (dimensões em cm). .....	218
Figura 189. Esquema da seção transversal (dimensões em mm). .....	219
Figura 190. Comparativo das seções transversais utilizando-se a solução com vigas mistas convencionais (esq.) e com a Crestbeam (dir.).....	222
Figura 191. Modos de ruptura para os corpos de prova de concreto.....	238
Figura 192. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 1. ....	249
Figura 193. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 2. ....	250
Figura 194. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 3. ....	251
Figura 195. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 1. ....	252
Figura 196. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 2. ....	253
Figura 197. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 3. ....	254
Figura 198. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 4. ....	255
Figura 199. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 5. ....	256

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Designação e parâmetros geométricos das vigas mistas ensaiadas. ....	75
Tabela 2. Resultados do estudo analítico das vigas mistas ensaiadas. ....	77
Tabela 3. Resultados dos ensaios de tração nos corpos de prova de aço estrutural. ....	89
Tabela 4. Médias, desvios padrões e coeficientes de variação para as resistências e módulos de elasticidade das duas concretagens, para o caso de cura imersa.....	92
Tabela 5. Designação e descrição dos transdutores de pressão (TP).....	98
Tabela 6. Designação e descrição dos transdutores de deslocamento (DT).....	98
Tabela 7. Designação e descrição dos extensômetros (SG). ....	100
Tabela 8. Atualização dos resultados do estudo analítico das mistas ensaiadas. ....	165
Tabela 9. Resistências médias à compressão e módulos de elasticidade adotados para cada modelo. ....	172
Tabela 10. Valores adotados para os parâmetros de plasticidade do CDP.....	172
Tabela 11. Quantidade de elementos finitos, nós e tempo de processamento dos modelos numéricos desenvolvidos.....	180
Tabela 12. Comparativo final dos modelos numéricos e vigas mistas ensaiadas experimentalmente.....	204
Tabela 13. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura imersa (primeira concretagem). ....	239
Tabela 14. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura em sacos plásticos (primeira concretagem). ....	240
Tabela 15. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura ao ar (primeira concretagem).....	241
Tabela 16. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura imersa (segunda concretagem).....	242
Tabela 17. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura em sacos plásticos (segunda concretagem).....	243

Tabela 18. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura ao ar (segunda concretagem). .....	244
Tabela 19. Resumo dos ensaios de compressão no concreto (primeira concretagem).	245
Tabela 20. Resumo dos ensaios de compressão no concreto (segunda concretagem).	246

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CDP	<i>Concrete Damaged Plasticity</i>
CL	Conector clotóide
DIBt	<i>Deutsches Institut für Bautechnik</i>
DIN	<i>Deutsches Institut für Normung</i>
DT	<i>Displacement Transducer</i>
LBE	Laboratório de Estruturas da UFV
MCE	Laboratório de Métodos Computacionais em Engenharia UFV
MCL	Conector clotóide modificado
MEF	Método dos Elementos Finitos
PreCo-Beam	<i>Prefabricated composite beam</i>
PZ	Conector <i>puzzle</i>
SA	Conector <i>Saw-tooth</i>
SAD	Sistema de aquisição de dados
SG	<i>Strain gage</i>
TP	Transdutor de pressão
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
UFV	Universidade Federal de Viçosa

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras Romanas maiúsculas:

$A_b$	Área de armadura inferior (que se situa no interior dos pinos de concreto)
$A_{cc}$	Área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento
$A_D$	Área do pino de concreto
$A_{D,i}$	Área efetiva de concreto
$A_{sf}$	Área de armadura efetiva
$A_t$	Área de armadura superior
$A_{tr}$	Área total de armadura transversal
$B$	Comprimento da base maior das aberturas trapezoidais do Crestbond
$D$	Diâmetro de referência das aberturas trapezoidais do Crestbond
$D_c$	Variável de dano para o concreto comprimido
$D_t$	Variável de dano para o concreto tracionado
$E_a$	Módulo de elasticidade do aço estrutural
$E_{cm}$	Módulo de elasticidade do concreto
$E_h$	Módulo de elasticidade no encruamento do aço estrutural
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço das armaduras
$E_s$	Módulo de elasticidade no encruamento do aço das armaduras
$G_F$	Energia de fratura do concreto
$H$	Altura total do conector Crestbond
$K$	Fator de forma (parâmetro do CDP)
$L_c$	Vão efetivo da viga mista
$M_{pl,a}$	Momento de plastificação da seção de aço isolada
$M_{pl,R}$	Momento de plastificação da seção da seção mista com conexão total
$P_{teo}$	Carga total máxima da viga mista estimada por meio de modelos analíticos
$Q$	Resistência do conector de cisalhamento

### Letras Romanas minúsculas:

$b$	Comprimento da base menor das aberturas trapezoidais do Crestbond
$b_c$	Largura da laje de concreto
$b_f$	Largura da mesa de um perfil de aço

$c_1$	Coeficiente de ajuste do modelo de Hordijk (1991)
$c_2$	Coeficiente de ajuste do modelo de Hordijk (1991)
$c_o$	Altura do preenchimento do concreto superior
$c_u$	Altura do preenchimento do concreto inferior
$d$	Altura de um perfil de aço
$e$	Comprimento de uma abertura ou de uma crista do Crestbond
$e_x$	Distância transversal entre conectores em paralelo
$e_x$	Passo do conector
$f_c$	Resistência do concreto à compressão
$f_{ck}$	Resistência característica do concreto à compressão
$f_{cm}$	Resistência média do concreto à compressão
$f_{ctm}$	Resistência média do concreto à tração
$f_{cu1}$	Tensão associada à deformação $\varepsilon_{cu1}$ no modelo da EN 1992-1-1 (2010)
$f_D$	Tensão no concreto no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$f_E$	Tensão no concreto no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$f_u$	Resistência de ruptura do aço
$f_y$	Resistência do aço ao escoamento
$f_{y,s}$	Resistência do aço das armaduras ao escoamento
$h$	Altura da abertura trapezoidal do Crestbond
$h_D$	Altura do pino de aço
$h_{po}$	Altura efetiva para ocorrência do <i>pry-out</i>
$h_{sc}$	Altura do conector
$k$	Parâmetro do modelo constitutivo do concreto dado pela EN 1992-1-1 (2010)
$n$	Número de pinos de concreto por conector
$q_{aco}$	Resistência do conector à falha no aço
$q_{cis}$	Resistência do conector ao cisalhamento
$q_{con}$	Resistência do conector ao <i>pry-out</i>
$q_{el}$	Resistência do conector elástico
$q_{sc}$	Resistência do conector metálico isolado
$s$	Espaçamento entre conectores paralelos
$t_c$ ou $h_c$	Espessura da laje de concreto
$t_f$	Espessura da mesa de um perfil de aço
$t_{PL}$	Espessura da pré-laje de concreto pré-moldado

$t_{sc}$	Espessura do conector
$t_w$	Espessura da alma do perfil de aço, que pode coincidir com a do conector
$w$	Abertura de fissuras no concreto
$w_c$	Valor característico da abertura de fissuras

### **Letras Gregas minúsculas:**

$\eta$	Grau de conexão ao cisalhamento
$\eta_D$	Parâmetro que influencia a resistência do concreto ao cisalhamento no interior das aberturas, relacionado com a existência de dois planos de cisalhamento
$\eta_F$	Parâmetro que influencia a resistência ao cisalhamento do concreto no interior das aberturas, relacionado com a força frontal em conectores descontínuos
$\eta_{\min}$	Grau mínimo de conexão ao cisalhamento
$\eta_\varepsilon$	Relação entre as deformações do concreto (EN 1992-1-1, 2010)
$\alpha$	Relação entre resistências do concreto no modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\alpha_{tD}$	Parâmetro de determinação do ângulo tangente no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\alpha_{tE}$	Parâmetro de determinação do ângulo tangente no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\beta$	Parâmetro do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\gamma$	Fator de modificação da resistência elástica
$\gamma_{ab}$	Fator que considera o decaimento do efeito de pino com o comprimento
$\gamma_{ap}$	Fator que considera o efeito da armadura transversal
$\gamma_c$	massa específica do concreto
$\gamma_c$	Massa específica do concreto
$\gamma_{exc}$	Fator que considera o efeito da excentricidade
$\gamma_{par}$	Fator que considera o efeito de conectores em paralelo
$\gamma_{sc}$	Fator que considera o efeito do limite elástico do conector
$\delta_u$	Capacidade última de deformação do conector
$\varepsilon$	Deformação normal
$\varepsilon_c$	Deformação de compressão do concreto
$\varepsilon_c$	Encurtamento do concreto comprimido
$\varepsilon_{c1}$	Deformação do concreto comprimido correspondente ao pico de resistência
$\varepsilon_{cu}$	Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura

$\varepsilon_{cu1}$	Deformação máxima do concreto admitida pela EN 1992-1-1 (2010)
$\varepsilon_D$	Deformação do concreto no ponto D do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\varepsilon_E$	Deformação do concreto no ponto E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\varepsilon_F$	Deformação do concreto no ponto F do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\varepsilon_{Máx}$	Deformação máxima do aço adotada nos modelos numéricos
$\varepsilon_y$	Deformação do aço no início do escoamento
$\eta$	Grau de conexão
$\eta_{mín}$	Grau de conexão mínimo
$\mu$	Parâmetro de viscosidade (parâmetro do CDP)
$\mu_e$	Coordenada relativa entre os pontos D e E do modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\rho_D$	Taxa mecânica de armadura inferior
$\rho_D$	Taxa mecânica de armadura total
$\sigma$	Tensões normais
$\sigma_{b0}$	Tensão resistente do concreto à compressão biaxial
$\sigma_c$	Tensão de compressão no concreto
$\sigma_{c0}$	Tensão resistente do concreto à compressão uniaxial
$\sigma_{ct}$	Tensão de tração no concreto
$\chi$	Relação entre a resistência associada ao limite de elasticidade e a resistência máxima do concreto à compressão no modelo de Pavlovic <i>et al.</i> (2013)
$\chi_x$	Fator que considera a sobreposição de cones de concreto na longitudinal
$\chi_y$	Fator que considera a sobreposição de cones de concreto na transversal
$\psi$	Ângulo de dilatação

### Outros Símbolos:

$\varnothing_s$	Diâmetro das barras de armadura transversal
$\epsilon$	Excentricidade (parâmetro do CDP)

# SUMÁRIO

<b>1 - Introdução.....</b>	<b>32</b>
1.1 - Objetivos.....	34
1.2 - Justificativa.....	34
1.3 - Organização do documento .....	36
<b>2 - Revisão de literatura .....</b>	<b>38</b>
2.1 - Conexão ao cisalhamento .....	38
2.1.1 - Generalidades .....	38
2.1.2 - Caracterização do comportamento de um conector de cisalhamento .....	39
2.1.3 - Conexão parcial e distinção entre conexão e interação.....	41
2.2 - Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço .....	43
2.2.1 - O conector Perfobond .....	43
2.2.2 - O conector Kombi.....	44
2.2.3 - Estudos de Wurzer (1997) e Zapfe (2001).....	45
2.2.4 - O conector Crestbond .....	49
2.2.5 - O projeto <i>PreCo-Beam</i> e os <i>Composite Dowels</i> .....	57
2.2.6 - Equações recentes para a estimativa da capacidade do Crestbond .....	65
2.2.7 - Uso de conexão parcial em vigas mistas com conectores em chapa plana de aço .....	68
<b>3 - Metodologia .....</b>	<b>70</b>
<b>4 - Programa Experimental.....</b>	<b>72</b>
4.1 - Planejamento .....	72
4.1.1 - Considerações preliminares.....	72
4.1.2 - Concepção das vigas mistas do programa experimental.....	74
4.1.3 - Estudo analítico das vigas propostas.....	76
4.2 - Fabricação das vigas mistas.....	78
4.2.1 - Fabricação dos perfis metálicos.....	78
4.2.2 - Confeção das fôrmas e cimbramento.....	80
4.2.3 - Montagem e posicionamento das armaduras .....	83
4.2.4 - Concretagem das vigas mistas .....	86
4.3 - Caracterização dos Materiais.....	89
4.3.1 - Aço dos perfis estruturais.....	89
4.3.2 - Concreto .....	92
4.4 - Preparação dos ensaios .....	96
4.4.1 - Condições de apoio.....	96
4.4.2 - Aplicação do carregamento.....	96
4.4.3 - Instrumentação e aquisição de dados.....	97

4.5 - Resultados e discussão de cada ensaio .....	103
4.5.1 - Ensaio do modelo V4m-AC .....	103
4.5.2 - Ensaio do modelo V4m-SC .....	111
4.5.3 - Comparativo dos ensaios das vigas com 4 metros de vão .....	119
4.5.4 - Ensaio do modelo V5m-AC1 .....	124
4.5.5 - Ensaio do modelo V5m-AC2 .....	133
4.5.6 - Comparativo dos ensaios das vigas com 5 metros de vão .....	140
4.5.7 - Ensaio do modelo V6m-AC .....	144
4.5.8 - Ensaio do modelo V6m-SC .....	151
4.5.9 - Comparativo dos ensaios das vigas com 6 metros de vão .....	158
4.5.10 - Comentários finais sobre os ensaios .....	163
<b>5 - Modelos numéricos .....</b>	<b>167</b>
5.1 - Geometria dos modelos numéricos .....	167
5.2 - Propriedades dos materiais .....	170
5.2.1 - Modelo constitutivo para o aço estrutural .....	170
5.2.2 - Modelo constitutivo para o aço das armaduras .....	171
5.2.3 - Modelo constitutivo do concreto .....	171
5.3 - Malha de elementos finitos .....	177
5.4 - Condições de contorno e carregamento .....	180
5.5 - Resultados .....	186
5.5.1 - Validação dos modelos numéricos .....	186
5.5.2 - Conclusões adicionais com relação aos modos de falha das vigas mistas .....	205
<b>6 - Estudo piloto de ponte mista com Crestbeam .....</b>	<b>217</b>
6.1 - Detalhes do projeto original utilizado no estudo piloto .....	217
6.2 - Procedimentos adotados no dimensionamento com Crestbeam .....	219
6.3 - Comparativo dos resultados .....	221
<b>7 - Considerações finais .....</b>	<b>224</b>
7.1 - Sugestões para trabalhos futuros .....	226
<b>Referências bibliográficas .....</b>	<b>228</b>
<b>Apêndice A .....</b>	<b>233</b>
<b>Apêndice B .....</b>	<b>238</b>
<b>Apêndice C .....</b>	<b>247</b>
<b>Apêndice D .....</b>	<b>249</b>

## 1 - Introdução

---

A construção civil no Brasil vem evoluindo ao longo do tempo, com destaque para os sistemas industrializados. O emprego de aço estrutural nesses sistemas promove uma série de vantagens, incluindo velocidade construtiva, facilidade de montagem, desmontagem e ampliação, e obtenção de estruturas leves e capazes de vencer grandes vãos com excelente desempenho.

O Brasil ainda é um país em desenvolvimento, com déficit de infraestrutura tanto nas cidades como na malha viária, com considerável demanda de pontes e viadutos. Além do déficit de infraestrutura, o país também carece de soluções tecnológicas que permitam a construção industrializada de pontes e viadutos em curto prazo, de modo a dar uma resposta rápida em caso de ser necessário substituir uma dessas estruturas em um curto espaço de tempo, seja numa via de tráfego intenso ou num cenário pós-catástrofe.

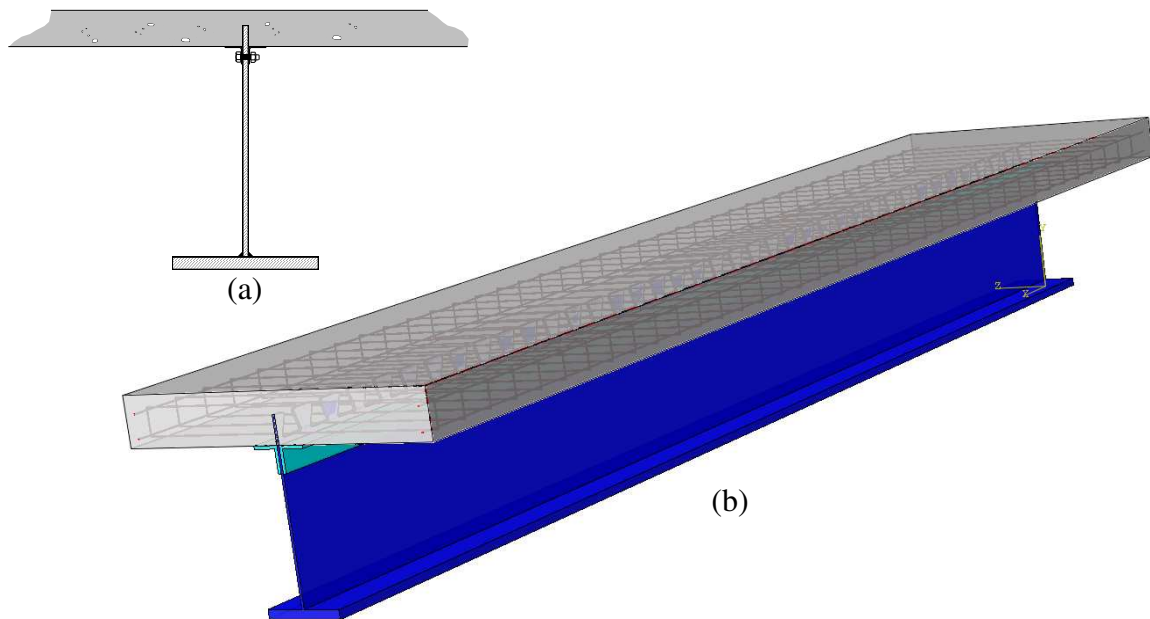
Tendo em vista este contexto, este trabalho propõe o desenvolvimento de uma solução tecnológica baseada na concepção de um sistema misto de aço e concreto, inovador, que pode figurar como mais uma alternativa no âmbito nacional e internacional na busca de respostas rápidas a demandas por obras de infraestrutura.

A partir das experiências dos Grupos de Pesquisa em Estruturas da UFV e da UFMG com sistemas estruturais mistos de aço e concreto, foi elaborada uma proposta de estudo e desenvolvimento de uma nova tipologia de vigas mistas para estruturas com grandes vãos, inspirada no mecanismo resistente do conector Crestbond (VERÍSSIMO, 2007). Essa viga foi chamada de Crestbeam e consiste em uma laje de concreto conectada a um perfil de aço em T invertido, tendo a parte superior da alma cortada no formato de um conector Crestbond, conforme mostrado na Figura 1.

O sistema é viabilizado a partir da fabricação do perfil como um T soldado, cuja alma é previamente cortada como se um conector Crestbond fosse integrado à viga. Duas cantoneiras laminadas podem ser parafusadas à alma do perfil, a fim de servir de suporte para o sistema

de fôrmas da laje de concreto, caso este não possa garantir que a operação de concretagem ocorra sem movimentações. O fluxo de cisalhamento que surge naturalmente entre o perfil de aço e a laje é resistido pelos pinos mistos de aço e concreto que se formam no engrenamento entre o concreto da laje e as saliências e reentrâncias do conector. O resultado é uma viga mista que dispensa a instalação de conectores de cisalhamento e incorpora um perfil de aço em seção T invertida, com menor consumo de aço que a solução convencional com perfis de seção I.

**Figura 1. Viga tipo CrestBeam: Seção transversal (a) e modelo tridimensional (b).**



**Fonte: Autoria própria.**

A pesquisa envolve um estudo do comportamento de vigas mistas do tipo Crestbeam, biapoiadas, sujeitas à flexão simples, por meio de análise experimental e simulação computacional, visando a avaliação do desempenho estrutural e a elaboração de modelos de cálculo. Ainda é apresentado um estudo piloto de projeto de uma ponte mista comparando-se a solução proposta e uma solução de viga mista convencional com uso de perfis I duplamente simétricos e conectores tipo pino com cabeça.

As particularidades da Crestbeam em relação aos perfis I convencionais, identificadas ainda na fase de concepção, indicam que o sistema deve proporcionar maior agilidade na fabricação da viga mista, com redução do consumo de aço devido à eliminação da mesa superior do perfil, constituindo uma solução inovadora e mais sustentável.

## **1.1 - Objetivos**

O objetivo geral deste trabalho é realizar um estudo numérico-experimental do comportamento estrutural de vigas mistas do tipo Crestbeam sujeitas à flexão simples.

Os objetivos específicos consistem em:

- avaliar experimentalmente o desempenho estrutural de vigas mistas tipo Crestbeam por meio de ensaios de flexão;
- desenvolver um modelo numérico para simulação do comportamento de vigas mistas tipo Crestbeam e calibrar esse modelo com os resultados experimentais obtidos;
- avaliar a capacidade de carga da viga, os modos de falha e o desempenho da conexão em relação às capacidades da seção de aço à tração e da laje de concreto à compressão, a partir de resultados de simulação numérica;
- verificar a aplicabilidade de equações para dimensionamento do conector Crestbond encontradas na literatura científica para a predição da resistência da Crestbeam; e
- fazer um estudo piloto comparando os projetos de uma ponte mista utilizando vigas mistas convencionais constituídas por perfis I duplamente simétricos e de uma estrutura similar utilizando a Crestbeam;

## **1.2 - Justificativa**

O estado de Minas Gerais conta com um número expressivo de fábricas de estruturas metálicas, dada a própria história da mineração e da siderurgia no estado. A gama de perfis laminados produzidos atualmente pela Gerdau Açominas, principal fabricante de perfis I laminados do país, está limitada a seções de no máximo 610 mm de altura, que possibilitam a fabricação de vigas com cerca de 12 metros de vão.

Em estruturas de grandes vãos, principalmente de pontes e viadutos, geralmente se empregam perfis de altura superior a 600 mm, que têm que ser montados a partir da solda entre as mesas e a alma. Atualmente, as grandes fábricas de estruturas metálicas brasileiras possuem máquinas para fabricação de perfis soldados, algumas capazes de produzir perfis com até 4 m de altura total, o que amplia a possibilidade de peças com cerca de 80 metros de comprimento.

A possibilidade de fabricar vigas soldadas amplia consideravelmente a gama de peças estruturais de aço para grandes obras e obras de infraestrutura, tais como viadutos, pontes e grandes galpões industriais, aumentando significativamente a capacidade de resposta do setor

às necessidades de segmentos da construção civil muito importantes para o desenvolvimento do Estado de Minas Gerais e do Brasil.

No caso das vigas mistas de pontes e viadutos com perfil I duplamente simétrico, a distribuição de tensões normais na seção transversal resulta em pouco esforço na mesa superior do perfil, de modo que o aço da mesa superior é mal aproveitado, razão pela qual em muitas pontes mistas se observa o uso de perfis monossimétricos com mesa superior menor do que a mesa inferior. Cabe ressaltar que com o uso de soluções tradicionais, como os conectores *stud bolt*, mesmo com aço mal aproveitado, a mesa superior ainda é necessária para a instalação desses elementos.

Na Crestbeam, além da mesa superior do perfil não existir, são eliminadas as operações de instalação dos conectores de cisalhamento e de solda da mesa superior. Ainda, caso seja necessário, cantoneiras ou treliças auxiliares podem ser parafusadas à alma do perfil para apoio do sistema de fôrmas (Figura 1), de modo bem mais simples e ágil do que a operação de solda contínua usualmente utilizada para a montagem de perfis soldados. Essas cantoneiras ou treliças contribuem para a estabilidade lateral do perfil na fase de montagem e podem ser removidas após a cura do concreto da laje e reutilizadas em outra viga.

As vigas de aço para pontes e viadutos ficam sujeitas a picos de força cortante, em função da carga móvel. Por essa razão, é razoável que possuam alma mais espessa do que as vigas empregadas em estruturas de edifícios, que geralmente possuem predominantemente carregamentos estáticos, como o uniformemente distribuído. Para que o efeito de pino no Crestbond apresente seu melhor desempenho, é desejável que a chapa por meio da qual se dá a conexão entre o perfil de aço e a laje de concreto tenha pelo menos 12,5 mm de espessura (VERÍSSIMO, 2007). Assim, a espessura mínima requerida pelo Crestbond coincide com a faixa de espessuras adequadas para almas de perfis de pontes.

As particularidades da Crestbeam em relação aos perfis I convencionais indicam que ela deve proporcionar maior agilidade na fabricação da viga mista, com possível redução do consumo de aço devido à eliminação da mesa superior do perfil, constituindo uma solução inovadora e mais sustentável. Estudos preliminares, realizados com as vigas mistas tipo Crestbeam propostas neste trabalho indicam economia no consumo de aço dos perfis metálicos, quando se compara com soluções tradicionais com seções I monossimétricas.

As respostas do Crestbond obtidas em ensaios de laboratório indicam um desempenho promissor do conector para vigas mistas sujeitas tanto a carregamento estático como a carregamento cíclico (pontes, viadutos, estacionamentos elevados). Assim, a solução que se propõe com a Crestbeam decorre de várias vantagens e conveniências, e pode ser confirmada como uma alternativa inovadora para estruturas de grandes vãos, incluindo vigas de pontes e viadutos.

Além dos fatores supracitados, cabe observar que existem poucos resultados experimentais de vigas mistas com conectores em chapa contínua e perfil de aço em forma de T invertido sujeitas à conexão parcial, que são o objeto de estudo deste trabalho. Assim sendo, os resultados obtidos podem ajudar a validar modelos já existentes sobre os limites de aplicação da conexão parcial nestas estruturas (CLASSEN, 2018).

### ***1.3 - Organização do documento***

Este documento foi estruturado em sete capítulos sequenciais.

No Capítulo 1 foi apresentada uma introdução ao tema, os objetivos do trabalho e a justificativa da proposta.

No Capítulo 2 é realizada uma revisão de literatura sobre o estado da arte dos assuntos abordados no trabalho, especificamente sobre a conexão ao cisalhamento e os conectores em chapa plana de aço.

No Capítulo 3 apresenta-se a metodologia utilizada no decorrer do trabalho, considerando-se o ensaio experimental, as análises numéricas e o estudo piloto.

No Capítulo 4 realiza-se uma extensa apresentação do programa experimental desenvolvido, desde seu planejamento inicial até a fabricação dos modelos, a caracterização dos materiais, os resultados obtidos e sua discussão.

No Capítulo 5 apresenta-se o modelo numérico em elementos finitos desenvolvido para simular o comportamento dos ensaios experimentais, sua geometria, condições de contorno, modelos constitutivos dos materiais, validação e resultados.

No Capítulo 6 realiza-se um estudo comparativo de projeto de uma ponte mista em aço e concreto com a solução em Crestbeam e a solução tradicional com perfis I duplamente simétricos e conectores tipo pino com cabeça.

Finalmente, no Capítulo 7, são apresentadas as considerações finais do trabalho e algumas sugestões de temas para trabalhos futuros.

## 2 - Revisão de literatura

---

### 2.1 - Conexão ao cisalhamento

#### 2.1.1 - Generalidades

As vigas mistas de aço e concreto são bem conhecidas e há muito empregadas como elemento estrutural resistente em sistemas de piso e tabuleiros de pontes e viadutos, em função do desempenho estrutural que apresentam, superior ao de elementos não mistos.

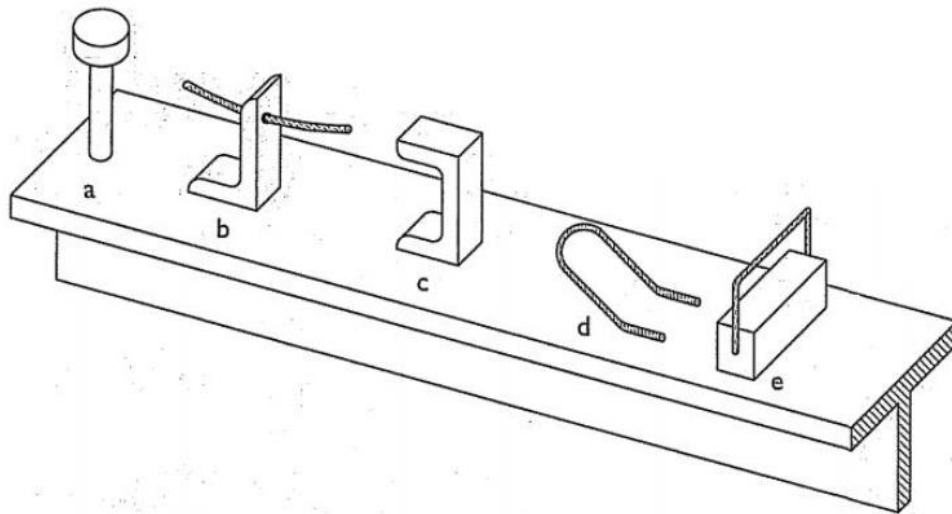
Os elementos estruturais mistos oferecem uma série de vantagens sobre os não-mistos. O comportamento misto permite utilizar seções de aço menores e, em geral, um elemento misto é mais rígido do que um não-misto de mesma dimensão, o que implica em menores deslocamentos e frequência de vibração mais alta do sistema como um todo.

Um componente essencial dos elementos estruturais mistos é a conexão entre as seções de aço e de concreto, viabilizada por conectores de cisalhamento mecânicos que permitem a transferência de forças entre os dois materiais. Os conectores de cisalhamento são instalados no perfil de aço, usualmente por solda, antes da concretagem, assegurando dessa forma que os dois materiais que constituem a seção mista trabalhem como se fossem praticamente uma peça única (VERÍSSIMO, 2007).

Os conectores de cisalhamento mais utilizados mundialmente são o *stud bolt*, um conector tipo pino com cabeça desenvolvido nos EUA (Figura 2a), e o conector em perfil U (Figura 2c). Diversos outros mecanismos de conexão existem e podem ser utilizados em vigas mistas. De forma geral, estes conectores possuem uma geometria que propicia a transferência dos esforços entre o elemento de aço e o elemento de concreto que estão sendo ligados, restringindo os deslocamentos relativos entre os materiais (tanto na direção longitudinal da viga quanto nas direções transversais). Outros exemplos de conectores que são soldados sobre a mesa superior do perfil de aço são apresentados na Figura 2b, 2d e 2e.

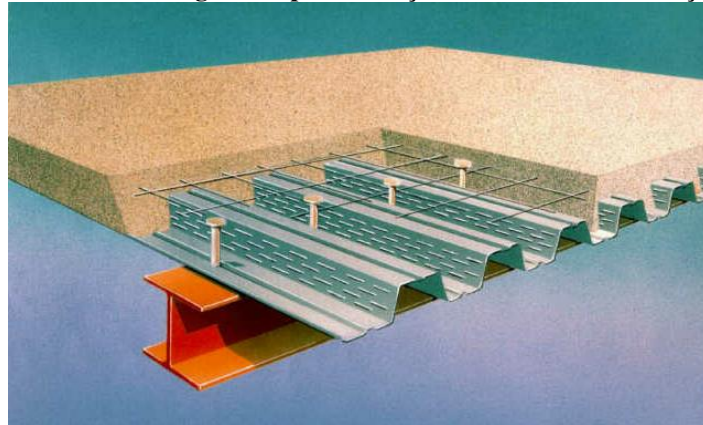
O conector *stud* apresenta como principal vantagem a grande produtividade na instalação, além de poder ser aplicado com diversos sistemas de fôrmas (Figura 3). Já a solução com o conector em perfil U (Figura 2c) tende a ser abandonada, pois a produtividade na instalação é pequena e seu emprego é indicado apenas para sistemas com laje maciça. Atualmente a maioria dos edifícios em aço adota laje com fôrma de aço incorporada, ou com pré-laje de concreto pré-moldado, soluções incompatíveis com o conector U.

**Figura 2. Exemplos de conectores de cisalhamento soldados: (a) *stud bolt*; (b) cantoneira; (c) perfil U; (d) gancho; (e) bloco.**



Fonte: Adaptado de Calado e Santos (2013).

**Figura 3. Conector *stud bolt* ligado ao perfil de aço através da forma de aço incorporada.**



Fonte: METFORM (1997).

Além do pino com cabeça, uma variedade de dispositivos e configurações têm sido utilizados como conectores de cisalhamento, e diversos aspectos econômicos e técnicos continuam a motivar o desenvolvimento de novos produtos. Vários conectores de cisalhamento alternativos têm sido estudados nas últimas décadas, visando o desenvolvimento de soluções com melhor relação custo-benefício e melhor adequação a necessidades estruturais específicas, como no caso de estruturas sujeitas à fadiga (LEONHARDT *et al.*, 1987; ZELLNER, 1987; CRISINEL, 1987; STUDNICKA *et al.*, 2000; HEGGER *et al.*, 2001; GALJAARD e WALRAVEN, 2001; SCHLAICH, 2001; SCHMID, 2001; HEINEMEYER, 2011; LORENC *et al.*, 2014).

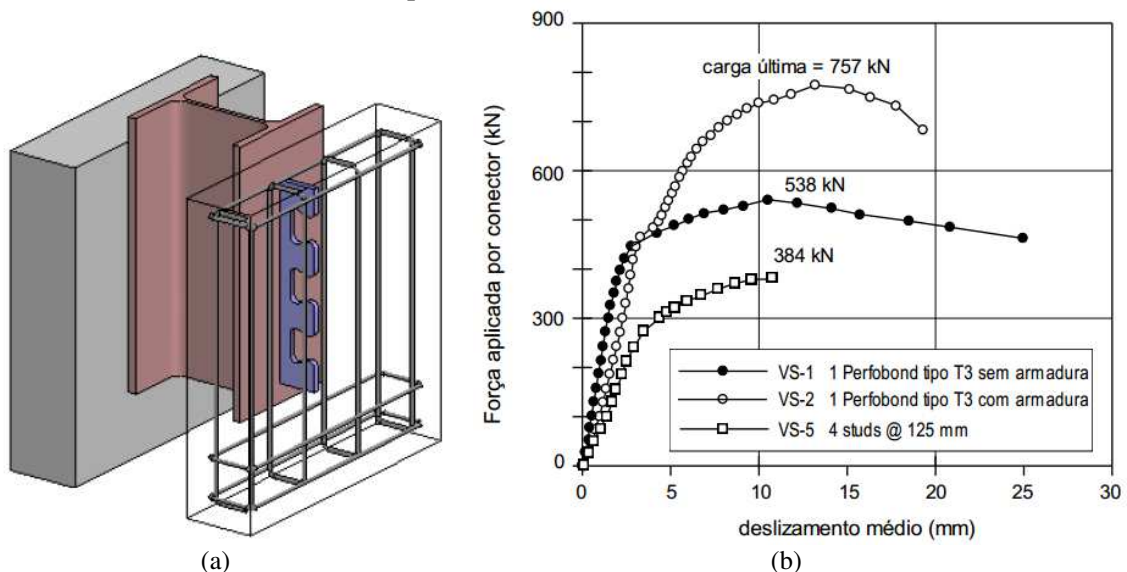
### **2.1.2 - Caracterização do comportamento de um conector de cisalhamento**

Para a caracterização do comportamento resistente de um conector de cisalhamento, dois aspectos são especialmente observados: a capacidade resistente e a ductilidade. Ambos podem

ser conhecidos a partir da relação força×deslizamento, ou seja, a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Essa relação é expressa por uma curva que pode ser obtida por meio de ensaios de cisalhamento direto, conhecidos como ensaios *push-out*.

A EN 1994-1-1:2011, norma que regulamenta as estruturas mistas de aço e concreto na Europa, estabelece o ensaio padrão *push-out* como metodologia de avaliação do comportamento de conectores de cisalhamento. Para a realização deste ensaio devem ser confeccionados corpos de prova que consistem em duas lajes de concreto de  $60 \times 65 \times 15 \text{ cm}^3$  ligadas a um perfil metálico por meio dos conectores em estudo. A realização do ensaio consiste na aplicação de um carregamento no perfil metálico no sentido de provocar o deslizamento deste em relação às lajes de concreto até a falha da conexão. Na Figura 4 são ilustrados um modelo tridimensional do corpo de prova do ensaio *push-out* (a) e curvas força×deslizamento obtidas deste ensaio para diferentes conectores (b).

**Figura 4. Ensaio *push-out*: (a) modelo tridimensional do corpo de prova e (b) curva força×deslizamento para diferentes conectores.**



Fonte: (a) Veríssimo (2007); (b) Adaptado de Veldanda e Hosain (1992).

Com base no comportamento resistente observado nos ensaios *push-out* é possível classificar os conectores quanto à rigidez e à ductilidade. Diversos autores apresentam as diferentes situações de uma conexão ao cisalhamento levando em conta essas propriedades e alguns limites para classificação dos conectores (BÄRTSCHI, 2005; ALMEIDA, 2012; DUTRA, 2014; PETRAUSKI, 2016).

A rigidez é um aspecto que influencia diretamente a resistência de um elemento misto submetido a carregamentos cíclicos. As conexões flexíveis, em função de sua maior

deformação em serviço, são mais propensas à fadiga, como é o caso dos elementos com conectores tipo pino com cabeça (*stud bolt*). As conexões rígidas, por outro lado, não apresentam deformações consideráveis em serviço, o que as torna mais adequadas para estruturas mistas sujeitas à fadiga.

Já a ductilidade influencia o comportamento resistente de um elemento misto em estado limite último. Quando a ruptura de um conector mobiliza grandes deslizamentos pode-se considerar a plastificação da ligação e consequente redistribuição de carga por todos os elementos de conexão.

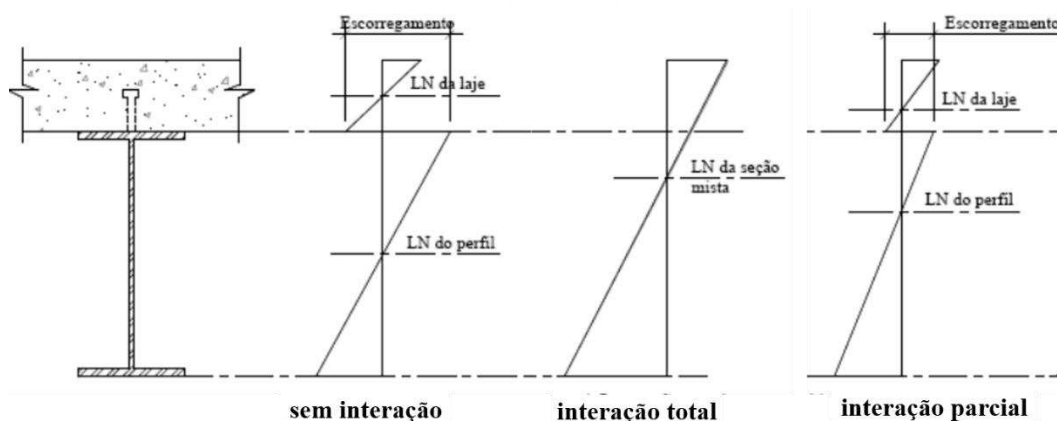
Desta forma o conector de cisalhamento com comportamento ideal é aquele que apresenta comportamento rígido-dúctil, ou seja, deslizamento nulo ou quase nulo para situação de serviço e boa ductilidade para carregamento último (VERÍSSIMO, 2007).

### **2.1.3 - Conexão parcial e distinção entre conexão e interação**

Caso se concrete uma laje sobre uma viga de aço de forma que não haja transmissão de esforços entre os materiais seria observada a flexão independente dos dois componentes, com a formação de duas linhas neutras. Por outro lado, caso se utilize elementos de conexão e se garanta que não ocorra nenhum escorregamento relativo entre os dois materiais, seria observada a flexão da seção mista se rotacionando como elemento único com a formação de uma única linha neutra, de acordo com a hipótese de Bernoulli. Existe ainda uma situação intermediária, caso a laje de concreto seja conectada ao perfil de aço, de forma a transmitir esforços de cisalhamento, mas que essa conexão possibilite a ocorrência de escorregamentos relativos entre os materiais. Nessa última situação, mais comum na prática, observa-se a formação de duas linhas neutras, mas de forma de que o aço esteja majoritariamente tracionado e o concreto majoritariamente comprimido, no caso de ocorrência de momentos positivos, como se ilustra na Figura 5 (CALADO e SANTOS, 2013).

Estas três situações descritas exemplificam o conceito de interação, que se refere aos deslizamentos relativos entre aço e concreto. As vigas são denominadas sem interação, caso não haja conexão entre aço e concreto, com interação total, caso não existam escorregamentos relativos entre os materiais e com interação parcial, caso haja conexão e existam deslizamentos relativos entre os componentes.

**Figura 5. Situações possíveis para vigas mistas de aço e concreto: interação total e parcial.**



Fonte: Adaptado de Calenzani (2013).

Por outro lado, o conceito de conexão está relacionado com a capacidade dos elementos de ligação de transmitir forças através da interface entre aço e concreto. O grau de conexão é medido como a relação entre a resistência dos conectores de cisalhamento e a resistência do componente da seção mista menos resistente (perfil de aço ou laje de concreto).

Diz-se que há conexão total quando o aumento da quantidade de conexão não aumenta a resistência do elemento estrutural. Ou seja, a capacidade da conexão é igual ou superior à capacidade da seção de aço ou da seção de concreto e, portanto, não é a conexão que governa a falha do sistema, o que acontece em casos de conexão parcial (CALADO e SANTOS, 2013).

Em situações em que existem conexão e interação parciais, seus valores são semelhantes. Um dado grau de conexão tem, em geral, um valor próximo do grau de interação para um determinado elemento. Neste sentido, cabe ressaltar que apesar de os conceitos de “grau de conexão” e “grau de interação” se interrelacionarem, representam fenômenos distintos.

Apesar disso, as normas norte americana e brasileira tratam ambos os conceitos de forma unificada, referindo-se apenas a “grau de interação”. Neste sentido, adota-se uma nomenclatura similar a esta neste documento. O escopo do trabalho é o estudo de vigas nas quais a resistência do conector é menor do que a resistência do componente mais fraco da seção transversal. Em todos os modelos estudados foi observada a ocorrência de deslizamentos relativos entre os materiais. Ainda assim diz-se que as vigas estão sujeitas a interação parcial.

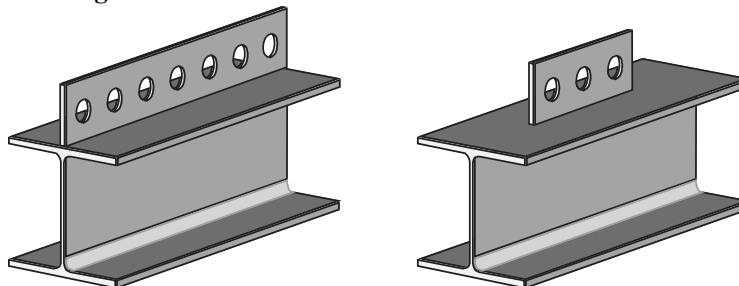
## 2.2 - Conectores de cisalhamento em chapa plana de aço

### 2.2.1 - O conector Perfobond

Várias questões foram levantadas ao longo do tempo sobre o desempenho do conector *stud bolt* e dificuldades inerentes à sua instalação (CHIEN e RITCHIE, 1984; GHAVAMI, 1998). Uma das deficiências do *stud bolt* é o seu baixo desempenho à fadiga, quando submetido a carregamentos cíclicos (ZELLNER, 1987).

Na década de 1980, buscando uma alternativa ao baixo desempenho dos conectores *stud bolt* à fadiga, Leonhardt *et al.* (1987) desenvolveram um conector denominado Perfobond, para aplicação em pontes mistas, que consiste basicamente em uma chapa de aço plana com furos circulares, que é soldada ao perfil metálico e depois concretada (Figura 6).

Figura 6. Conector Perfobond contínuo e descontínuo.

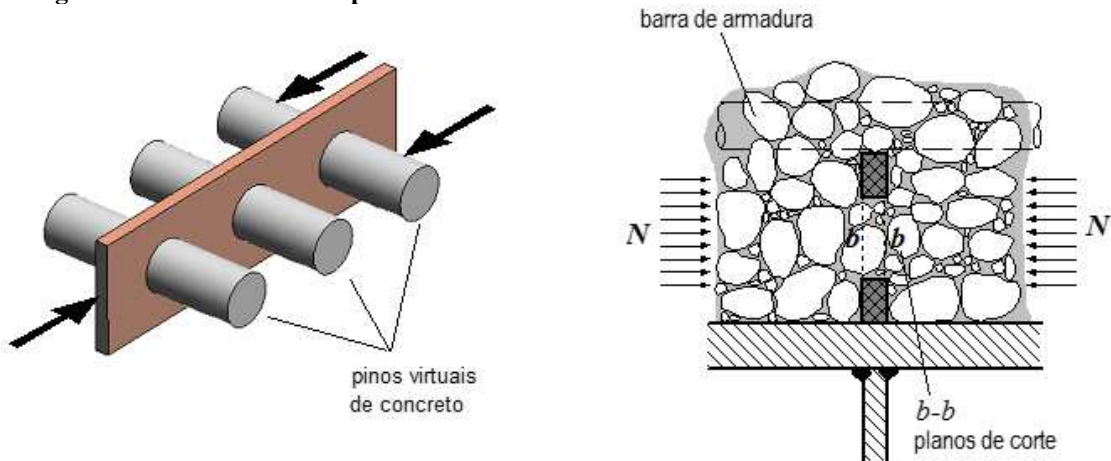


Fonte: Veríssimo (2007).

O Perfobond é um conector rígido que sofre apenas deformações elásticas de pequena magnitude em estado de serviço, ou seja, apresenta baixa ductilidade. Após a realização dos primeiros ensaios com esses conectores, constatou-se que a ruptura da conexão era governada, principalmente, pela falha no concreto. Essa falha se caracterizava pelo esmagamento do concreto contra a parede do conector, no interior das aberturas, acompanhado pelo cisalhamento em dois planos de corte coincidentes com as chapas laterais do conector. Leonhardt *et al.* (1987) descreveram esse fenômeno como o cisalhamento dos pinos virtuais de concreto que se formam nas aberturas do conector (Figura 7).

Apesar de o Perfobond ter sido desenvolvido inicialmente visando a aplicação em pontes, diversos estudos foram realizados para a avaliação do desempenho do Perfobond em sistemas de piso de edifícios de múltiplos andares (OGUEJIOFOR, 1990; OQUEJIOFOR, 1994; STUDNICKA *et al.*, 2000).

Figura 7. Cisalhamento dos pinos virtuais de concreto nas aberturas do conector Perfobond.

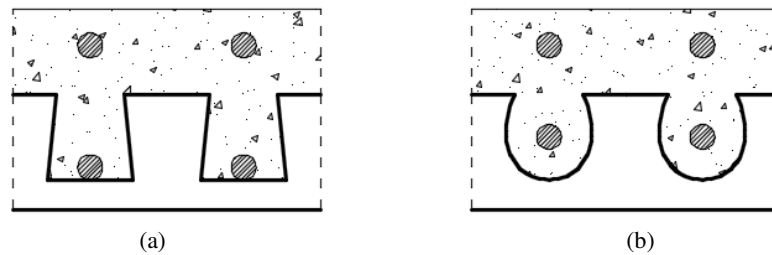


Fonte: Veríssimo (2007).

### 2.2.2 - O conector Kombi

Pouco tempo após o desenvolvimento do Perfobond algumas investigações experimentais foram conduzidas na Universidade de Kaiserslautern, na Alemanha, com o objetivo de avaliar o comportamento de conectores com reentrâncias abertas, uma vez que os furos fechados do Perfobond dificultavam a instalação das armaduras (BODE e KÜNZEL, 1988<sup>1</sup> *apud* HEINEMEYER, 2011). O conector desenvolvido, chamado de conector *Kombi*, consiste em uma chapa de aço com aberturas trapezoidais ou em formato de gota (*teardrop-shaped connector*), como esquematizado na Figura 8.

Figura 8. Conector Kombi: (a) abertura trapezoidal; (b) abertura em formato de gota.

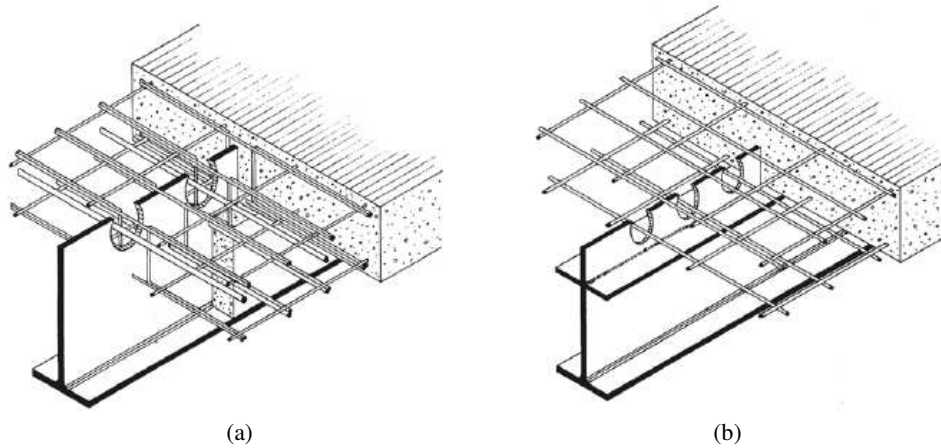


Fonte: Adaptado de Heinemeyer (2011).

Pouco tempo após o desenvolvimento do conector *Kombi* surgiu a ideia da fabricação dos conectores em chapa plana de aço a partir do corte da alma de um perfil metálico, eliminando a mesa superior do perfil e os procedimentos de soldagem (Figura 9), o que representa um aproveitamento mais racional do aço estrutural e a redução de custos para produção dos elementos estruturais (MANGERIG e ZAPFE, 2003).

<sup>1</sup> Bode, H.; Künzel, R.: Scherversuche zum Tragverhalten eines neuartigen Stahlverbundträgers mit schwalbenschwanzförmigen Stegausehnehmungen als Verbundmittel, Untersuchungsbericht 2/88, Universität Kaiserslautern, 1988.

**Figura 9. Conector Kombi: (a) obtido do corte da alma de um perfil I; (b) soldado sobre a mesa superior de um perfil I.**

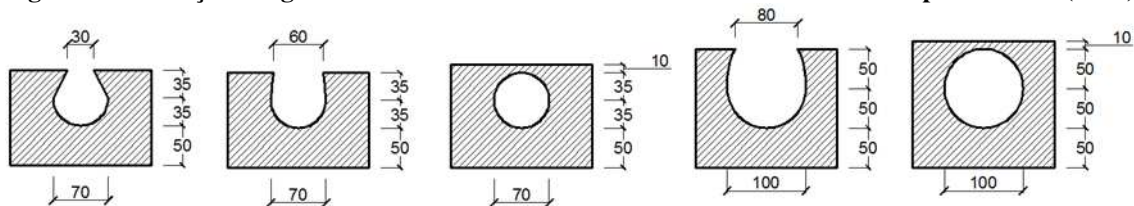


Fonte: Mangerig e Zapfe (2003).

### 2.2.3 - Estudos de Wurzer (1997) e Zapfe (2001)

Na Universidade das Forças Armadas Federais, na Alemanha, Wurzer (1997) realizou uma campanha experimental para analisar o comportamento de conectores Perfobond e *Kombi* com diferentes geometrias por meio de ensaios *push-out* (Figura 10).

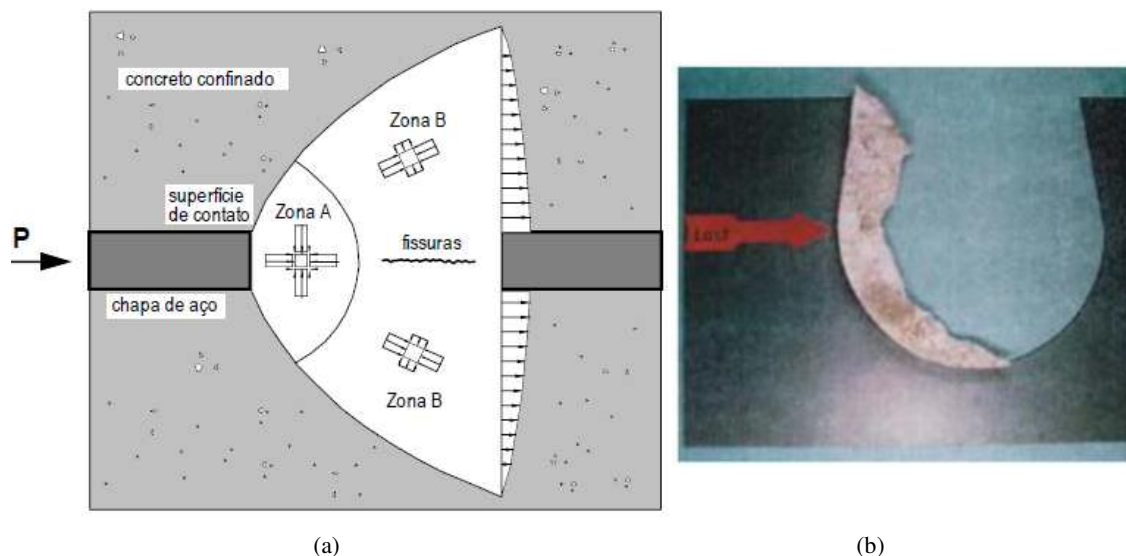
**Figura 10. Variações de geometria dos conectores Perfobond e Kombi estudados por Wurzer (1997).**



Fonte: Wurzer (1997).

A partir dos resultados obtidos pelo autor, Kraus e Wurzer (1997) propuseram um modelo mecânico que explica as forças atuantes no pino e os deslizamentos ocorridos na conexão. A força de conexão é transmitida pela superfície de contato do conector para a laje de concreto. A região onde essa força se distribui no pino de concreto pode ser dividida em duas partes, chamadas de zona A e zona B (Figura 11a).

**Figura 11. Estado do concreto no interior dos pinos: (a) modelo proposto por Kraus e Wurzer (1997); (b) esmagamento do concreto observado por Zapfe (2001).**



**Fonte: (a) Adaptado de Kraus e Wurzer (1997); (b) Zapfe (2001).**

Na zona A o concreto é confinado e fica submetido à compressão triaxial. Este confinamento é proporcionado pela laje ao seu redor e permite que a força de contato transmitida pela chapa de aço atinja valores altos, de forma que a tensão no contato supera em algumas vezes a resistência à compressão do concreto ( $f_c$ ). Nesta região, a capacidade de carga e a deformação dependem principalmente da estrutura porosa do concreto. Quando a tensão nessa região ultrapassa um determinado valor crítico, o concreto sofre poro-colapso em função do esmagamento das paredes dos poros da pasta de cimento e observa-se a formação de uma massa compacta. Na zona B atuam tensões de compressão na direção longitudinal e tensões de tração na direção transversal ao espraio de tensões. Quando estas últimas ultrapassam a resistência do concreto, formam-se fissuras paralelas à força cortante.

Um estado limite é alcançado quando os poros da zona A ficam completamente preenchidos com o material resultante do esmagamento do concreto (Figura 11b). Neste caso, torna-se impossível a redução de volume desta zona e o material compactado no interior da abertura produz um estado de pressão quase hidrostática no concreto confinado. Assim, a ocorrência de deslocamentos adicionais fica condicionada, principalmente, aos efeitos que ocorrem na zona B. Isto pode conduzir à divisão da laje em duas metades seguida do escorregamento de cunhas do concreto nas regiões próximas aos pinos (KRAUS e WURZER, 1997).

Sequencialmente aos estudos de Wurzer (1997), também na Universidade das Forças Armadas Federais, na Alemanha, Zapfe (2001) realizou uma nova campanha de ensaios *push-out* para investigar conectores com outros formatos. Em seus estudos o autor reforça o

comportamento resistente proposto por Kraus e Wurzer (1997) e estabelece três mecanismos de falha para o concreto: o esmagamento do concreto no interior da abertura, o cisalhamento dos pinos de concreto, e a ruptura cônica do concreto.

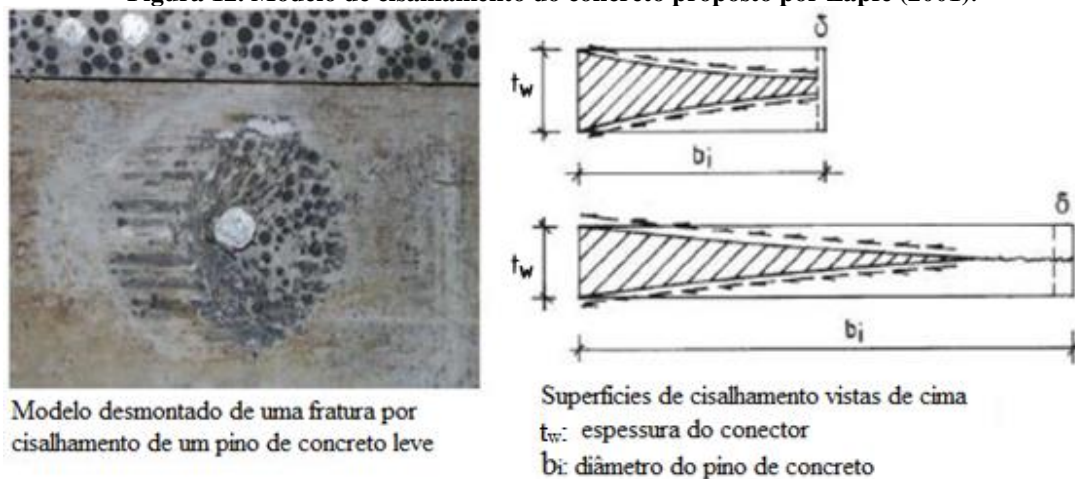
#### 2.2.3.1 - O esmagamento do concreto no interior da abertura

Este mecanismo de falha decorre da compressão triaxial à qual o concreto fica submetido junto à superfície de contato com o conector (Zona A na Figura 11), tendo sido observado por Kraus e Wurzer (1997) e descrito anteriormente.

#### 2.2.3.2 - O cisalhamento dos pinos de concreto

O segundo mecanismo de falha observado por Zapfe (2001) foi o cisalhamento dos pinos de concreto. Este mesmo fenômeno já havia sido observado por Leonhardt *et. al.* (1987), porém, diferentemente do proposto por estes autores, de acordo com Zapfe (2001) as superfícies de cisalhamento não são completamente paralelas às laterais da chapa do conector. Na realidade, as superfícies tendem a se aproximar do eixo da chapa na medida que a distância da superfície de contato entre o conector e o concreto aumenta (Figura 12).

**Figura 12. Modelo de cisalhamento do concreto proposto por Zapfe (2001).**

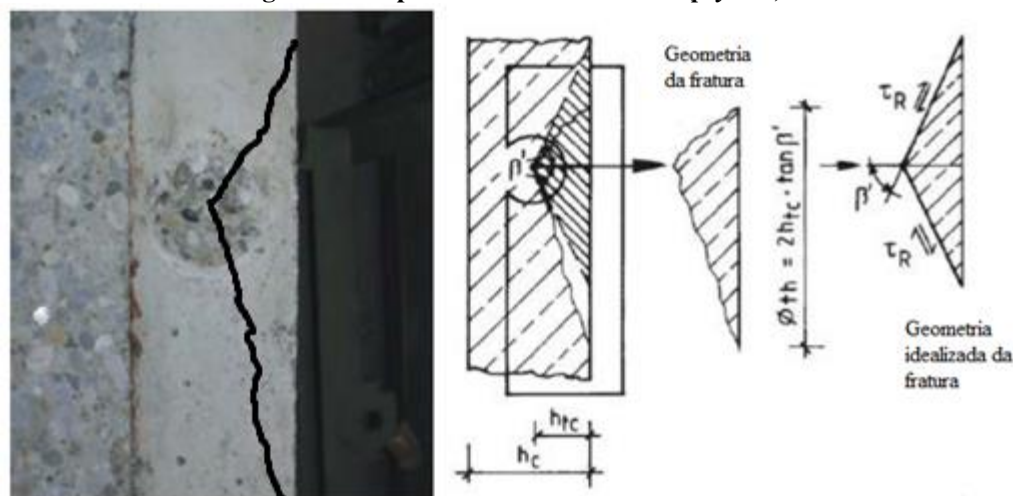


**Fonte: Adaptado de Mangerig e Zapfe (2003).**

#### 2.2.3.3 - A ruptura cônica do concreto (*pry-out*)

O terceiro mecanismo de falha do concreto estabelecido por Zapfe (2001), chamado de *pry-out*, foi observado em modelos experimentais que possuíam conectores mais próximos à superfície da laje, nos quais se constatou uma fratura em formato de cone sob a ação do carregamento máximo. De acordo com o autor, essa fratura é provocada pela ação de tensões transversais de tração que excedem a resistência do concreto (Figura 13).

Figura 13. Ruptura cônica do concreto (*pry-out*)



Fonte: Adaptado de Mangerig e Zapfe (2003).

Cabe ressaltar que o modo de falha em questão envolve a expulsão de uma cunha de concreto em função de um estado de tensões quase hidrostático que surge em função do alto nível de confinamento presente no concreto na região das aberturas do conector. Assim sendo, essas tensões “empurram” o concreto no seu entorno para “fora” da laje, de forma que a ruptura ocorre na região onde exista a menor resistência à expulsão desse cone, seja para as superfícies superior, inferior ou laterais da laje (FELDMANN *et al.*, 2016).

O termo utilizado para designar esse modo de falha (*pry-out*) não apresenta uma tradução direta para o português, tendo origem na sua similaridade com a superfície de falha observada em ensaios de arrancamento de ancoragens no concreto quando a falha ocorre nele. Esse modo de falha será tratado, neste trabalho, pelo termo original em inglês “*pry-out*” ou como *ruptura cônica do concreto*, em função do formato da fratura.

Para os três modos de falha observados, Zapfe (2001) propôs modelos semiempíricos que estimam a capacidade da conexão. Esses modelos foram obtidos por meio de análises estatísticas dos resultados experimentais de vários autores.

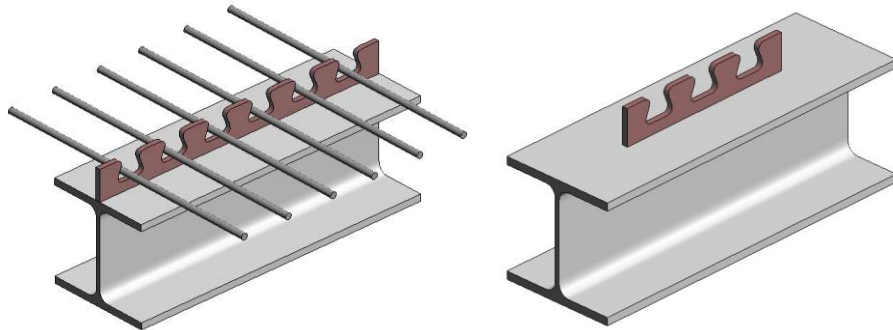
Observa-se que todos os mecanismos de falha considerados naquela época estavam associados diretamente a um tipo de ruptura do concreto. Por esta razão os conectores de aço em chapa plana eram chamados de *concrete dowels*. A falha no aço já havia sido observada por Leonhardt *et al.* (1987) nos primeiros ensaios com o conector Perfobond, mas limitações geométricas foram impostas nos modelos testados posteriormente de forma que as aberturas

dos conectores fossem consideravelmente pequenas comparadas com a área total da chapa de aço, o que impedia a falha deste material (LORENC *et al.*, 2014).

#### 2.2.4 - O conector Crestbond

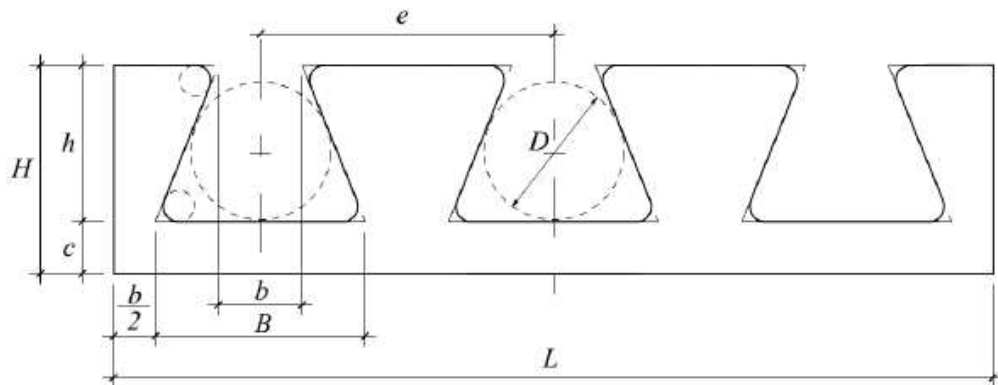
O Crestbond é um conector desenvolvido por Veríssimo (2007), formado por uma chapa plana de aço com saliências e reentrâncias trapezoidais, responsáveis pelo travamento do concreto ao conector, garantindo resistência ao cisalhamento longitudinal e ao efeito de *uplift* (separação transversal da laje em relação à viga de aço), como ilustrado na Figura 14 e na Figura 15.

Figura 14. Conector Crestbond contínuo e descontínuo.



Fonte: Veríssimo (2007).

Figura 15. Geometria do conector Crestbond – Série A.



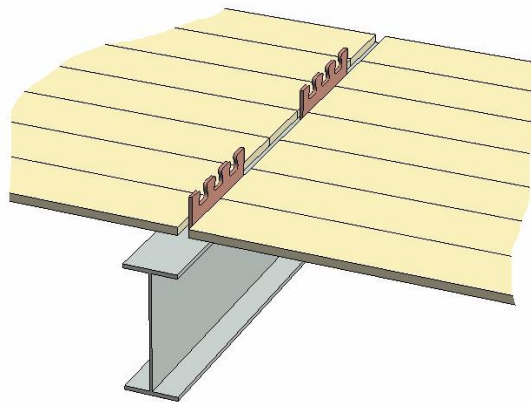
$$\begin{array}{llll}
 B = 1,5 D & h = 0,75 B & H = h + c & L = 3B + 4b \\
 b = 0,4 B & c = 25 \text{ mm} & e = B + b &
 \end{array}$$

Fonte: Veríssimo (2007).

O desenvolvimento do Crestbond foi motivado pelas dificuldades associadas ao uso dos conectores de cisalhamento usuais (*stud bolt* e perfil U) no Brasil, como o alto custo de instalação dos conectores *stud bolt* e o emprego de perfis laminados com mesas estreitas em vigas de sistemas de pisos mistos que utilizam pré-laje de concreto, o que inviabiliza a utilização do perfil U. De acordo com Veríssimo (2007) o Crestbond concilia uma série de vantagens em relação a outros mecanismos de conexão usuais, tais como:

- simplicidade e baixo custo de fabricação e instalação;
- ductilidade superior à do Perfobond, preservando o comportamento rígido em estado de serviço;
- furos abertos para facilitar a disposição da armadura da laje;
- desenho simétrico, que proporciona maior produtividade na fabricação, permitindo a obtenção de dois conectores a cada corte;
- geometria em chapa contínua, ideal para sistemas com pré-laje (Figura 16).

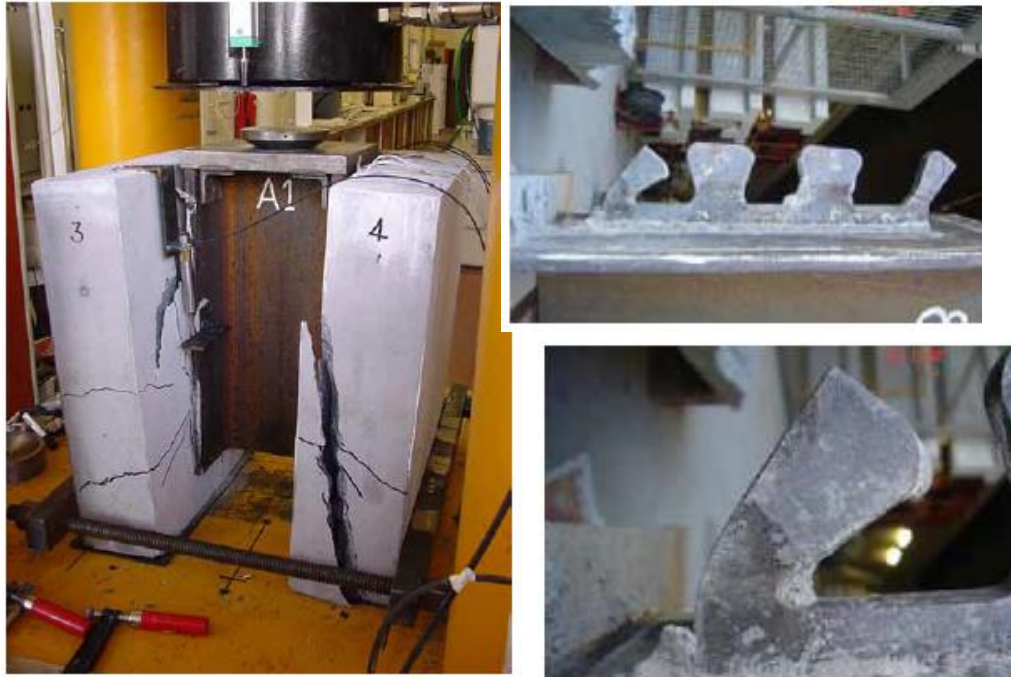
**Figura 16. Conector Crestbond aplicado com pré-laje de concreto.**



**Fonte: Veríssimo (2007).**

O comportamento do Crestbond foi inicialmente estudado por meio de 41 ensaios do tipo *push-out* (Figura 17) conduzidos por Veríssimo (2007). Segundo o autor, os resultados obtidos evidenciaram diversos aspectos importantes sobre o comportamento do Crestbond que o diferenciam de outros conectores como o *stud bolt* e o Perfobond. Foi verificado que o conector apresenta grande capacidade de resistência ao corte e elevada ductilidade.

**Figura 17. Realização de ensaios *push-out*: (a) corpo de prova após o ensaio; (b) estado dos conectores após o ensaio.**



Fonte: Veríssimo (2007).

Com base nos resultados dos 41 ensaios experimentais realizados, Veríssimo (2007) propôs um modelo semiempírico para predição da capacidade resistente do Crestbond, que considera que a capacidade do conector resulta da contribuição dos seguintes fatores: (a) a resistência ao cisalhamento longitudinal da laje de concreto; (b) o contato frontal entre o conector e a laje; (c) o cisalhamento duplo dos pinos de concreto; e (d) a presença e quantidade da armadura transversal. O modelo proposto pelo autor é apresentado na Eq. (1):

$$Q = 1,94 \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} f_c + 2,72 n D^2 \sqrt{f_c} + 0,07 A_{cc} \sqrt{f_c} + 1,79 \times 10^7 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (1)$$

onde:

$Q$  é a resistência última do conector (em N);

$h_{sc}$  é a altura do conector (em mm);

$t_{PL}$  é a espessura de uma possível pré-laje de concreto pré-moldado (em mm);

$t_c$  é a espessura da laje de concreto (em mm);

$t_{sc}$  é a espessura do conector (em mm);

$n$  é o número de pinos de concreto por conector;

$D$  é o diâmetro da circunferência inscrita na abertura trapezoidal (em mm);

$f_c$  é a resistência à compressão do concreto (em MPa);

$A_{cc}$  é a área de concreto da laje sujeita ao cisalhamento no entorno do conector (em  $\text{mm}^2$ );

$A_{tr}$  é a área total de armadura transversal (em  $\text{mm}^2$ ).

Posteriormente, Silva (2011) reavaliou os resultados experimentais de Veríssimo (2007) e observou que os efeitos do cisalhamento da laje de concreto e da força de compressão frontal da laje sobre o conector estão relacionados ao mesmo fenômeno, qual seja, a ruptura da laje por tração transversal. Com base nessas observações a autora propôs outro modelo semiempírico para a determinação da resistência do Crestbond, apresentado na Eq. (2):

$$Q = 2,2 \times 10^{-13} \sqrt{\frac{h_{sc} - t_{PL}}{t_c - t_{PL}}} (h_{sc} - t_{PL}) t_{sc} \gamma_c^3 f_c + 1,9 \times 10^{-8} n D^2 \gamma_c^{1,5} \sqrt{f_c} + 1,5 \times 10^4 \left( \frac{A_{tr}}{A_{cc}} \right) \quad (2)$$

onde:

$Q$  é a resistência última do conector (em kN);

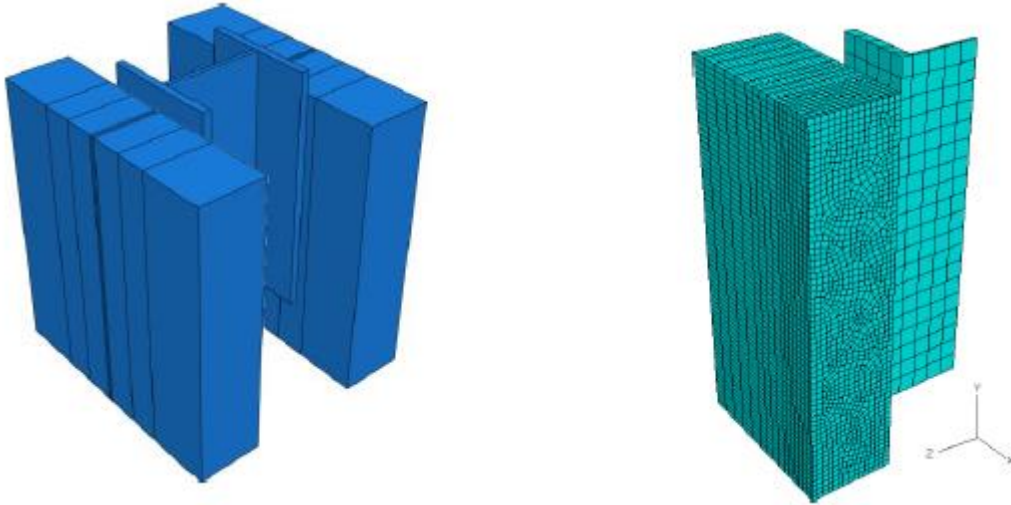
$\gamma_c$  é a massa específica do concreto (em  $\text{kg/m}^3$ );

e os demais termos são os mesmos da Eq. (1).

#### 2.2.4.1 - Simulações numéricas de ensaios push-out com Crestbond

Silva (2013) desenvolveu um modelo numérico, utilizando o *software* ABAQUS, para a simulação do comportamento dos conectores de cisalhamento Crestbond em ensaios tipo *push-out* via Método dos Elementos Finitos (MEF) (Figura 18). O modelo numérico foi validado com base nos resultados do programa experimental realizado por Veríssimo (2007).

**Figura 18. Modelos numéricos tridimensionais de ensaios *push-out* com Crestbond.**



**Fonte: Silva (2013).**

Dutra (2014) aperfeiçoou o modelo numérico desenvolvido por Silva (2013) e, com o modelo aprimorado, realizou um extenso estudo dos parâmetros que envolvem o comportamento do conector de cisalhamento Crestbond. As simulações do autor também foram realizadas via MEF utilizando o *software* ABAQUS. Os resultados obtidos revelaram especificamente as influências de diversos parâmetros físicos e geométricos no comportamento estrutural do conector. Com base nos resultados de seus estudos, Dutra (2014) propôs uma equação de determinação da resistência do conector (Eq. (3)):

$$Q = \gamma q_{el} = \gamma 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad (\text{em kN}) \quad (3)$$

onde:

$$q_{el} = 0,127 n f_c^{0,5} D^{1,15} t_{sc}^{0,1} \quad \text{resistência do conector elástico}$$

$n$  é o número de aberturas do conector; no caso da presença de dente frontal deve-se somar a este número o valor de 1,12; para conectores em paralelo deve-se somar as aberturas de todos os conectores. Os demais parâmetros são os mesmos das equações apresentadas anteriormente.

$$\gamma = \gamma_{par} \gamma_{ap} \gamma_{ab} \gamma_{sc} \gamma_{exc}$$

$$\gamma_{par} = 0,977 + \left( \frac{s}{275} \right)^{2,5} \quad \text{fator que considera o efeito do espaçamento em conectores paralelos;}$$

$s$  é o espaçamento entre os conectores (em mm); em caso de apenas um conector adota-se valor unitário para  $\gamma_{par}$ ;

$$\gamma_{ap} = 1 + 0,003 \phi_s f_c^{0,5} \quad \text{fator que considera o efeito da armadura passante;}$$

$\phi_s$  é o diâmetro da barra da armadura passante (em mm);

$$\gamma_{ab} = 0,63 + \frac{1,833}{n+1}$$

fator que leva em consideração o decaimento do efeito de pino com o comprimento do conector;

$$\gamma_{exc} = 1,52 \left( \frac{h_{sc} - 0,5D}{t_c + t_{PL}} \right)^{0,4}$$

fator que considera o efeito da excentricidade do conector na resistência da conexão;

$$\gamma_{sc} = \begin{cases} 0,75k^{0,25} & \text{se } k < 2,1 \\ 0,9 + 0,01(k - 2,1) & \text{se } 2,1 \leq k < 2,7 \\ 0,96 & \text{se } k \geq 2,7 \end{cases}$$

fator que considera o efeito do limite elástico do conector de cisalhamento na resistência da conexão;

$k = \frac{q_{sc}}{q_{el}}$ , onde  $q_{sc}$  é a resistência do conector, em kN, dada pela expressão:

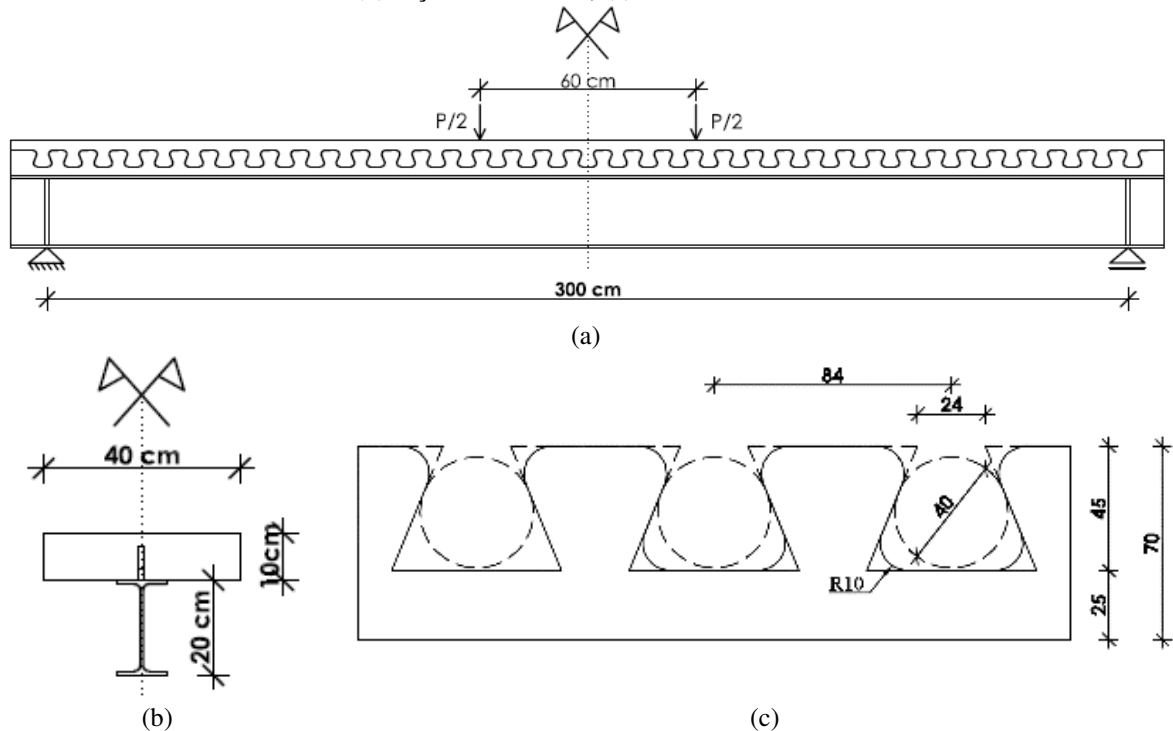
$$q_{sc} = 0,0593 \frac{n f_y b t_{sc}}{D} \left( 1 + \frac{32,7}{f_y} \right) \left( 1 - \frac{0,108}{t_{sc}} \right)$$

#### 2.2.4.2 - Ensaio de vigas mistas com Crestbond

Apesar de nos ensaios realizados por Veríssimo (2007) o Crestbond ter apresentado um bom comportamento estrutural, ainda existiam dúvidas sobre como o conector se comportaria no caso de um sistema misto sujeito a muitos ciclos de carregamento e descarregamento, como é comum em estruturas de pontes.

Para uma avaliação preliminar do desempenho do Crestbond sob carregamento cíclico, foram realizados alguns ensaios prospectivos na Universidade do Minho (ALVES *et al.*, 2018). Os resultados desses ensaios estão documentados em detalhes na dissertação de mestrado de Alves (2014). Foram ensaiados dois modelos idênticos que consistiram em uma viga mista de aço e concreto, biapoiada, com 3,0 m de vão, composta por um perfil IPE 200, com um conector Crestbond CR40, centrado e contínuo ao longo do vão, e uma laje de concreto com seção transversal de 40×10 cm<sup>2</sup>, tal como representado na Figura 19. O carregamento simétrico foi aplicado por meio de duas forças concentradas.

**Figura 19. Geometria da viga mista e do conector Crestbond CR40: (a) elevação longitudinal; (b) seção transversal; (c) conector CR40.**



Fonte: Alves *et al.* (2015).

A primeira viga foi submetida a um carregamento estático, tendo atingido uma carga máxima de 284,7 kN. A ruptura se deu pela formação de uma rótula plástica no centro do vão com ruptura da laje de concreto por compressão (Figura 20). O comportamento observado ao longo de todo o ensaio foi simétrico nas duas metades da viga. As extremidades da viga permaneceram intactas, não sendo observados qualquer escorregamento ou separação vertical entre a laje e o perfil.

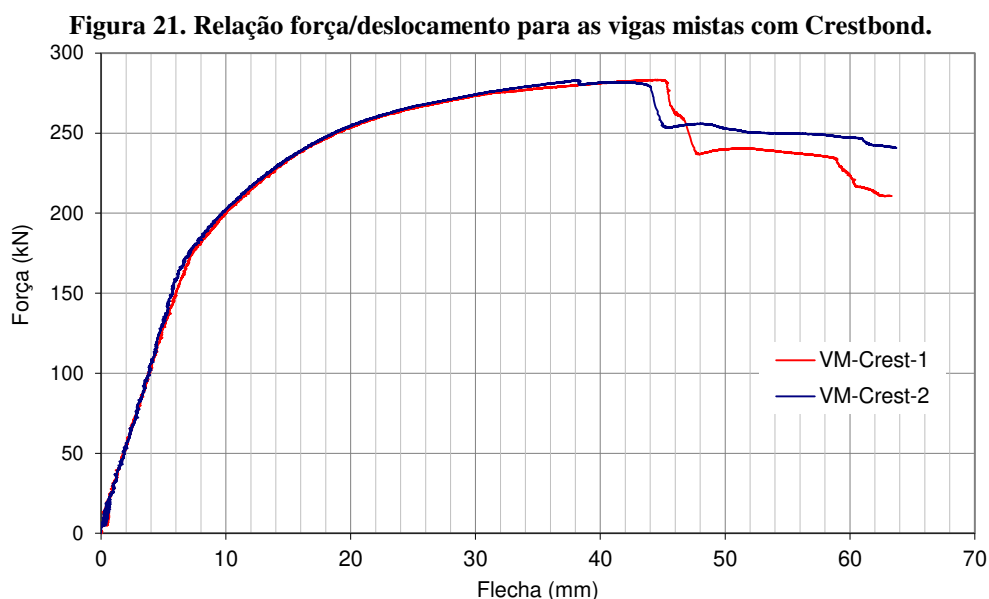
**Figura 20. Aspecto deformado da primeira viga após o ensaio de flexão.**



Fonte: Alves (2014).

A segunda viga ensaiada por Alves *et al.* (2018) foi submetida a um carregamento cíclico de um milhão de ciclos de carga entre 60 e 140 kN (20% e 50% do carregamento último), aplicados com frequência de 1 Hz. Em seguida, a viga foi submetida a um carregamento

estático até à ruptura, de modo análogo ao executado com a primeira viga. Na Figura 21 são apresentados os resultados dos dois ensaios.

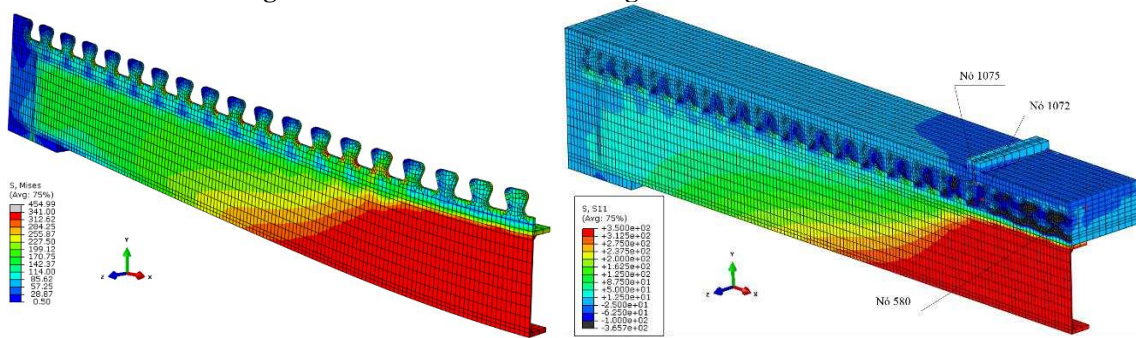


Fonte: Adaptado de Alves (2014).

Observando a Figura 21 nota-se que a resposta da segunda viga é quase idêntica à da primeira, com praticamente a mesma carga de ruptura (284,3 kN) e com a mesma rigidez. O fato de a rigidez e a capacidade de carga terem se mantido mesmo após a viga sofrer um milhão de ciclos de carregamento e descarregamento indica que a conexão com Crestbond se mantém íntegra para um carregamento de serviço da ordem de 60% do carregamento último.

Petrauski (2016) realizou simulações numéricas em vigas mistas com conectores Crestbond (Figura 22), validando seu modelo de elementos finitos com base nos experimentos de Alves (2014). O autor realizou ainda um estudo paramétrico estudando as influências da espessura do conector, da taxa de armadura na laje, da resistência do concreto e do tamanho das aberturas do conector e dos vãos das vigas. Os resultados obtidos permitiram compreender como algumas características do conector influenciam na sua capacidade resistente e no comportamento das vigas mistas.

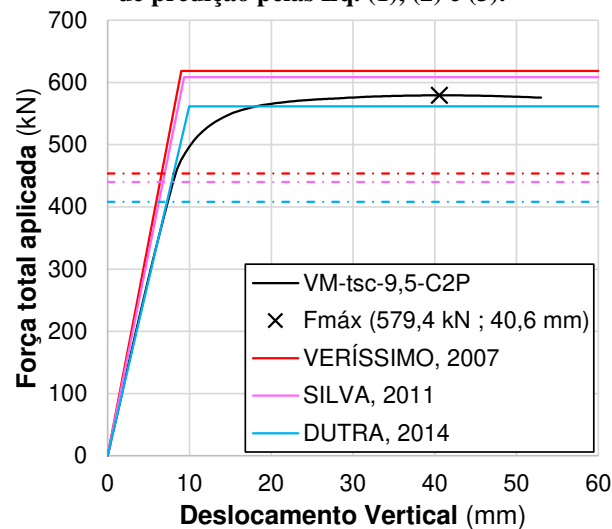
Figura 22. Modelo numérico de viga mista com Crestbond.



Fonte: Petrauski (2016)

Petrauski (2016) comparou seus resultados numéricos com as predições de resistência do conector dadas pelas Eq. (1), (2) e (3), conforme exemplificado na Figura 23. Os resultados da Eq. (3), de Dutra (2014) foram os que mais se aproximaram das simulações numéricas, apesar de subestimar a resistência da conexão na grande maioria dos casos, sendo a equação mais conservadora das três apresentadas. O autor constatou ainda que as equações de Veríssimo (2007) (Eq. (1)) e Silva (2011) (Eq. (2)) superestimaram a resistência do conector na maioria dos casos, sendo a primeira a menos conservadora.

Figura 23. Comparação dos resultados numéricos do ensaio de flexão em vigas mistas com os resultados de predição pelas Eq. (1), (2) e (3).



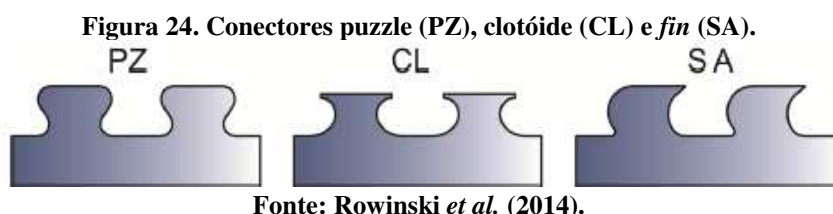
Fonte: Petrauski (2016)

### 2.2.5 - O projeto *PreCo-Beam* e os *Composite Dowels*

Visando a otimização do processo de fabricação de vigas mistas de aço e concreto, diferentes formatos de conectores foram analisados no âmbito de um projeto europeu chamado *PreCo-Beam* (*prefabricated composite beam*). Esse projeto envolveu pesquisadores de diferentes países europeus como Alemanha, França, Bélgica, Suécia, Polônia e Luxemburgo, além de uma parceria entre universidades e grandes empresas do ramo da construção civil (SEIDL *et*

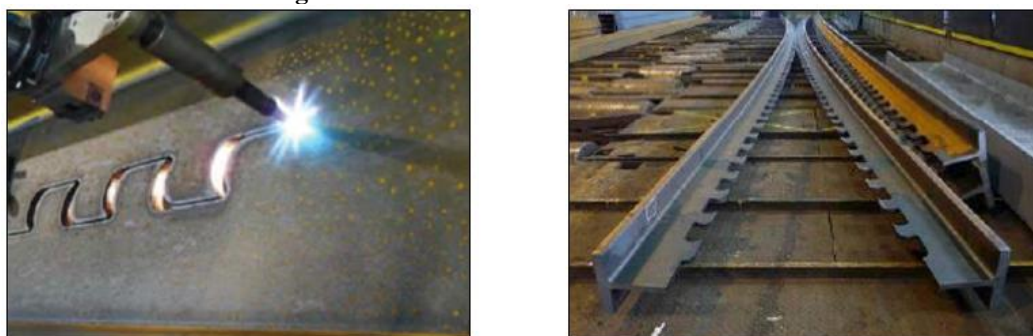
*al.*, 2013b). Os estudos realizados neste projeto contemplam o comportamento dos conectores sob carregamentos estáticos e cíclicos para aplicação em sistemas de piso industriais e vigas de ponte.

Após ampla investigação de diversas geometrias (LORENC *et al.*, 2010; HECHLER *et al.*, 2011; SEIDL *et al.*, 2013a; ROWINSKI *et al.*, 2014; FELDMANN *et al.*, 2016; LACKI *et al.*, 2019) três conectores se destacaram devido ao seu desempenho estrutural (Figura 24): (a) o conector *puzzle* (PZ); (b) o conector clotóide (CL); e o conector *saw-tooth* ou *fin* (SA).



Em todos estes conectores observa-se geometrias simétricas que permitem a execução de uma única linha de corte, diretamente na alma de um perfil I, para a obtenção de dois perfis T com conector na alma, sem necessidade de soldagem, como ilustrado na Figura 25 (no conector clotóide perde-se um pouco de material em cada abertura em função de não ser perfeitamente simétricas as regiões de aço e concreto – ver Figura 26b).

**Figura 25. Linha de corte dos conectores SA.**

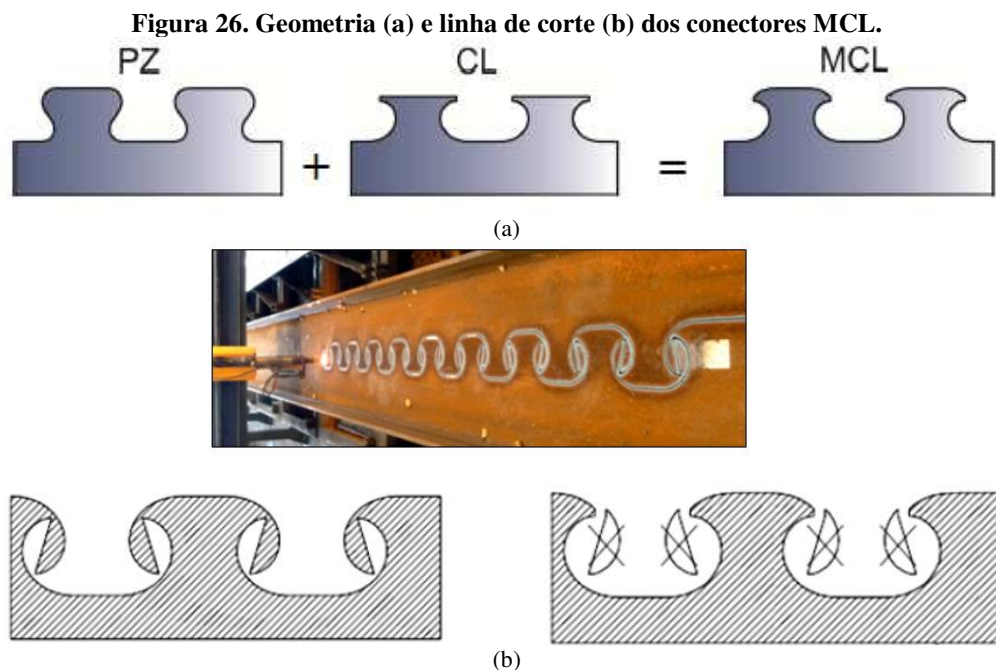


Em termos de resistência mecânica e ductilidade, o conector SA possui melhor desempenho em relação ao PZ e ao CL (SEIDL *et al.*, 2013a). Apesar disso, por sua geometria, o conector SA só possibilita a transferência das forças de cisalhamento em uma direção. Por este motivo a utilização deste conector é recomendada em estruturas sujeitas apenas a carregamentos estáticos ou para carregamentos móveis de pequena magnitude, situações nas quais não será significativa a variação na direção do fluxo de cisalhamento e o conector pode ser posicionado em função das ações permanentes. Experimentos demonstram que para ações com variação na direção do fluxo de cisalhamento o conector SA apresenta um baixo

desempenho à fadiga, especialmente na região em que se forma um dente agudo (SEIDL *et al.*, 2013a).

Já os conectores PZ e CL, que possuem geometria simétrica, possibilitam a transmissão uniforme e bidirecional das forças de cisalhamento nas conexões mistas, consistindo uma solução melhor para os carregamentos móveis que atuam em pontes. Para um carregamento estático o conector PZ apresenta resistência mecânica maior do que a do conector CL. Apesar disso, cabe ressaltar que o conector CL possui raio de curvatura três vezes maior do que o conector PZ, o que leva a um melhor desempenho à fadiga quando se comparam os dois elementos (SEIDL *et al.*, 2013a).

Após a realização de ensaios experimentais e numéricos foi proposta uma geometria modificada para o conector clotóide, que associa certos elementos geométricos do conector PZ (Figura 26a). Essa geometria propicia um desempenho ainda maior à fadiga e foi chamada de clotóide modificado (MCL – *modified clothoidal conector*). A linha de corte desses conectores é apresentada na Figura 26b.



Fonte: Seidl *et al.* (2013a) e Koziol (2015).

Como em todos esses conectores as reentrâncias são abertas e a área da chapa de aço é igual ou menor do que a área do pino de concreto (corte simétrico), os mecanismos de falha associados com o aço do conector passaram a ser observados em alguns ensaios experimentais, como se observa na Figura 27 (HECHLER *et al.*, 2011). A partir dessas observações os conectores em chapa contínua que fazem parte do projeto *PreCo-Beam*

passaram a ser chamados, internacionalmente, de *composite dowels* em detrimento ao termo *concrete dowels*, uma vez que o mecanismo de falha pode ocorrer no aço ou no concreto.

**Figura 27. Falha no aço do conector *puzzle* (PZ).**



**Fonte: Hechler et al. (2011)**

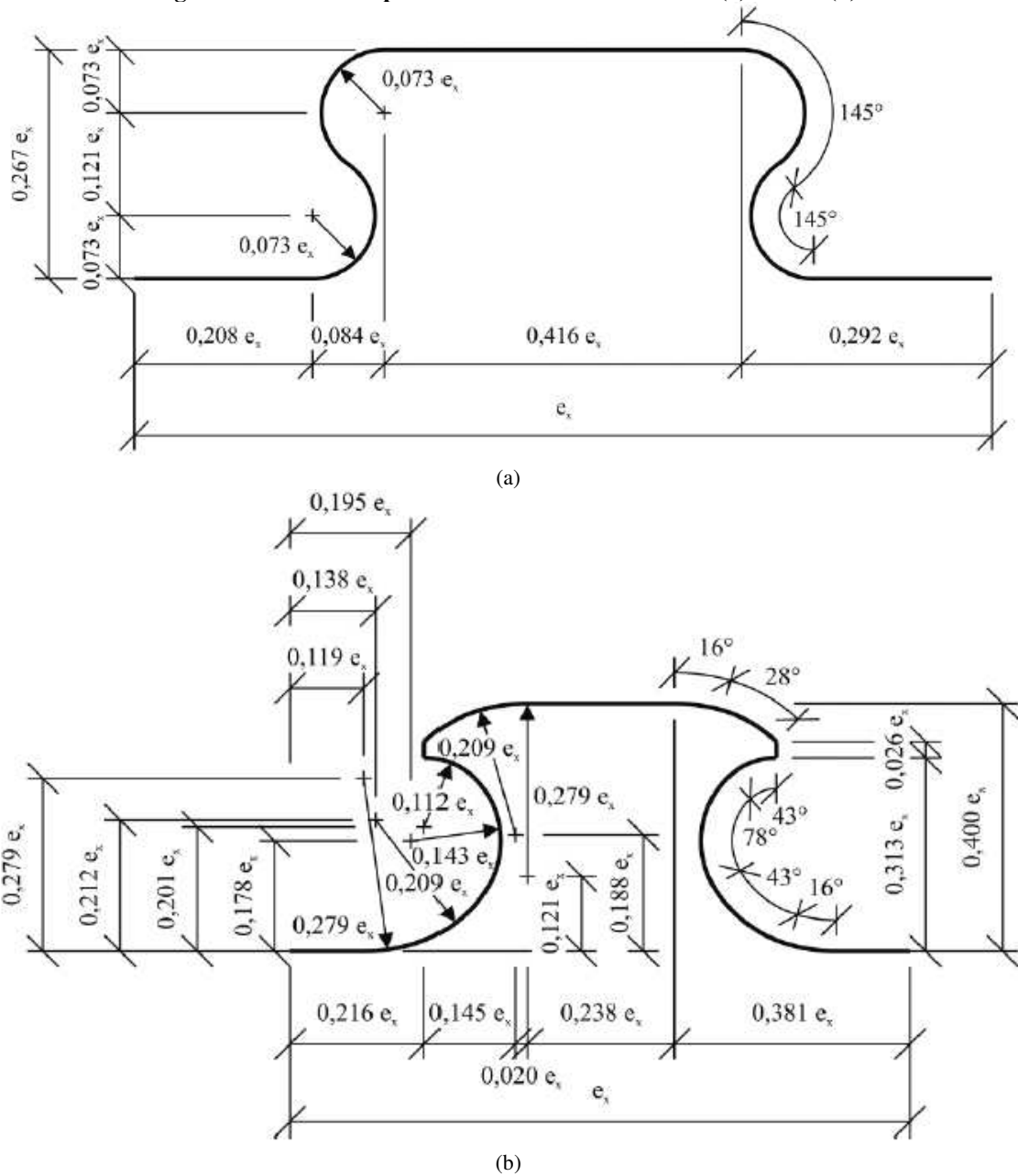
Desta forma, os possíveis mecanismos de falha para os *composite dowels* seriam quatro, a saber: (a) o esmagamento do concreto no interior das aberturas; (b) o cisalhamento dos pinos de concreto; (c) a ruptura cônica do concreto (*pry-out*); e (d) a falha no aço do conector.

Heinemeyer (2011) verificou que o esmagamento do concreto no interior da abertura ocorre em um momento posterior à ruptura cônica do concreto (*pry-out*). A razão para isso é que a ruptura cônica promove a redução das tensões de confinamento, o que diminui a resistência do concreto confinado na zona A (ver Figura 11a), desencadeando o esmagamento do material. Em função disso a autora classifica a ruptura por esmagamento como um “critério secundário de falha”.

Como resultado do projeto *PreCo-Beam*, foi elaborado um guia de dimensionamento para os conectores PZ e MCL. Essas diretrizes foram aprovadas pelo Centro de Competência em Engenharia Civil da Alemanha (*DIBt – Deutsches Institut für Bautechnik*) e incorporaram a norma alemã Z-26.4-56 (2013). Nessa norma são apresentadas todas as condições mínimas que devem ser atendidas para a utilização dos conectores PZ e MCL, além de equações para o cálculo da capacidade resistente destes elementos.

A norma também padroniza as dimensões dos conectores com base no passo do conector ( $e_x$ ), que é a distância entre o centro de dois pinos de concreto adjacentes, essas dimensões são apresentadas na Figura 28.

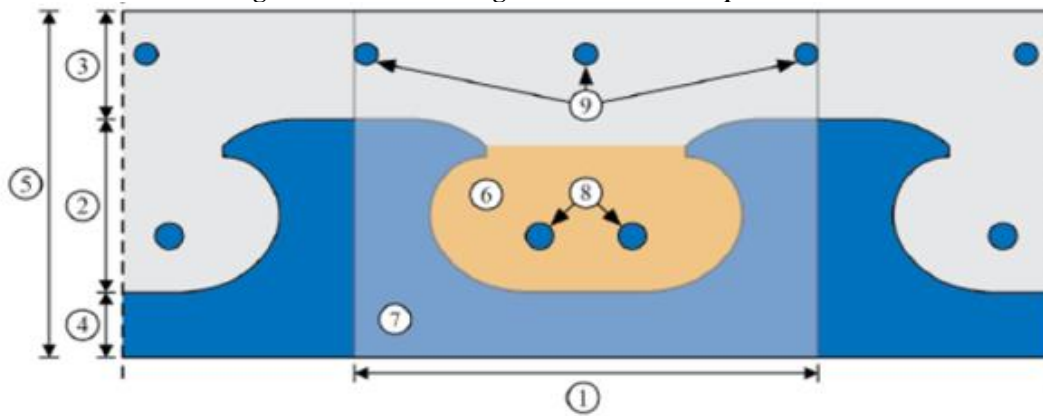
Figura 28. Dimensões padronizadas dos conectores PZ(a) e MCL(b).



Fonte: Z-26.4-56 (2013).

Os modelos analíticos desenvolvidos por diversos pesquisadores que constam na norma supracitada dependem de uma série de parâmetros geométricos do conector, da laje e da armadura passante e foram obtidos com base em resultados de ensaios experimentais e simulações numéricas (CLASSEN e HERBRAND, 2015; KOPP *et al.*, 2018). Os parâmetros geométricos do conector são ilustrados na Figura 29.

Figura 29. Parâmetros geométricos dos *composite dowels*.



- |  |   |
|--|---|
| 1 – Passo do conector ( $e_x$ )                            | 6 – Área do pino de concreto ( $A_D$ )          |
| 2 – Altura do pino de aço ( $h_D$ )                        | 7 – Área efetiva de concreto ( $A_{D,i}$ )      |
| 3 – Altura do preenchimento do concreto superior ( $c_o$ ) | 8 – Armadura inferior ( $A_b$ )                 |
| 4 – Altura do preenchimento do concreto inferior ( $c_u$ ) | 9 – Armadura superior ( $A_t$ )                 |
| 5 – Espessura da laje de concreto ( $h_c$ )                | 10 – Armadura efetiva ( $A_{s,f} = A_b + A_t$ ) |

Fonte: Adaptado de Feldmann *et al.* (2016).

De acordo com o observado por Heinemeyer (2011), as equações de cálculo da resistência dos conectores fornecidas pela norma Z-26.4-56 (2013) consideram os possíveis modos de falha: (a) cisalhamento do concreto da abertura; (b) ruptura cônica do concreto (*pry-out*) e (c) falha do aço do conector. As formulações relacionadas com cada tipo de falha são apresentadas nos itens seguintes.

Cabe ressaltar que essas formulações foram obtidas com base nos resultados de diversos ensaios do tipo *push-out* e validadas em alguns experimentos com vigas mistas. Destes últimos destacam-se seis experimentos utilizando seções de aço com perfil T invertido, similares aos realizados neste trabalho (SEIDL *et al.*, 2013b), obtidos a partir do corte de um perfil IPE 500, com aço S460, espessura da alma de 10 mm, laje de concreto com resistência média à compressão em torno de 45 MPa e vãos da ordem de 3 a 4 metros. Infelizmente não se encontra na literatura mais informações sobre esses experimentos com vigas mistas.

Ainda quanto às equações de dimensionamento dos conectores tipo *composite dowels*, destaca-se que estas apresentam-se em uma forma considerada final, que deve ser incorporada na próxima revisão do Eurocode 4 (Christou *et al.*, 2021).

#### 2.2.5.1 - Cisalhamento do concreto da abertura

Esse modo de falha se refere ao cisalhamento dos pinos de concreto em duas superfícies não paralelas que se iniciam no contato entre conector e concreto e se aproximam da linha central

da chapa de aço (ver Figura 12), conforme explicado por Zapfe (2001). Os parâmetros que influenciam o comportamento resistente são a área de cisalhamento do pino de concreto, a resistência do concreto e a presença de armadura transversal no interior da abertura. A resistência de um pino ao cisalhamento do concreto da abertura pode ser calculada pela Eq. (4) (Z-26.4-56, 2013):

$$q_{cis} = \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D) \quad (4)$$

onde:

$$\rho_D = \frac{E_S A_b}{E_{cm} A_D};$$

$E_S$  é o módulo de elasticidade do aço;

$E_{cm}$  é o módulo secante do concreto;

$A_{D,PZ} = 0,13 e_x^2$  (área do pino de concreto para o conector PZ);

$A_{D,MCL} = 0,20 e_x^2$  (área do pino de concreto do conector MCL);

$\eta_{D,PZ} = 2 - (e_x/400)$ ;

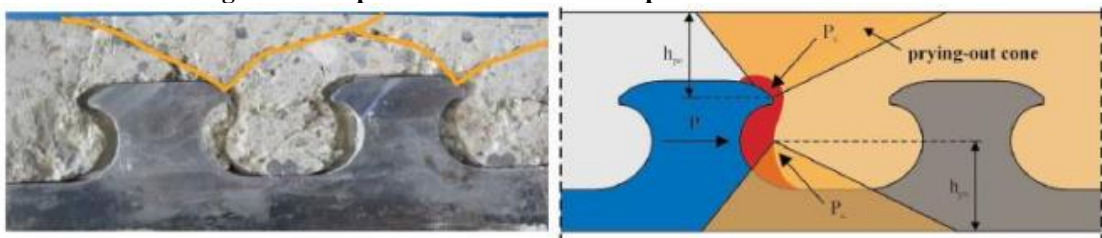
$\eta_{D,MCL} = 3 - (e_x/180)$ .

O coeficiente  $\eta_D$  leva em consideração a junção das superfícies de cisalhamento dentro do pino de concreto. Para a faixa estabelecida de variação dos parâmetros para a aplicação desta equação pode-se garantir que esse mecanismo de falha seja considerado dúctil. Mais detalhes são apresentados na seção 2.2.5.3.

#### 2.2.5.2 - Ruptura cônica do concreto (pry-out)

Esse modo de falha se refere à ruptura cônica do concreto, conforme explicado por Zapfe (2001). Cabe observar que essa falha pode ocorrer nas faces superior ou inferior da laje, dependendo da posição do pino de aço no concreto (Figura 30). Esse modo de falha pode ser considerado como uma ruptura dúctil (FELDMANN *et al.*, 2016) e a resistência de um pino do conector contra a sua ocorrência pode ser quantificada pela Eq. (5):

**Figura 30. Ruptura cônica do concreto por efeito de alavanca.**



Fonte: Adaptado de Feldmann *et al.* (2016).

$$q_{con} = \chi_x \chi_y 90 h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \quad (5)$$

onde:

$$\rho_{D,i} = \frac{E_s A_{sf}}{E_{cm} A_{D,i}};$$

$$h_{po} = \text{mín}(c_o + 0,07 e_x; c_u + 0,13 e_x);$$

Para conectores com espaçamento  $e_x < 4,5 h_{po}$ , a capacidade resistente é reduzida devido à superposição dos cones de concreto. Neste caso, é introduzido o fator de redução  $\chi_x$ :

$$\chi_x = \frac{e_x}{4,5 h_{po}} \leq 1$$

Quando se utilizam conectores em paralelo com uma distância transversal entre eles de  $e_y < 9 h_{po}$  ocorre um efeito similar de sobreposição de cones de concreto. Neste caso insere-se o fator de redução  $\chi_y$ :

$$\chi_y = \frac{1}{2} \left( \frac{e_y}{9 h_{po}} + 1 \right) \leq 1$$

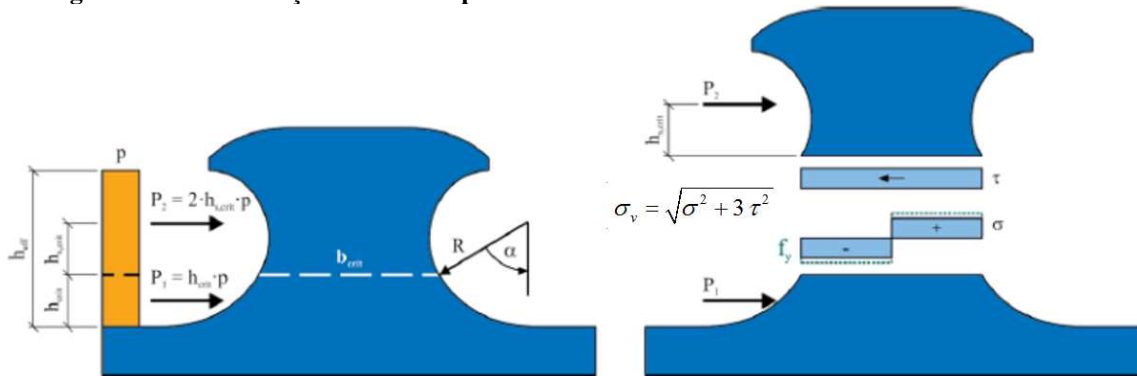
No caso de não haver conectores em paralelo o fator de redução é  $\chi_y = 1$ .

### 2.2.5.3 - Falha no aço do conector

Esse tipo de falha é provocado pela combinação dos esforços de flexão e cisalhamento na seção crítica do pino, o que conduz à ocorrência de uma fissura horizontal na chapa do conector. Essa ruptura pode ser considerada dúctil, pois para sua ocorrência o aço mobiliza grandes deformações plásticas (FELDMANN *et al.*, 2016).

O modelo analítico para o cálculo da capacidade resistente de um pino do conector se baseia no critério de escoamento de von Mises em uma seção crítica do conector (Figura 31) e para os parâmetros geométricos dos conectores PZ e MCL é expresso pela Eq. (6):

**Figura 31. Falha do aço do conector por um mecanismo combinado de flexão e cisalhamento.**



Fonte: Feldmann *et al.* (2016).

$$q_{aço} = 0,25 e_x t_w f_y \quad (6)$$

Desta forma, a capacidade resistente de um conector é determinada conforme a Eq. (7), considerando os três possíveis modos de falha:

$$q_{conector (PZ, MCL)} = \text{mín}(q_{cis}; q_{con}; q_{aço}) \quad (7)$$

#### 2.2.5.4 - Limites de aplicação

De acordo com a norma Z-26.4-56 (2013) a utilização das Eq. (4), (5) e (6) para o dimensionamento de conectores em chapas contínuas deve ser limitada para as seguintes faixas de variação dos parâmetros geométricos (Figura 29):

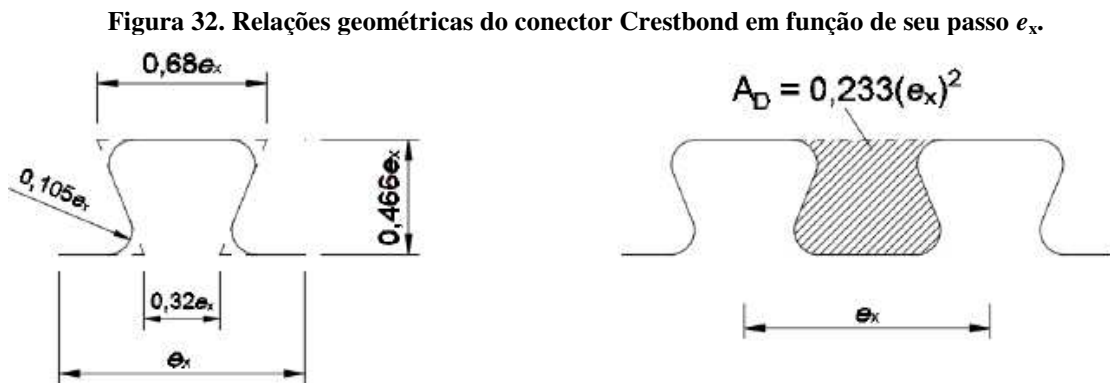
- espaçamento entre pinos:  $150 \text{ mm} \leq e_x \leq 500 \text{ mm}$ ;
- espessura da chapa do conector:  $6 \text{ mm} \leq t_w \leq 40 \text{ mm}$ ;
- esbeltez do pino:  $0,08 \leq t_w/h_D \leq 0,5$ ;
- distância transversal entre conectores em paralelo:  $e_y \geq 120 \text{ mm}$ ;
- preenchimento de concreto:  $c_o; c_u \geq 20 \text{ mm}$ ;
- classe de concreto: C20/25 – C60/75;
- graduação do aço do conector: S235 – S460.

#### 2.2.6 - Equações recentes para a estimativa da capacidade do Crestbond

Com base nos estudos sobre os diferentes modos de falha dos conectores tipo *composite dowels* desenvolvidos na Europa (abordados no item 2.2.5), alguns pesquisadores brasileiros propuseram novas equações de dimensionamento para o conector Crestbond para os casos de falha por cisalhamento do concreto, de ruptura cônica do concreto (*pry-out*) e de falha do aço por mecanismo combinado de cisalhamento e flexão. Esses novos modelos foram propostos

com base em simulações numéricas desenvolvidas com o *software* ABAQUS, similares às apresentadas no item 2.2.4. (ALMEIDA, 2018; CARDOSO *et al.*, 2018a; CARDOSO *et al.*, 2018b;).

Para o equacionamento apresentado nas seções seguintes utiliza-se as relações geométricas do conector Crestbond em função de seu passo  $e_x$ , conforme apresentadas por Almeida (2018) (Figura 32).



Fonte: Almeida (2018).

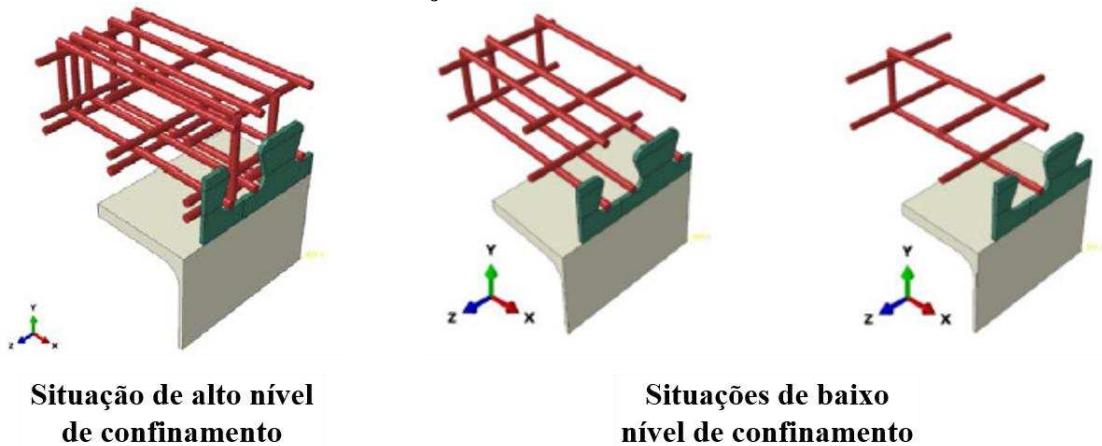
#### 2.2.6.1 - Cisalhamento do concreto

Cardoso *et al.*, (2018b) realizaram um estudo numérico e adaptaram a Eq. (4) para determinar a capacidade resistente do conector Crestbond ao cisalhamento do concreto de um pino da conexão mista. Os autores consideraram a utilização do conector em três situações distintas:

- com alta taxa de armadura passante entre as aberturas do conector, o que provoca um *alto nível de confinamento do concreto*;
- com baixa taxa de armadura passante entre as aberturas do conector, o que provoca um *nível baixo de confinamento do concreto*; e
- para situações sem presença de armadura passante entre as aberturas do conector.

Na Figura 33 apresenta-se os arranjos de armaduras dos modelos numéricos desenvolvidos por Cardoso *et al.* (2018b) que foram considerados como alto nível e baixo nível de confinamento do concreto.

**Figura 33. Situação de alto nível de confinamento e baixo nível de confinamento do concreto, com base no arranjo de armaduras utilizadas.**



Fonte: Adaptado de Cardoso *et al.*, (2018b).

Os resultados levaram à obtenção da Eq. (8):

$$q_{cis,CR} = \eta_F h_{sc} t_w f_c + \eta_D e_x^2 \sqrt{f_c} (1 + \rho_D) \quad (8)$$

onde:

$$\eta_F = -0,095 f_c + 8,310;$$

$h_{sc}$  é a altura total do conector;

$$\eta_D = 2,507 - (e_x/400), \text{ para situações de alto nível de confinamento do concreto;}$$

$$\eta_D = 1,176 - (e_x/400), \text{ para situações de baixo nível de confinamento do concreto;}$$

$$\eta_D = 0,873 - (e_x/400), \text{ para situações sem armadura passante; e}$$

os demais termos são similares aos da Eq. (4).

Cabe observar que o primeiro termo da Eq. (8) leva em conta a parcela resistente da parte frontal da chapa em conectores descontínuos (caso comum em pilares mistos), devendo ser desconsiderado para aplicação com conectores contínuos.

#### 2.2.6.2 - Ruptura cônica do concreto

Almeida (2018) realizou um estudo numérico com base em alguns experimentos de Veríssimo (2007) e adaptou a Eq. (5) para determinar a capacidade resistente do conector Crestbond ao *pry-out* do concreto. Os resultados de um estudo paramétrico com 36 modelos numéricos levaram à obtenção da Eq. (9):

$$q_{con,CR} = \frac{37}{\eta} \chi_x h_{po}^{1,5} \sqrt{f_c} (1 + \rho_{D,i}) \quad (9)$$

onde:

$$\eta = 0,4 - 0,001 f_c ; e$$

os demais termos são similares aos da Eq. (5).

Pode-se observar que a equação de Almeida (2018) não leva em consideração a presença de conectores em paralelo (termo  $\chi_y = 1$ ).

### 2.2.6.3 - Falha do aço por mecanismo combinado de flexão e cisalhamento

Novamente, utilizando modelos de elementos finitos Almeida *et al.*, (2019) realizaram um estudo analítico-numérico e adaptaram a Eq. (6) para determinar a capacidade resistente do conector Crestbond à falha do aço:

$$q_{aço,CR} = 0,233 e_x t_w f_y \quad (10)$$

### 2.2.6.4 - Equação geral para predição da capacidade resistente do Crestbond

Com base nas subseções anteriores, observa-se que a capacidade resistente do conector Crestbond é dada pela Eq. (11), considerando os três possíveis modos de falha:

$$q_{CR} = \min(q_{cis,CR}; q_{con,CR}; q_{aço,CR}) \quad (11)$$

### 2.2.7 - Uso de conexão parcial em vigas mistas com conectores em chapa plana de aço

Classen (2018) realizou um estudo numérico-analítico que mostra que os limites do Eurocódigo 4 (EN 1994-1-1:2011) não devem ser aplicados para vigas mistas com *composite dowels* e perfil de aço em forma de T invertido, pois resultam em um déficit de segurança nos projetos. O autor destaca que, apesar desses estudos de limite de uso da conexão parcial serem geralmente desenvolvidos por meio de simulações numéricas, são escassos os resultados experimentais de vigas mistas com conectores em chapa contínua e perfil de aço em T invertido que auxiliem na validação de modelos computacionais.

O estudo realizado pelo autor foi com base em macromodelagens (representação dos conectores como elementos de mola, e não discretizando-os com geometria tridimensional) pelo método dos elementos finitos utilizando-se curvas características dos conectores PZ e MCL para a definição de elementos de conexão entre os componentes de aço e concreto.

Os graus mínimos de conexão ( $\eta_{\min}$ ) obtidos por Classen (2018) são apresentados, na Eq. (12) e na Eq. (13), em função do vão efetivo da viga mista ( $L_e$ ) capacidade última de deformação do conector ( $\delta_u$ ) e da relação entre o momento de plastificação da seção de aço isolada ( $M_{pl,a}$ ) e o momento de plastificação da seção mista ( $M_{pl,R}$ ):

Para  $M_{pl,a}/M_{pl,R} = 0,15$  e  $L_e \leq 25$  m:

$$\eta_{\min} = \begin{cases} 0,045 L_e + 0,62; & \text{para } \delta_u \geq 3,5 \text{ mm} \\ 0,028 L_e + 0,62; & \text{para } \delta_u \geq 5,0 \text{ mm} \\ 0,020 L_e + 0,62; & \text{para } \delta_u \geq 6,0 \text{ mm} \\ 0,012 L_e + 0,62; & \text{para } \delta_u \geq 10,0 \text{ mm} \end{cases} \quad (12)$$

Sempre com  $\eta_{\min} \geq 0,70$

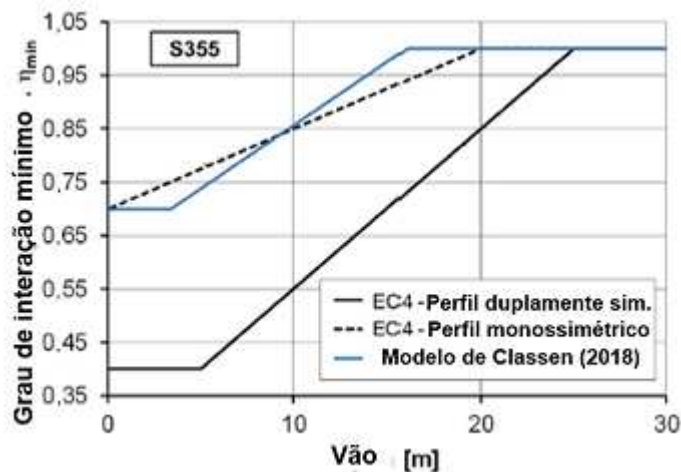
Para  $M_{pl,a}/M_{pl,R} = 0,20$  e  $L_e \leq 25$  m:

$$\eta_{\min} = \begin{cases} 0,024 L_e + 0,52; & \text{para } \delta_u \geq 3,5 \text{ mm} \\ 0,019 L_e + 0,48; & \text{para } \delta_u \geq 5,0 \text{ mm} \\ 0,017 L_e + 0,40; & \text{para } \delta_u \geq 6,0 \text{ mm} \\ 0,016 L_e + 0,31; & \text{para } \delta_u \geq 10,0 \text{ mm} \end{cases} \quad (13)$$

Sempre com  $\eta_{\min} \geq 0,50$

Ainda, o autor apresenta um comparativo de seus resultados com as equações da EN 1994-1-1 (2011) para os casos de vigas mistas com perfis I duplamente simétricos e monossimétricos com a área de uma das mesas três vezes maior do que a outra (Figura 34).

**Figura 34. Comparativo do modelo de cálculo do máximo grau de conexão proposto por Classen (2018) com a regulamentação atual da EN 1994-1-1 (2011).**



Fonte: Adaptado de Classen (2018).

Destaca-se que os únicos resultados disponíveis na literatura a respeito de vigas mistas com perfil de aço na forma de T invertido sujeitos à conexão parcial são os fornecidos por Classen (2018).

### 3 - Metodologia

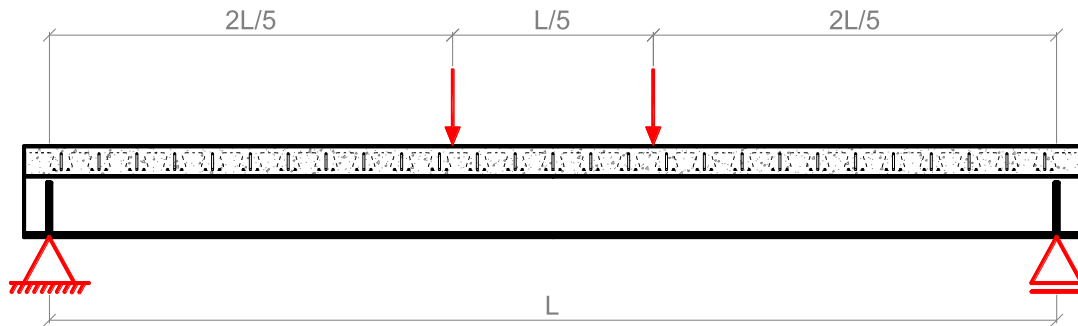
---

A metodologia adotada para atingir os objetivos propostos é apresentada de forma geral nesta seção. Em função da complexidade de alguns procedimentos, uma descrição mais detalhada é apresentada nos capítulos que seguem. A pesquisa foi desenvolvida nas seguintes etapas:

- definição de um programa experimental a partir do estudo prévio da geometria das vigas mistas com conexão parcial, levando-se em conta as equações de dimensionamento do conector, apresentadas em 2.2.6., e no método de dimensionamento plástico prescrito pela ABNT NBR 8800:2008 e pela EN 1994-1-1:2004;
- realização do programa experimental, subdividido nas seguintes etapas:
  - fabricação dos modelos (perfis de aço, sistema de fôrmas e suportes, armaduras e concretagem);
  - montagem dos experimentos, verificação dimensional das vigas mistas e instrumentação;
  - realização dos ensaios de caracterização dos materiais;
  - realização dos ensaios das vigas mistas; e
  - tratamento dos resultados.
- elaboração de um modelo computacional para simulação do comportamento de vigas Crestbeam:
  - desenvolvimento de um modelo numérico de elementos finitos utilizando-se o software ABAQUS, com base no que foi apresentado por Petruski (2016), calibrando os resultados com base no programa experimental desenvolvido;
  - análise dos resultados do modelo, de forma a compreender melhor os fenômenos ocorridos nas vigas mistas ensaiadas;
- realização de um estudo piloto de projeto de uma ponte mista considerando-se a solução proposta (Crestbeam) e uma solução tradicional com perfil I duplamente simétrico e conectores tipo pino com cabeça;

Quanto ao programa experimental destaca-se que este foi composto por seis ensaios de flexão a quatro pontos, com os pontos de aplicação de carga simétricos distanciados entre si de um quinto do vão da viga (Figura 35). Foram utilizadas vigas tipo Crestbeam, organizadas em três pares de ensaios, com vigas de quatro, cinco e seis metros de vão, conforme aborda-se com mais detalhes no Capítulo 4.

**Figura 35. Esquema estático adotado para os ensaios de flexão.**



**Fonte: Autoria própria.**

Os ensaios de flexão foram realizados no Laboratório de Estruturas da UFV (LBE/UFV). Também foram realizados ensaios de caracterização dos aços e do concreto utilizados nos protótipos ensaiados, para posterior calibração dos modelos numéricos. Os ensaios de caracterização dos materiais foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos da UFV (LEM/UFV).

As simulações computacionais foram realizadas no MCE/UFV (Laboratório de Métodos Computacionais em Engenharia).

## 4 - Programa Experimental

---

Neste capítulo apresenta-se o planejamento e execução do programa experimental, incluindo a fabricação das vigas mistas, a caracterização do aço dos perfis estruturais e do concreto, a preparação dos ensaios das vigas mistas, sua execução, os resultados obtidos e uma análise destes resultados.

### 4.1 - Planejamento

#### 4.1.1 - Considerações preliminares

Para o desenvolvimento do programa experimental foram levados em consideração diversos fatores, como a infraestrutura do LBE/UFV, a disponibilidade de recursos para a fabricação dos corpos de prova e a realização dos ensaios, bem como os modos de falha desejados para as vigas mistas.

Quanto à infraestrutura do laboratório os principais fatores limitantes para a execução dos experimentos foram a capacidade de carga dos atuadores hidráulicos e a quantidade de canais dos sistemas de aquisição de dados (SAD).

A capacidade de carga dos atuadores hidráulicos era de 2000 kN. Tendo-se em vista que os experimentos são ensaios em vigas mistas, cujo mecanismo resistente está associado à capacidade de transmissão de um binário de forças longitudinais que consiste no momento fletor aplicado à viga, essa força máxima passível de ser aplicada é suficiente para impor com folga o momento de falha em vigas biapoiadas com vãos e seções usuais em experimentos similares aos executados (SEIDL *et al.*, 2013b). Além disso, a capacidade de deslocamento do pistão do atuador, com curso de 150 mm, também era compatível com as flechas esperadas para rupturas de vigas com os vãos adotados.

Quanto ao sistema de aquisição de dados o LBE/UFV dispõe de um sistema com 32 canais para leitura de extensômetros tipo *strain gages* e 16 canais para leitura de outros tipos de transdutores, como transdutores de deslocamento (*displacement transducers – DT*), transdutores de pressão, células de carga, entre outros. Essa quantidade de canais também era suficiente para instrumentar as vigas mistas, possibilitando a medição de alguns pontos de flecha ao longo do vão, inclusive as acomodações elásticas nos apoios, a determinação dos escorregamentos entre aço e concreto (*end slip*) nas duas extremidades das vigas, a

conferência das pressões de entrada e saída na bomba e no atuador hidráulico, a partir da qual se calculou a força aplicada, e a obtenção dos perfis de deformação nas seções de interesse na viga por meio da disposição de *strain gages* em diferentes alturas tanto no perfil de aço quanto na laje de concreto.

Dentre os materiais e serviços necessários à execução do programa experimental destacam-se:

- tábuas de madeira, chapas compensadas e elementos de ligação (pregos e parafusos) para a confecção das fôrmas e seu sistema de suporte;
- chapas de aço estrutural e operações de corte e soldagem para a fabricação dos perfis em seção T com conector cortado diretamente na alma;
- barras de aço e processos de corte e de dobra para a obtenção das armaduras;
- cimento, agregados e aditivos para a confecção do concreto; e
- fabricação do pórtico de reação, de uma viga auxiliar para aplicação do carregamento e dos blocos de apoio em concreto.

Em função das diversas contribuições supracitadas foi possível planejar um programa experimental com seis modelos de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond cortados diretamente na alma de um perfil T.

O programa experimental foi delineado com o intuito de se obter vigas mistas com diversos níveis de conexão parcial nas quais os conectores apresentassem falha por meio da ruptura cônica do concreto (*pry-out*), o que foi determinante para a definição da geometria dos modelos e das propriedades físicas dos materiais.

A ruptura por *pry-out* foi o modo de falha escolhido porque os outros dois modos possíveis neste tipo de conexão, a saber, a falha do aço e o cisalhamento dos pinos de concreto, já haviam sido observados experimentalmente nos protótipos de Veríssimo (2007), mas não existem resultados experimentais disponíveis para o conector Crestbond com falha por ruptura cônica do concreto.

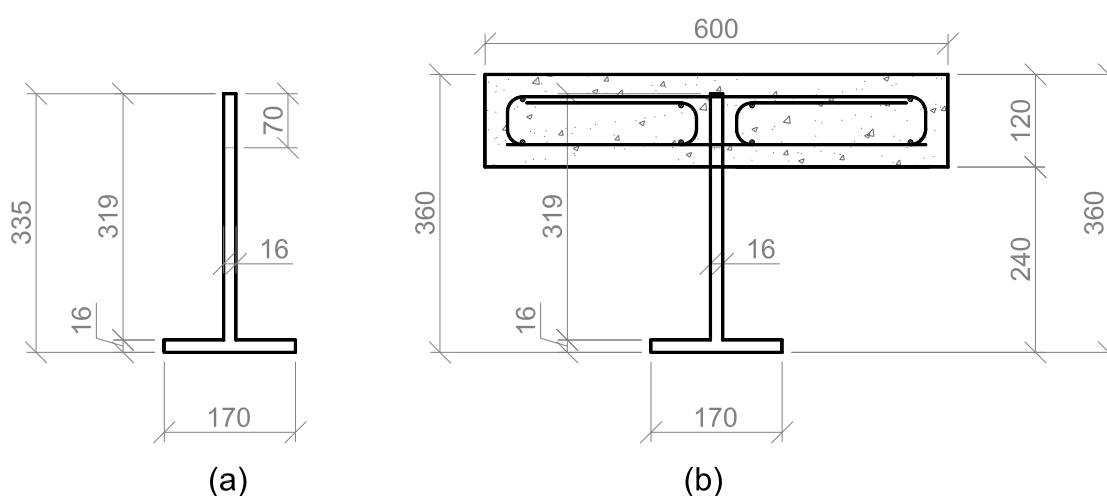
Além disso, também desejava-se avaliar a influência da presença ou não da armadura de confinamento (estribos fechados adjacentes às aberturas do conector que promovem um maior confinamento da região do pino de concreto).

#### 4.1.2 - Concepção das vigas mistas do programa experimental

Dentro dos limites estabelecidos na seção anterior e com base nos modelos propostos por Cardoso *et al.*, (2018b), Almeida (2018) e Almeida *et al.*, (2019) – equações (8), (9) e (10) – juntamente com o modelo de dimensionamento plástico apresentado pela ABNT NBR 8800:2008 (similar ao que consta na EN 1994-1-1:2004) foi possível estabelecer a geometria da viga (seção transversal, vãos e taxas de armadura) bem como as principais propriedades dos materiais, como as resistências mecânicas do concreto e do aço estrutural (o estudo analítico das vigas ensaiadas é apresentada na seção 4.1.3.).

Definiu-se que todos os modelos apresentariam uma mesma seção transversal (Figura 36) e que os conectores teriam o mesmo passo ( $e_x = 150$  mm). Variou-se o grau de conexão das vigas mistas com a execução de modelos com três vãos livres diferentes: 4 m, 5 m e 6 m, sendo dois modelos executados com cada um dos vãos.

**Figura 36. Seção transversal das vigas mistas ensaiadas: (a) seção transversal do componente de aço; (b) seção transversal da viga mista (dimensões em mm).**



**Fonte: Autoria própria.**

Para a avaliação da influência da armadura de confinamento os pares de modelos com vãos de 4 m e de 6 m foram armados de forma que uma viga possuísse os estribos fechados próximos às aberturas do conector (modelo designado com “AC” – Armadura de Confinamento) enquanto a outra viga possuísse apenas barras de armadura passantes em cada abertura do conector (modelo designado com “SC” – Sem Confinamento). A presença ou não da armadura de confinamento foi a única diferença planejada para os pares de modelos com 4 m e 6 m de vão livre.

Para a validação da metodologia experimental adotada os modelos com 5 m de vão foram confeccionados de forma a serem idênticos quanto a todos os parâmetros avaliados. Desta forma, este par de modelos consiste na única repetição de um protótipo neste programa experimental. Ambos foram armados com os estribos para confinamento do concreto (modelos “AC”).

Na Tabela 1 apresenta-se a designação dos 6 modelos de viga mista em estudo, bem como suas propriedades geométricas:

**Tabela 1. Designação e parâmetros geométricos das vigas mistas ensaiadas.**

Designação	Vão (m)	Armadura passante (por abertura)	Armadura de Confinamento (por abertura)	Armadura Longitudinal (Porta Estribos)
V4m-AC	4	2Ø8,0	1Ø8,0	8Ø6,3
V4m-SC	4	2Ø8,0	-	8Ø6,3
V5m-AC1	5	2Ø8,0	1Ø8,0	8Ø6,3
V5m-AC2	5	2Ø8,0	1Ø8,0	8Ø6,3
V6m-AC	6	2Ø8,0	1Ø8,0	8Ø6,3
V6m-SC	6	2Ø8,0	-	8Ø6,3

*Observações:*  
 Todos os modelos possuem as seguintes características em comum:  
 Geometria da laje de concreto:  
 •  $t_c = 120$  mm;  
 •  $b_c = 600$  mm;  
 Geometria da conexão:  
 •  $e_x = 150$  mm;  
 •  $h_{sc} = 70$  mm;  
 •  $c_u = c_o = 25$  mm;  
 •  $A_{D,Crest} = 52,56$  cm<sup>2</sup>;

Seção transversal de aço:  
 •  $d = 265$  mm\*;  
 •  $b_f = 170$  mm;  
 •  $t_f = 16$  mm;  
 •  $t_w = 16$  mm;  
 •  $A = 57,02$  cm<sup>2</sup>;  
 \*Altura efetiva somando-se  $c_u$

Quanto às armaduras em cada viga mista cabe observar que todas as vigas foram confeccionadas com oito barras de aço longitudinais com diâmetro de 6,3 mm, com função de porta estribos. Além disso, em todas as aberturas dos conectores, para todos os modelos ensaiados, foram colocadas duas barras de armadura passante, com diâmetro de 8,0 mm, apoiadas na parte inferior de cada abertura. Nos modelos “AC” as barras de armaduras passantes na parte superior da abertura correspondem aos estribos de confinamento. No caso dos modelos “SC” essas armaduras possuem geometria similar, todavia não são fechadas na região próxima à abertura do conector. Em ambos os casos a armadura passante na parte superior da abertura é constituída por uma barra de 8 mm de diâmetro. Desta forma, destaca-se que em todos os seis modelos ensaiados cada abertura do conector possui três barras de armadura passante, duas na parte inferior e uma na parte superior, com 8 mm de diâmetro.

Como comentário final relativo à geometria das vigas mistas aponta-se que, apesar dos modelos ensaiados serem compostos por perfis soldados, existe a possibilidade de que o componente de aço seja obtido a partir do corte de um perfil I duplamente simétrico laminado. Desta forma seriam obtidos dois perfis em forma de T invertido com conectores Crestbond na parte superior da alma para cada perfil laminado cortado, o que é viável em função do formato simétrico do conector. Neste caso, por exemplo, os componentes de aço das vigas mistas ensaiadas corresponderiam ao obtido a partir do corte de um perfil laminado com 600 mm de altura.

Os desenhos de fabricação das vigas mistas, bem como o projeto das armaduras para cada viga são apresentados no Apêndice A.

#### **4.1.3 - Estudo analítico das vigas propostas**

Nesta seção apresenta-se a verificação da resistência última e a estimativa do grau mínimo de conexão das vigas ensaiadas por meio de expressões analíticas. Essa análise toma por base as equações (8), (9) e (10) e o modelo de dimensionamento plástico da ABNT NBR 8800:2008. Além disso, com base nas equações (12) e (13), propostas por Classen (2018), estimou-se o grau de conexão mínimo das vigas mistas.

As propriedades físicas nominais para cada componente foram obtidas por meio de análises similares realizadas previamente, considerando-se a disponibilidade dos materiais, em especial das chapas de aço de alta resistência. Desta forma, as resistências de cada material são: para o concreto  $f_{cm} = 40$  MPa; para o aço estrutural (aço AMT EAR 450)  $f_y = 544$  MPa; e para as armaduras (aço CA-50)  $f_{y,s} = 500$  MPa.

Para a realização do estudo analítico os módulos de elasticidade dos aços foram adotados como  $E_a = 200000$  MPa e  $E_s = 210000$  MPa, para o aço estrutural e das armaduras, respectivamente. Já o módulo de elasticidade do concreto foi adotado como  $E_{cm} = 32837$  MPa, valor este obtido do modelo proposto pela EN 1992-1-1 (2010).

Desta forma, considerando-se as propriedades geométricas e mecânicas, tendo-se por base os modelos encontrados na literatura apresentados anteriormente e conhecendo-se o esquema estático das vigas (ensaio de flexão a quatro pontos), apresentam-se na Tabela 2 os resultados do estudo analítico das vigas mistas ensaiadas.

Tabela 2. Resultados do estudo analítico das vigas mistas ensaiadas.

Designação	$\eta_D$	$q_{cis}$ (kN/ex)	$q_{con}$ (kN/ex)	$q_{aco}$ (kN/ex)	Tipo Falha	Q (kN)	$P_{ult}$ (kN)	$\eta$	$\eta_{Min}$
V4m-AC	2,132	340,8	136,1	304,6	Con	1812,5	821,5	0,63	0,56
V4m-SC	0,801	128,0	136,1	304,6	Cis	1704,0	803,8	0,59	0,56
V5m-AC1	2,132	340,8	136,1	304,6	Con	2265,7	703,6	0,79	0,58
V5m-AC2	2,132	340,8	136,1	304,6	Con	2265,7	703,6	0,79	0,58
V6m-AC	2,132	340,8	136,1	304,6	Con	2718,8	608,1	0,95	0,59
V6m-SC	0,801	128,0	136,1	304,6	Cis	2556,1	602,2	0,89	0,59

$\eta_D$  é o coeficiente que leva em conta a aproximação das superfícies de cisalhamento, conforme a Eq. (8);

$q_{cis}$  é a resistência do Crestbond, por pino misto, para a falha por cisalhamento do concreto, dado pela Eq. (8);

$q_{con}$  é a resistência do Crestbond, por pino misto, para a falha por *pry-out*, dado pela Eq. (9);

$q_{aco}$  é a resistência do Crestbond, por pino misto, para a falha no aço, dado pela Eq. (10);

Q é a resistência total do conector na viga mista, considerando-se metade do vão livre;

$P_{ult}$  é a carga total estimada para a ruptura da viga mista, considerando-se o esquema apresentado na Figura 35;

$\eta$  é grau de conexão da viga mista;

$\eta_{Min}$  é grau de conexão mínimo proposto por Classen (2018), dado pela Eq. (12) e pela Eq. (13).

Com base nos resultados apresentados, alguns pontos merecem destaque. Primeiramente, observa-se que todas as vigas mistas foram projetadas com conexão parcial ( $\eta < 1,0$ ). Nesse sentido, o modo de falha esperado para a maioria das vigas (todos os modelos “AC”) é a ruptura cônica do concreto (*pry-out*), cuja resistência é 55% menor do que o segundo modo de falha mais provável (falha no aço). Já para os modelos “SC” espera-se a ocorrência de falha por cisalhamento dos pinos de concreto de acordo com a equação (8), proposta por Cardoso *et al.*, (2018b). Apesar disso, cabe observar que a resistência do conector para a falha por cisalhamento dos pinos de concreto é apenas 6% menor do que a correspondente à falha por ruptura cônica do concreto.

Ainda com base no exposto acima, salienta-se que o modelo proposto por Cardoso *et al.*, (2018b) para situações de baixo confinamento foi obtido com um arranjo de armaduras diferente do encontrado nos experimentos do presente trabalho (Figura 33). Cardoso *et al.*, (2018b) consideram situações com uma ou duas barras de armadura passante na porção inferior central da abertura. No presente trabalho as vigas mistas ensaiadas possuem três barras de armadura passante por abertura, duas na parte inferior desta e uma na parte superior. Desta forma, é plausível que se considere a hipótese de que o grau de confinamento do concreto no interior das aberturas para as vigas mistas ensaiadas seja maior do que o correspondente à situação de baixo confinamento proposta por Cardoso *et al.*, (2018b). Desta forma acredita-se que o valor do coeficiente  $\eta_D$  deveria ser maior do que o apresentado na

Tabela 2. Dada a relação linear entre este coeficiente e a resistência ao cisalhamento do concreto, um aumento superior a 6% no valor de  $\eta_D$  levaria à expectativa de falha por ruptura cônica em todos os modelos propostos.

Quanto à carga última prevista para as vigas mistas observa-se que as expectativas de carga de ruptura possuem folga considerável em relação à capacidade de carga do atuador (2000 kN).

Finalmente, com relação ao grau de conexão ( $\eta$ ) das vigas mistas, observa-se que para todos os modelos propostos esse valor é superior ao grau de conexão mínimo proposto por Classen (2018). Ainda, cabe ressaltar que o grau de conexão mínimo apresentado na Tabela 2 foi obtido considerando-se um deslocamento último do conector de  $\delta_u = 5$  mm. Esse valor é inferior ao que se observa experimentalmente e numericamente para conectores Crestbond similares aos das vigas mistas ensaiadas. Desta forma é razoável esperar que, caso se ajuste um modelo similar ao de Classen (2018) para conectores Crestbond, o grau de conexão mínimo das vigas mistas em questão seja inferior ao que se apresenta na Tabela 2.

## **4.2 - Fabricação das vigas mistas**

### **4.2.1 - Fabricação dos perfis metálicos**

Os perfis de aço com seção T invertida com conector Crestbond cortado diretamente na alma, bem como a viga auxiliar para aplicação do carregamento, foram fabricados por meio de operações de corte e solda em chapas de 16 mm de aço AMT EAR 450 na fábrica da CEDISA (<https://cedisa.com.br/>), localizada na cidade de Serra, ES.

Na Figura 37 apresenta-se a operação de soldagem por arco submerso para a fabricação dos perfis T constituintes das vigas mistas. Na Figura 38 apresentam-se as vigas mistas fabricadas, prontas para transporte. Na Figura 39 apresenta-se a viga fabricada para receber a força do atuador hidráulico e transmití-la em dois pontos sobre as vigas mistas no ensaio de flexão pretendido.

Também foram fabricados sete corpos de prova das chapas do aço utilizado para a fabricação das vigas para caracterização do material por meio de ensaios de tração no LEM/UFV. As dimensões destes elementos, bem como da viga auxiliar para aplicação do carregamento, estão indicadas no Apêndice A. Os resultados dos ensaios de caracterização do aço estão apresentados na seção 4.3.1.

**Figura 37. Operação de soldagem por arco submerso (SAW) para fabricação dos perfis de aço constituintes das vigas mistas.**



Fonte: Imagem cedida pela CEDISA.

**Figura 38. Perfis de aço após a soldagem na fábrica da CEDISA.**



Fonte: Imagem cedida pela CEDISA.

**Figura 39. Perfil I para viga de aplicação do carregamento fabricado pela CEDISA.**



**Fonte: Imagem cedida pela CEDISA.**

#### **4.2.2 - Confeção das fôrmas e cimbramento**

As fôrmas e seu sistema de suporte foram confeccionados com chapas de madeira compensada plastificada, com 12 mm de espessura, e peças de madeira das espécies Angelim-Pedra (*Hymenolobium excelsum Ducke*) e Pinus (*Pinus spp.*), adquiridas no mercado local de Viçosa, MG.

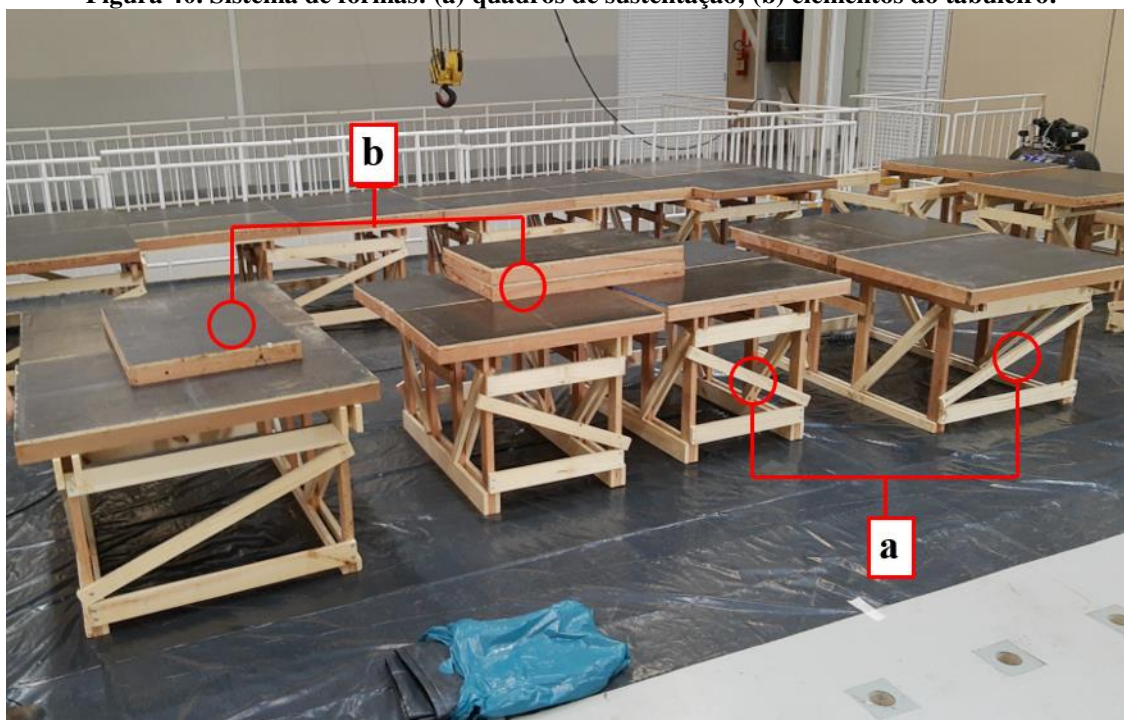
As fôrmas, em sua montagem completa para a concretagem, foram compostas por três partes: os quadros de sustentação, as peças do tabuleiro e as laterais da fôrma.

Os quadros de sustentação foram montados na forma de um reticulado tridimensional por meio da união de dois cavaletes planos em cada extremidade (Figura 40a). Sua função foi dar sustentação ao perfil e ao tabuleiro da fôrma. O perfil é sustentado apoiando sua mesa inferior nos suportes de nível intermediário do cavalete. Esses quadros são solidarizados por tábuas de madeira (Figura 41a) que, além de suportar o tabuleiro e distribuir seu peso nos cavaletes, garantem a manutenção da distância correta entre estes. Ainda, após o posicionamento do perfil, fixaram-se tábuas alinhadas com a face superior do cavalete nas regiões de apoio do perfil metálico, com a função de estender o comprimento de apoio do tabuleiro (Figura 41b). A altura dessa estrutura de sustentação foi definida de forma que a superfície do tabuleiro se

situasse a cerca de um metro acima do nível do piso, de forma a facilitar as operações de posicionamento das armaduras e concretagem.

O tabuleiro foi composto por peças retangulares de 60 cm × 100 cm (nos trechos centrais) e peças retangulares de 100 cm × 115 cm (nas extremidades das vigas) de madeirite naval, enrijecidas em sua parte inferior por peças de madeira maciça (Figura 40b). As partes do tabuleiro foram apoiadas sobre os cavaletes para formar a superfície sobre a qual realizou-se a concretagem das vigas mistas. Foram feitos furos horizontais na parte inferior (enrijecedores do tabuleiro) de cada módulo do tabuleiro para permitir que uma peça fosse fixada nas peças adjacentes, de forma a garantir a união de todo o conjunto para a concretagem.

**Figura 40. Sistema de fôrmas: (a) quadros de sustentação; (b) elementos do tabuleiro.**



**Fonte: Autoria própria.**

Por fim, as laterais da fôrma (Figura 42a) foram confeccionadas utilizando-se chapas de madeira compensada com 15 cm de altura. As chapas foram enrijecidas externamente utilizando-se de peças de pinus com corte triangular, espaçadas ao longo de seu comprimento de aproximadamente 17 cm (Figura 42b). Esses elementos tiveram por função enrijecer as laterais da fôrma e foram fixados no tabuleiro por meio de parafusos. Ainda, as chapas que formaram as laterais da fôrma foram solidarizadas por meio de ripas de madeira nas direções transversal e diagonal ao comprimento da viga, de forma a se obter um reticulado, na parte superior das laterais, com o intuito de diminuir os deslocamentos sofridos mediante a ação do empuxo do concreto não endurecido (Figura 42c).

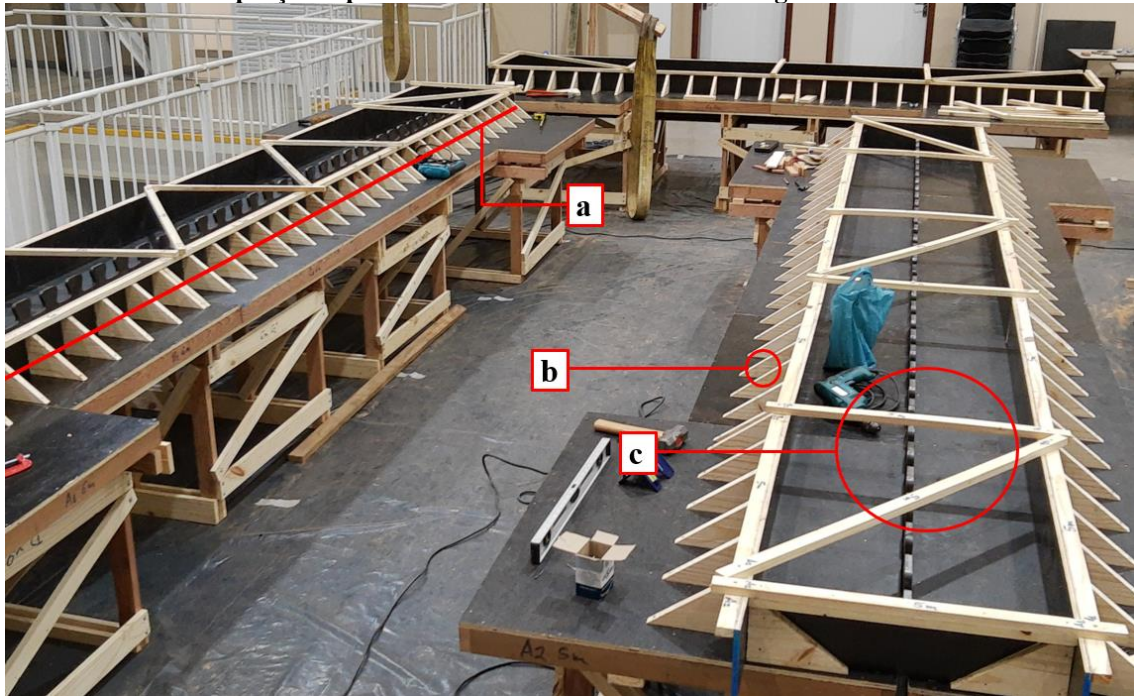
O procedimento de montagem do sistema de fôrmas e cimbramento iniciou-se com o posicionamento dos quadros de sustentação alinhados e com o correto distanciamento entre eles. Os perfis de aço foram apoiados sobre os suportes de nível intermediário dos cavaletes e foram fixadas as tábuas de forma a estender o comprimento de apoio do tabuleiro. Sequencialmente os quadros foram solidarizados por tábuas de madeira longitudinais. Os elementos do tabuleiro foram posicionados e solidarizados entre si por meio de ligações com barras rosqueadas nos furos presentes em seus enrijecedores inferiores. As laterais do tabuleiro foram posicionadas, aparafusadas no tabuleiro através das peças triangulares e travadas em sua parte superior utilizando-se do reticulado supracitado. O posicionamento do perfil nos quadros de sustentação é ilustrado na Figura 41. Na Figura 42 ilustra-se o conjunto montado, já com o perfil posicionado, pronto para as operações de posicionamento das armaduras e concretagem.

**Figura 41. Posicionamento do perfil no sistema de sustentação das fôrmas. Detalhes: (a) tábuas longitudinais para solidarizar os quadros de suporte em sua posição correta e apoiar o tabuleiro; (b) tábua para estender o comprimento de apoio do tabuleiro.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 42. Sistema de fôrmas em sua montagem final, com os perfis posicionados. Detalhes: (a) lateral da fôrma; (b) elementos triangulares para enrijecimento das laterais; (c) reticulado para travamento da porção superior das laterais durante a concretagem e cura.**



**Fonte: Autoria própria.**

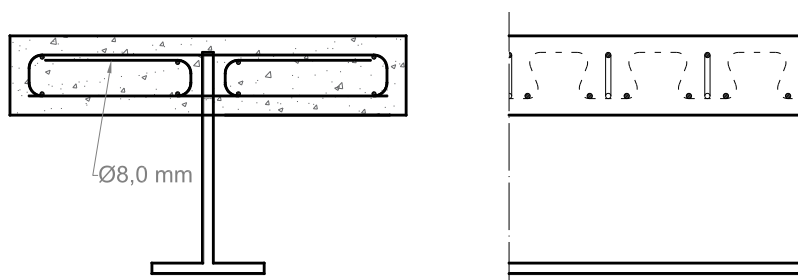
Destaca-se ainda que, em função de limitações nos recursos disponíveis, foram confeccionados três conjuntos de fôrmas, o primeiro para vigas com vão de 6 m, o segundo para vigas com vão de 5 m e um último para vão de 4 m. Desta forma, a concretagem das seis vigas mistas se deu em duas etapas distintas.

#### **4.2.3 - Montagem e posicionamento das armaduras**

As armaduras foram cortadas e dobradas na própria UFV e posteriormente montadas dentro das fôrmas, já com os perfis de aço posicionados.

A disposição geométrica da armadura é similar à sugerida por Kopp *et al.* (2018), com duas barras passando dentro de cada abertura do conector e com a presença das armaduras de confinamento (que não atravessam o pino de concreto), conforme mostrado na Figura 43. As armaduras passantes ficam apoiadas sobre a parte mais baixa do conector. A armadura de confinamento é posicionada de forma a possuir cobertura de 20 mm em relação ao topo da laje, com a parte inferior na mesma altura das barras de armadura passante.

**Figura 43. Arranjo das armaduras dentro da laje.**



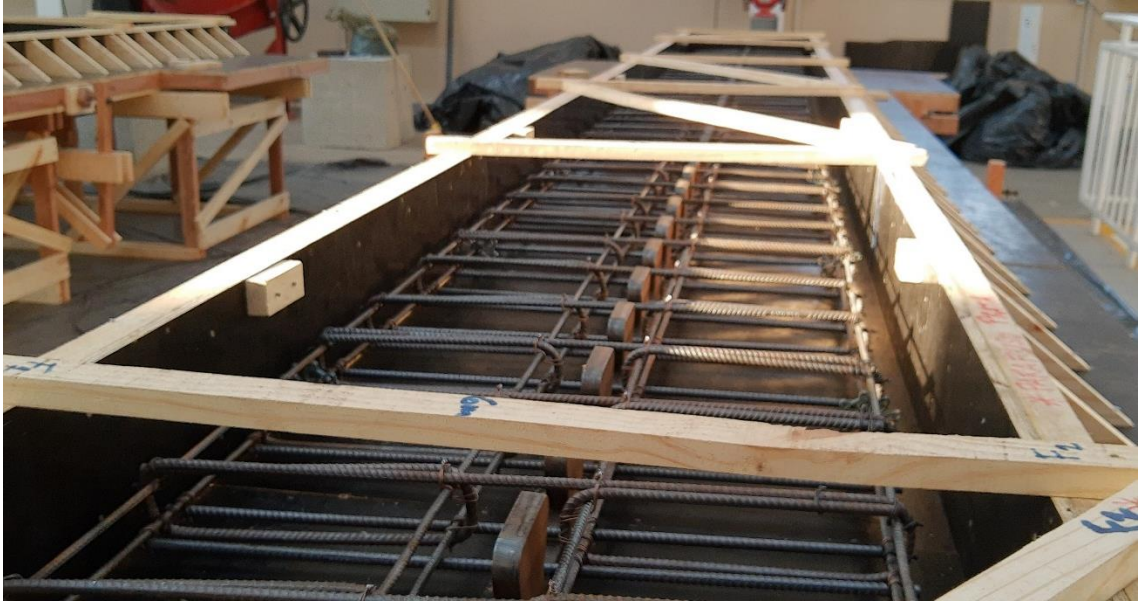
**Fonte: Autorial Própria.**

Conforme mencionado anteriormente as armaduras foram constituídas por barras de aço CA-50 com diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm. As barras de menor diâmetro formaram as armaduras longitudinais, com função de porta-estribos, sendo barras retas. Já as barras de 8,0 mm de diâmetro constituíram as armaduras passantes da parte inferior das aberturas do conector (barras retas) e as armaduras passantes da parte superior dessas aberturas (estribos fechados – no caso de modelos “AC” – e estribos abertos – no caso de modelos “SC”). Os desenhos de projeto e montagem das armaduras, bem como o quadro com os quantitativos de armadura em cada viga são apresentados no Apêndice A.

As armaduras passantes de cada abertura foram solidarizadas aos porta estribos utilizando-se arame recozido e os cobrimentos previstos foram garantidos utilizando-se espaçadores plásticos.

Na Figura 44 ilustra-se a viga V6m-AC com perfil e armadura montados e posicionados na fôrma, em uma fase anterior à sua concretagem. Na Figura 45 pode-se observar um detalhe da armadura desta viga na região próxima às aberturas do conector. Por fim, na Figura 46 apresenta-se uma foto tirada durante o procedimento de montagem das armaduras para a segunda concretagem, na qual destaca-se a presença dos estribos abertos na viga V4m-SC.

**Figura 44. Armadura montada para a viga V6m-AC.**



Fonte: Autorial própria.

**Figura 45. Detalhe da armadura na região próxima às aberturas do conector para a viga V6m-AC.**



Fonte: Autorial própria.

**Figura 46. Operação de montagem das armaduras para a segunda concretagem, com destaque para a viga V4m-SC, com estribos abertos (sem armadura de confinamento).**



Fonte: Autorial própria.

#### 4.2.4 - Concretagem das vigas mistas

Em função da limitação da quantidade de fôrmas, a concretagem dos modelos foi realizada em duas etapas com intervalo de 21 dias. Na primeira etapa foram concretadas as vigas V4m-AC, V5m-AC1 e V6m-AC. Na segunda etapa foram concretadas as vigas V4m-SC, V5m-AC2 e V6m-SC.

Os procedimentos gerais da concretagem, incluindo o traço do concreto, a resistência e o valor de abatimento de cone (*slump test*) especificados, a mistura dos componentes, o transporte do concreto e sua vibração foram semelhantes nas duas etapas e são especificados a seguir.

Os diversos componentes foram misturados em uma betoneira de 400 litros no LBE/UFV. Foi especificado um concreto com resistência média à compressão de  $f_{cm} = 40$  MPa idade de 28 dias e com abatimento de cone no valor de  $18 \pm 3$  cm. Para obter estes valores o traço especificado para o concreto foi o seguinte, dado em massa dos componentes para cada saco de cimento (50 kg):

- cimento CP III 40 RS (*Holcim*): 50 kg;
- microsílca ativa não densificada proveniente da Nova Era Silicon: 4,35 kg;

- areia: 133 kg;
- brita 1: 159,5 kg;
- *MC Techniflow 570* (Aditivo plastificante multifuncional *mid-range* de pega normal): 217,4 g;
- *MC FK 860* (Aditivo plastificante multifuncional de pega normal): 217,4 g;
- água: 24,7 kg.

O concreto foi transportado em um balde basculante, com o auxílio da ponte rolante, até o nível da laje de reação do LBE/UFV onde foi lançado sobre as fôrmas das vigas. O adensamento do concreto foi realizado utilizando-se um vibrador de agulha. Na Figura 47 apresenta-se a realização do teste de abatimento de cone e o transporte do concreto. Na Figura 48 apresenta-se o lançamento do concreto nas fôrmas e seu adensamento. Durante os três primeiros dias de cura, as vigas foram mantidas cobertas com lonas plásticas e as lajes saturadas de água.

**Figura 47. Teste de abatimento de cone (esq.) e transporte do concreto (dir).**



**Fonte: Autoria própria.**

**Figura 48. Lançamento do concreto sobre as fôrmas e seu adensamento: em destaque o gancho para transporte das vigas.**



**Fonte: Autoria própria.**

Foram retirados 42 corpos de prova para cada uma das concretagens. Os corpos de prova foram tomados de três betonadas distintas ao longo do processo de concretagem em cada etapa, sendo 12 corpos de prova para cada betonada. Além disso, foram tomados 6 corpos de prova adicionais com as sobras do concreto após o término da concretagem das vigas.

Foram adotados três procedimentos de cura diferentes para os corpos de prova: (a) cura imersa em tanque de água saturada com cal; (b) cura em sacos plásticos fechados; e (c) cura ao ar. Desta forma, para cada betonada foram retirados 4 corpos de prova para cada tipo de cura, totalizando 12 corpos de prova para os processos de cura imersa e cura ao ar. Os 6 corpos de prova adicionais foram direcionados para o processo de cura em saco plástico (totalizando 18 corpos de prova neste caso), com o objetivo de identificar qual processo de cura representaria melhor a situação nas quais as vigas se encontravam.

Os corpos de prova foram ensaiados nas idades de 3, 7, 14, 28 e 63 dias, o que permitiu a obtenção da curva de variação da resistência do concreto ao longo do tempo. Destaca-se que os ensaios de todas as vigas foram realizados entre as idades de 28 e 56 dias desde a concretagem e, portanto, se encontraram dentro da faixa de tempo estabelecida para os ensaios de caracterização. Os resultados destes ensaios, bem como as curvas supracitadas e outras análises do material são apresentados na seção 4.3.2.

Para facilitar o processo de transporte das vigas das fôrmas até o local de ensaio de flexão foram concretados ganchos nas extremidades de cada viga, como se destaca na Figura 48. Ressalta-se que a posição destes ganchos era afastada o suficiente das seções de carregamento

de forma a não dificultar a instrumentação e a realização do ensaio, além de não interferir nos resultados obtidos.

### 4.3 - Caracterização dos Materiais

#### 4.3.1 - Aço dos perfis estruturais

Os sete corpos de prova de aço EAR 450, cujos desenhos esquemáticos são apresentados no Apêndice A, foram ensaiados à tração uniaxial em uma máquina universal de ensaios com capacidade de carga de 600 kN.

Os ensaios foram realizados com base nos procedimentos de ensaio especificados pela ABNT NBR ISO 6892:2013. Foram tomadas medidas das dimensões da seção transversal ( $a$  e  $b$ ) no tramo médio dos corpos de prova com o auxílio de um paquímetro digital e calculada a sua área ( $A_{CP,A}$ ). Além disso, em cada corpo de prova foi estabelecido um comprimento de referência ( $L_i$ ) ao longo do seu tramo médio para determinação do alongamento na ruptura. Após o ensaio a medida final do comprimento de referência ( $L_f$ ) também foi tomada com paquímetro. Os resultados dos ensaios de tração no aço das vigas são apresentados na Tabela 3. As curvas de dispersão das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e última ( $f_u$ ) dos corpos de prova ensaiados são apresentados na Figura 49.

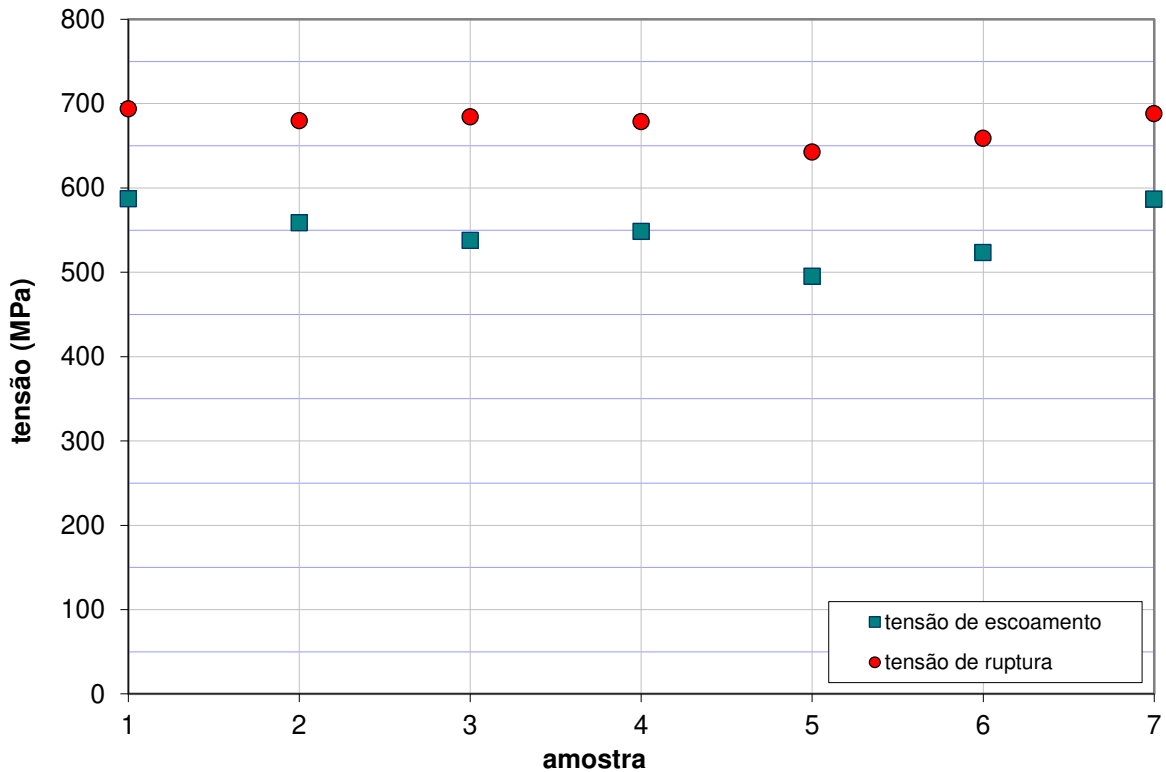
Tabela 3. Resultados dos ensaios de tração nos corpos de prova de aço estrutural.

CP	$a$ (mm)	$b$ (mm)	$A_{CP,A}$ (mm <sup>2</sup> )	$L_i$ (mm)	$L_f$ (mm)	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	Alongamento na ruptura (%)
CP-A1	31,20	16,30	508,6	100	118,5	304,6	352,9	587,4	693,9	18,5%
CP-A2	31,20	16,31	508,9	100	127,3	289,7	345,8	558,7	679,7	27,3%
CP-A3	30,98	16,29	504,7	100	126,6	276,7	345,4	537,7	684,5	26,6%
CP-A4	31,31	16,35	511,9	100	127,1	286,3	347,4	548,5	678,6	27,1%
CP-A5	32,45	16,38	531,5	100	126,2	268,6	341,6	495,5	642,7	26,2%
CP-A6	32,02	16,35	523,5	100	127,4	279,4	344,9	523,4	658,9	27,4%
CP-A7	31,67	16,3	516,2	100	130,6	308,9	355,2	586,8	688,1	30,6%
Médias								548,3	675,2	26,3%

**Observações:**

- Dimensões nominais da seção transversal: largura ( $a$ ) de 30 mm e espessura ( $b$ ) de 16 mm;
- $P_y$ : carga no início do escoamento;
- $P_u$ : carga na ruptura.

**Figura 49. Dispersão das resistências ao escoamento ( $f_y$ ) e última ( $f_u$ ) dos corpos de prova de aço ensaiados.**



Fonte: Autoria própria.

Observa-se que os resultados obtidos dos ensaios realizados no LBE/UFV foram condizentes com o certificado do fabricante ( $f_y = 544$  MPa), apresentando um valor de resistência média ao escoamento com diferença menor do que 1% em relação a este. Ainda, destaca-se o comportamento dúctil do aço em questão, que apresentou alongamento médio na ruptura de 26%. Neste sentido, pode-se observar na Figura 50 o ensaio do aço na máquina universal de ensaios com destaque para a estricção da seção transversal no tramo médio do corpo de prova.

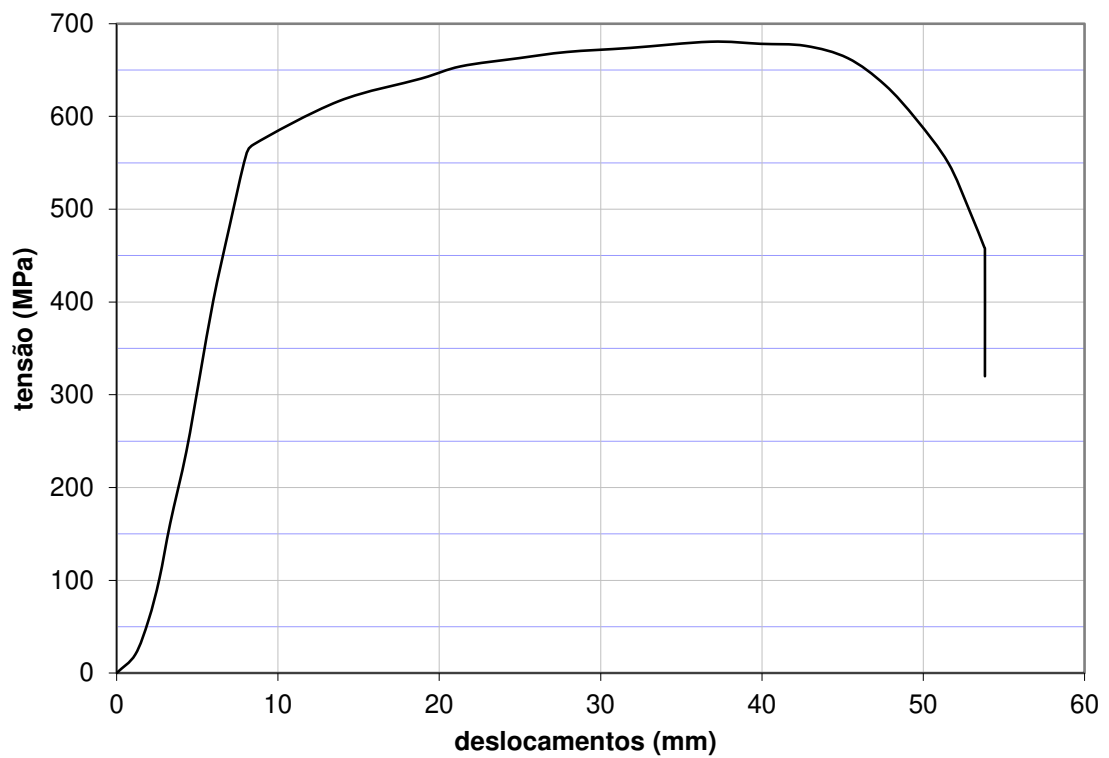
Ainda, na Figura 51 apresenta-se o diagrama tensão×deslocamento obtido do ensaio do CP-A4. No diagrama as tensões são relacionadas com os deslocamentos medidos por um transdutor da máquina de ensaios. Destaca-se que os diagramas apresentaram aspecto similar para todos os ensaios realizados.

Figura 50. Ensaio de tração de uma amostra da chapa de aço da qual foram fabricadas as vigas, com destaque para a estrição do corpo de prova.



Fonte: Autoria própria.

Figura 51. Diagrama tensão×deslocamento do ensaio uniaxial à tração do CP-A4.



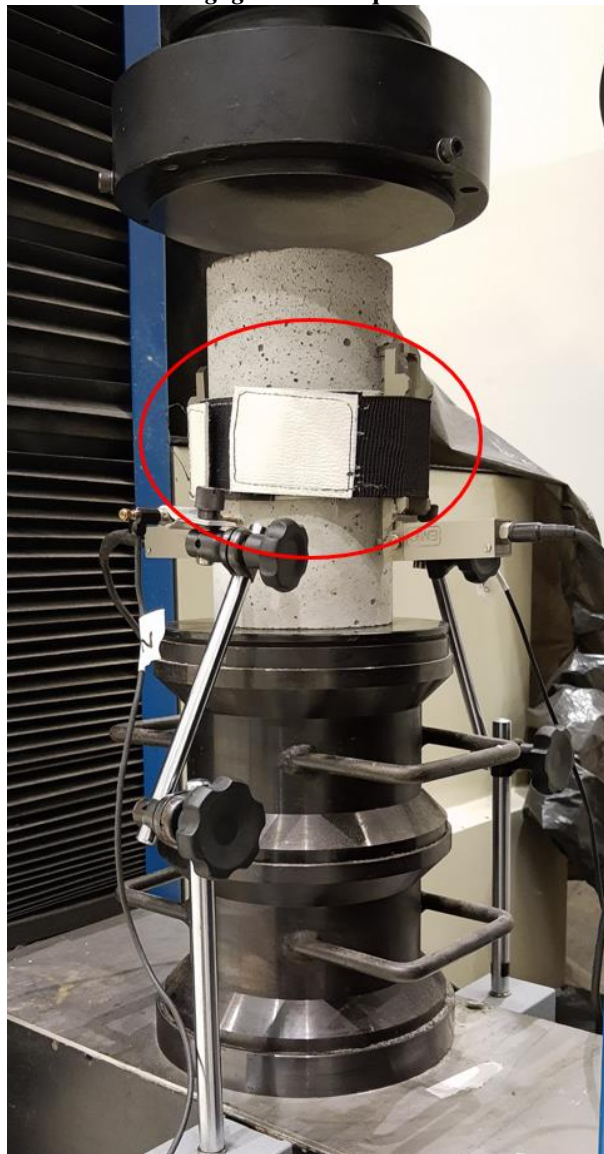
Fonte: Autoria própria.

### 4.3.2 - Concreto

Os 84 corpos de prova de concreto moldados durante as duas concretagens foram ensaiados à compressão uniaxial em uma prensa com capacidade de carga de 600 kN.

Os ensaios de compressão foram realizados de acordo com a ABNT NBR 5739:2018. Nos ensaios realizados nas idades de 14, 28 e 63 dias foi, também, determinado o módulo estático de elasticidade do concreto ( $E_{ci}$ ), conforme o procedimento da ABNT NBR 8522:2017 (Figura 52).

**Figura 52. Ensaio de compressão para determinação do módulo de elasticidade do concreto com o *clip gage* em destaque.**

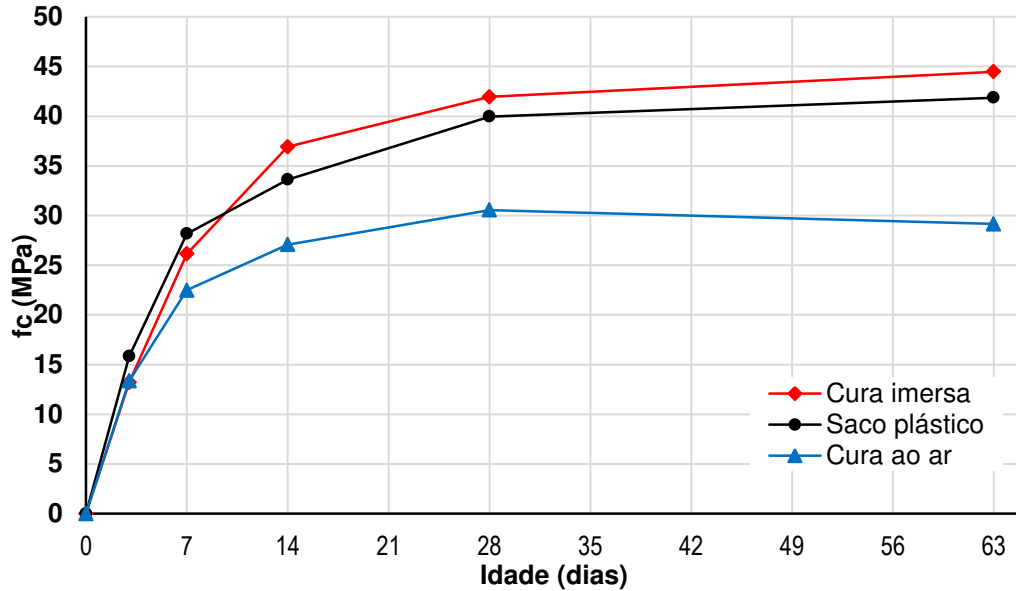


**Fonte: Autoria própria.**

No Apêndice B são apresentados os resultados completos da caracterização do concreto, incluindo os modos de ruptura, as medidas de comprimento e diâmetro, a taxa de carregamento aplicada, a massa específica dos corpos de prova, sua carga de ruptura na

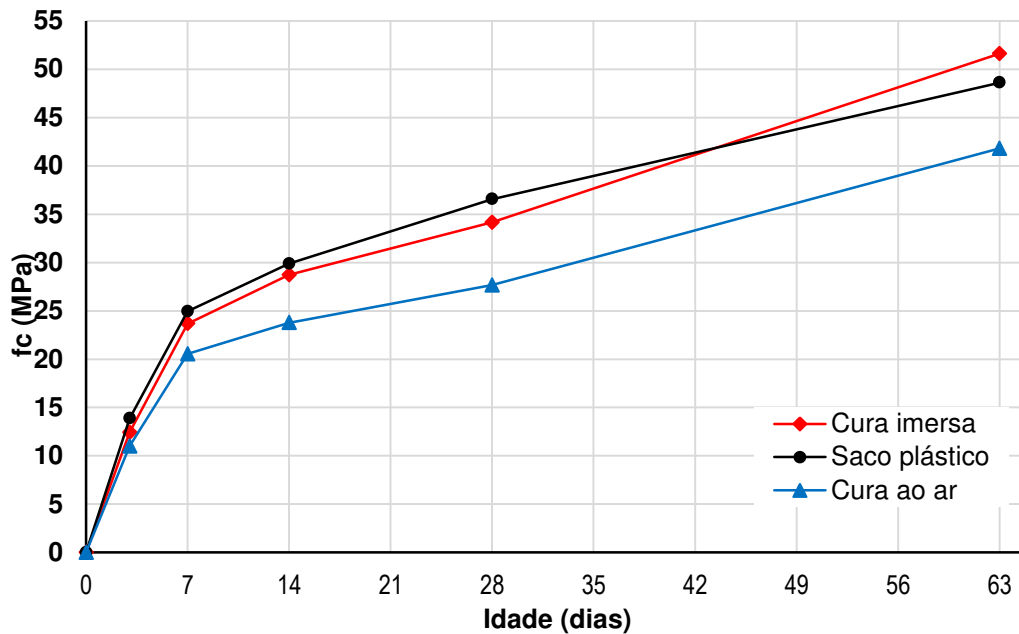
compressão e o módulo de elasticidade. Na Figura 53 e na Figura 54 apresentam-se os gráficos de variação da resistência média do concreto ao longo da sua idade, por tipo de cura, para os dados contidos no Apêndice B.

Figura 53. Variação da resistência média do concreto ao longo da idade (primeira concretagem).



Fonte: Autoria própria.

Figura 54. Variação da resistência média do concreto ao longo da idade (segunda concretagem).



Fonte: Autoria própria.

Observa-se que as resistências dos corpos de prova curados ao ar foram menores do que daqueles submetidos a outros tipos de cura, o que é esperado em função de condições que levam à maior evaporação da água no meio no qual o concreto está inserido. Além disso, a cura imersa levou a valores de resistência próximos aos da cura em saco plástico. Nas primeiras idades, para ambas as concretagens, observa-se que a cura em sacos plásticos

conduz a valores de resistência ligeiramente maiores. Já na idade final a condição de cura imersa foi a que apresentou maiores resistências. Para as idades de 14 e 28 dias, na primeira concretagem, a situação de cura imersa já levava a valores de resistência maiores do que os de cura em saco plástico. Para a segunda concretagem, essa situação se inverteu, com valores de resistência superiores em caso de cura em sacos plásticos.

Um fato que merece destaque e que pode ser constatado a partir dos dados apresentados no Apêndice B é que os coeficientes de variação das resistências dos concretos na segunda concretagem, para as idades inferiores a 63 dias, são maiores do que os da primeira concretagem. Atribui-se esta ocorrência ao fato de que na segunda etapa houve dificuldades nas primeiras betonadas até se ajustar o valor de abatimento de cone especificado previamente. Desta forma, pode-se considerar o concreto das vigas V4m-SC, V5m-AC2 e V6m-SC mais heterogêneo do que o das demais, sendo que regiões diferentes destas vigas podem apresentar resistência maior ou menor, dependendo da betonada de origem do concreto.

Inicialmente acreditava-se que a condição de cura em sacos plásticos era a que mais se aproximaria da situação na qual as vigas mistas se encontravam. Apesar disto, durante os ensaios experimentais observou-se que a aparência do concreto no interior das vigas mistas era muito mais próxima da do material nos corpos de prova cilíndricos submetidos a cura imersa.

Na Figura 55 apresenta-se a comparação dos aspectos do concreto no interior da viga mista V6m-SC e em corpos de prova do mesmo concreto, submetidos aos três processos de cura realizados. Destaca-se que o intervalo de tempo entre a ruptura dos diferentes elementos representados na foto foi de cerca de meia hora, de forma que houve pouca influência da evaporação da água na superfície exposta do concreto no que se pode observar. Por coincidência, a viga V6m-SC foi ensaiada 28 dias após a sua concretagem, o que correspondia a uma data de ensaio dos corpos de prova cilíndricos. Desta forma, realizou-se o ensaio da viga mista e na sequência o ensaio de sete corpos de prova cilíndricos.

Desta forma, considera-se que a condição de cura imersa representa melhor o estado do concreto nas vigas mistas e apresenta-se na Tabela 4 as médias, os desvios padrão e os coeficientes de variação (C.V.) da resistência e do módulo de elasticidade para as duas concretagens, por idade, para esta situação. As análises que seguem no escopo deste

documento que dependem das propriedades físicas do concreto foram realizadas com base nas médias por idade apresentadas nesta tabela.

Figura 55. Aparência do concreto nos corpos de prova e em uma das vigas mistas ensaiadas.



Fonte: Autoria própria.

Tabela 4. Médias, desvios padrões e coeficientes de variação para as resistências e módulos de elasticidade das duas concretagens, para o caso de cura imersa.

Idade	Estatística	Primeira Concretagem		Segunda Concretagem	
		$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
3 dias	Média	13,2	-	12,9	-
	Desvio Padrão	1,10		4,81	
	C.V.	8,3%		37,2%	
7 dias	Média	28,2	-	23,7	-
	Desvio Padrão	2,71		6,20	
	C.V.	9,6%		26,2%	
14 dias	Média	36,9	28718,5	28,7	22870,8
	Desvio Padrão	0,06	67,43	1,92	518,56
	C.V.	0,2%	0,2%	6,7%	2,3%
28 dias	Média	41,9	31483,1	34,2	25365,5
	Desvio Padrão	0,58	44,69	2,76	1082,23
	C.V.	1,4%	0,1%	8,1%	4,3%
63 dias	Média	44,5	29950,9	51,6	30481,7
	Desvio Padrão	2,11	354,44	1,09	1093,84
	C.V.	4,8%	1,2%	2,1%	3,6%

## 4.4 - Preparação dos ensaios

### 4.4.1 - Condições de apoio

Para os ensaios de flexão as vigas foram apoiadas nas extremidades sobre aparelhos de apoio de aço montados sobre um bloco de concreto (Figura 56).

Os aparelhos de apoio eram formados por uma barra de seção circular lisa de aço SAE 1045 trefilado, com 38 mm de diâmetro entre duas chapas de aço estrutural retangulares, com espessura de 25 mm, com um pequeno friso longitudinal centralizado localizado em uma de suas maiores faces. Esses elementos foram posicionados de forma que a barra de seção circular se situasse entre as duas chapas de aço, em contato com essas na região do friso. A superfície inferior do conjunto ficou apoiada sobre o bloco de concreto e a superfície superior serviu de apoio para a viga mista (Figura 56).

**Figura 56. Sistema de apoio das vigas mistas: blocos de concreto em destaque (esq.); aparelho de apoio, sobre o bloco de concreto, apoiando a viga mista (centro); e detalhe do apoio entre a viga de distribuição de carga e a viga mista (dir.).**



Fonte: Autoria própria.

### 4.4.2 - Aplicação do carregamento

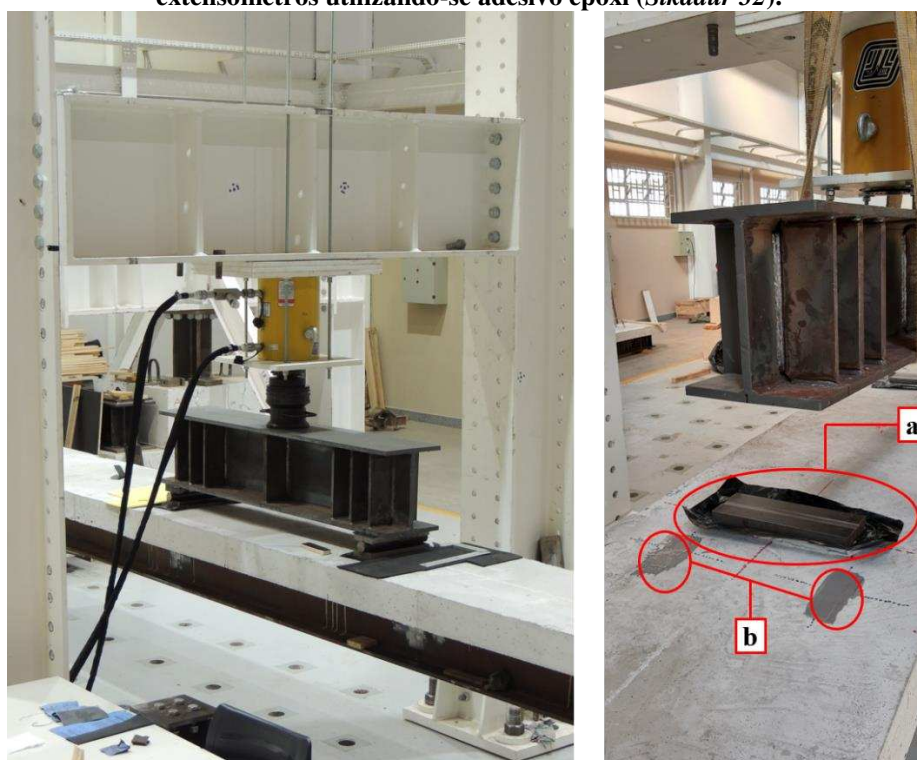
O carregamento foi aplicado com o auxílio de um atuador hidráulico com capacidade de 2000 kN, modelo TCLRG-2006/Torvel, em conjunto com uma bomba hidráulica de operação manual (P-464 ENERPAC). O atuador foi fixado na parte inferior da viga do pórtico de reação com o auxílio de chapas de aço e barras roscadas (Figura 57).

Para a distribuição equalitária do carregamento nos dois pontos de aplicação em cada modelo ensaiado foi projetada uma viga de distribuição de carga (Figura 57), conforme mencionado

na seção 4.2.1. Observa-se que, além do enrijecedor central na região da aplicação da carga do atuador, esta viga possui três enrijecedores em cada extremidade. A razão para isto é que a posição da transferência das ações verticais da viga de distribuição de carga para a viga mista varia em função do vão desta última, de forma a manter a distância de  $L/5$  entre as forças.

Ainda, nas regiões de transferência de cargas entre o perfil I de aço e a viga mista foram posicionados aparelhos de apoio similares aos descritos no tópico precedente. No contato da chapa inferior do aparelho de apoio com a laje da viga mista foi realizada uma regularização da superfície do concreto utilizando-se massa plástica (Figura 57a). A chapa foi posicionada e nivelada sobre a massa plástica ainda fresca, de modo que, após a cura, a carga aplicada fosse uniformemente distribuída sobre essa superfície na laje da viga mista.

**Figura 57.** À esquerda: sistema de aplicação de carga nas vigas mistas com atuador hidráulico e viga de distribuição de carga. À direita, em destaque: (a) regularização da superfície do concreto na região de apoio utilizando-se adesivo plástico e lona; (b) regularização da superfície do concreto para fixação dos extensômetros utilizando-se adesivo epóxi (*Sikadur 32*).



Fonte: Autoria própria.

#### 4.4.3 - Instrumentação e aquisição de dados

Durante o ensaio de cada viga mista foram utilizados 25 sensores, sendo dois transdutores de pressão (TP), sete transdutores de deslocamento (DT – *displacement transductor*) e 16 extensômetros de resistência elétrica (SG – *strain gages*).

Para designar os sensores criou-se um mapeamento do ensaio tendo como referência a mesa onde o sistema de aquisição de dados (SAD) foi instalado, juntamente com os computadores que monitoravam os sensores. Desta forma, considerando-se a direção transversal ao eixo da viga, o sentido que apontava para a mesa de operações foi denominado “anterior” (A) enquanto o sentido oposto foi denominado “posterior” (P). De forma similar, na direção longitudinal do eixo da viga, a partir do centro de seu vão, os sentidos que apontavam para cada uma de suas extremidades foram denominados como “direito” (D) e “esquerdo” (E), considerando um observador situado na mesa de operações.

Na Figura 58 apresenta-se o diagrama de instrumentação da viga mista, em vista longitudinal, bem como um corte em uma das seções próximas ao local de aplicação de carga, onde foram instalados os extensômetros de resistência elétrica. No Apêndice C apresentam-se os desenhos completos da montagem da instrumentação nas vigas mistas ensaiadas. Ainda, na Tabela 5, na Tabela 6 e na Tabela 7 apresentam-se a designação e a descrição dos transdutores de pressão, dos transdutores de deslocamento e dos extensômetros, respectivamente.

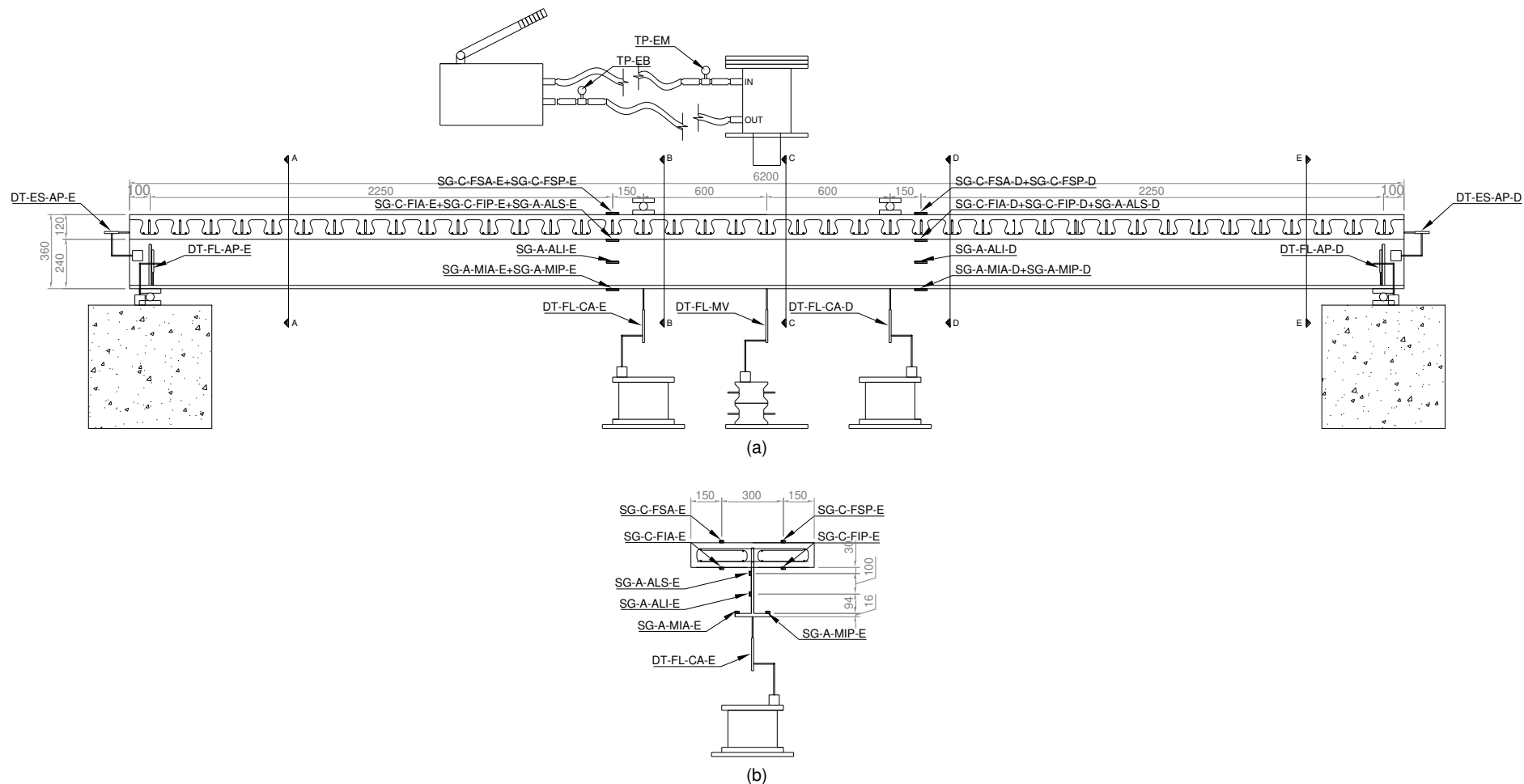
**Tabela 5. Designação e descrição dos transdutores de pressão (TP).**

<b>Designação</b>	<b>Descrição</b>
TP-EM	Transdutor de pressão (TP) situado na entrada do atuador (EM)
TP-EB	Transdutor de pressão (TP) situado na entrada da bomba (EB)

**Tabela 6. Designação e descrição dos transdutores de deslocamento (DT).**

<b>Designação</b>	<b>Descrição</b>
DT-FL-MV	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação das flechas (FL) no meio do vão (MV)
DT-FL-CA-E	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação das flechas (FL) no ponto de aplicação de carga (CA) à esquerda (E)
DT-FL-CA-D	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação das flechas (FL) no ponto de aplicação de carga (CA) à direita (D)
DT-FL-AP-E	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação das flechas (FL) no apoio (AP) à esquerda (E)
DT-FL-AP-D	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação das flechas (FL) no apoio (AP) à direita (D)
DT-ES-AP-E	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação do <i>end slip</i> (ES) no apoio (AP) à esquerda (E)
DT-ES-AP-D	Transdutor de deslocamento (DT) para determinação do <i>end slip</i> (ES) no apoio (AP) à direita (D)

Figura 58. Diagrama de instrumentação das vigas mistas: (a) vista longitudinal; (b) detalhe da seção de carregamento.



Fonte: Autoria própria.

**Tabela 7. Designação e descrição dos extensômetros (SG).**

<b>Designação</b>	<b>Descrição</b>
SG-C-FSA-E	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face superior anterior (FSA) à esquerda (E)
SG-C-FSA-D	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face superior anterior (FSA) à direita (D)
SG-C-FSP-E	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face superior posterior (FSP) à esquerda (E)
SG-C-FSP-D	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face superior posterior (FSP) à direita (D)
SG-C-FIA-E	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face inferior anterior (FIA) à esquerda (E)
SG-C-FIA-D	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face inferior anterior (FIA) à direita (D)
SG-C-FIP-E	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face inferior posterior (FIP) à esquerda (E)
SG-C-FIP-D	Extensômetro (SG) no concreto (C) na face inferior posterior (FIP) à direita (D)
SG-A-ALS-E	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte superior da alma (ALS) à esquerda (E)
SG-A-ALS-D	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte superior da alma (ALS) à direita (D)
SG-A-ALI-E	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte intermediária da alma (ALI) à esquerda (E)
SG-A-ALI-D	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte intermediária da alma (ALI) à direita (D)
SG-A-MIA-E	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte mesa inferior anterior (MIA) à esquerda (E)
SG-A-MIA-D	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte mesa inferior anterior (MIA) à direita (D)
SG-A-MIP-E	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte mesa inferior posterior (MIP) à esquerda (E)
SG-A-MIP-D	Extensômetro (SG) no aço (A) na parte mesa inferior posterior (MIP) à direita (D)

Dois transdutores de pressão HBM modelo P2VA2-06 foram utilizados para determinar a força total aplicada pelo atuador hidráulico na viga de distribuição de carga. Um deles foi instalado na entrada de óleo do atuador hidráulico e o outro foi instalado na saída do óleo da bomba hidráulica.

Os transdutores de deslocamento foram utilizados para determinar as flechas da viga e o escorregamento relativo entre a laje de concreto e o perfil de aço (*end slip*).

Três transdutores com curso de 100 mm foram instalados na região central da viga, um HBM WA/100MM no meio do vão e dois KYOWA DT-100A nas seções de aplicação de carga.

Dois transdutores HBM modelo 1-WA/20MM, com curso de 20 mm foram instalados nos apoios, para medir eventuais acomodações elásticas sofridas pelo sistema formado pelo bloco de concreto e pelos aparelhos de apoio.

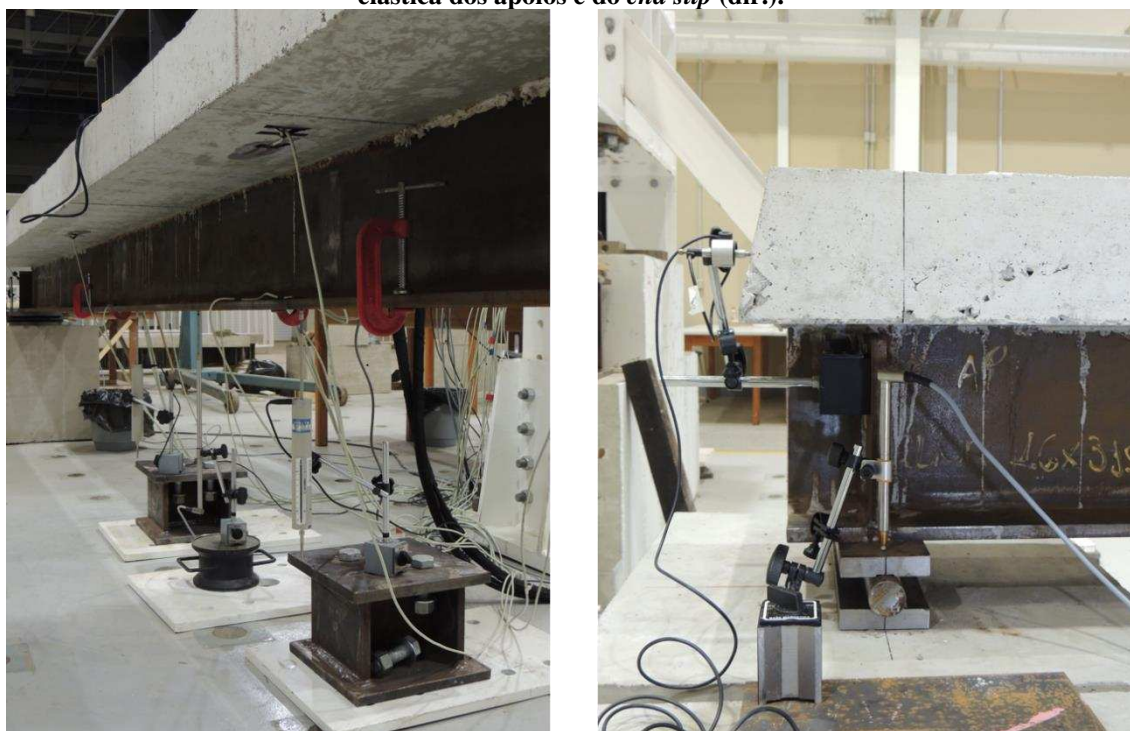
As flechas medidas no centro do vão e nas seções de carregamento foram obtidas descontando-se os deslocamentos medidos nos apoios.

Os transdutores situados no meio do vão e nas seções de carregamento foram fixados em pesadas chapas de aço apoiadas sobre a laje de reação, abaixo da viga mista, e posicionados

verticalmente apoiando sua haste móvel na superfície da mesa inferior do perfil de aço. Os transdutores para determinação das acomodações elásticas foram posicionados em blocos de concreto similares aos dos apoios, colocados adjacentes a estes, apoiados sobre a laje de reação, e foram posicionados verticalmente com sua haste móvel apoiada na superfície do aparelho de apoio sob a viga.

Para determinação do *end slip*, transdutores HBM WI/5MM, com curso de 5 mm, foram fixados no perfil de aço e posicionados de forma a medir o deslocamento horizontal da laje de concreto em uma região próxima ao eixo de simetria vertical da seção transversal (Figura 59).

**Figura 59. Montagem dos transdutores de deslocamento: transdutores para determinação da flecha no meio do vão e nas seções de carregamento (esq.); e transdutores para determinação da acomodação elástica dos apoios e do *end slip* (dir.).**



**Fonte: Autoria própria.**

Os extensômetros de resistência elétrica foram utilizados para determinar as deformações longitudinais ocorridas em seções transversais distantes de 15 cm dos pontos de aplicação do carregamento, no sentido da extremidade da viga. Para tanto os sensores foram posicionados em várias alturas na laje de concreto e no perfil metálico, a saber na face superior da laje, na face inferior da laje, em duas posições na alma do perfil de aço e em sua mesa inferior. Com a exceção dos extensômetros posicionados na alma, foram colocados sensores simétricos em relação ao eixo de simetria vertical da seção transversal, ou seja, tanto do lado anterior como do lado posterior da viga, conforme indicado na Figura 58.

Na Figura 60 apresenta-se fotos dos extensômetros no aço e no concreto fixados na viga mista.

Os extensômetros utilizados no aço foram do modelo KFG-2-120-C1-11 e os utilizados no concreto foram do modelo KC-70-120-A1-11, ambos com resistência de 120  $\Omega$ , fator gage da ordem de 2,10 e produzidos pela *KYOWA*.

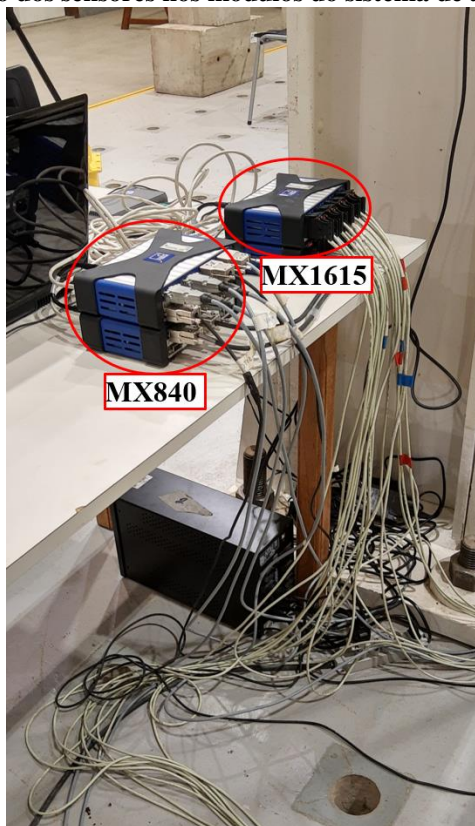
**Figura 60. Instalação dos extensômetros: no aço (esq.); e no concreto (dir.).**



**Fonte: Autoria própria.**

Para aquisição de dados durante os ensaios foram utilizados dois módulos HBM MX840, cada um com oito canais para leitura de sensores diversos, e um módulo HBM MX1615, com 16 canais para leitura de extensômetros de resistência elétrica (Figura 61). Os módulos de aquisição de dados foram ligados em rede, sincronizados e controlados com o auxílio do software *CARMAN Easy 3.4* da HBM. Utilizou-se uma taxa de amostragem de 5 Hz. Por meio de uma programação no *CATMAN*, a pressão lida no transdutor de pressão conectado na entrada de óleo do atuador era multiplicada pela área do pistão e convertida em força em tempo real, a fim de permitir o monitoramento do carregamento.

**Figura 61. Ligação dos sensores nos módulos do sistema de aquisição de dados.**



**Fonte: Autoria própria.**

## **4.5 - Resultados e discussão de cada ensaio**

### **4.5.1 - Ensaio do modelo V4m-AC**

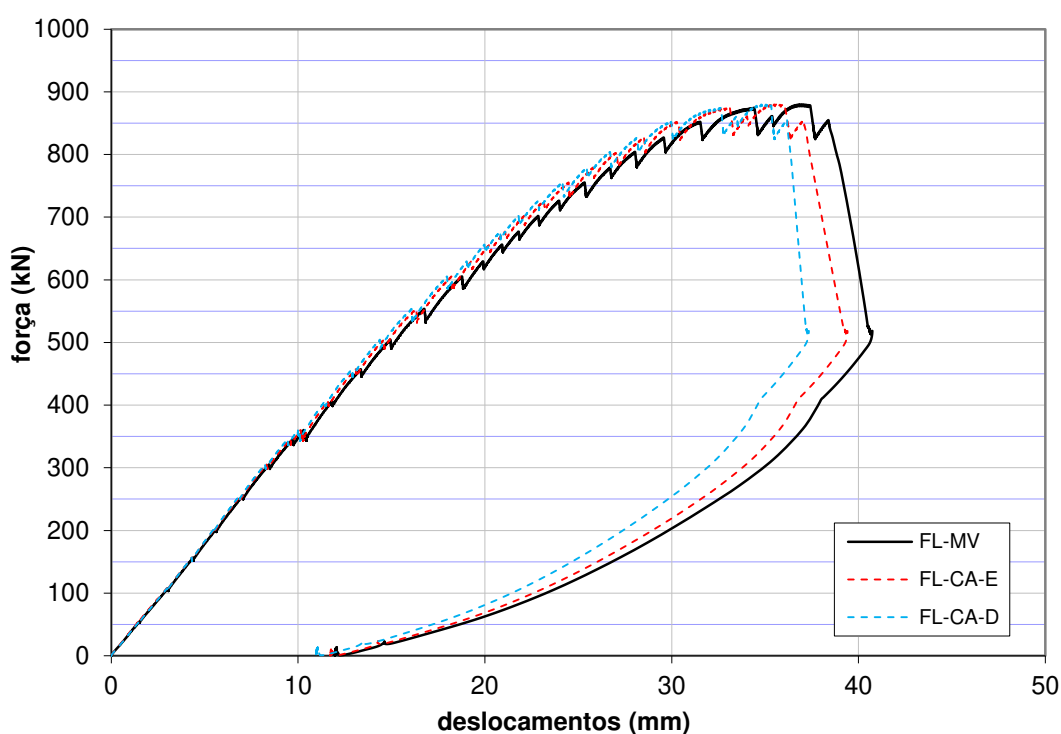
O modelo V4m-AC foi ensaiado 56 dias após a sua concretagem, desta forma, com base nos valores apresentados na Tabela 4, estimou-se que a resistência do concreto nessa data era de aproximadamente 44,0 MPa.

O ensaio foi desenvolvido aplicando-se força com o auxílio de uma bomba manual de óleo hidráulico. Procurou-se manter uma taxa de carregamento constante durante todo o desenvolvimento do ensaio. No início do experimento o carregamento era aplicado continuamente durante incrementos de cerca de 50 kN. Ao fim de cada incremento a viga era inspecionada em busca de danos visíveis, principalmente na laje de concreto. Ao se atingir cerca de 60% da carga estimada para a ruptura os incrementos entre inspeções foram diminuídos para 25 kN. Quando a força aplicada ultrapassava cerca de 90% do carregamento estimado para a ruptura as inspeções na viga eram interrompidas e ela era carregada até sua

falha. O mesmo ocorria caso se observasse algum indicativo da proximidade do colapso. Esta metodologia foi adotada para todos os ensaios.

Na Figura 62 são mostradas as curvas força/deslocamento para a viga V4m-AC. A curva FL-MV representa o deslocamento vertical no meio do vão. As curvas FL-CA-E e FL-CA-D representam os deslocamentos nos pontos de aplicação de carga, à esquerda e à direita, respectivamente.

**Figura 62. Curvas força/deslocamento para a viga V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

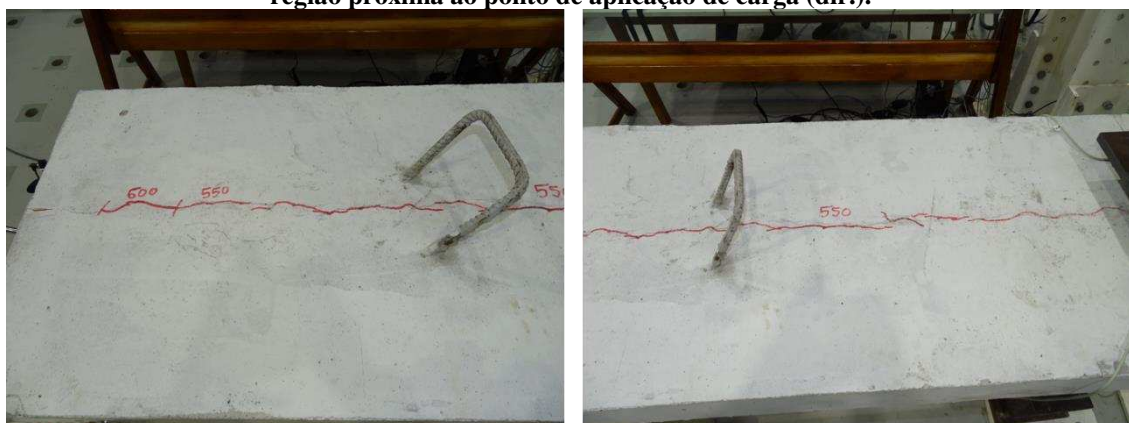
A força máxima resistida pelo modelo foi de 879,9 kN, correspondente a uma flecha no meio do vão de 37,0 mm. Observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 350 kN, cerca de 40% da força máxima resistida. A partir deste ponto observa-se que as curvas apresentadas na Figura 62 começam a apresentar algum abatimento em relação ao trecho elástico. Ainda, este abatimento é pouco acentuado até cerca de 90% da força máxima.

Com relação ao desenvolvimento dos deslocamentos verticais nos pontos de aplicação de carga, observa-se que as duas curvas apresentam traçado muito próximo até o momento da ruptura, o que é indicativo de que, de fato, houve simetria na aplicação das cargas.

Quanto ao desenvolvimento do ensaio em si, não se observam fissuras aparentes no concreto até cerca de 550 kN de força aplicada. Neste patamar de carga observou-se a formação de

uma fissura longitudinal, no centro da laje de concreto que se iniciou nos dois pontos de aplicação de carga e se propagou em direção às extremidades da viga. No passo de carga seguinte observou-se que esta fissura aumentou de comprimento, se estendendo até o apoio ao atingir-se força total aplicada de 600 kN (Figura 63). É importante salientar que este comportamento foi observado tanto do lado esquerdo, quanto do lado direito da viga.

**Figura 63. Padrão de fissuração observado para a viga V4m-AC: na região próxima ao apoio (esq.); e na região próxima ao ponto de aplicação de carga (dir.).**



**Fonte: Autoria própria.**

Para além desta fissura longitudinal não se observou em nenhuma das superfícies da laje de concreto, tanto superior quanto inferior, a formação de novas fissuras até o momento da ruptura.

O colapso da viga se deu por meio de falha no concreto, na região entre os pontos de aplicação de carga, com a expulsão de uma cunha da face superior da laje adjacente a uma das chapas de carregamento (Figura 64).

No caso deste modelo a ruptura se deu na face anterior da viga, de forma que o concreto do lado posterior permaneceu quase íntegro após a falha. Pôde-se observar, no lado oposto ao da expulsão da cunha, apenas uma fissura transversal na laje em uma seção próxima ao ponto de aplicação do carregamento (Figura 65). A profundidade da cunha abrangeu quase toda a profundidade da laje na sua face lateral, de forma que a falha expôs e danificou algumas barras de armadura. Apesar disso, na região próxima à conexão mista, a profundidade da cunha expulsa foi menor. Apenas um pequeno pedaço da superfície de um dos dentes do conector ficou exposta após a ruptura.

Reitera-se que não foi observado a olho nu nenhuma fissuração da região de expulsão da cunha de concreto nos momentos precedentes à ruptura, de forma que se pode considerar que a falha foi abrupta.

**Figura 64. Falha da viga V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 65. Detalhes da falha da viga V4m-AC: face anterior (superior à esq.); face posterior, com detalhe para uma fissura transversal na lateral da laje (superior à dir.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro).**

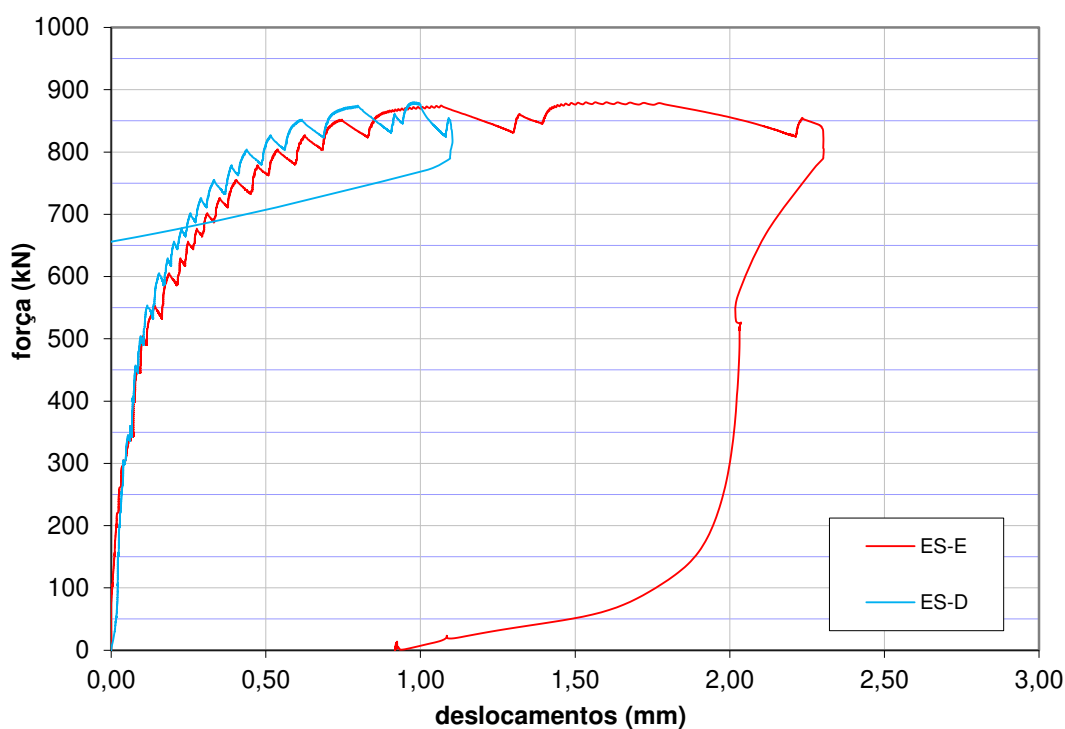


Fonte: Autoria própria.

Com base na grande distância entre as forças resistentes previstas teoricamente para a falha por cisalhamento do concreto e por ruptura cônica (*pry-out*), para o modelo em questão, e nos resultados experimentais obtidos, especialmente os relacionados à expulsão de uma cunha de concreto, acredita-se que a viga V4m-AC falhou na conexão mista pelo fenômeno de *pry-out*. Uma evidência a favor disto é que o concreto na região próxima ao conector permaneceu íntegro, o que não seria esperado no caso de ruptura por cisalhamento dos pinos de concreto no interior das aberturas do conector.

Quanto aos escorregamentos sofridos entre o componente de aço e o componente de concreto apresentam-se na Figura 66 as curvas de seu desenvolvimento, para as duas extremidades da viga, ao longo do carregamento (ES-E, para a extremidade esquerda e ES-D para a extremidade direita).

**Figura 66.** Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V4m-AC.



Fonte: Autoria própria.

Observa-se que os desenvolvimentos dos escorregamentos em cada extremidade da viga são muito próximos até a iminência da ruptura, quando os valores destes são da ordem de 1,0 mm. A partir de então, até a ruptura, o escorregamento do lado esquerdo (no qual ocorreu a ruptura) aumenta consideravelmente enquanto o escorregamento do lado direito sofre apenas pequenas variações. Na carga máxima, o escorregamento do lado esquerdo foi de 1,60 mm e no lado direito, 0,98 mm.

As vigas mistas com quatro metros de vão possuíam menor grau de conexão, o que levou a maiores escorregamentos entre as seções de aço e concreto. No caso deste modelo foi possível visualizar a olho nu a ocorrência do escorregamento em momentos anteriores à falha da viga. Na Figura 67 é possível observar a fissura longitudinal mencionada anteriormente que se estendeu até à extremidade da viga mista.

**Figura 67. Aspecto dos escorregamentos relativos entre a laje e o perfil de aço na viga V4m-AC.**



**Fonte: Autoria própria.**

As deformações medidas pelos extensômetros, ao longo do ensaio, estão representadas na Figura 68 e na Figura 69 para a seção instrumentada do lado esquerdo (próxima à região de ruptura) e para a seção do lado direito, respectivamente.

Figura 68. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V4m-AC.

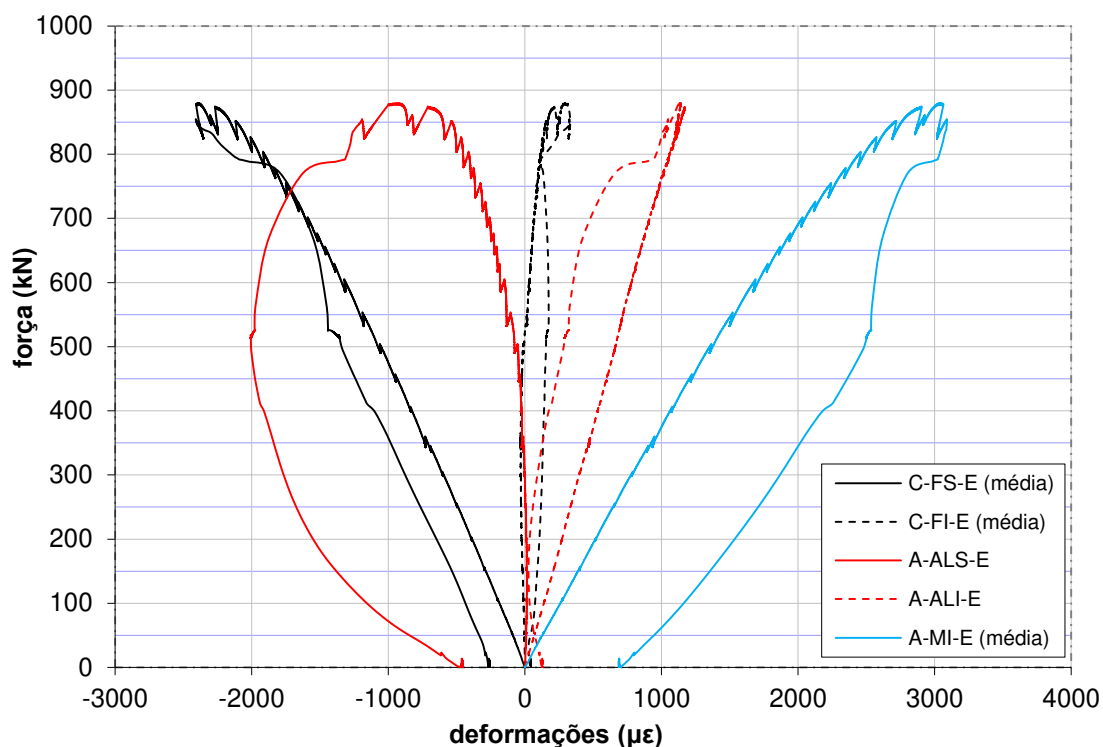
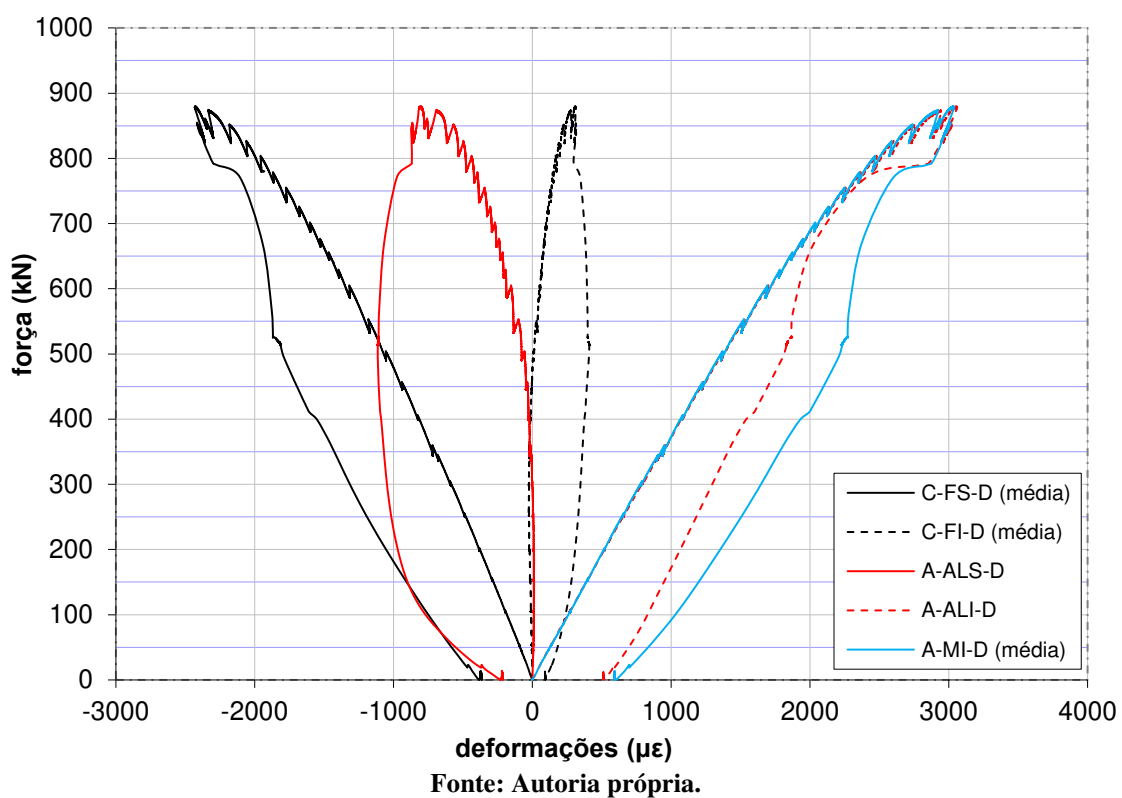


Figura 69. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V4m-AC.



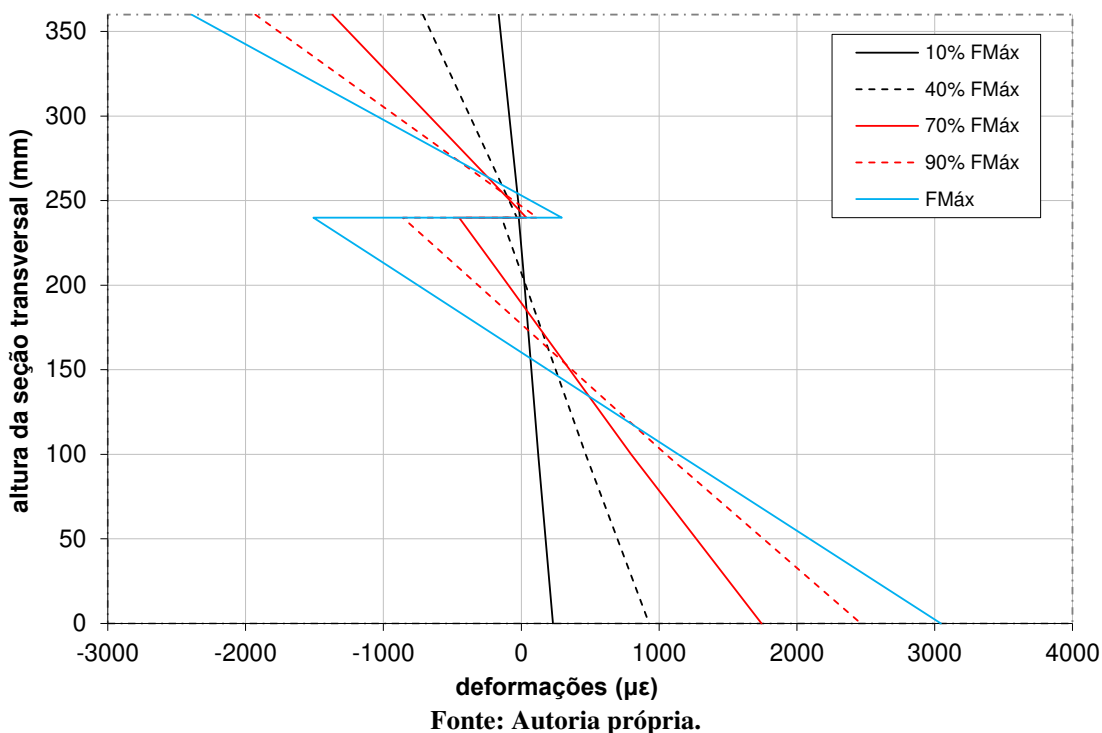
As medidas de deformação na face superior do concreto (C-FS-E e C-FS-D), na face inferior do concreto (C-FI-E e C-FI-D) e na mesa inferior do aço (A-MI-E e A-MI-D), apresentadas na Figura 68 e na Figura 69, foram obtidas fazendo-se a média dos extensômetros nessas regiões situados no lado anterior e posterior da viga. Este procedimento também foi adotado na apresentação dos resultados dos demais modelos experimentais.

Comparando-se a Figura 68 e a Figura 69 observa-se que o desenvolvimento das deformações é muito similar nas duas seções instrumentadas, com a exceção das medidas do extensômetro intermediário da alma do perfil de aço (A-ALI). Atribui-se esta ocorrência ao fato de que durante a instalação dos extensômetros da alma não se conseguiu que todos os sensores ficassem situados a uma mesma altura em relação à face inferior da viga mista, o que não ocorre para os extensômetros no concreto e na mesa inferior de aço. Apesar disso, as posições finais ao longo da altura da viga de todos os extensômetros de aço instalados na alma, para todos os modelos, foram registradas antes dos ensaios, o que possibilita o traçado dos perfis de deformação da seção transversal (apresentados, para o caso deste ensaio, na Figura 70).

De forma geral observa-se que o desenvolvimento de todas as deformações é linear até a carga de aproximadamente 450 kN, que corresponde a cerca de 50% da carga total aplicada. Ainda, durante todo o ensaio, conforme esperado, a face superior da laje de concreto permanece comprimida enquanto a porção intermediária da alma e a mesa inferior do perfil de aço permanecem tracionadas. As deformações máximas de encurtamento do concreto são da ordem de  $-2400 \mu\epsilon$ , enquanto para o aço os valores máximos de alongamento são da ordem de  $3000 \mu\epsilon$ .

Durante a fase linear as deformações na parte superior da alma e na face inferior da laje de concreto permanecem praticamente com os mesmos valores, próximos a zero. Quando se iniciam as não linearidades a face inferior da laje de concreto passa a se alongar enquanto a porção superior da alma sofre encurtamento. Este comportamento evidencia a formação de duas linhas neutras, uma na seção de concreto e outra na seção de aço, caracterizando a conexão parcial existente nesta viga mista. Este fenômeno pode ser observado mais facilmente na Figura 70, na qual se apresentam os perfis de deformação ao longo da altura da seção transversal, para a seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento esquerdo, para os valores de carregamento de 10%, 40%, 70%, 90% e 100% da força máxima aplicada.

**Figura 70. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V4m-AC.**



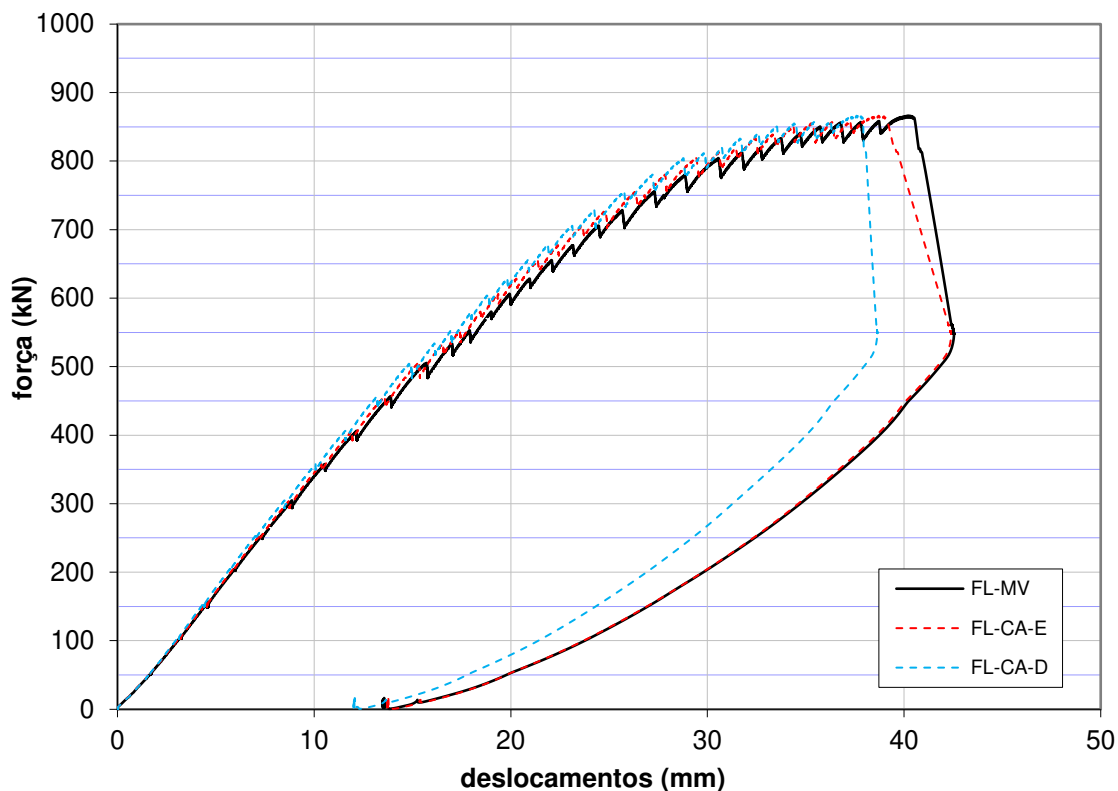
Observa-se que para os níveis de carregamento de até 40% da força máxima, dentro da região de desenvolvimento linear das deformações, os perfis apresentados são lineares, não evidenciando escorregamentos acentuados entre a seção de aço e a de concreto. Para os perfis correspondentes a 70% ou mais da força última aplicada já é muito clara a visualização da formação de duas linhas neutras na viga mista.

#### **4.5.2 - Ensaio do modelo V4m-SC**

A viga V4m-SC foi ensaiada 39 dias após sua concretagem. Levando-se em conta o que foi apresentado na Tabela 4, estimou-se a resistência do concreto da laje como sendo de 39,7 MPa. O ensaio decorreu aplicando-se incrementos de carga de forma similar à relatada na seção anterior.

Na Figura 71 são apresentadas as curvas força/deslocamento no meio do vão e para cada ponto de aplicação de carga, relativas ao ensaio da viga V4m-SC.

Figura 71. Curva força aplicada×flecha para a viga V4m-SC.



Fonte: Autoria própria.

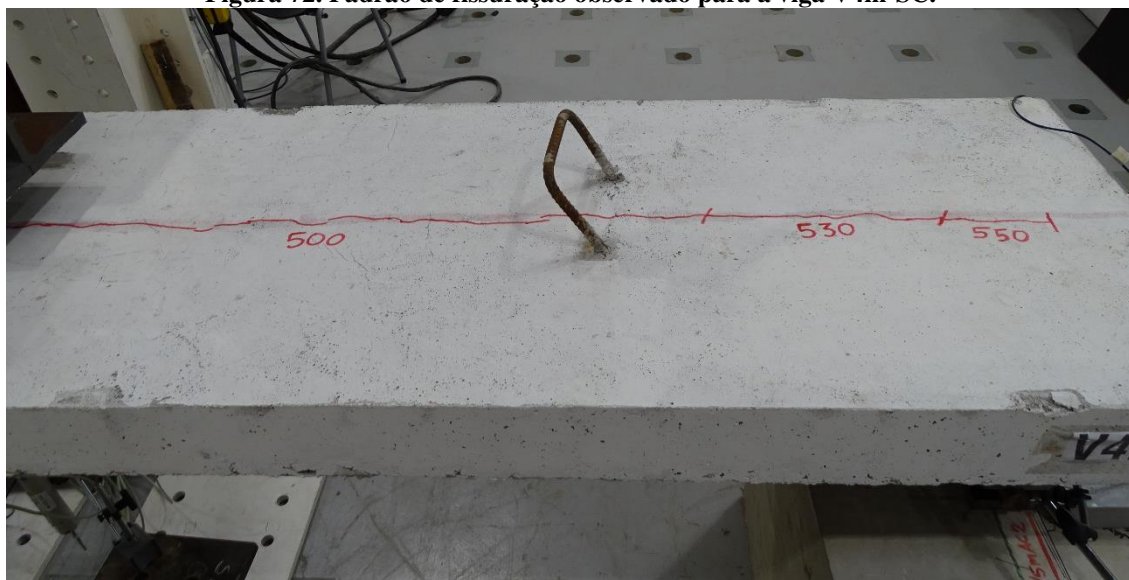
A força máxima resistida pelo modelo foi de 866,2 kN, correspondente a uma flecha no meio do vão de 40,3 mm. Observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 400 kN, cerca de 46% da força máxima resistida. A partir deste ponto observa-se que as curvas apresentadas sofrem abatimento em relação ao trecho elástico. Ainda, este abatimento é pouco acentuado até cerca de 85% da força máxima.

Novamente observa-se que os deslocamentos verticais nas seções de aplicação do carregamento se desenvolvem de forma muito semelhante até o momento da ruptura, indicando simetria na aplicação do carregamento. A partir de então o deslocamento vertical na seção de aplicação de carga à esquerda, onde ocorreu a ruptura, aumentam em relação à medida tomada na direita da viga.

O desenvolvimento de fissuras na laje de concreto para o ensaio da viga V4m-SC foi similar ao do ensaio da viga V4m-AC. Não foram observadas fissuras no material até que a carga aplicada fosse da ordem de 500 kN. Neste patamar de carga observou-se, novamente, a formação de uma fissura longitudinal, no centro da laje de concreto, que se iniciou nos pontos de aplicação de carga e se propagou em direção às extremidades da viga (Figura 72). A fissura se estendeu até à região de apoio quando a carga total aplicada foi de 550 kN. Assim como no caso relatado anteriormente esse comportamento foi observado dos dois lados da viga mista.

Durante o decorrer do resto do ensaio não se observou a formação de nenhuma outra fissura no concreto, para além desta relatada, até o momento da falha.

**Figura 72. Padrão de fissuração observado para a viga V4m-SC.**



**Fonte: Autoria própria.**

Neste modelo o colapso se deu, novamente, por meio de falha no concreto, com a expulsão de duas cunhas, uma na face superior da laje e outra na face inferior da laje, na região adjacente à seção de aplicação de carga à esquerda (Figura 73).

**Figura 73. Aspecto da falha da viga V4m-SC.**



**Fonte: Autoria própria.**

Novamente, a ruptura se deu na face anterior da viga, de forma que o concreto do lado posterior permaneceu quase íntegro após a falha, observando-se apenas a formação de uma

fissura transversal na laje nesta região (Figura 74). As profundidades das cunhas expulsas foram de cerca de metade da altura da laje em sua extremidade, o que consiste em uma ruptura de toda a altura da seção, uma vez que foram expulsas cunhas na face inferior e superior da laje. Nas imagens apresentadas pode-se observar algumas barras de armadura danificadas. Novamente, na região da conexão, próxima à alma do perfil de aço, a profundidade das cunhas foi consideravelmente menor, de forma que apenas uma pequena parte superior de um dos dentes do conector foi exposto.

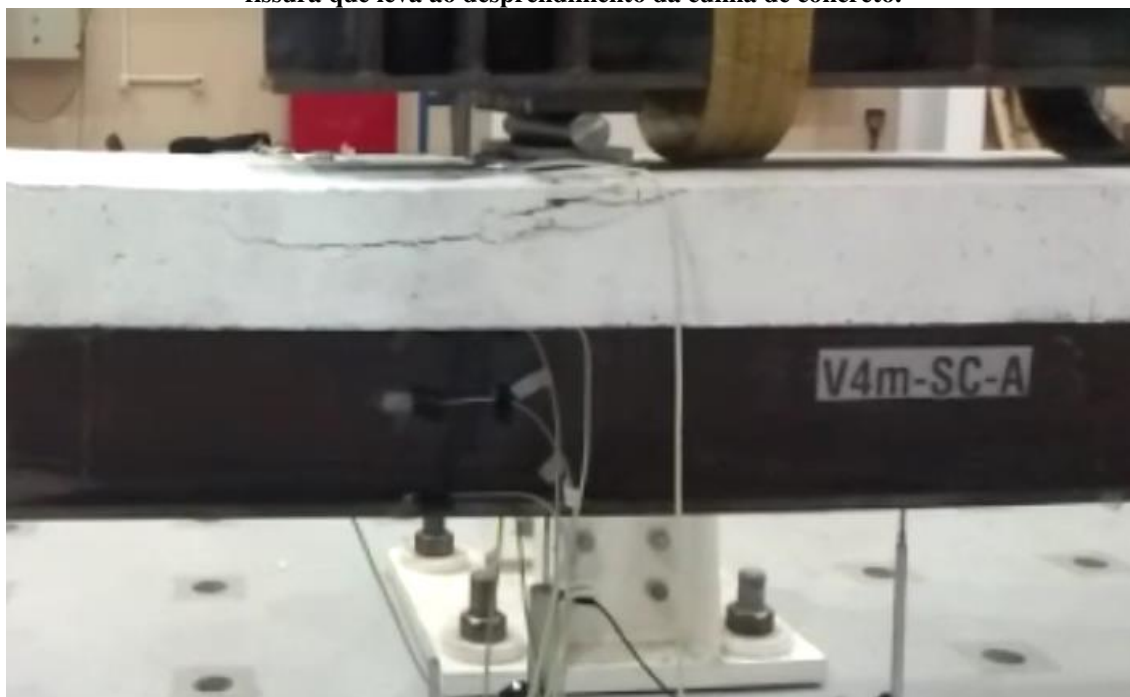
**Figura 74. Detalhes da falha da viga V4m-SC: face anterior (superior à esq.); face posterior, com detalhe para uma fissura transversal na lateral da laje (superior à dir.); e vista superior da região de falha com detalhe para um pedaço do dente do conector exposto (inferior ao centro).**



**Fonte: Autoria própria.**

Novamente a condição de ruptura da laje de concreto foi repentina, de forma que nenhuma fissuração da região de expulsão da cunha de concreto foi observada a olho nu nos momentos precedentes à ruptura. A partir de um vídeo do ensaio, analisando o filme em câmera lenta foi possível notar a formação de fissuras na lateral da laje que levaram, inicialmente ao desprendimento da cunha de concreto na face superior da laje (Figura 75). Reitera-se que o processo de colapso foi muito rápido, de forma que do momento que se notou a formação desta fissura na lateral da laje até o desprendimento da cunha passaram-se apenas alguns segundos.

**Figura 75. Imagem obtida de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar a formação da fissura que leva ao desprendimento da cunha de concreto.**

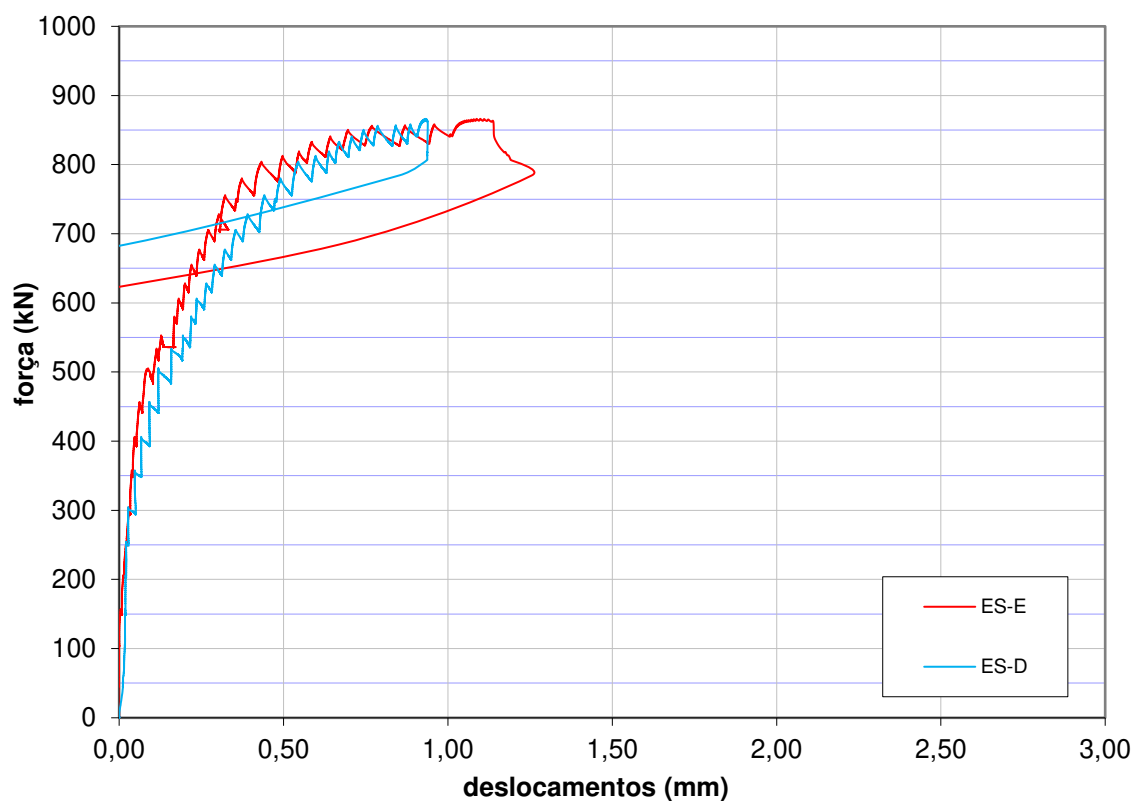


**Fonte: Autoria própria.**

De forma similar ao modelo anterior acredita-se que a falha da viga se deu em função da falha da conexão mista pelo fenômeno de ruptura cônica do concreto (*pry-out*). Além da forma característica da cunha expulsa, que pode ser observada na imagem acima, outro indício que corrobora essa conclusão é, novamente, o estado íntegro do concreto na região da conexão, particularmente no interior das aberturas do conector, o que não seria esperado no caso de falha por cisalhamento. Destaca-se que por este ser um modelo “SC” o valor da resistência da conexão para os dois modos de falha supracitados é muito próximo, de forma que maiores informações sobre o modo de falha podem ser obtidas da análise de modelos numéricos devidamente calibrados (o que é abordado no próximo capítulo).

Quanto aos escorregamentos sofridos entre o componente de aço e o componente de concreto apresentam-se na Figura 76 as curvas de seu desenvolvimento, para as duas extremidades da viga, ao longo do carregamento.

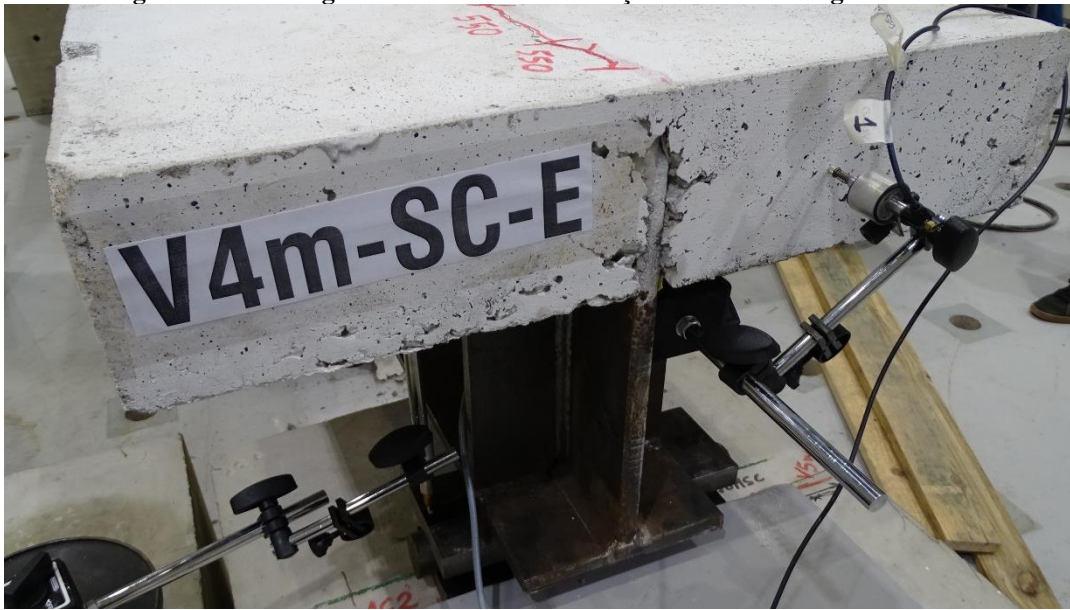
Figura 76. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V4m-SC.



Fonte: Autoria própria.

Novamente, a evolução dos escorregamentos em cada extremidade da viga é muito similar até a iminência da ruptura, quando os valores são da ordem de 0,9 mm. A partir de então, até a ruptura, o escorregamento do lado esquerdo (onde ocorreu a falha) aumenta enquanto o escorregamento do lado direito sofre apenas pequenas variações. O valor registrado para o escorregamento do lado esquerdo no momento de atuação da carga máxima foi de 1,10 mm, enquanto para o lado direito foi de 0,93 mm. Na Figura 77 apresenta-se o aspecto da extremidade esquerda da viga V4m-SC durante o decorrer do ensaio, na qual pode-se observar os escorregamentos entre aço e concreto.

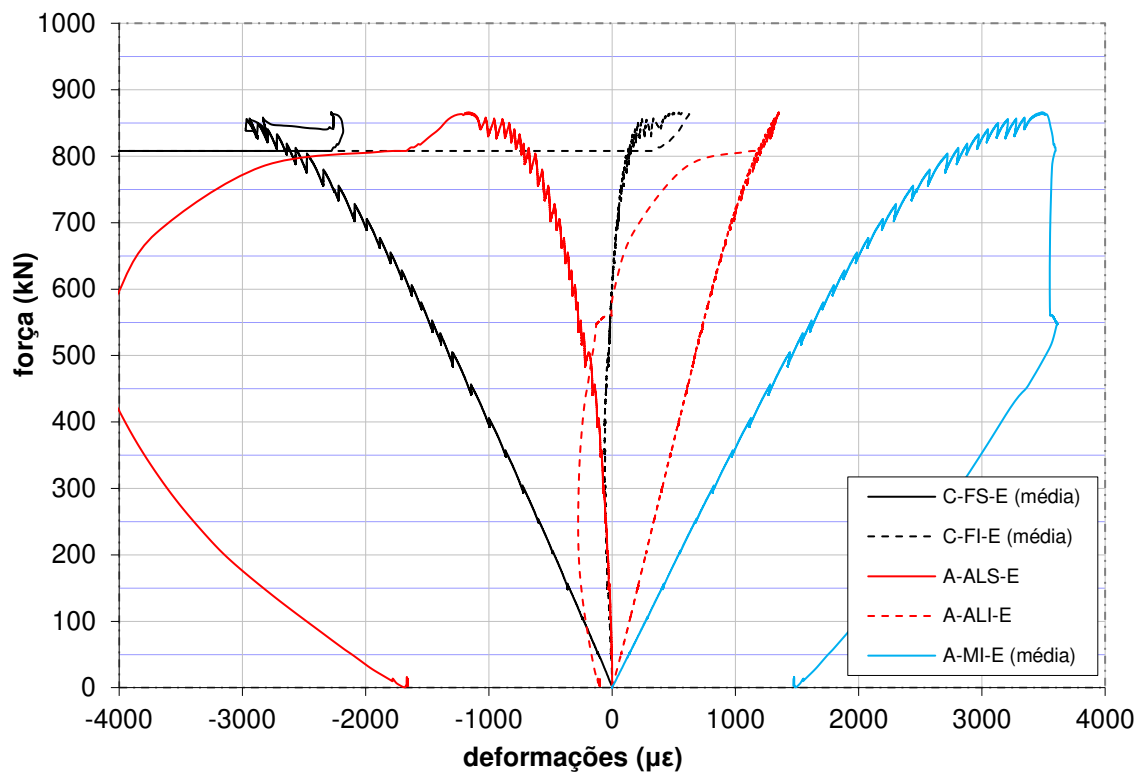
Figura 77. Escorregamentos relativos entre aço e concreto na viga V4m-SC.



Fonte: Autoria própria.

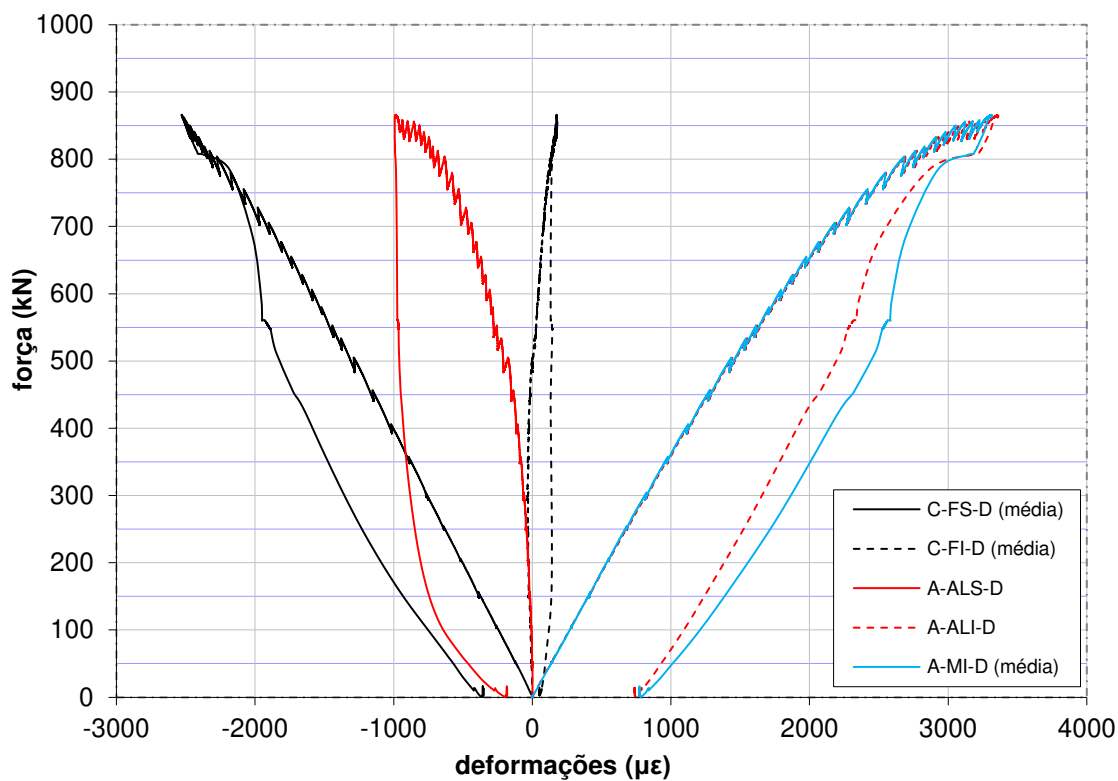
Na Figura 78 e na Figura 79 são apresentadas as deformações medidas pelos extensômetros ao longo do carregamento da viga V4m-SC.

Figura 78. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V4m-SC.



Fonte: Autoria própria.

**Figura 79. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V4m-SC.**



Fonte: Autoria própria.

Com relação à forma de apresentação destes valores, as mesmas considerações sobre as médias dos extensômetros na face superior e inferior do concreto e na mesa inferior do perfil feitas na seção anterior também são válidas.

Comparando-se as duas seções instrumentadas observa-se que o desenvolvimento das deformações nos pontos medidos de ambas as seções é muito próximo, particularmente até se atingir a carga máxima de ensaio. Destaca-se que, na seção instrumentada à esquerda do modelo, os extensômetros da face superior do concreto foram danificados com o colapso da viga, o que leva a medidas excessivas de deformação após a ruptura.

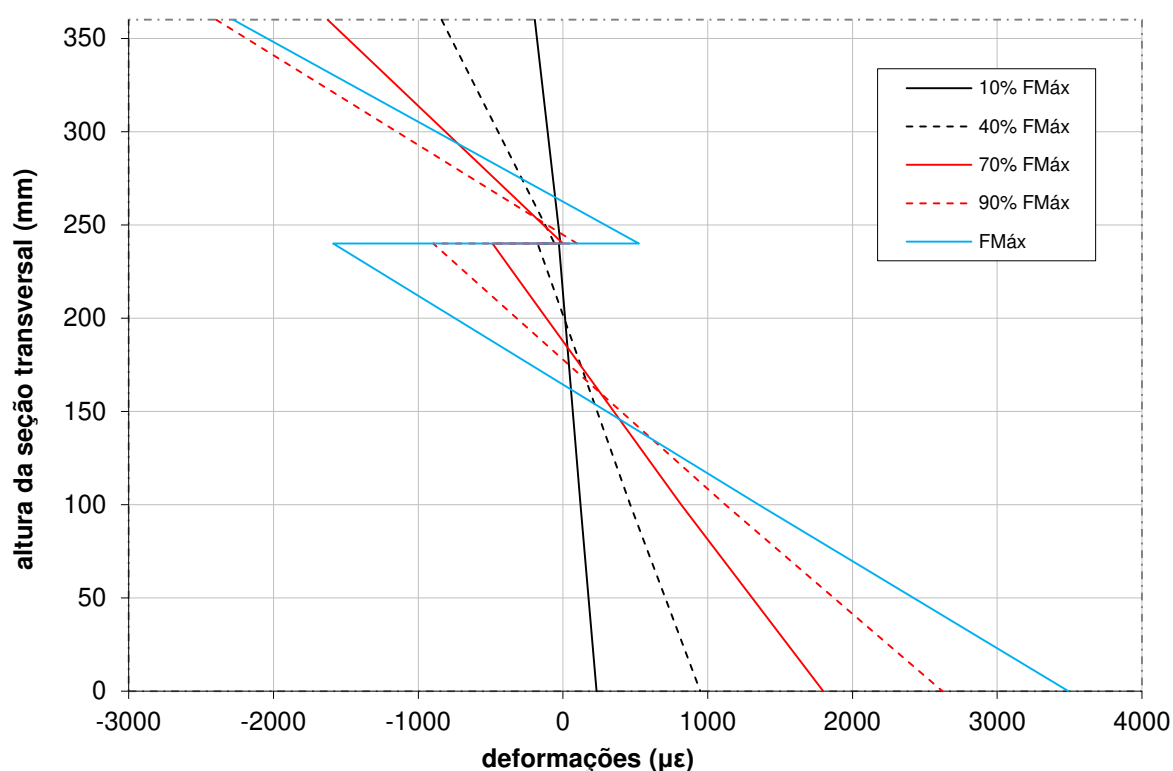
De forma geral observa-se que o desenvolvimento de todas as deformações é linear até a carga de aproximadamente 400 kN, que corresponde a cerca de 45% da carga total aplicada. Novamente, durante todo o ensaio, conforme esperado, a face superior da laje de concreto permaneceu comprimida enquanto a porção intermediária da alma e a mesa inferior do perfil de aço permaneceram tracionadas. As deformações máximas de encurtamento do concreto são da ordem de  $-3000 \mu\epsilon$ , enquanto para o aço os valores máximos de alongamento são da ordem de  $3500 \mu\epsilon$ .

Assim como no modelo cujos resultados foram apresentados anteriormente, durante a fase linear as deformações na parte superior da alma e na face inferior da laje de concreto foram praticamente nulas. Após o início das não linearidades a porção superior da alma sofreu compressão enquanto a face inferior do concreto sofreu tração, o que é característico da formação de duas linhas neutras.

Esse comportamento, característico de conexões parciais, pode ser observado na Figura 80, onde são apresentados os perfis de deformação ao longo da altura da seção transversal para a seção instrumentada à esquerda da viga, para os valores de carregamento de 10%, 40%, 70%, 90% e 100% da força máxima aplicada.

No caso do modelo V4m-SC a não linearidade do perfil de deformações, com a formação de duas linhas neutras, pode ser observada já para o nível de carregamento de 40% da força máxima.

**Figura 80. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V4m-SC.**



Fonte: Autoria própria.

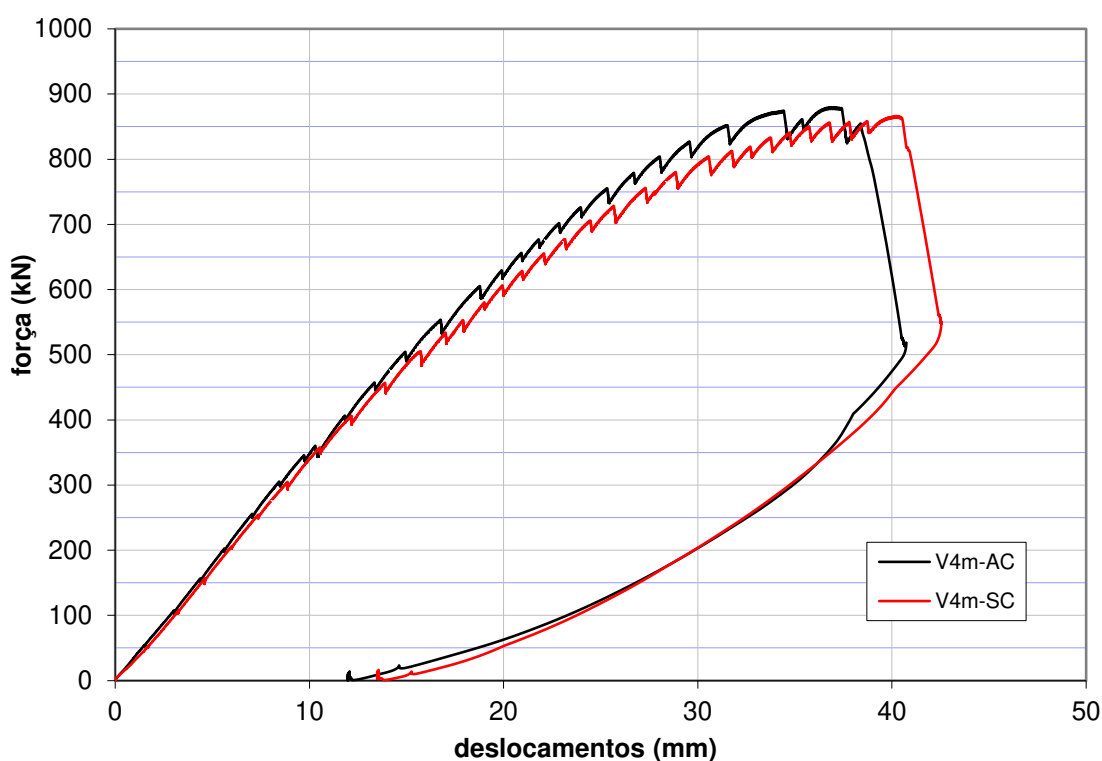
#### 4.5.3 - Comparativo dos ensaios das vigas com 4 metros de vão

De forma geral, com base no relatado nas seções anteriores é possível constatar que o comportamento dos modelos V4m-AC e V4m-SC foi muito similar. Um aspecto a se

considerar é que a resistência estimada do concreto do modelo “AC” era cerca de 10% superior à do modelo “SC”.

Quanto ao desenvolvimento do ensaio em si observa-se que tanto o padrão de fissuração da laje de concreto quanto a forma de ruptura dos dois modelos foram muito parecidos. Desta forma, atribui-se o modo de falha na conexão como sendo por *pry-out* para os dois modelos V4m. Na Figura 81 apresenta-se o comparativo das curvas força/deslocamento no meio do vão para os modelos em questão.

**Figura 81. Comparação das curvas força/deslocamento no meio do vão para as vigas mistas V4m-AC e V4m-SC.**



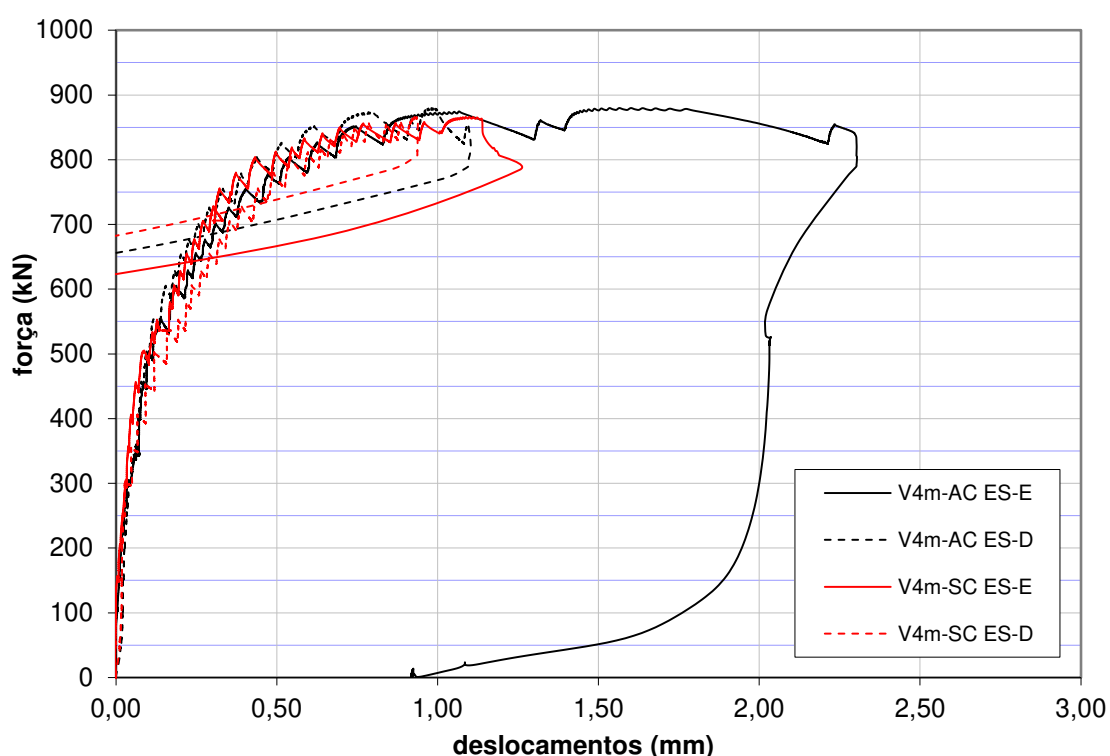
Fonte: Autoria própria.

Observa-se que o desenvolvimento geral das curvas é próximo. A rigidez inicial dos dois modelos é praticamente a mesma. Quando se iniciam as não linearidades a curva relativa ao modelo V4m-SC se abate mais rapidamente. O modelo com armadura de confinamento apresenta resistência última de 2% superior ao modelo sem armadura de confinamento. Ainda o deslocamento para força máxima do modelo V4m-SC é 9% superior ao do modelo V4m-AC.

Apesar de não haver diferenças consideráveis nas curvas apresentadas, uma hipótese plausível para explicar o abatimento mais acentuado da curva força/deslocamento da viga V4m-SC seria que pelo concreto estar menos confinado no interior das aberturas os deslocamentos

relativos entre os componentes da viga mista seriam maiores no caso deste modelo e, conseqüentemente, a viga teria uma rigidez menor quando as seções se plastificassem. Apesar disso a análise comparativa dos escorregamentos entre aço e concreto nas duas vigas (Figura 82) refuta essa hipótese. Observa-se que o desenvolvimento dos escorregamentos em ambas as vigas é muito próximo até momentos antes do colapso delas. Desta forma, eventuais diferenças entre o comportamento observado na Figura 81 devem ser atribuídas às diferentes resistências do concreto no momento dos ensaios.

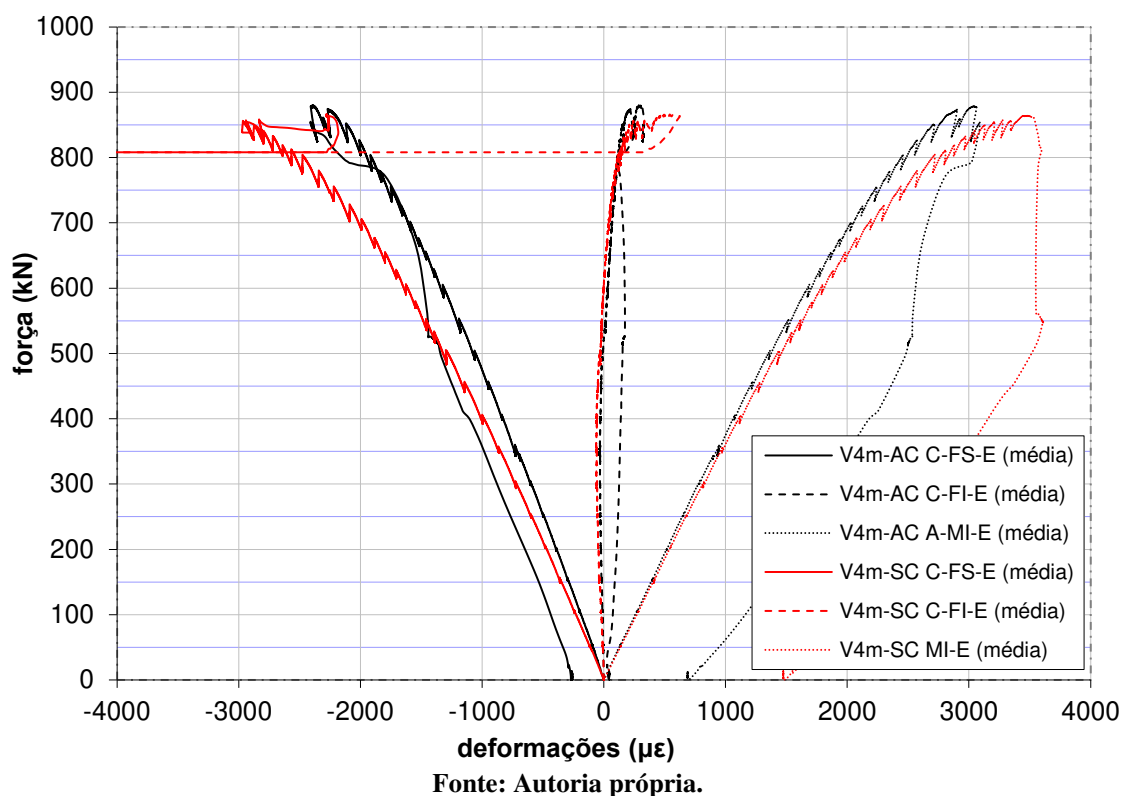
**Figura 82. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V4m-AC e V4m-SC.**



Fonte: Autoria própria.

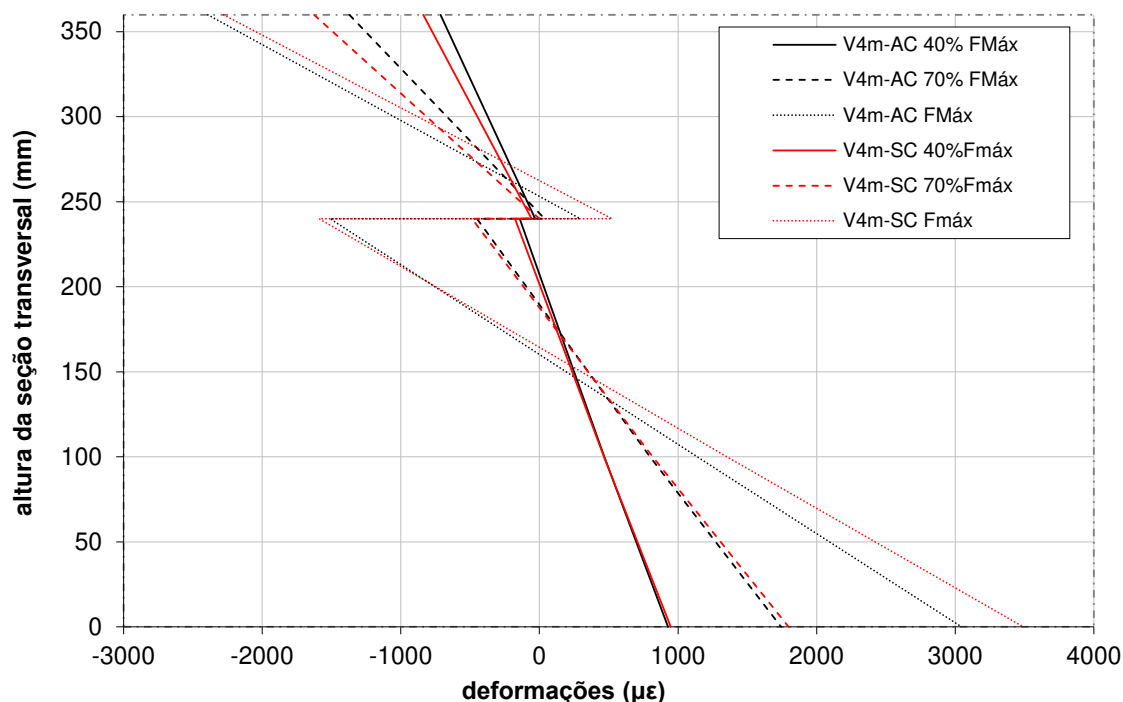
Comparando-se o desenvolvimento das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de falha da viga mista (que em ambos os casos foi no ponto de aplicação de carga à esquerda), observa-se, novamente, um comportamento similar para os dois modelos (Figura 83). Neste comparativo, para simplificar a visualização, apresentam-se apenas os dados de deformação nas faces superior e inferior da laje de concreto e na mesa inferior do perfil de aço.

**Figura 83. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V4m-AC e V4m-SC.**



Novamente, observa-se que a viga V4m-SC apresenta deformações maiores para os mesmos níveis de carregamento quando comparada à viga V4m-AC. Os perfis de deformação das duas vigas foram comparados para os níveis de carregamento de 40%, 70% e 100% da força máxima de cada modelo. Esses resultados são apresentados na Figura 84.

**Figura 84. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V4m-AC e V4m-SC.**



**Fonte: Autoria própria.**

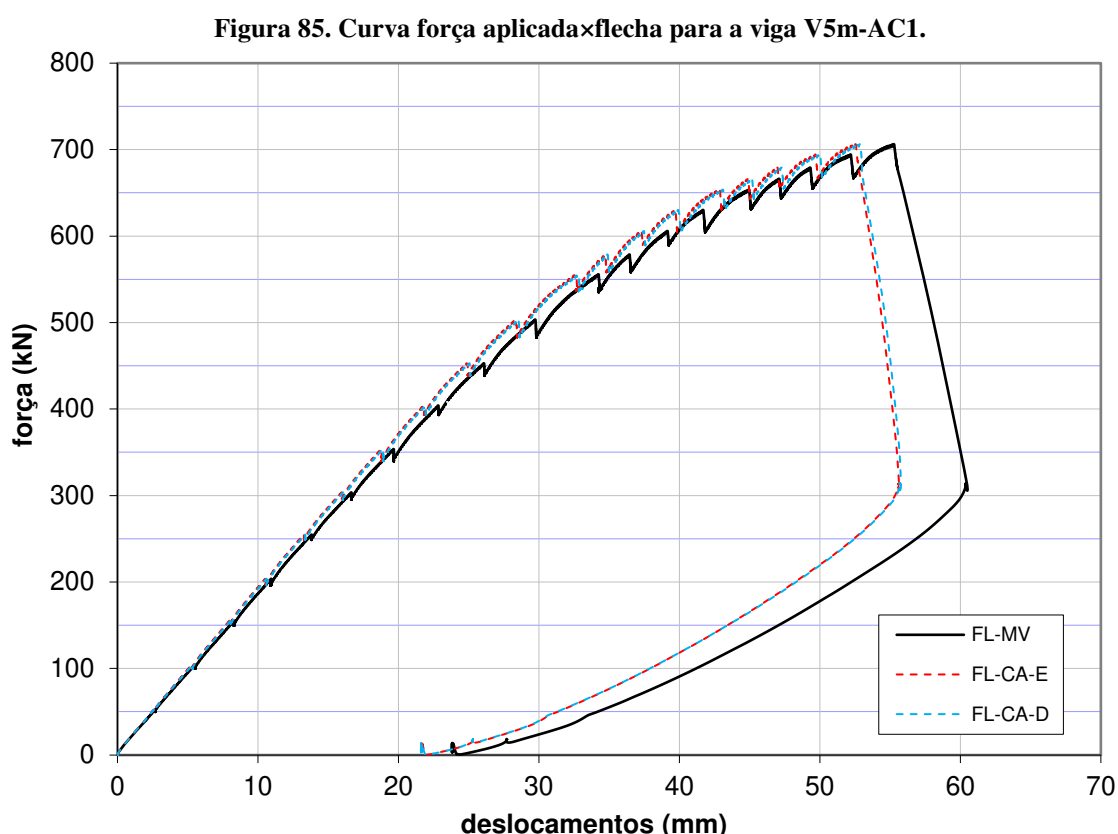
Como esperado com base no apresentado na Figura 83 os perfis de deformação para a viga sem armadura de confinamento apresentam maior rotação das seções transversais do que os relativos à viga com armadura de confinamento. Apesar disso, reitera-se, com base na avaliação comparativa realizada para os escorregamentos relativos entre aço e concreto, que as pequenas diferenças observadas aqui provavelmente estão relacionadas com a resistência do concreto, que influencia seu módulo de elasticidade e, conseqüentemente, o desenvolvimento das deformações na viga.

De forma geral, do comparativo dos resultados das duas vigas ensaiadas com quatro metros de vão, não se observam diferenças significativas entre os resultados. Pelo contrário, os padrões de fissuração e os modos de falha indicam um comportamento muito próximo dos dois modelos. Desta forma, a análise numérica pode fornecer mais informações relativas às diferenças entre as vigas mistas ensaiadas, em particular sobre o comportamento do concreto na região da conexão, o que é difícil de monitorar em um ensaio experimental.

#### 4.5.4 - Ensaio do modelo V5m-AC1

A viga mista V5m-AC1 foi ensaiada 52 dias após a sua concretagem, com a resistência do concreto estimada em 43,7 MPa na data do ensaio. Quanto aos incrementos de carga aplicados o ensaio foi desenvolvido de forma similar à relatada na seção 4.5.1.

Na Figura 85 apresenta-se a curva força/deslocamento para o modelo V5m-AC1. São apresentadas as curvas relativas à medição no meio do vão e nos dois pontos de aplicação de carga.



Fonte: Autoria própria.

A força máxima resistida pelo modelo foi de 706,3 kN, correspondente a uma flecha no meio do vão de 55,3 mm. Observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 400 kN, cerca de 55% da força máxima resistida. Para valores de carregamento superiores a este a curva apresenta algum abatimento, indicando que algumas regiões dos materiais se encontram em seus regimes não-lineares. Esta não linearidade, assim como nos modelos anteriores, é pouco acentuada até cerca de 85% da força máxima, o que corresponde a um carregamento de aproximadamente 600 kN.

As curvas dos deslocamentos verticais nos pontos de aplicação de carga se desenvolvem praticamente com os mesmos valores ao longo de todo o carregamento, inclusive após a ruptura, o que evidencia a simetria na aplicação dos carregamentos.

A evolução das fissuras na laje ao longo do ensaio foi muito similar à observada para os modelos V4m-AC e V4m-SC. Nenhuma fissura foi observada na laje de concreto até cerca de 500 kN de força aplicada. Ao se atingir este nível de carregamento notou-se a formação de uma fissura longitudinal, no centro da laje de concreto, que se iniciou nos pontos de aplicação de carga e se propagou em direção às extremidades da viga. Novamente, nos passos de carga seguintes esta fissura se prolongou até atingir a seção do apoio, o que ocorreu para um carregamento de 575 kN (Figura 86), tanto do lado esquerdo quanto do lado direito da viga. Até o momento da ruptura apenas essa fissura foi observada na laje como um todo, considerando todas as suas superfícies.

**Figura 86. Padrão de fissuração observado para a viga V5m-AC1.**



**Fonte: Autorial própria.**

Assim como nos demais modelos, a falha se deu no concreto. Neste caso, entre os dois pontos de aplicação de carga, em uma região bem próxima ao meio do vão (Figura 87). Ocorreu um desprendimento de uma cunha de concreto, que se iniciou no lado posterior da viga, em sua face superior, e se estendeu por quase toda a largura da laje. As imagens da viga após a falha, em sua face anterior, em sua face posterior e um detalhe da região da conexão são apresentados na Figura 88.

A profundidade da região danificada na laje foi de toda a altura desta nas extremidades da seção transversal. Nos locais próximos ao conector, novamente, a profundidade da cunha expulsa de concreto foi menor, o que indica uma maior integridade do concreto nessa região, provavelmente associada a um maior nível de confinamento do concreto que ocorre nessa região. Apesar disso, neste caso, a região da laje rompida próxima aos conectores foi maior, de forma que dois dentes do conector foram parcialmente expostos (Figura 88).

**Figura 87. Falha da viga V5m-AC1.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 88. Detalhes da falha da viga V5m-AC1: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro).**



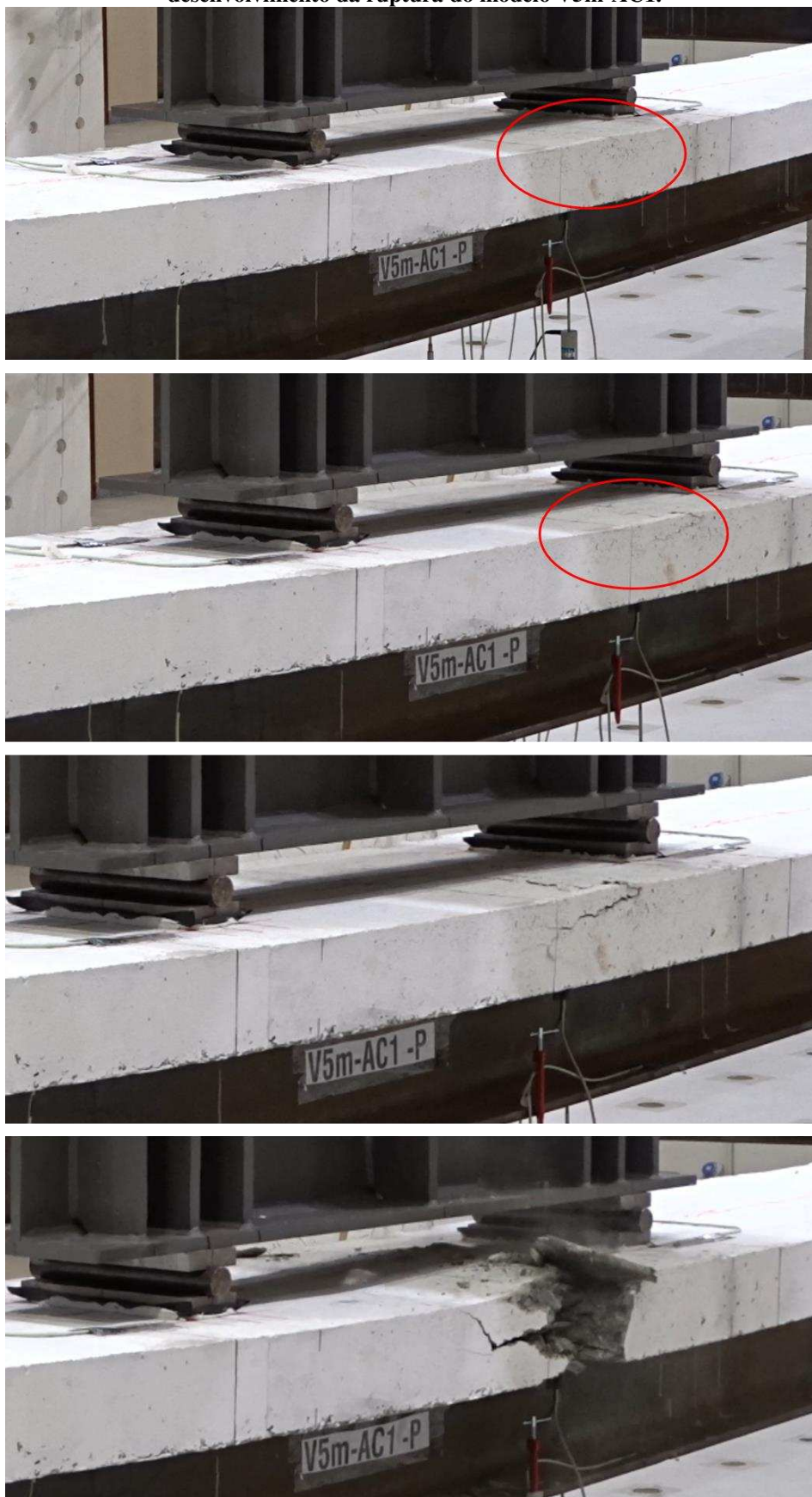
Fonte: Autoria própria.

Assim como nos demais modelos a falha foi frágil, de forma que as fissuras na região de ruptura só foram percebidas segundos antes do colapso e com o auxílio de câmeras posicionadas de forma a filmar diversas regiões do experimento. Na Figura 89 apresentam-se quatro quadros da filmagem realizada. Os quadros são apresentados em sequência cronológica, de cima para baixo. Destaca-se que o tempo decorrido entre o primeiro quadro e o último quadro é de três segundos.

De acordo com a Tabela 2, para o modelo V5m-AC1 também se previu que a resistência da conexão ao *pry-out* fosse 57% menor do que a resistência ao cisalhamento do concreto. Além disso, o grau de conexão esperado para o modelo era de 79%. Tendo em vista o que se observou durante o experimento, especificamente, a expulsão de uma cunha de concreto na face superior da laje e o estado íntegro do concreto na região das aberturas do conector, acredita-se que as tensões oriundas do fenômeno de ruptura cônica, tenham de fato contribuído para a fissuração do concreto na região da ruptura. Apesar disso, em função da região de ruptura ter sido entre os pontos de aplicação de carga e, portanto, sujeita a menor transferência de forças cortantes, acredita-se que o mecanismo que levou à falha neste caso possa ter sido o esmagamento do concreto na região central da laje.

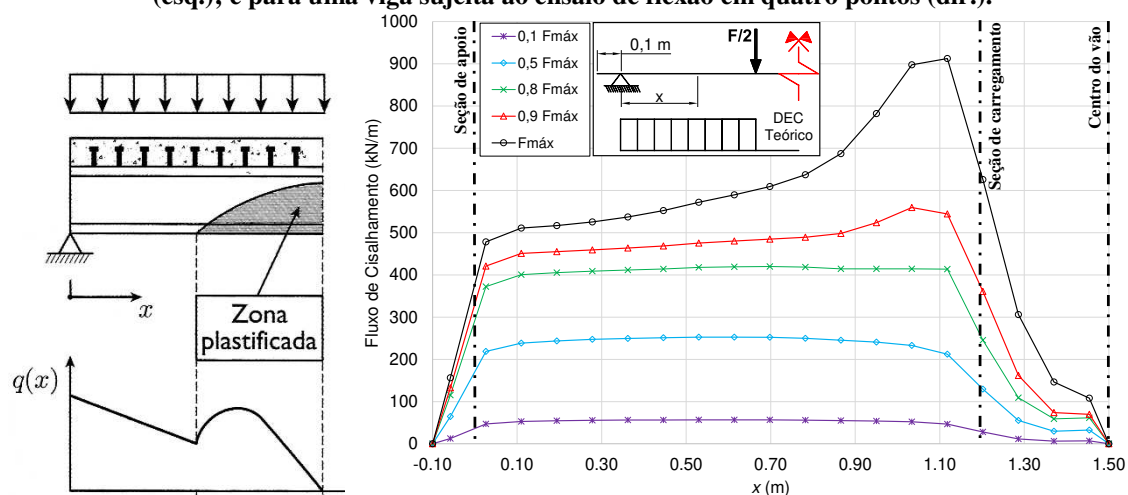
Destaca-se aqui que, após a plastificação da seção transversal a distribuição dos esforços de cisalhamento na conexão se altera, de forma que as tensões não podem ser calculadas pela equação de Zhuravskii e sua distribuição ao longo do comprimento da viga não é semelhante ao diagrama de esforços cortantes. Desta forma, os esforços cisalhantes na região da ruptura não são nulos. Ainda assim, essa não é a região com os maiores esforços cisalhantes pós-plastificação na viga sujeita ao ensaio de flexão em quatro pontos. O pico dos esforços cortantes nesse caso acontece juntamente aos pontos de aplicação de carga, deslocando-se para as extremidades da viga, conforme os diagramas apresentados por Calado e Santos (2013) e Petruski (2016), ilustrados na Figura 90.

Figura 89. Quadros obtidos de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar o desenvolvimento da ruptura do modelo V5m-AC1.



Fonte: Autoria própria.

**Figura 90. Distribuição dos esforços de cisalhamento após a plastificação da seção transversal (observar simetria em relação ao centro do vão): para uma viga com carregamento uniformemente distribuído (esq.); e para uma viga sujeita ao ensaio de flexão em quatro pontos (dir.).**



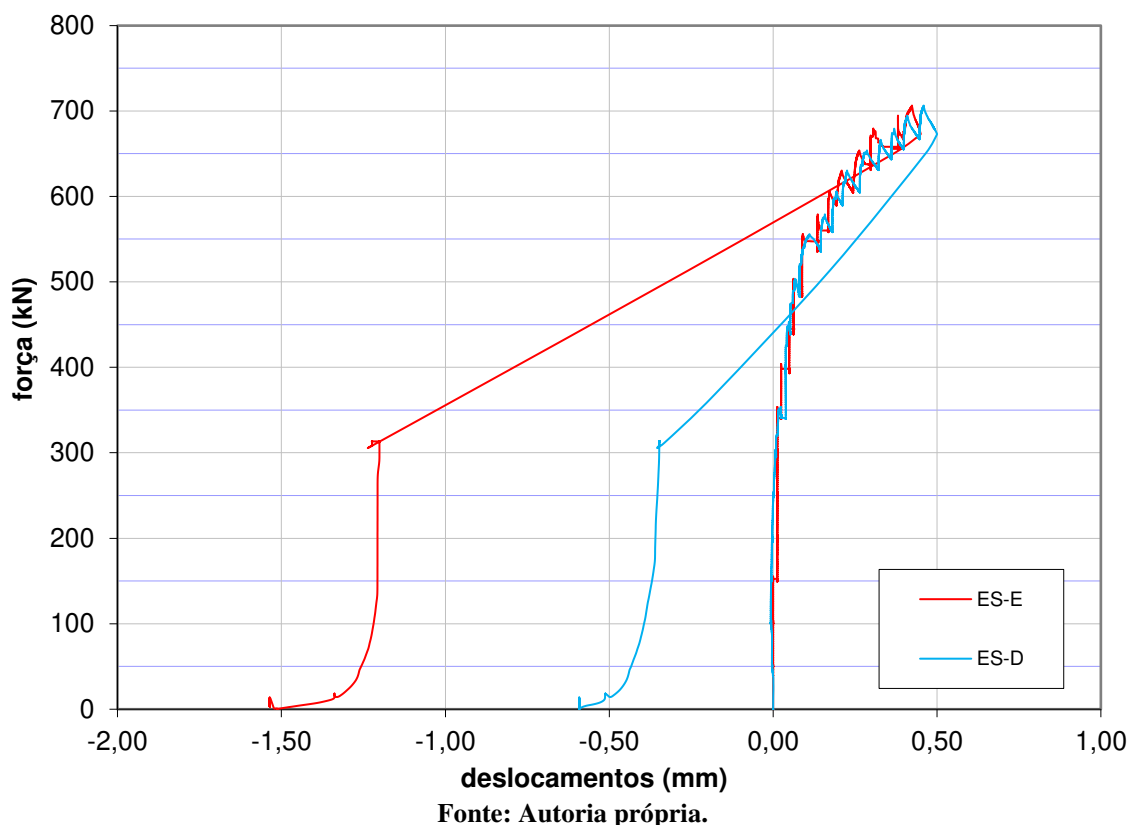
Fonte: Adaptado de Calado e Santos (2013) e Petruski (2016).

Na Figura 91 apresentam-se as curvas do desenvolvimento dos escorregamentos relativos entre o componente de aço e o componente de concreto para as duas extremidades da viga V5m-AC1 ao longo do seu carregamento.

Assim como nos modelos apresentados anteriormente, observa-se que os escorregamentos das extremidades esquerda e direita evoluem de forma muito próxima até à ruptura da viga mista. Para a carga de pico os valores dos escorregamentos foram de 0,42 mm para a extremidade esquerda e de 0,46 mm para a extremidade direita.

Como as vigas mistas de cinco metros de vão possuem maior comprimento de conexão, quando comparadas às vigas de quatro metros, consequentemente também possuem uma maior resistência total do conector e, portanto, maior grau de conexão, considerando-se que todos os modelos ensaiados possuem a mesma seção transversal. Desta forma, é natural que os escorregamentos relativos entre os componentes da viga mista sejam menores para o modelo V5m-AC1 quando comparados aos modelos com quatro metros de vão livre.

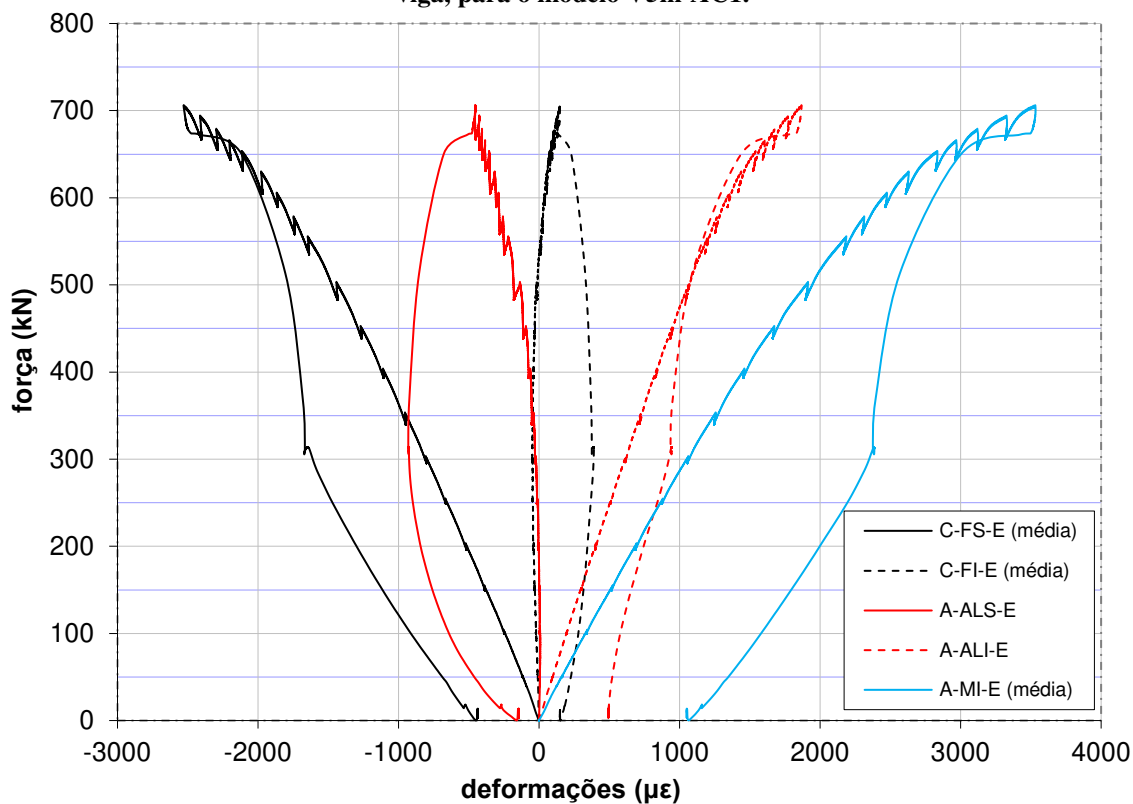
**Figura 91. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V5m-AC1.**



Na Figura 92 e na Figura 93 apresentam-se as curvas de desenvolvimento das deformações conforme a viga foi carregada, para as seções instrumentadas próximas aos pontos de aplicação de carga à direita e à esquerda, respectivamente.

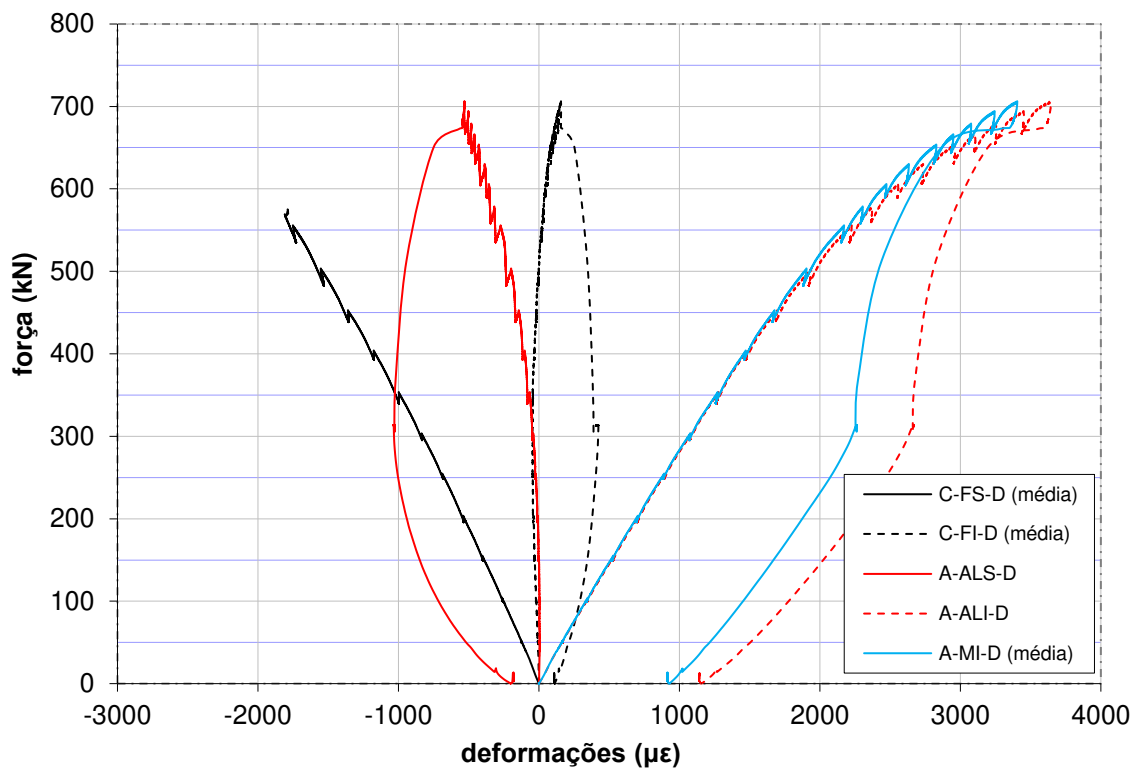
Comparando-se os dois gráficos observa-se que o desenvolvimento das deformações nas duas seções instrumentadas é muito similar. Além disso, novamente observa-se um comportamento linear de desenvolvimento das deformações até uma carga de aproximadamente 400 kN, que equivale a cerca de 55% da força máxima resistida pela viga V5m-AC1. Até se atingir este limite observa-se que a região de interface entre o aço e o concreto, representada pelas deformações dos extensômetros na face inferior da laje (C-FI) e na porção superior da alma (A-ALS), apresentam deformações praticamente nulas, representando uma única linha neutra.

Figura 92. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V5m-AC1.



Fonte: Autoria própria.

Figura 93. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V5m-AC1.

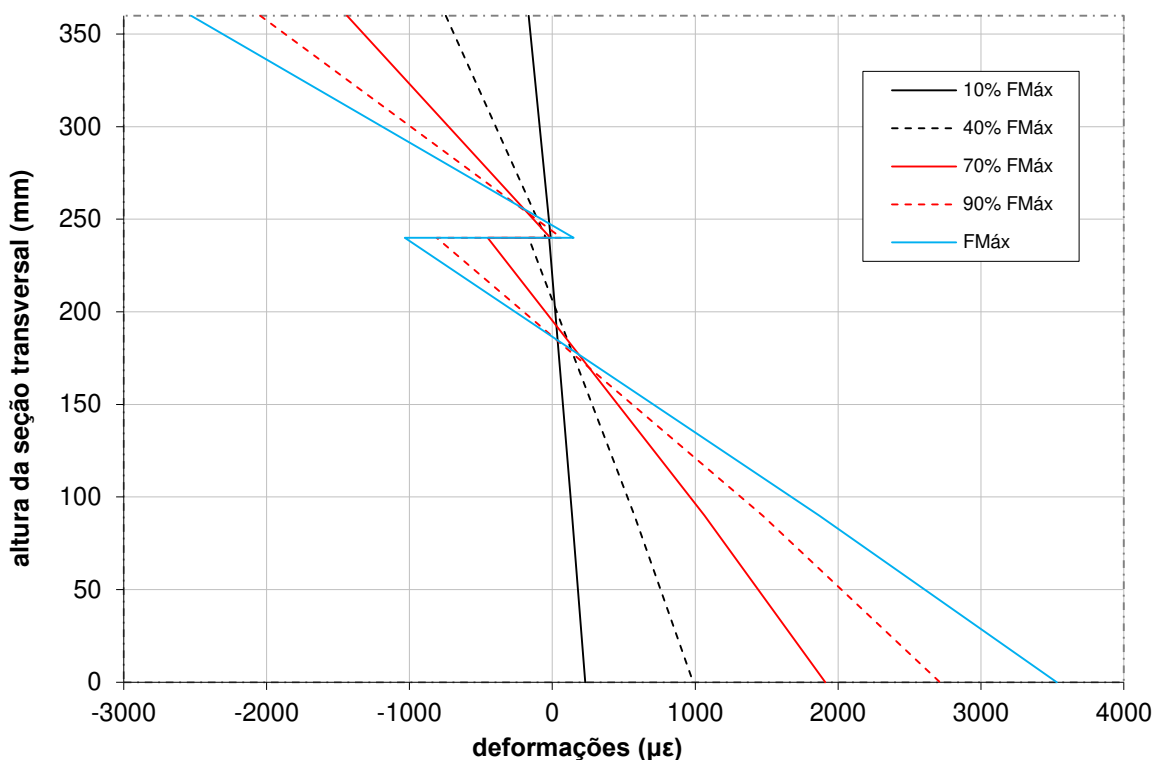


Fonte: Autoria própria.

Após o início das plastificações a face inferior da laje de concreto passa a apresentar alongamento enquanto a porção superior da alma apresenta encurtamento. Considerando-se que a face superior do concreto permanece comprimida durante todo o ensaio e que a mesa inferior do perfil de aço permanece tracionada, constata-se, novamente, a formação de duas linhas neutras indicando a ocorrência de interação parcial entre os componentes da viga mista.

Apesar disso, é possível observar da análise dos perfis de deformação (Figura 94) que a intensidade do alongamento do concreto e do encurtamento do aço são menores para a viga V5m-AC1 do que para os modelos com quatro metros de vão. Por exemplo, o máximo alongamento da laje na viga em análise, no momento da falha, é de cerca de  $150 \mu\epsilon$ , enquanto para o modelo V4m-SC (Figura 80) este valor é de cerca de  $500 \mu\epsilon$ .

**Figura 94. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V5m-AC1.**



A razão para isso, novamente, está associada com o fato do modelo V5m-AC1 possuir maior grau de conexão quando comparado com os modelos analisados anteriormente, de forma que o conector é capaz de transferir uma maior força de cisalhamento entre a seção de aço e a de concreto. Segundo a mesma lógica, ao se analisar os resultados dos modelos com seis metros de vão, espera-se que a porção tracionada na seção de concreto seja ainda menor do que do modelo V5m-AC1.

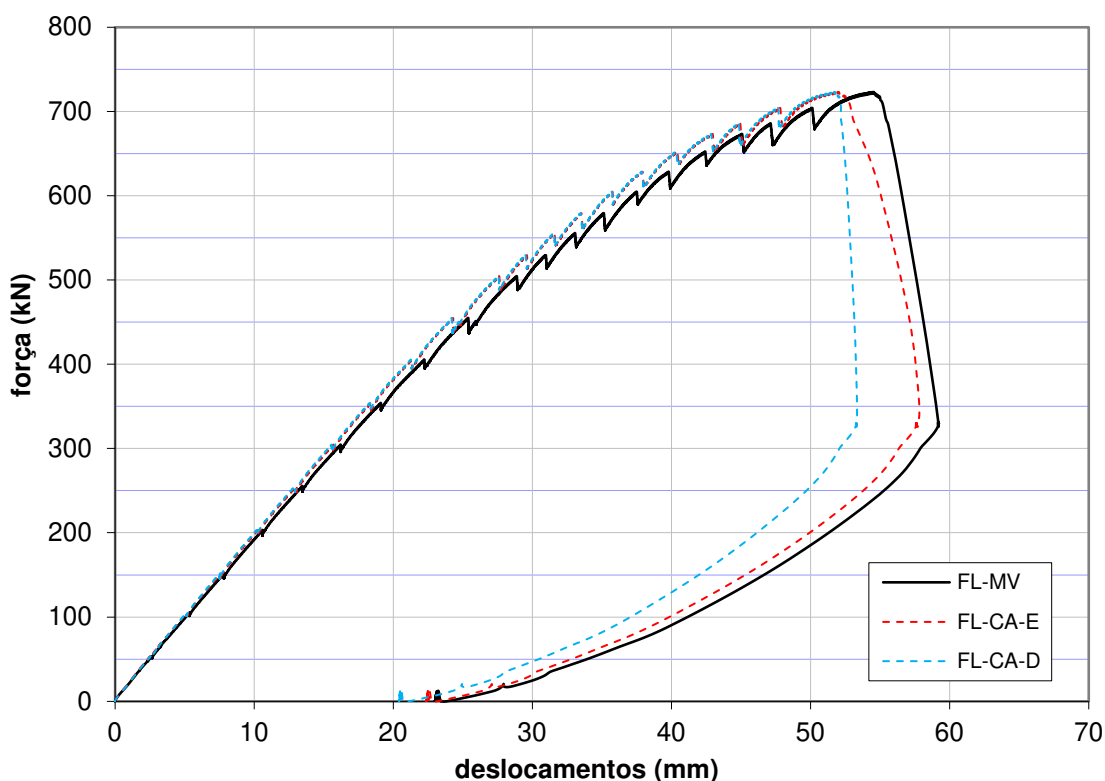
Ainda, da análise da Figura 94 observa-se que para os níveis de carregamento de 10% e 40% da força máxima aplicada a seção mista se mantém plana, com apenas uma linha neutra distinguível, se situando aproximadamente na interface dos dois materiais. Para forças aplicadas a partir de 70% da carga última já se observa a formação de duas linhas neutras.

#### 4.5.5 - Ensaio do modelo V5m-AC2

O ensaio experimental do modelo V5m-AC2 foi realizado 33 dias após a sua concretagem, com a resistência do concreto estimada em 36,7 MPa, tendo por base os valores apresentados na Tabela 4. Ainda, os incrementos de carga foram aplicados de maneira similar a todos os modelos mencionados anteriormente.

Na Figura 95 apresentam-se as curvas força/deslocamento para o modelo V5m-AC2, para as medições efetuadas no meio do vão e nos dois pontos de aplicação de carga.

Figura 95. Curva força aplicada x flecha para a viga V5m-AC2.



Fonte: Autoria própria.

A força máxima resistida pela viga V5m-AC2 foi de 722,9 kN, para a qual se obteve um deslocamento vertical no meio do vão de 54,6 mm. Para este modelo observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 400 kN, cerca de 55% da força máxima aplicada. Assim como nos demais modelos, verifica-se que o abatimento da curva na região não-linear é suave até cerca de 85% da carga última, a partir da qual as não

linearidades se intensificam até que a viga mista sofra colapso. Além disso, as flechas medidas pelos transdutores de deslocamento situados nas seções de carregamento apresentam valores praticamente idênticos entre si até o momento da ruptura, evidenciando, novamente, a simetria na aplicação do carregamento.

Quanto aos eventos observados no decorrer do ensaio, destaca-se, novamente, a formação de uma fissura longitudinal, no centro da laje de concreto, evoluindo para as extremidades a partir dos pontos de aplicação de carregamento. No caso do modelo V5m-AC2 a fissura foi notada inicialmente para uma carga de 450 kN e atingiu as regiões dos apoios para uma ação vertical total de 625 kN.

Para além desta, nenhuma outra fissura foi visualizada em qualquer superfície do concreto até o momento da ruptura. O colapso deste modelo também ocorreu de forma frágil, com a falha do concreto, entre os pontos de aplicação de carga, na adjacência da seção instrumentada à esquerda da viga. Neste caso uma cunha de concreto com a largura total da laje se desprende da viga (Figura 96). Na Figura 97 apresentam-se detalhes da ruptura, como a face anterior da viga, a face posterior e uma vista superior da região de ruptura com os pedaços desprendidos de concreto já removidos (na imagem aparecem sobre a parte íntegra da laje, ao lado esquerdo da foto).

Comentários semelhantes aos realizados nas seções anteriores também podem ser feitos, neste caso, com relação à profundidade da porção de concreto desprendida e do estado do concreto na região entre as aberturas do conector. Para a viga V5m-AC2, assim como no modelo V5m-AC1, dois dentes do conector foram parcialmente expostos pela ruptura.

Destaca-se ainda neste ponto outro fato comum a todos os ensaios e não abordado até então. Pôde-se observar, na maioria dos modelos experimentais, especialmente nas imagens que mostram a região de ruptura após a sua limpeza, a existência de fissuras horizontais com dimensões superiores a alguns milímetros.

**Figura 96. Falha da viga V5m-AC2.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 97. Detalhes da falha da viga V5m-AC2: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); e vista superior da região de falha, com destaque para a existência de fissuras horizontais (inferior ao centro).**



Fonte: Autoria própria.

Além disso, as filmagens realizadas dos momentos de ruptura mostram que o concreto é expelido para as direções perpendiculares ao plano da laje (para cima e para baixo). Esse fenômeno, em concomitância com a presença de fissuras horizontais no interior da laje também é relatado por autores que estudaram a ocorrência de *pry-out* em ensaios tipo push-out (Zapfe, 2001; Heinemeyer, 2011). Estas observações estão de acordo com a ideia de que a ruptura cônica se dá pela formação de um estado de tensões tridimensional no concreto na região próxima ao conector que tende a “expulsar” o concreto em seu entorno. Desta maneira, a falha ocorre na direção com menor camada de concreto resistente no entorno da conexão, o que pode se dar não apenas para as faces superior ou inferior da laje (o que é mais comum), mas também para as laterais dela, caso a camada de material nessa direção seja a menos resistente.

Isto posto, é plausível supor que, assim como na viga V5m-AC1, a ocorrência de fissuras relacionadas com a ruptura cônica do concreto danificou a laje na região da falha. Além disso, deve-se ter em mente que o local da falha também estava submetido a elevadas tensões, e deformações, de compressão. Ressalta-se que para a viga em análise era previsto que a resistência da conexão ao *pry-out* fosse 57% menor do que a resistência ao cisalhamento do concreto e o grau de conexão esperado para o modelo também era de 79%.

Na Figura 98 apresenta-se uma sequência de quadros obtidos da filmagem em câmera lenta do momento da ruptura da viga V5m-AC2. Os quadros são apresentados em ordem cronológica, de cima para baixo. Na foto central observa-se o momento da ruptura. Mesmo com a imagem pouco nítida em função da vibração provocada pelo colapso, pode-se visualizar que o concreto é projetado para fora do plano da laje. Por se tratar de um concreto com resistência superior à média usual obras no Brasil atualmente, reitera-se que a energia elástica acumulada e liberada no momento da ruptura também é maior.

Ainda, com relação à Figura 98 destaca-se que os dois primeiros quadros mostrados são sequenciais. De forma que não se visualiza um estado de fissurações maior do que o representado no primeiro quadro antes do momento da ruptura.

**Figura 98. Quadros obtidos de uma filmagem em câmera lenta, que possibilita visualizar o desenvolvimento da ruptura do modelo V5m-AC2.**



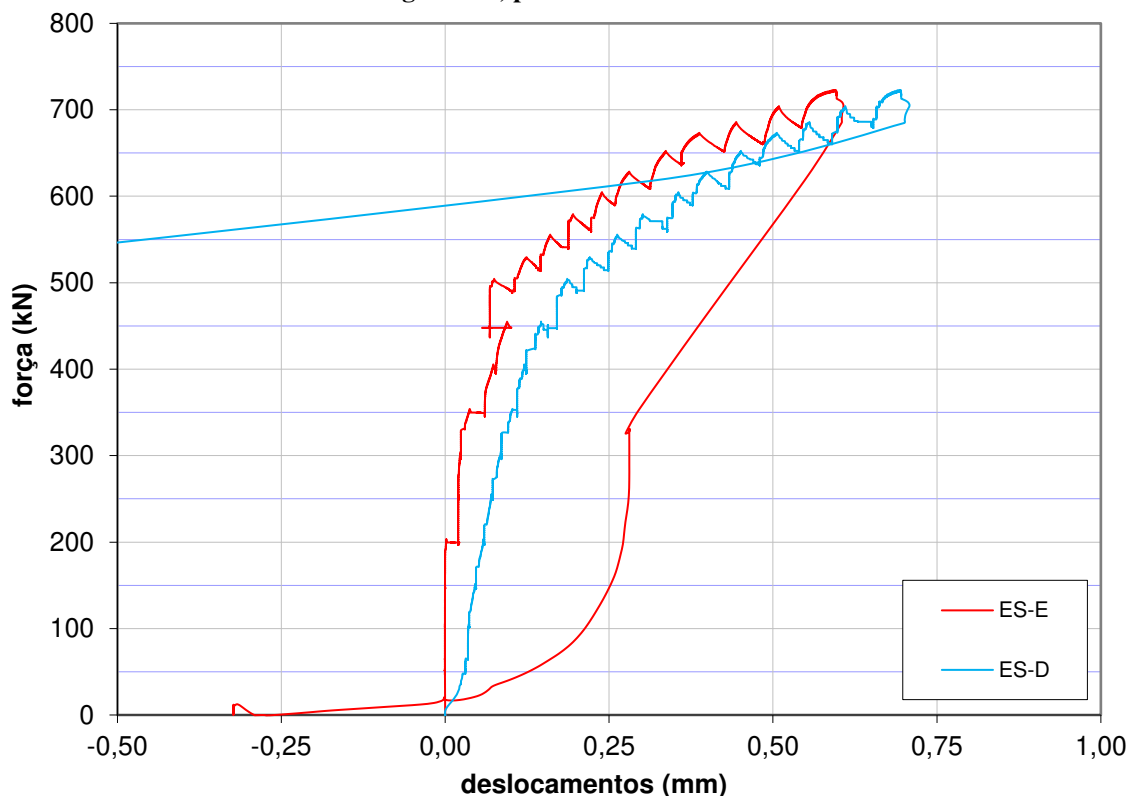
**Fonte: A autoria própria.**

Na Figura 99 apresentam-se as curvas do desenvolvimento dos escorregamentos relativos entre o componente de aço e o componente de concreto para as duas extremidades da viga V5m-AC2 ao longo do seu carregamento.

No caso deste ensaio em particular observa-se que o escorregamento na extremidade direita foi ligeiramente maior do que o da extremidade esquerda considerando-se um mesmo nível de carregamento (cerca de 15% ao decorrer de todo o ensaio). Para a carga de pico os valores dos

escorregamentos foram de 0,60 mm para a extremidade esquerda e de 0,69 mm para a extremidade direita.

**Figura 99. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V5m-AC2.**

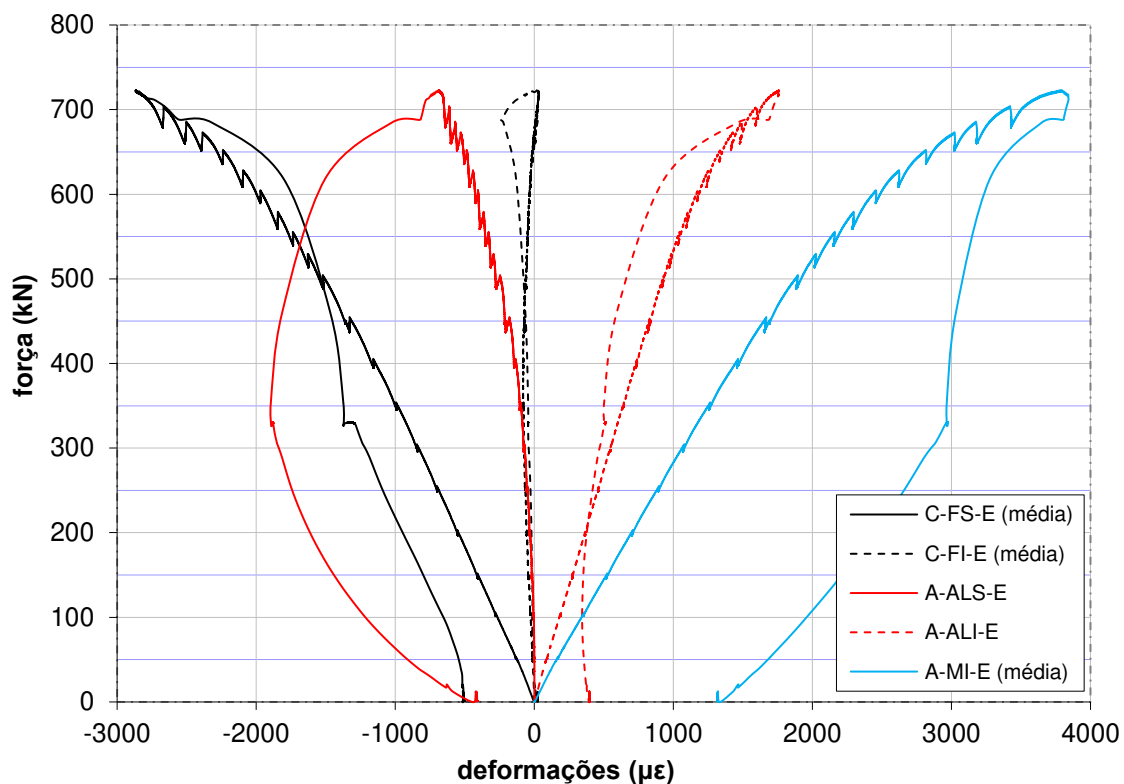


Na Figura 100 e na Figura 101 apresentam-se as curvas de desenvolvimento das deformações conforme a viga foi carregada, para as seções instrumentadas próximas aos pontos de aplicação de carga à direita e à esquerda, respectivamente.

Comparando-se os dois gráficos observa-se que o desenvolvimento das deformações nas duas seções instrumentadas é muito similar. Neste caso, observa-se um comportamento linear de desenvolvimento das deformações até uma carga de aproximadamente 450 kN, que equivale a cerca de 60% da força máxima resistida pela viga V5m-AC2.

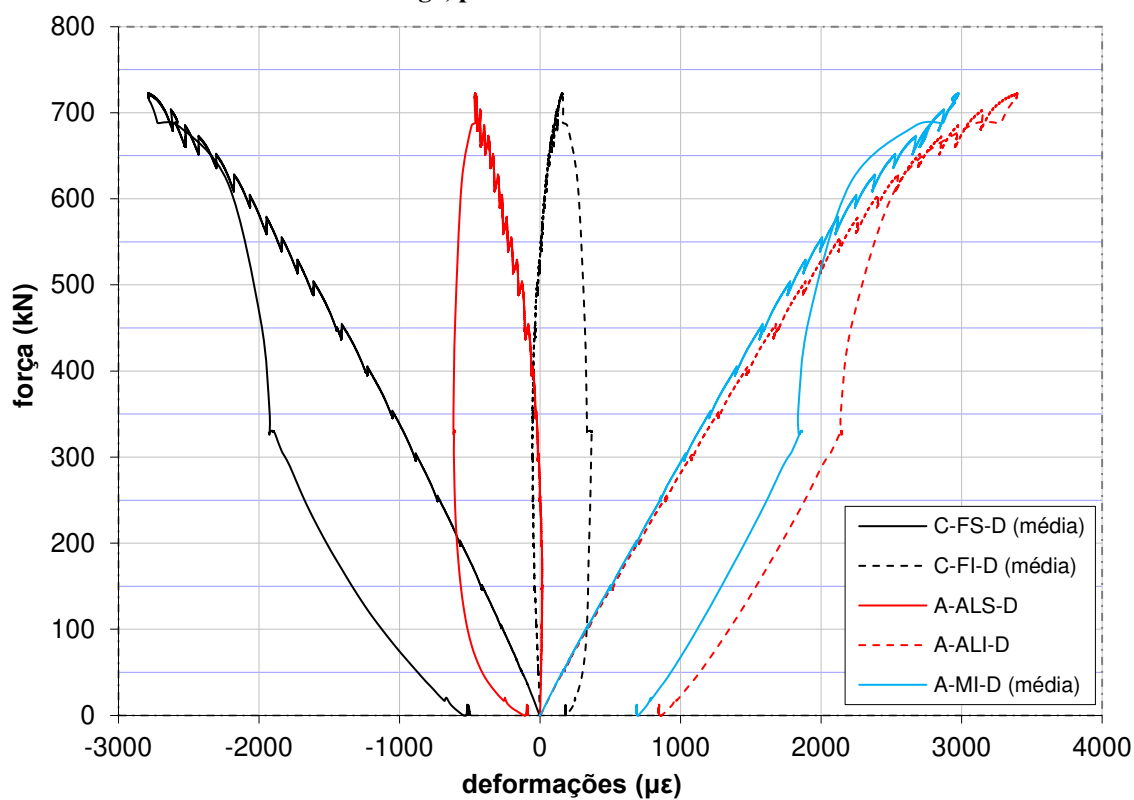
Novamente, verifica-se que no trecho linear existe apenas uma linha neutra na viga, enquanto no trecho não-linear formam-se duas linhas neutras, uma na seção de aço e outra na seção de concreto. Essa constatação fica mais clara com a apresentação da Figura 102, na qual são representados os perfis de deformação da seção transversal.

**Figura 100.** Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V5m-AC2.



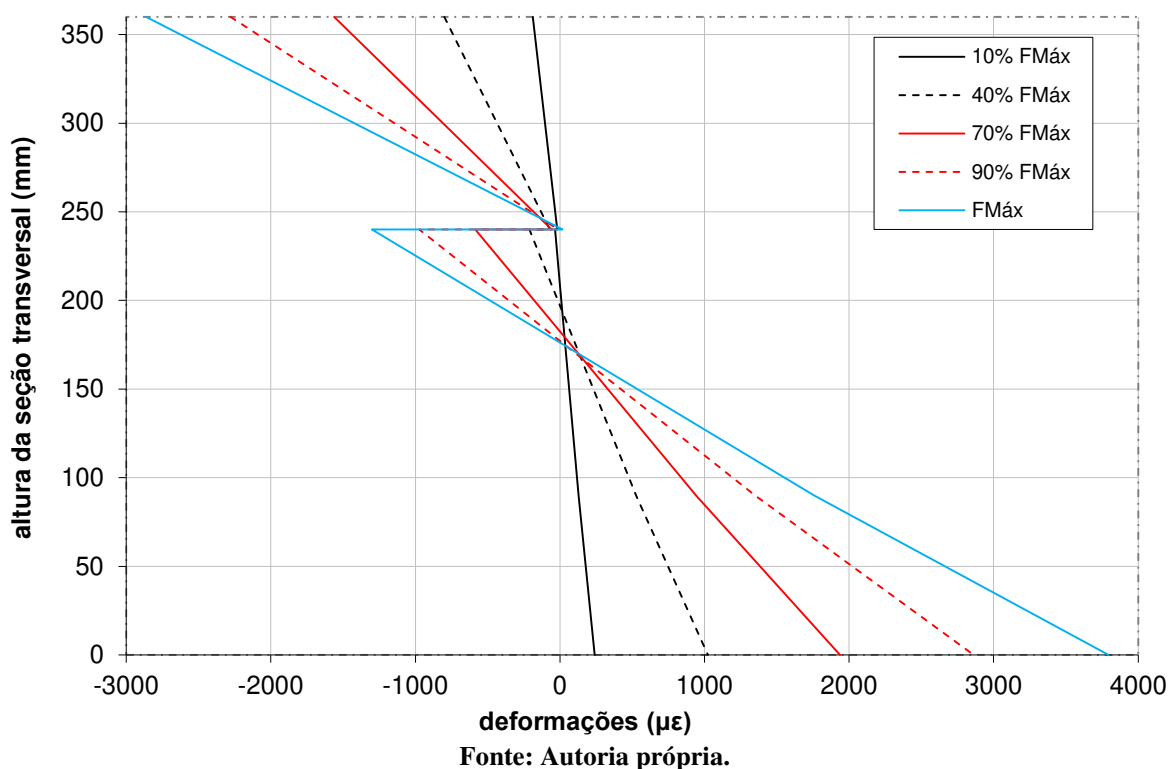
Fonte: Autoria própria.

**Figura 101.** Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V5m-AC2.



Fonte: Autoria própria.

**Figura 102. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V5m-AC2.**



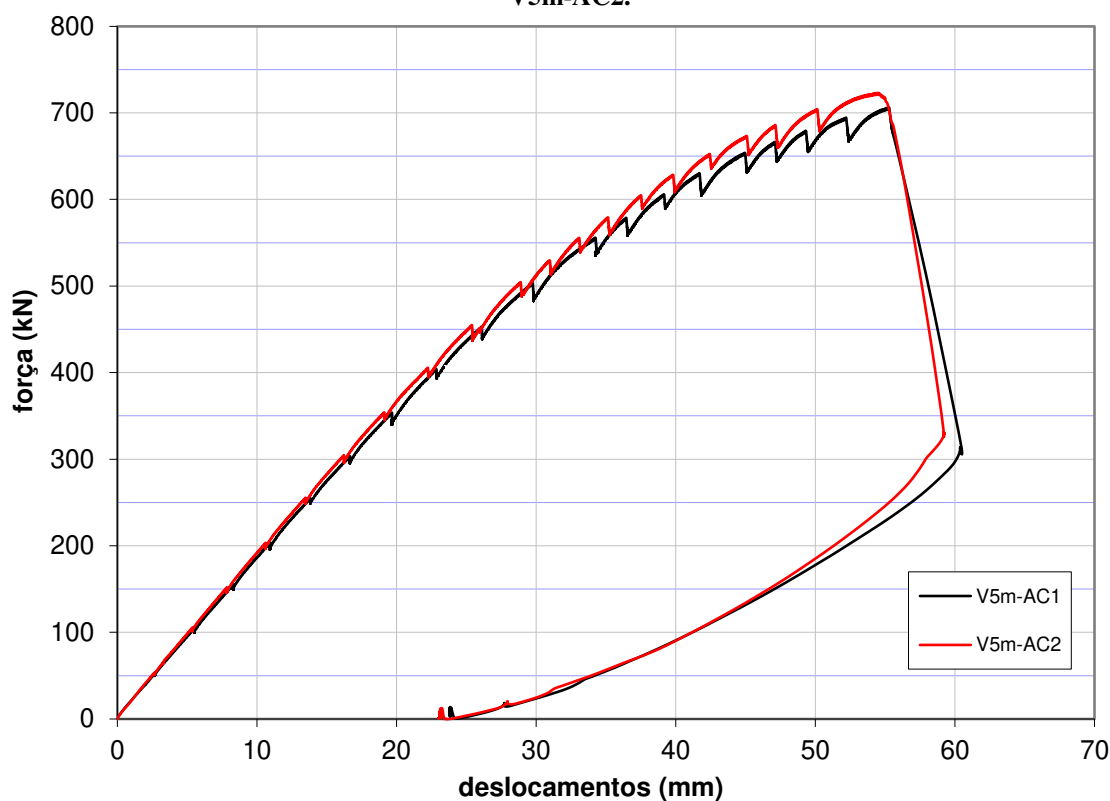
Comentários similares aos realizados na seção anterior também podem ser feitos no que diz respeito à menor porção de concreto tracionada e aço comprimido. No caso da viga V5m-AC2 observa-se quase a totalidade da laje de concreto na seção instrumentada estava comprimida no momento da ruptura (as deformações de alongamento são da ordem de  $20 \mu\epsilon$ ).

#### 4.5.6 - Comparativo dos ensaios das vigas com 5 metros de vão

Para a análise comparativa dos modelos V5m-AC1 e V5m-AC2 é importante atentar para o fato de que essas vigas não possuem diferenças de projeto entre si. A única propriedade que difere entre as duas é a resistência do concreto no momento do ensaio, tendo-se em vista que são oriundas de duas concretagens diferentes e foram ensaiadas com idades diferentes. Desta forma, o concreto do modelo V5m-AC1 possui resistência 19% superior ao concreto da viga V5m-AC2. Reitera-se neste ponto que esses modelos foram projetados com as mesmas propriedades de forma a validar a metodologia experimental.

Apesar disso, a resistência da segunda viga foi 2% superior à da primeira, como pode-se observar na Figura 103, que apresenta o comparativo entre as curvas força/deslocamento no centro do vão relativas a cada modelo.

**Figura 103. Comparação da relação força/deslocamento no meio do vão entre as vigas mistas V5m-AC1 e V5m-AC2.**



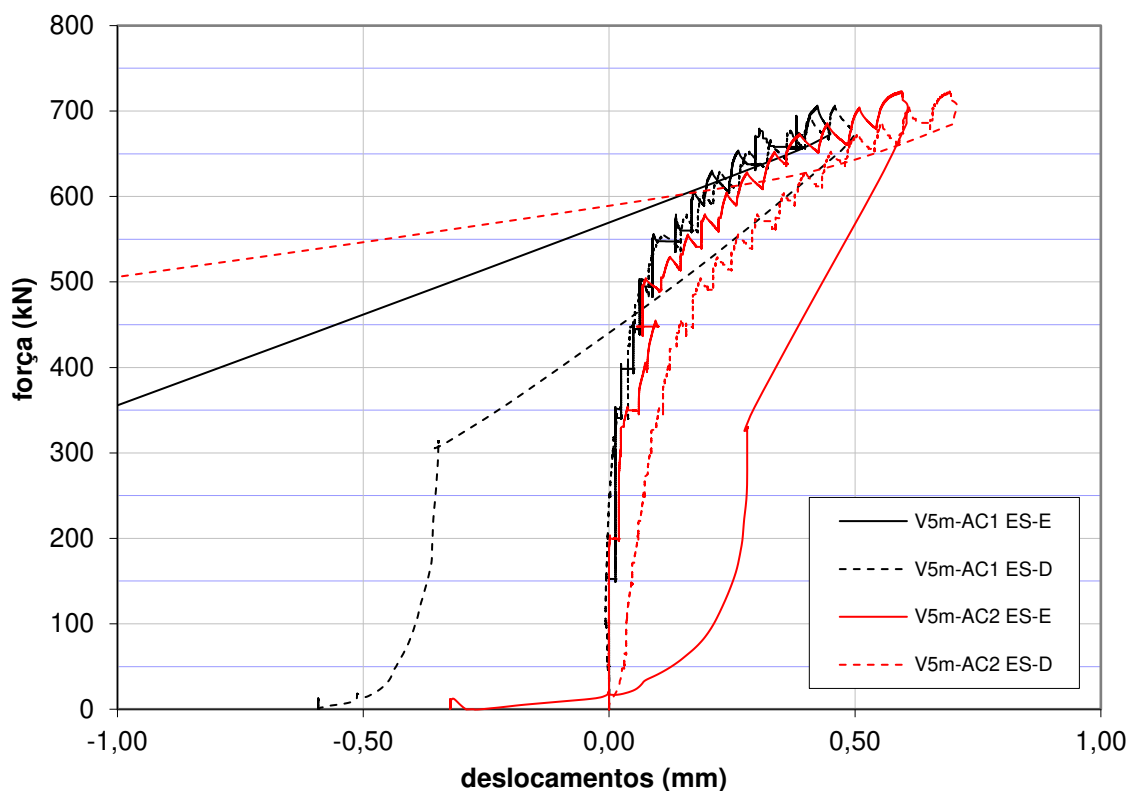
Fonte: Autoria própria.

Esta diferença pode ser explicada pela ocorrência de pequenos desvios geométricos durante a concretagem das duas vigas. Na realidade, diversas medidas das dimensões reais das vigas foram tomadas antes dos ensaios e constata-se que para a viga V5m-AC2 a região entre os dois pontos de aplicação de carregamento apresenta laje com espessura, em média, 5 mm maior do que a mesma região para a viga V5m-AC1, cujas dimensões são mais próximas das nominais (laje com espessura de 120 mm). Isto leva a um aumento na área de concreto de 5% comparando-se o segundo modelo com o primeiro.

Ainda assim, as curvas ilustradas são muito próximas, com desvios de 2% para a carga máxima e de 1% para o deslocamento na carga máxima. Além disso, se observa boa correlação entre as rigidezes iniciais dos dois modelos com vão de cinco metros.

Na Figura 104 apresenta-se o comparativo dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para as vigas V5m-AC1 e V5m-AC2.

**Figura 104. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V5m-AC1 e V5m-AC2.**



Fonte: Autoria própria.

De sua análise constata-se que, com a exceção da medida do escorregamento na extremidade direita da viga V5m-AC2, o *end slip* se desenvolve de forma similar para as duas vigas.

Ao se comparar as deformações em uma das seções instrumentadas para as duas vigas em análise (Figura 105) constata-se novamente um comportamento muito similar entre os dois modelos, analisando-se as faces superior e inferior do concreto e a mesa do perfil de aço. Destaca-se aqui que antes de atingir a carga de pico os três pares de curva em questão praticamente se sobrepõem.

Finalmente, na Figura 106 apresenta-se o comparativo dos perfis de deformação ao longo da seção transversal para os níveis de 40%, 70% e 100% da força máxima aplicada nas vigas V5m-AC1 e V5m-AC2. Para este gráfico observa-se, de novo, uma boa correlação entre os dois modelos. As pequenas diferenças observadas aqui, em especial para os casos de maior força atuante, são atribuídas ao fato de que em uma das vigas (V5m-AC2) o colapso ocorreu em uma região muito próxima à seção instrumentada, enquanto na primeira viga a falha ocorreu em uma seção no meio do vão.

Figura 105. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V5m-AC1 e V5m-AC2.

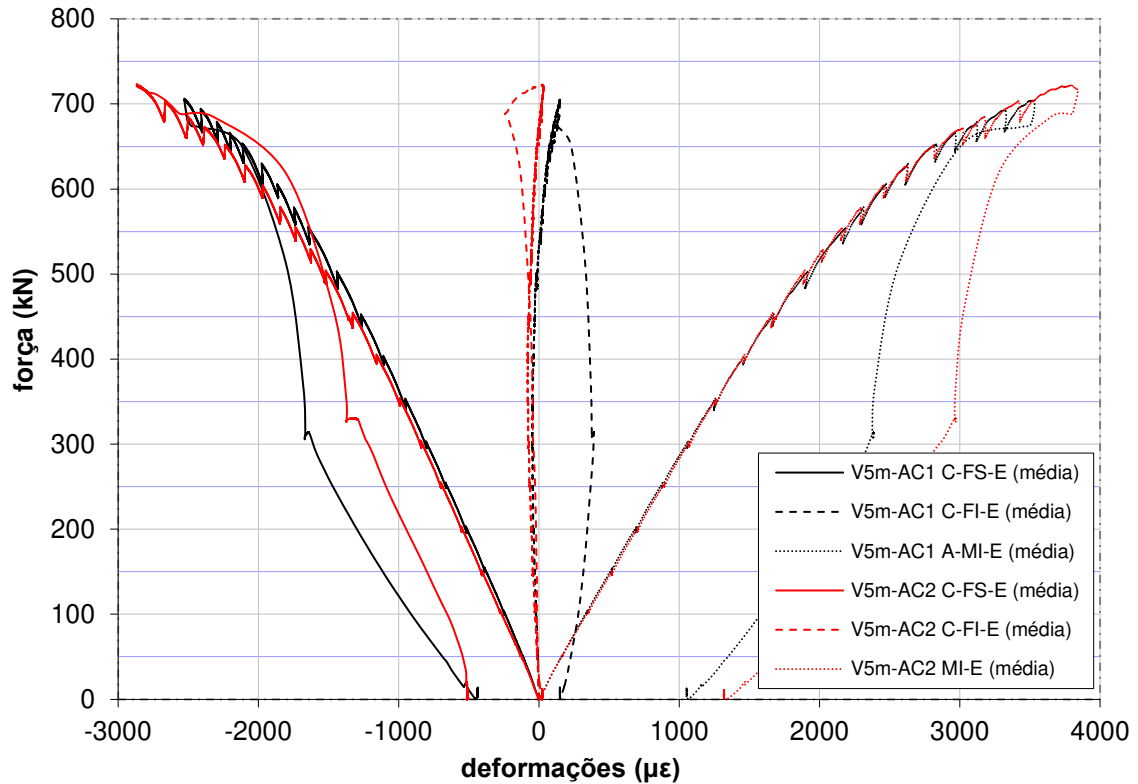
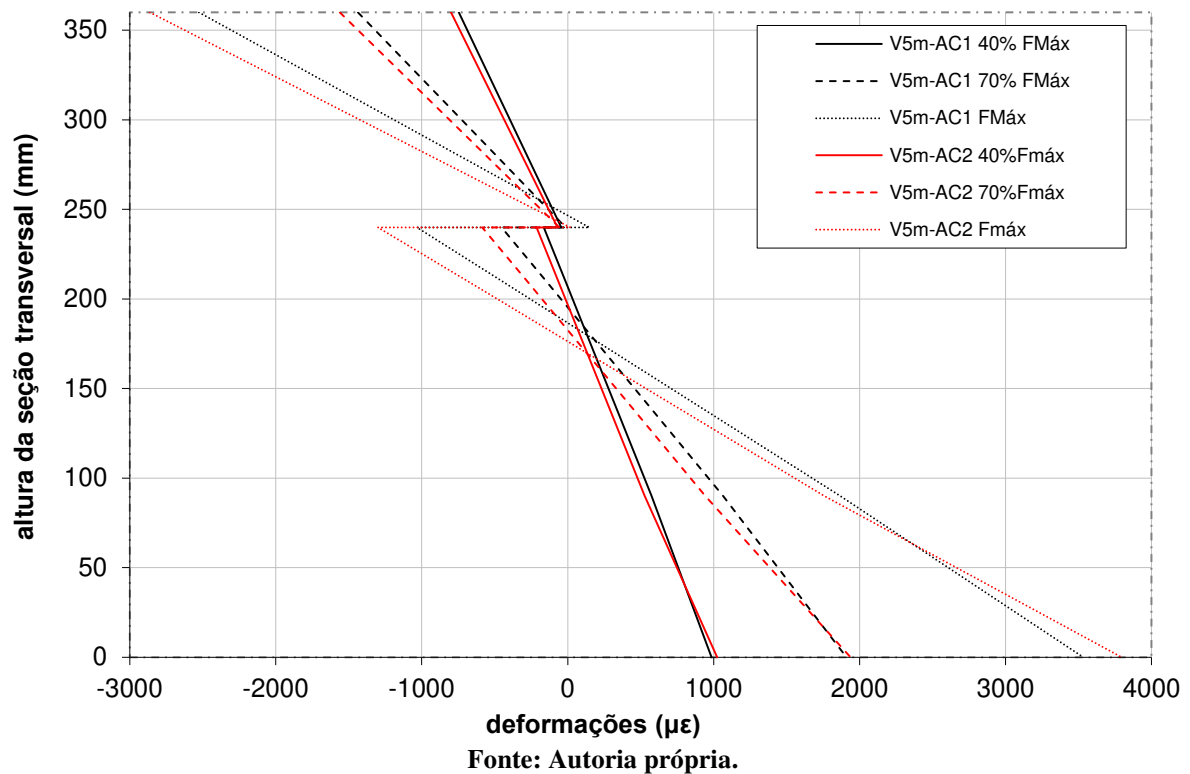


Figura 106. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V5m-AC1 e V5m-AC2.



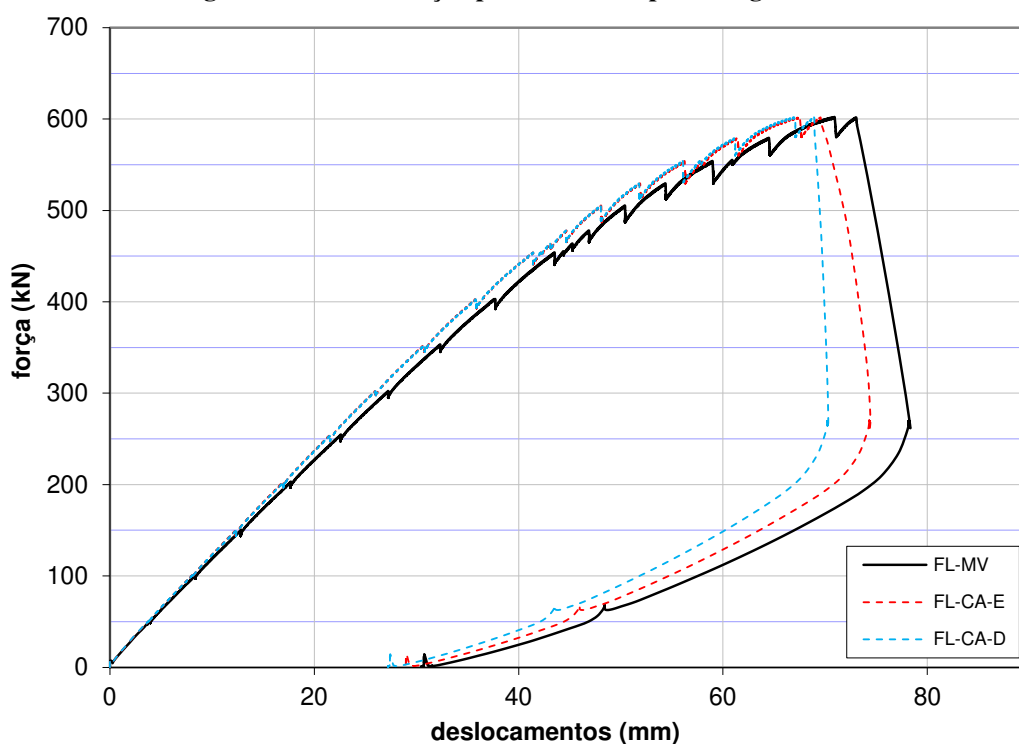
Com base em todo o exposto nesta seção, levando-se em conta as boas correlações entre os modelos comparados, pode-se concluir que a metodologia adotada para os ensaios realizados conduziu a bons resultados, com erros experimentais de pequena magnitude.

#### 4.5.7 - Ensaio do modelo V6m-AC

A viga V6m-AC foi ensaiada 46 dias após a sua concretagem. Desta forma, com base nos valores apresentados na Tabela 4, estima-se que a resistência do concreto na data do ensaio fosse 43,2 MPa. O desenvolvimento do ensaio quanto aos incrementos e intervalos para inspeção da viga foram os mesmos relatados nas seções anteriores.

Apresenta-se a relação força/deslocamento para os sensores instalados no meio do vão e em cada ponto de aplicação de carga na Figura 107.

Figura 107. Curva força aplicada×flecha para a viga V6m-AC.



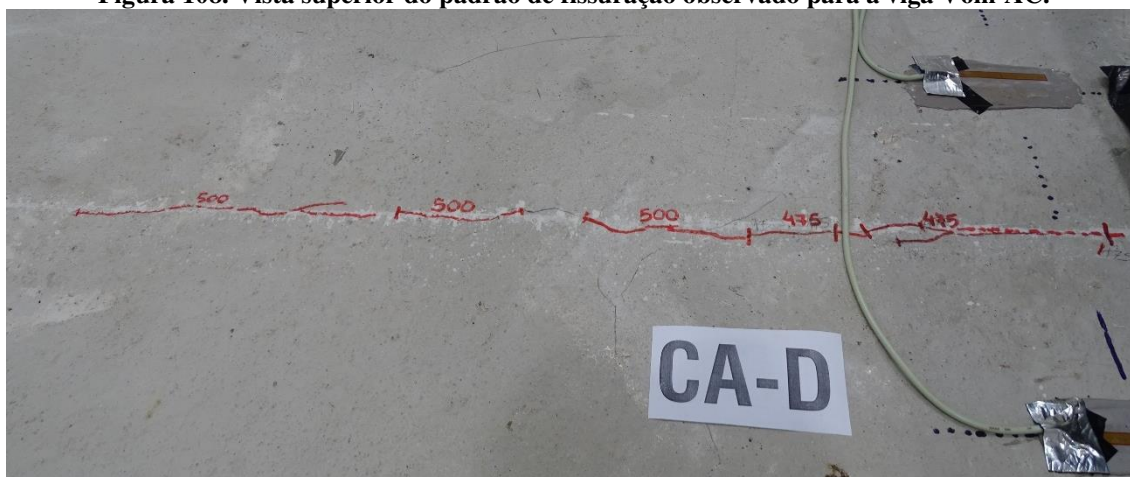
Fonte: Autoria própria.

A força máxima resistida pela viga foi de 602,3 kN, correspondente a uma flecha no meio do vão de 70,9 mm. Observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 450 kN, cerca de 75% da força máxima resistida. A partir deste ponto observa-se que as curvas apresentadas na Figura 107 começam a apresentar algum abatimento em relação ao trecho elástico. Ainda, este abatimento é pouco acentuado até cerca de 90% da força máxima (550 kN).

Assim como no caso dos outros modelos previamente abordados, os sensores de deslocamento posicionados sob as seções de aplicação de carga para o modelo V6m-AC apresentaram medidas muito próximas entre si até a carga de ruptura da viga mista, indicando a distribuição de cargas efetivamente simétricas.

No decorrer do ensaio observou-se a formação de duas fissuras longitudinais, uma de cada lado da viga mista, centralizadas na face superior da laje de concreto, que se iniciaram nos pontos de aplicação de carga e se desenvolveram em direção às extremidades da viga. As fissuras se formaram para um nível de carregamento da ordem de 475 kN e se estenderam até os apoios quando atuava uma carga de 550 kN (Figura 108).

**Figura 108. Vista superior do padrão de fissuração observado para a viga V6m-AC.**



**Fonte: Autoria própria.**

Para além desta fissura longitudinal não se observou em nenhuma das superfícies da laje de concreto, tanto superior quanto inferior, a formação de novas fissuras até o momento da ruptura.

O colapso da viga se deu por meio de falha no concreto, na região entre os pontos de aplicação de carga, com a expulsão de uma cunha da face superior da laje ao longo de toda a sua largura (Figura 109). Também se observou o desprendimento de cunhas menores na face inferior da laje na mesma seção transversal. Na Figura 110 apresentam-se este e outros detalhes da região do colapso.

Para esta viga, em função do maior volume de concreto expulso no momento da ruptura, três dentes do conector tiveram sua porção superior exposta. Ainda, nota-se que a profundidade da cunha deslocada, ao longo da maior parte de sua extensão, é da ordem de três a quatro centímetros (pouco maior que o cobrimento do conector). Nas regiões onde as cunhas superior e inferior se sobrepuseram toda a altura da laje foi danificada.

**Figura 109. Falha da viga V6m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 110. Detalhes da falha da viga V6m-AC: face anterior (superior à esq.); face posterior (superior à dir.); detalhe da região inferior da laje na face posterior da viga (inferior à esq.); e vista superior da região de falha (inferior ao centro).**



Fonte: Autoria própria.

Como nos outros modelos ensaiados o colapso se deu de forma abrupta e, neste caso, não foram visualizadas ou capturadas em câmera evidências de uma fissuração nos momentos da iminência da falha.

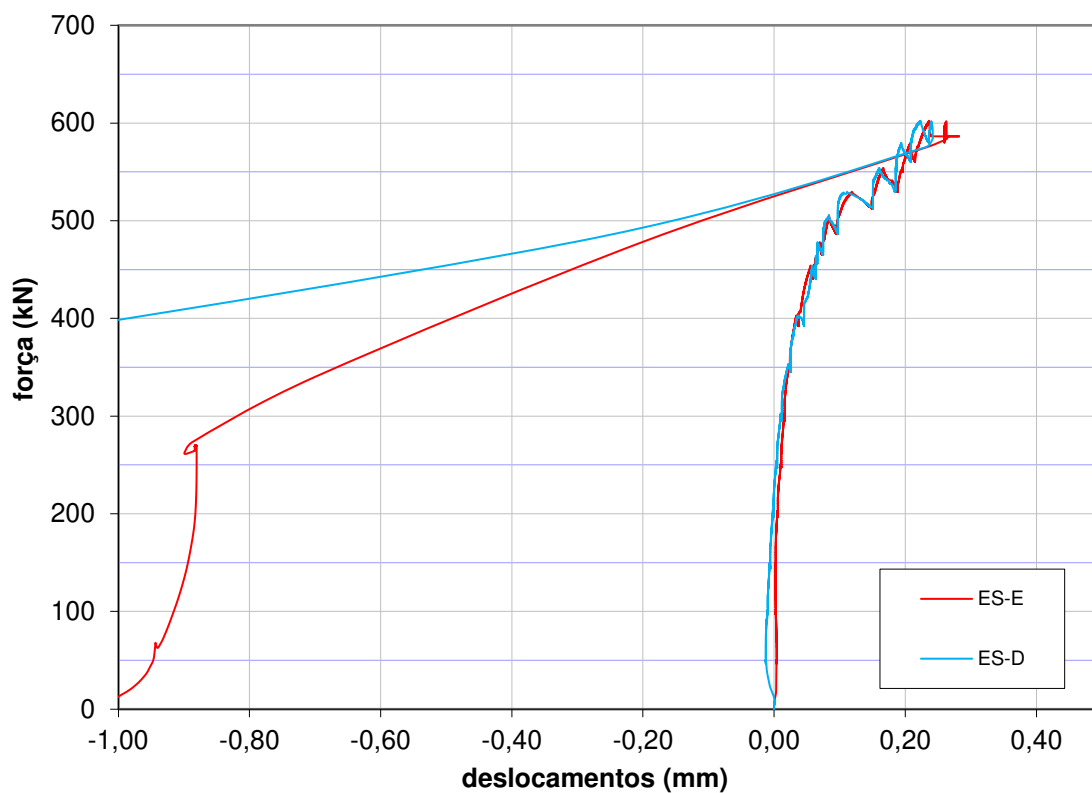
Quanto ao modo de falha, alguns pontos merecem atenção especial. Com base na previsão teórica do comportamento mecânico das vigas, apresentada na Tabela 2, este modelo possui, quanto ao tipo de falha do conector, uma resistência ao *pry-out* 57% menor do que a resistência ao cisalhamento do concreto no interior da abertura. Apesar disso, destaca-se também que o grau de conexão previsto para essa viga é de 95%. Ainda, a resistência do concreto obtida da caracterização dos materiais supera em 6% a resistência considerada nos cálculos da Tabela 2. Sabe-se que tanto o grau de conexão quanto as resistências ao *pry-out* e ao cisalhamento aumentam com o acréscimo de resistência à compressão do concreto, apesar dessas relações não serem lineares. Dessa forma, é necessário, neste caso, uma atualização dos valores da Tabela 2, o que é apresentado na seção 4.5.10. para todas as vigas.

No caso das vigas com seis metros de vão, essa análise é particularmente importante uma vez que seus graus de conexão são próximos de 100%. Assim sendo, deve-se considerar a hipótese de que essas vigas possam estar em uma situação de conexão total e não parcial, o que implicaria no mecanismo de falha governante estar associado à falha do aço ou do concreto na plastificação total da seção mista. Assim sendo, para as vigas de seis metros de vão a análise dos modos de falha será realizada na seção 4.5.10.

Quanto aos escorregamentos sofridos entre o componente de aço e o componente de concreto, apresentam-se na Figura 111 as curvas de seu desenvolvimento, para as duas extremidades da viga, ao longo do carregamento.

Observa-se que os desenvolvimentos dos escorregamentos em cada extremidade da viga são muito próximos até à iminência da ruptura. O valor registrado para o escorregamento do lado esquerdo na carga máxima é 0,24 mm, enquanto para o lado direito é de 0,22 mm. Observa-se que os deslocamentos são pequenos quando comparados aos modelos de vãos menores, o que é de se esperar tendo-se em vista que, nos conectores de chapa plana, a capacidade da conexão é diretamente proporcional ao comprimento da conexão. Logo, quanto mais elementos resistentes se fizerem presentes menores serão os escorregamentos relativos entre os dois componentes da seção mista.

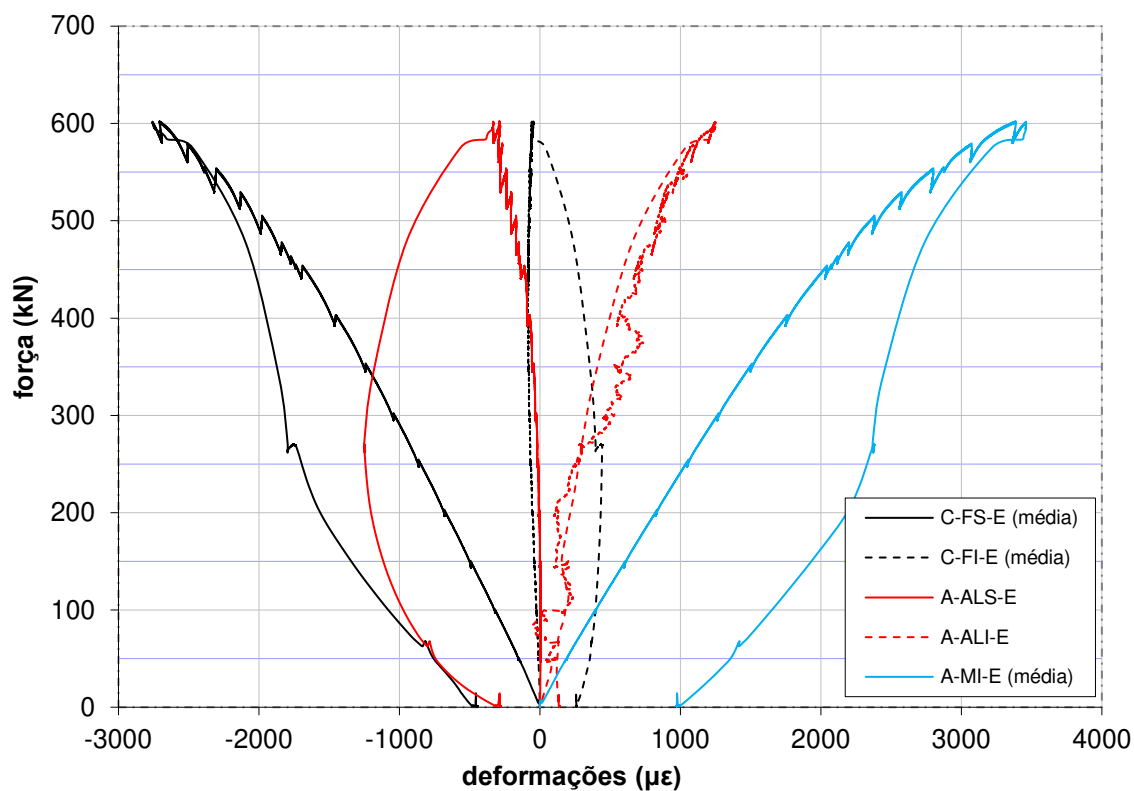
**Figura 111. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V6m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

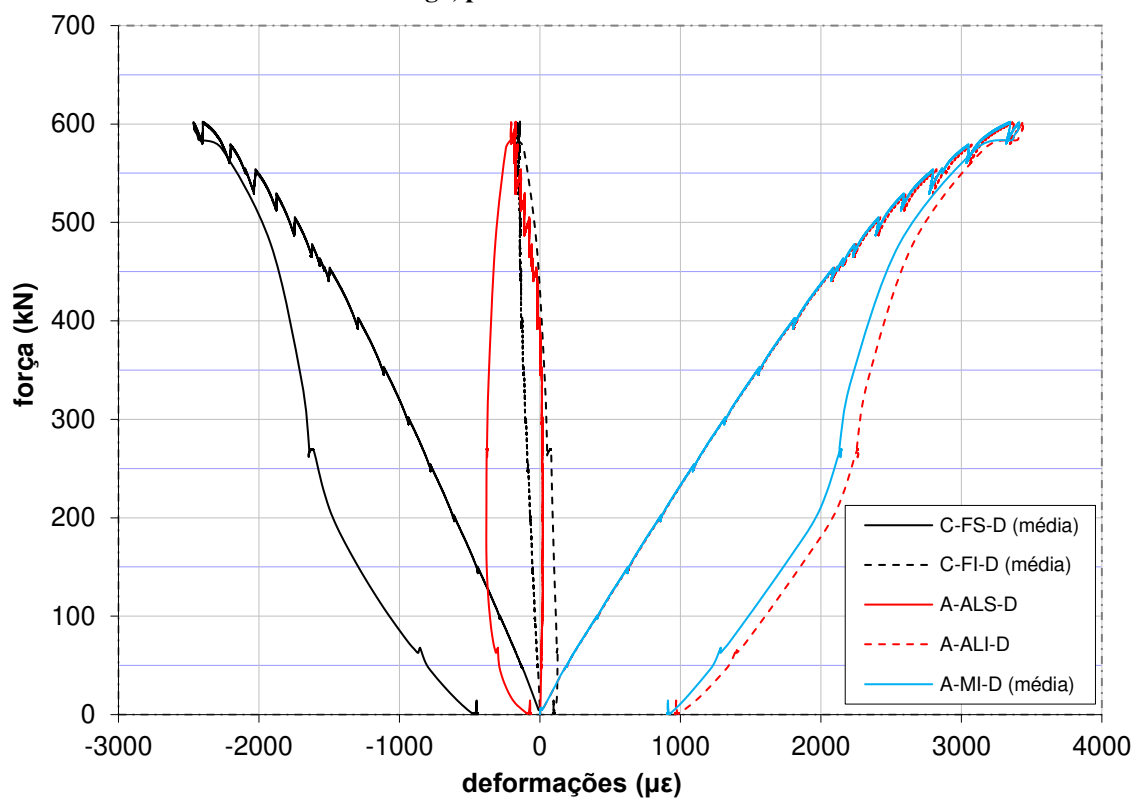
Quanto às deformações medidas pelos extensômetros, apresenta-se a evolução destas com o carregamento na Figura 112 e na Figura 113 para a seção instrumentada do lado esquerdo e para a seção do lado direito, respectivamente.

Figura 112. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V6m-AC.



Fonte: Autoria própria.

Figura 113. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V6m-AC.

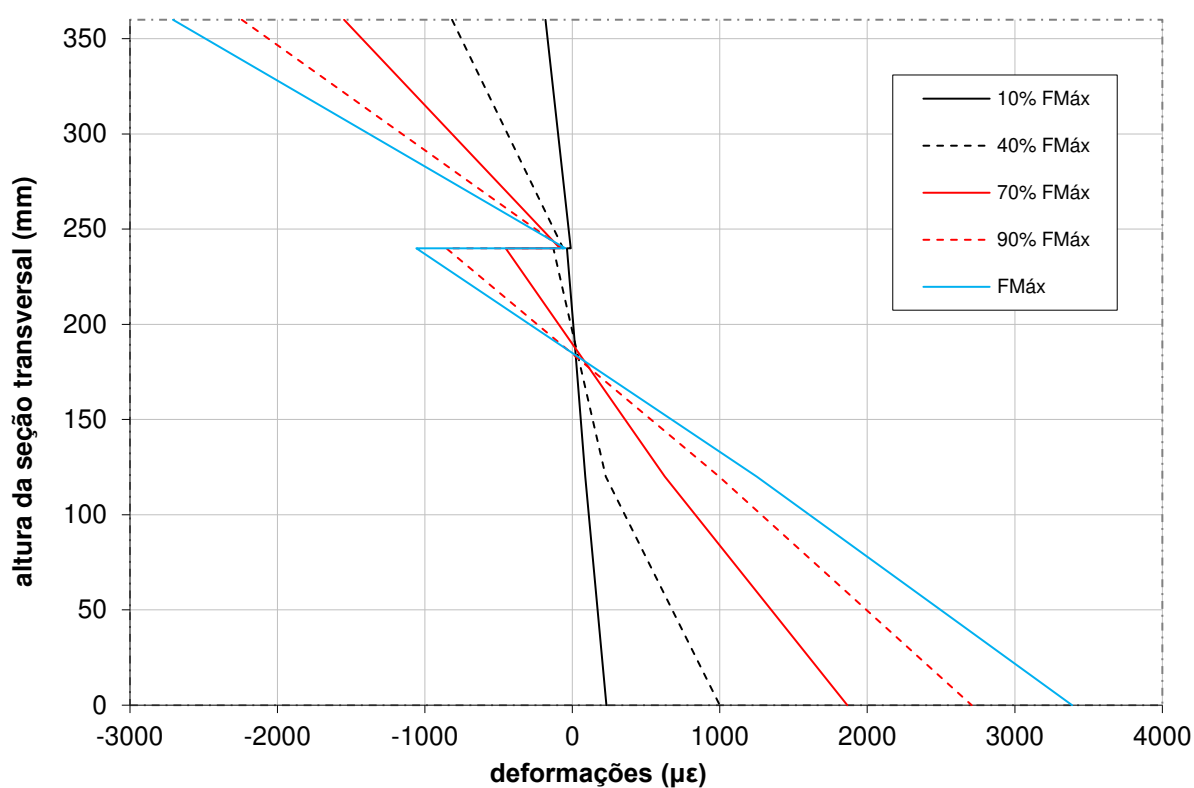


Fonte: Autoria própria.

Assim como nos outros modelos ensaiados observa-se que o desenvolvimento das deformações nas duas seções instrumentadas é muito similar. Além disso, a evolução das deformações se comporta de forma linear até uma carga de aproximadamente 450 kN, cerca de 75% da força máxima resistida.

Adicionalmente, na Figura 114, apresentam-se os perfis de deformação da seção instrumentada para o modelo V6m-AC, de forma similar à realizada anteriormente para os demais modelos.

**Figura 114. Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V6m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

No caso deste modelo nota-se que todo o concreto permaneceu comprimido durante o decorrer do ensaio. Como já abordado, no caso dos modelos com maior comprimento o conector tem capacidade de transferir uma maior quantidade de força de cisalhamento entre os materiais. Como para a seção mista adotada o componente de concreto é menos resistente do que o de aço, toda a laje permaneceu comprimida. Observa-se ainda que a leitura do extensômetro posicionado na porção superior da alma (A-ALS) também é negativa (encurtamento) para as duas seções instrumentadas até o momento da ruptura. Reitera-se que esse extensômetro foi posicionado, aproximadamente, a uma altura de 210 mm a partir da base da viga mista. Desta forma, espera-se que o trecho de aço entre a posição deste

extensômetro e a laje de concreto esteja submetido a maior encurtamento, como se mostra na projeção do perfil de deformações relativo à carga máxima na Figura 114. As deformações máximas de encurtamento do concreto na viga mista foram da ordem de  $-2700 \mu\epsilon$ , enquanto para o aço as deformações máximas foram de cerca de  $-1100 \mu\epsilon$  (encurtamento) e de  $3500 \mu\epsilon$  (alongamento).

Assim como nos modelos anteriores, para níveis de carregamento abaixo de 40% da força máxima aplicada não se identifica claramente a formação de duas linhas neutras. Como mencionado anteriormente, os perfis de deformação também indicam que a seção de concreto permaneceu comprimida durante todo o ensaio. Neste caso, destaca-se que a linha neutra da seção de concreto encontra-se no perfil de aço, de forma que esse material trabalha com uma região submetida à compressão durante toda a duração do carregamento.

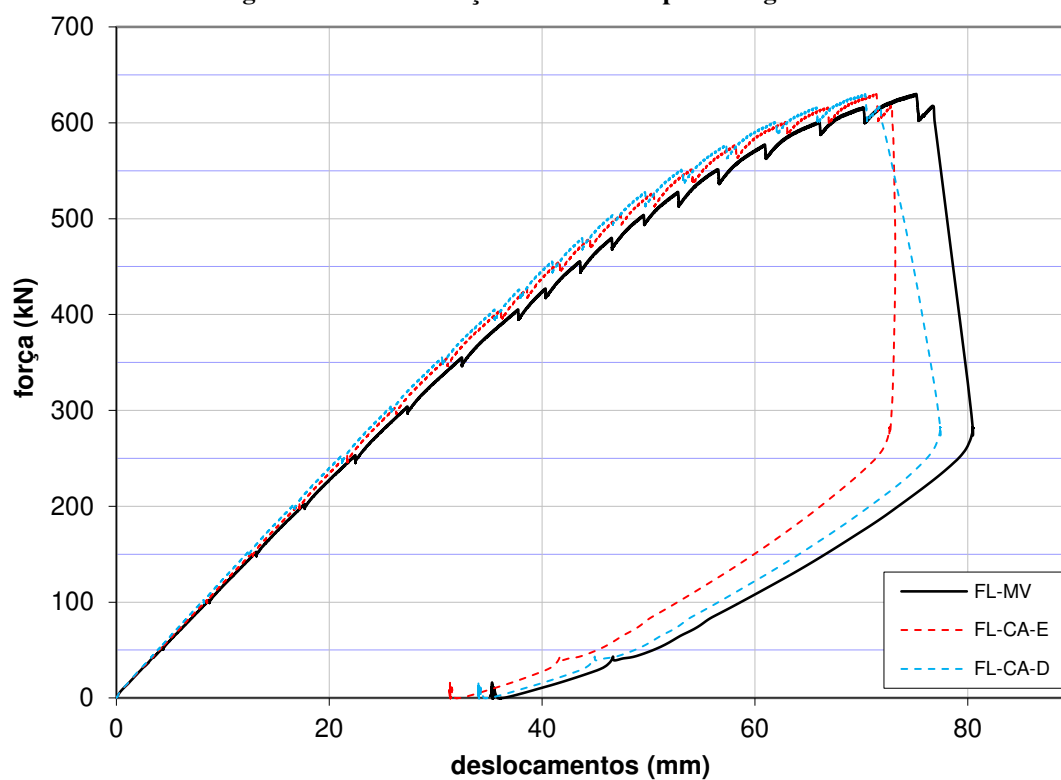
#### **4.5.8 - Ensaio do modelo V6m-SC**

A última viga cujos resultados experimentais são descritos neste documento, o modelo V6m-SC foi ensaiado 28 dias após a sua concretagem. Desta forma, da Tabela 4 obtém-se diretamente sua resistência à compressão como sendo de 34,2 MPa. Novamente, a mesma metodologia de ensaio quanto aos incrementos e inspeções foi adotada para esta viga mista.

Na Figura 115 apresenta-se a relação força/deslocamento para o modelo V6m-SC, considerando-se os sensores instalados no meio do vão e nos pontos de aplicação de carga.

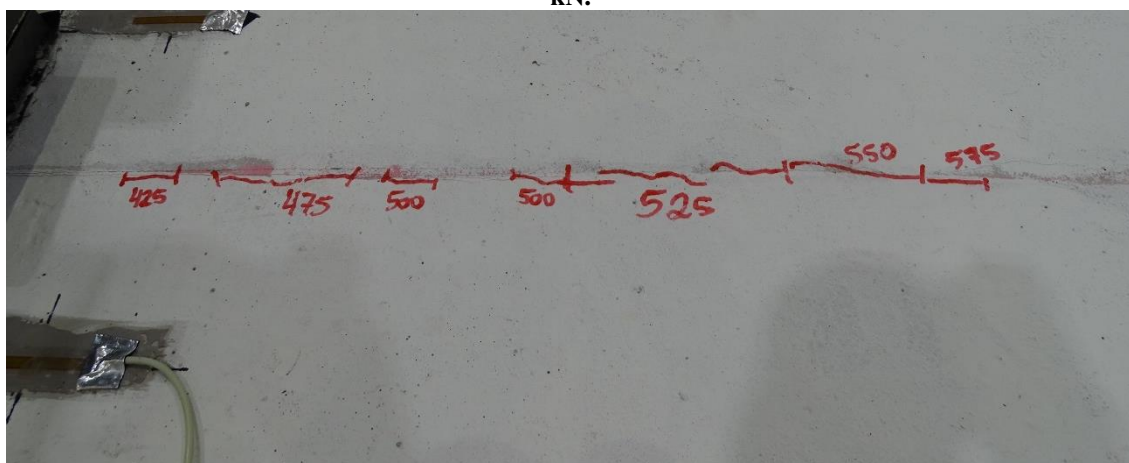
A força máxima resistida pelo modelo foi de 630,1 kN, correspondente a uma flecha no meio do vão de 75,2 mm. Observa-se que o comportamento da viga é linear até uma carga de aproximadamente 400 kN, cerca de 65% da força máxima resistida. A partir deste ponto observa-se que as curvas ilustradas começam a apresentar algum abatimento em relação ao trecho elástico. Ainda, este abatimento é pouco acentuado até cerca de 90% da força máxima. Novamente, da observação da proximidade de valores medidos para os deslocamentos verticais nas seções instrumentadas próximas aos pontos de aplicação de carregamento, constata-se a simetria no carregamento.

Figura 115. Curva força/deslocamento para a viga V6m-SC.



O mesmo padrão de fissuração observado nos ensaios relatados anteriormente foi observado para a viga V6m-SC. A fissura longitudinal no centro da face superior da laje foi observada inicialmente para um nível de carregamento de 425 kN, surgindo nos pontos de aplicação de carga e propagando-se em direção aos apoios. Essa fissura desenvolveu-se totalmente, atingindo as seções dos apoios, para um nível de carregamento de 600 kN. Na Figura 116 apresenta-se o padrão de fissuração observado durante o experimento quando atuava um nível de carregamento da ordem de 575 kN.

Figura 116. Padrão de fissuração observado para a viga V6m-SC durante a atuação de uma carga de 575 kN.



Fonte: Autoria própria.

Neste ensaio, observou-se uma fissura na face lateral anterior da laje, próxima ao ponto de aplicação de carga à direita para o nível de carga de 625 kN (Figura 117). Realizou-se a filmagem desta região até o momento da ruptura e observou-se que essa fissura evoluiu formando uma cunha, o que levou ao colapso da viga. Essa evolução é ilustrada na Figura 118, na qual se apresentam quadros, em ordem cronológica, de cima para baixo, da filmagem obtida do momento da ruptura. Apesar da baixa nitidez das imagens, obtidas com um aparelho celular, é possível notar o desenvolvimento da fissura apresentada na Figura 117.

A profundidade da cunha na face superior do concreto foi de pouco mais de 3 cm, de forma que dois dentes do conector foram expostos após o colapso. Na região próxima à seção de ruptura, toda a profundidade da laje foi danificada onde as cunhas descoladas da face superior e inferior do concreto se encontram. Nessas regiões é possível observar barras de armadura distorcidas (Figura 119).

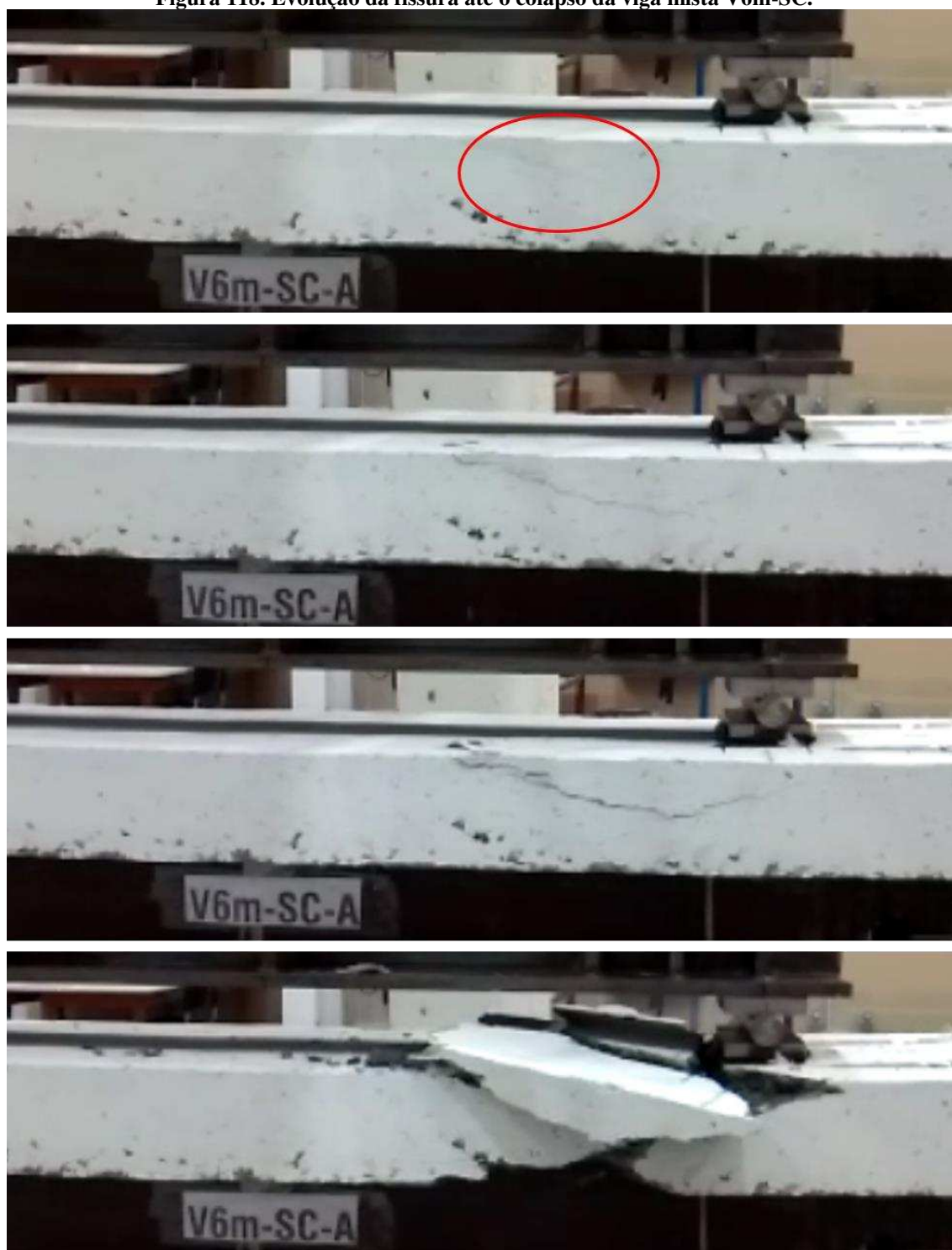
Reitera-se que o aspecto do concreto na região próxima às aberturas do conector era íntegro, sem indícios de danos em função do cisalhamento do material. No concreto exposto, após a remoção dos pedaços rompidos e da limpeza da região de colapso, pôde-se observar a formação de algumas fissuras horizontais.

**Figura 117. Fissura na face lateral anterior da laje, próxima ao ponto de aplicação de carga à direita, para uma carga de 625 kN.**



**Fonte: A autoria própria.**

Figura 118. Evolução da fissura até o colapso da viga mista V6m-SC.



Fonte: Autoria própria.

**Figura 119. Falha da viga V6m-SC: aspecto geral da viga após a ruptura (superior à esq.); detalhe da seção de ruptura na face anterior (superior à dir.); detalhe da seção de ruptura na face posterior (inferior à esq.); e vista superior da região de ruptura com exposição dos dentes do conector (inferior à direita).**



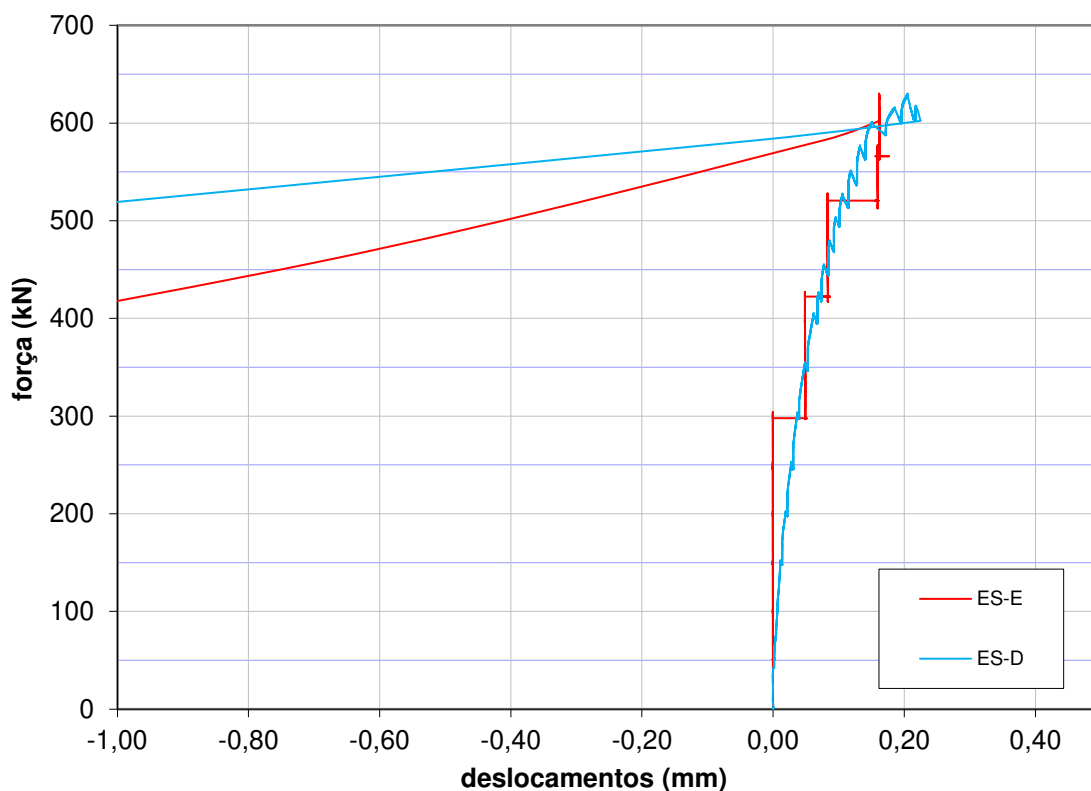
**Fonte: Autoria própria.**

Este modelo não possuía armadura de confinamento. Assim, as resistências previstas para o *pry-out* e para o cisalhamento do concreto eram muito próximas, sendo esta última cerca de 5% menor do que a outra. Além disso, destaca-se o elevado grau de conexão previsto para este modelo, de 89%. De forma similar ao realizado anteriormente para a outra viga com seis metros de vão, a análise do modo de falha da viga V6m-SC é abordada com maior profundidade na seção 4.5.10., na qual se apresentam as propriedades físicas e mecânicas da viga mista atualizadas com base na caracterização dos materiais.

Quanto aos escorregamentos sofridos entre o componente de aço e o componente de concreto apresentam-se na Figura 120 as curvas de seu desenvolvimento, para as duas extremidades da viga, ao longo do carregamento.

Assim como nos demais modelos observa-se uma boa concordância entre as duas curvas até o momento da ruptura. Destaca-se neste caso que, aparentemente, o sensor posicionado na extremidade esquerda apresentou alguns problemas no deslizamento de sua haste móvel, tendo realizado medidas menos contínuas do que o seu par instalado na extremidade direita. Ainda assim suas leituras são, no geral, coerentes.

**Figura 120. Escorregamentos relativos entre o aço e o concreto, nas extremidades da viga, ao decorrer do carregamento, para o modelo V6m-SC.**



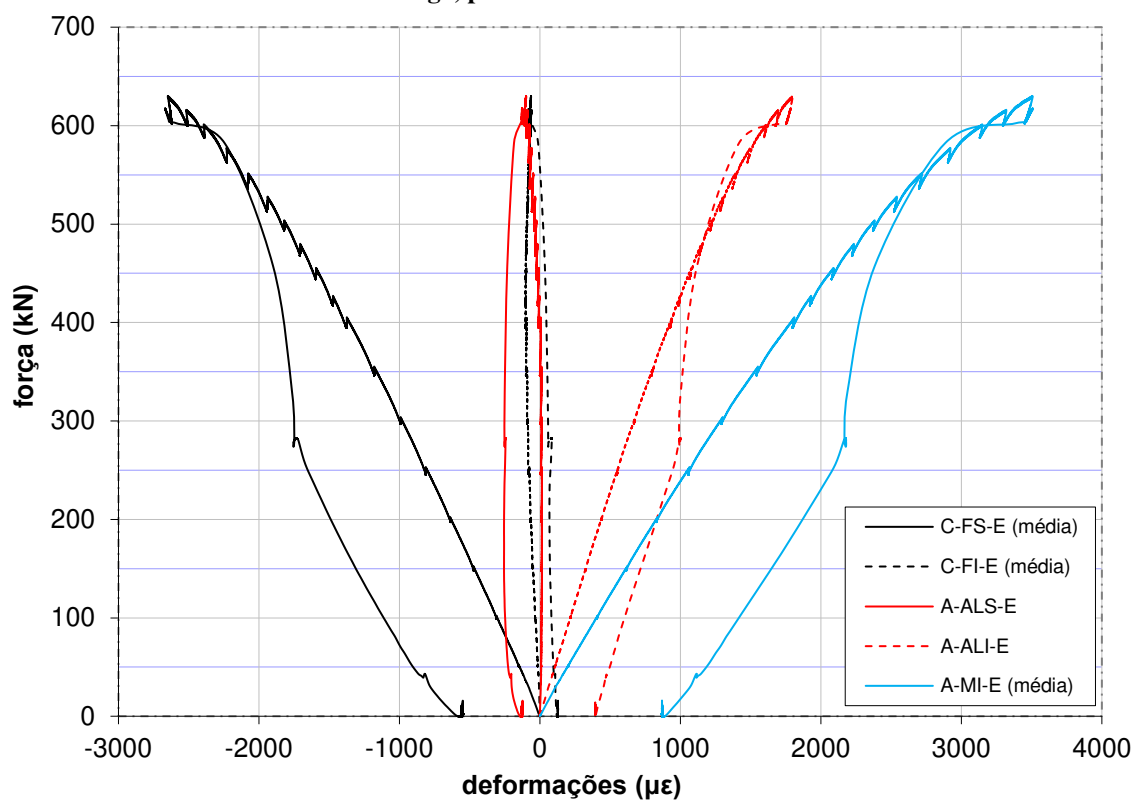
Novamente, os escorregamentos relativos entre os dois materiais são menores do que os observados nas vigas com menores vãos, como é de se esperar em função do maior grau de conexão deste modelo. O *end slip* medido no momento da ruptura na extremidade esquerda da viga foi de 0,16 mm, enquanto o da extremidade direita foi de 0,20 mm.

As deformações medidas pelos extensômetros ao longo do ensaio são apresentadas na Figura 121 e na Figura 122 para a seção instrumentada do lado esquerdo e para a seção do lado direito, respectivamente.

Observa-se boa concordância entre as curvas relativas às medidas de extensômetros situados nas mesmas posições para as duas seções transversais. De forma geral, as deformações medidas foram lineares com o carregamento até níveis de carga de aproximadamente 400 kN, o que corresponde a cerca de 65% da força máxima aplicada.

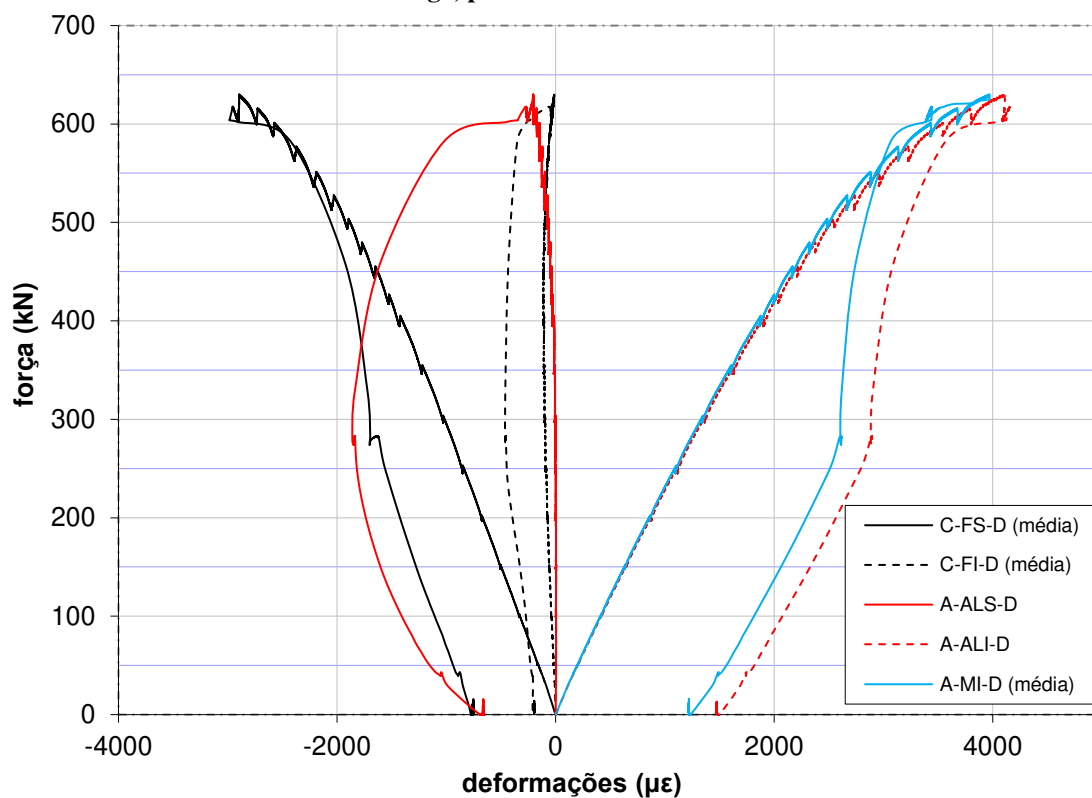
Novamente observa-se que a seção de concreto permaneceu comprimida durante todo o ensaio. A explicação para tanto é similar à apresentada na seção anterior, relativa ao modelo V6m-AC.

Figura 121. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à esquerda da viga, para o modelo V6m-SC.



Fonte: Autoria própria.

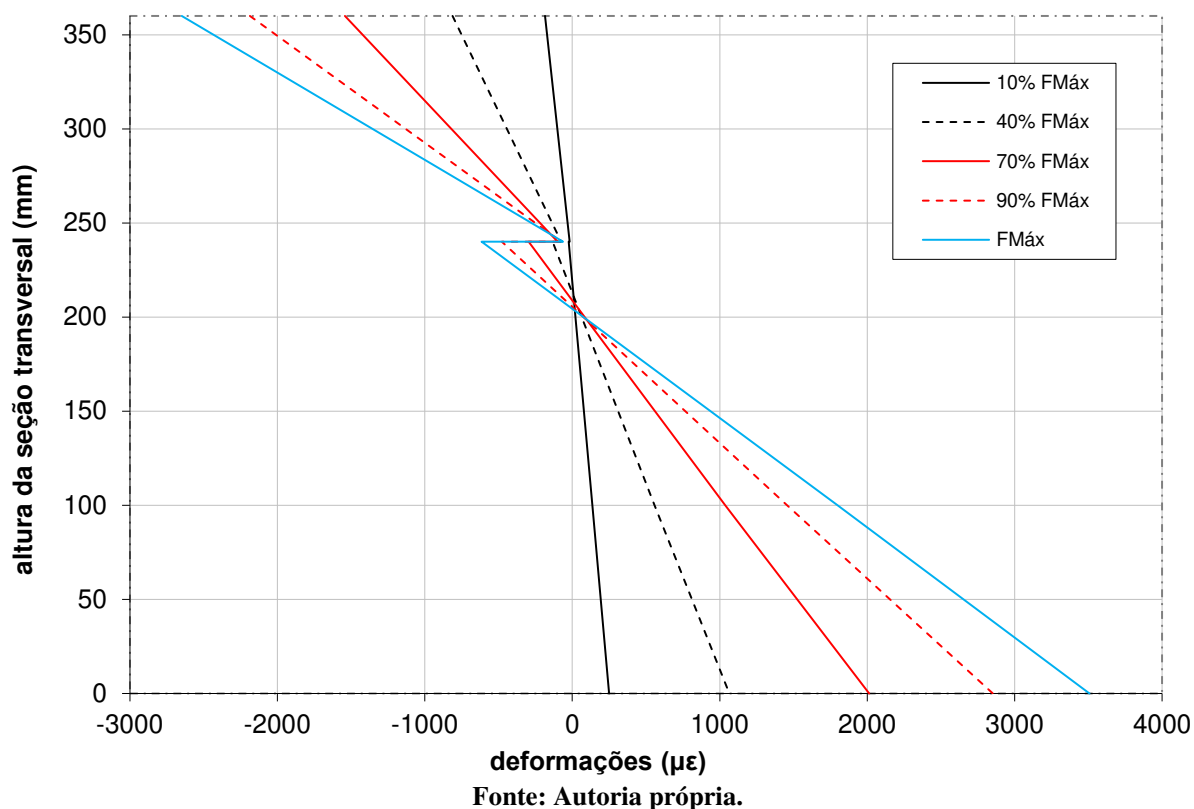
Figura 122. Desenvolvimento das deformações ao longo do ensaio, na seção instrumentada à direita da viga, para o modelo V6m-SC.



Fonte: Autoria própria.

Os perfis de deformação ao longo da altura da seção transversal, para a seção instrumentada próxima ao ponto de aplicação de carga à esquerda, são apresentados na Figura 123. Essas curvas foram traçadas para níveis de carregamento de 10%, 40%, 70%, 90% e 100% da força máxima aplicada no experimento.

**Figura 123.** Perfis de deformação da seção transversal instrumentada à esquerda, para o modelo V6m-SC.



Comentários similares aos da seção 4.5.7. para as regiões comprimidas de aço e concreto e a projeção das deformações ao longo da viga também são válidos para o ensaio do modelo V6m-SC.

#### 4.5.9 - Comparativo dos ensaios das vigas com 6 metros de vão

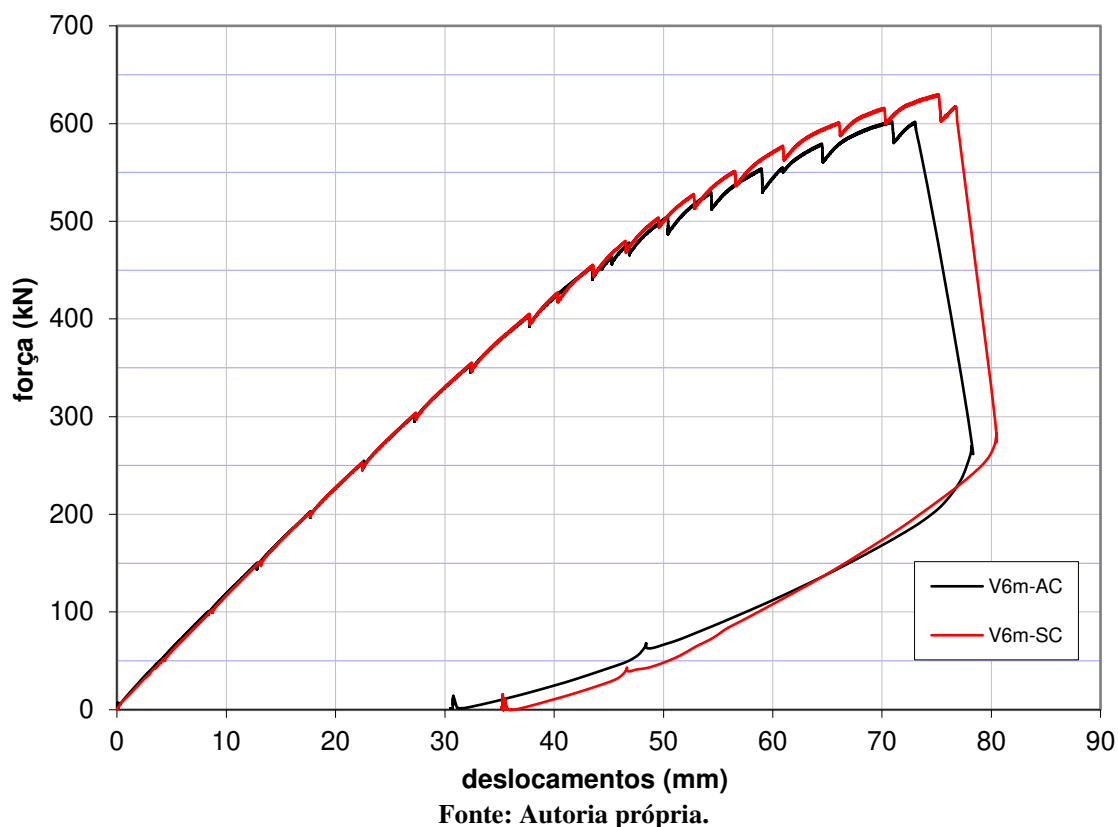
De forma geral, com base nos resultados apresentados nas duas seções anteriores, constata-se que o comportamento dos modelos V6m-AC e V6m-SC foi muito similar. Destaca-se que a resistência estimada do concreto do modelo “AC” é de cerca de 26% superior à do modelo “SC”. A outra diferença entre esses modelos é a presença ou não da armadura de confinamento.

Quanto ao desenvolvimento do ensaio, o padrão de fissuração da laje e o modo de falha dos dois modelos foram muito similares. Em ambos se observou a formação de uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto para níveis de carga entre 425 kN e 625 kN e

a ruptura se deu pela expulsão de uma cunha de concreto em uma região próxima a um dos pontos de carregamento.

Na Figura 124 apresenta-se o comparativo da curva força/deslocamento no meio do vão para os modelos em questão.

**Figura 124. Comparação da relação força aplicada×flecha no meio do vão entre as vigas mistas V6m-AC e V6m-SC.**



Observa-se que o desenvolvimento geral das curvas é próximo. A rigidez inicial dos dois modelos é praticamente a mesma. Quando se iniciam as não linearidades a curva relativa ao modelo V4m-AC se abate mais rapidamente. Esta viga apresenta resistência última 5% superior ao modelo com armadura de confinamento. Ainda o deslocamento para força máxima do modelo V6m-SC é 6% superior ao do modelo V6m-AC.

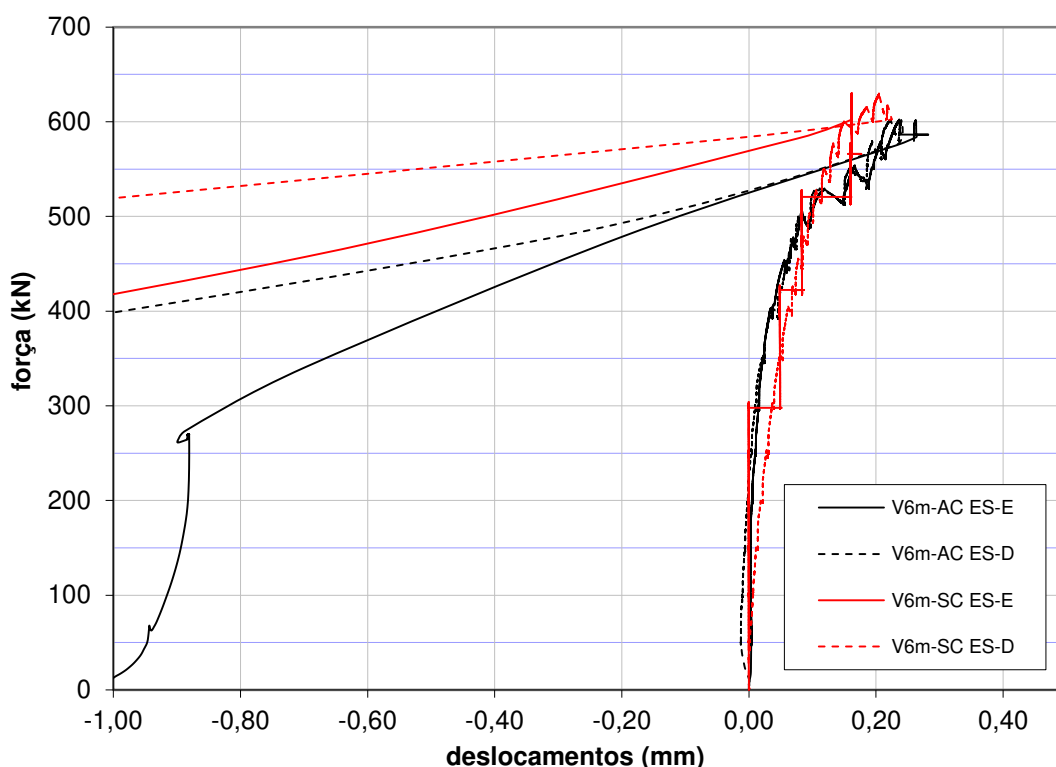
Curiosamente, neste caso, a viga sem armadura de confinamento e com concreto de menor resistência apresentou força última maior. Algumas possíveis explicações para isso são eventuais diferenças geométricas não intencionais que tenham ocorrido durante a concretagem e o fato de o concreto do modelo V6m-SC ser mais heterogêneo, conforme explicado na seção 4.3., de forma que na região de maiores esforços nesta viga pode-se ter um concreto de maior resistência em relação à média obtida nos corpos de prova.

Quanto às imperfeições geométricas, as medições realizadas antes dos ensaios indicam que a viga V6m-AC possui, nas seções dos pontos de carregamento e no meio do vão, espessura bem próxima ao valor nominal de 120 mm. Já a viga V6m-SC, nas mesmas regiões, possui espessura média de 127 mm, com área de concreto de cerca de 6% maior que seu par.

Nenhuma diferença no estado do concreto na região de ruptura próxima aos conectores foi notada comparando-se os dois modelos. Desta forma, acredita-se que a influência da presença ou não da armadura de confinamento pouco influenciou nos fenômenos que governaram a ruptura dos corpos de prova.

Quanto aos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas duas vigas mistas, apresentam-se as curvas de seu desenvolvimento em função do carregamento aplicado na Figura 125.

**Figura 125. Comparação dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto nas vigas mistas V6m-AC e V6m-SC.**

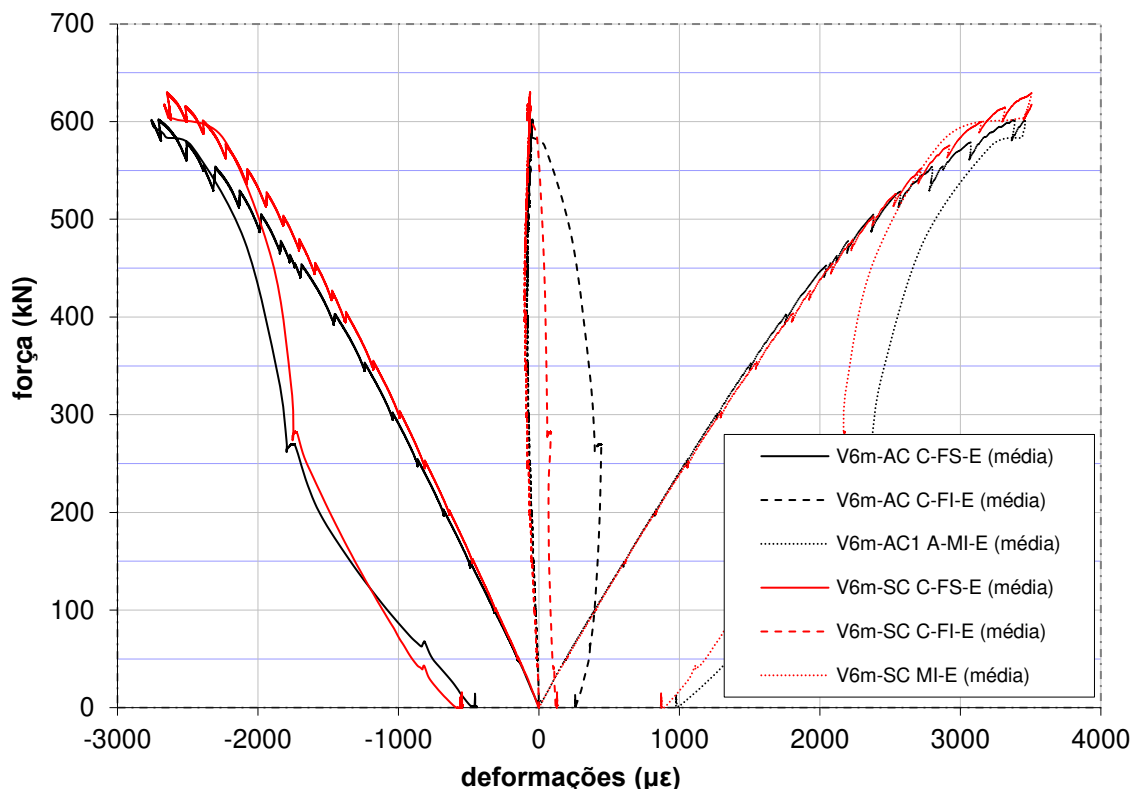


**Fonte: Autoria própria.**

Observa-se, novamente, um comportamento bem similar dos dois modelos, de forma que os escorregamentos para a viga V6m-SC são cerca de 20% menores do que na viga V6m-AC para a carga máxima.

Comparando-se o desenvolvimento das deformações na seção instrumentada à esquerda para as duas vigas mistas, observa-se, novamente, um comportamento similar para os dois modelos (Figura 126). Neste comparativo, para simplificar a visualização, apresentam-se apenas os dados de deformação nas faces superior e inferior da laje de concreto e na mesa inferior do perfil de aço.

**Figura 126. Comparação das deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V6m-AC e V6m-SC.**



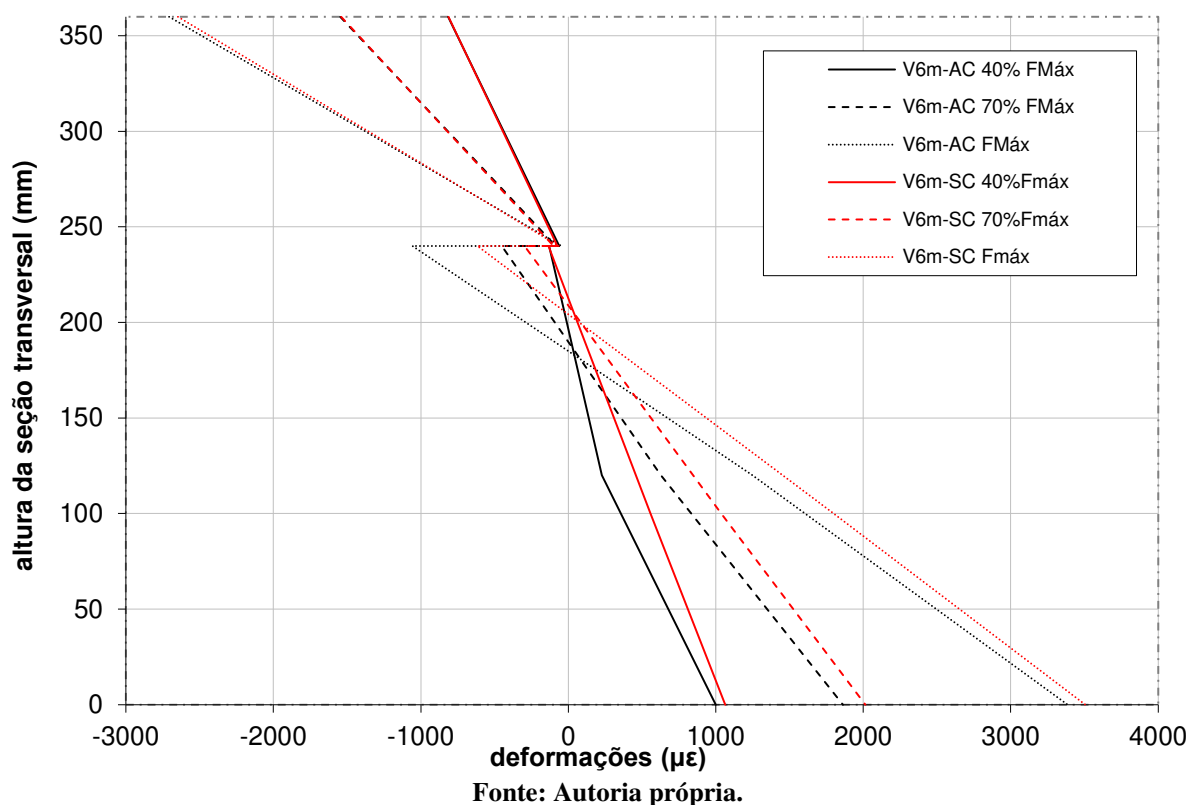
Fonte: Autoria própria.

Observa-se que os extensômetros instalados na face superior da laje de concreto indicam que a viga V6m-SC apresenta deformações menores para os mesmos níveis de carregamento quando comparadas às da viga V6m-AC. Apesar disso, essas diferenças são pouco significativas, sendo da ordem de 5% para a carga de ruptura do modelo com armadura de confinamento.

Outro destaque interessante é o fato de que ambos os modelos se comportaram durante todo o carregamento com a seção de concreto toda comprimida, como se observa nas medidas dos extensômetros instalados na face inferior da laje (C-FI).

Os perfis de deformação das duas vigas foram comparados para os níveis de carregamento de 40%, 70% e 100% da força máxima de cada modelo. Esses resultados são apresentados na Figura 127.

**Figura 127. Comparação dos perfis de deformações na seção instrumentada próxima ao ponto de carregamento à esquerda da viga para os modelos V6m-AC e V6m-SC.**



As curvas apresentadas indicam, novamente, boa correlação entre as rotações da seção transversal instrumentada para os diferentes níveis de carga. Destacam-se os perfis de deformação no concreto, que são praticamente idênticos para as duas vigas.

De forma geral, do comparativo dos resultados das duas vigas ensaiadas com seis metros de vão não se observam diferenças significativas entre os resultados. As pequenas diferenças observadas, no sentido de maior resistência da viga V6m-SC, provavelmente se devem ao fato de que as imperfeições geométricas relacionadas ao método de concretagem utilizado acabaram favorecendo este modelo, cuja laje ficou com espessura na região crítica maior do que a de seu par.

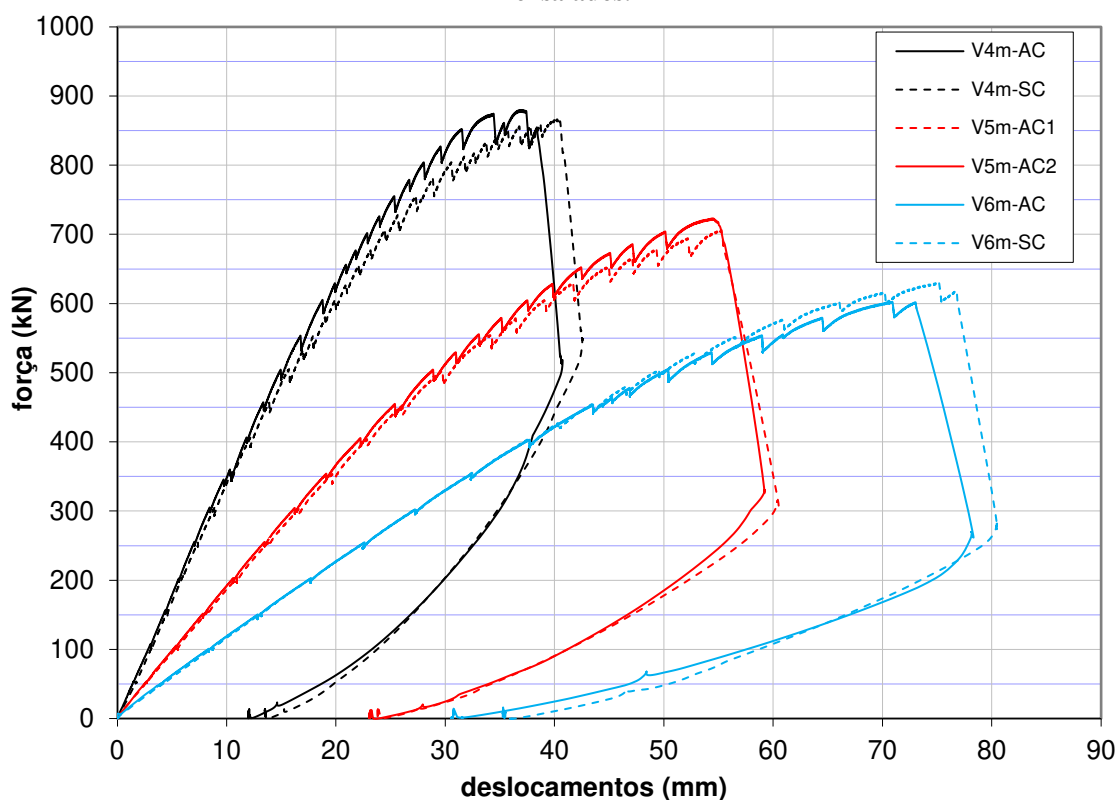
De forma geral, a presença ou ausência da armadura de confinamento pareceu ser um fator de pouca influência nos resultados observados para esses modelos. Cabe ressaltar que em função dos altos graus de conexão esperados para esses modelos em relação aos demais, uma análise mais aprofundada sobre os possíveis modos de falha observados é apresentada na seção seguinte e nos resultados dos modelos numéricos desenvolvidos.

#### 4.5.10 - Comentários finais sobre os ensaios

No geral, comparando-se todos os seis modelos de vigas mistas ensaiados observam-se muitas similaridades em seu comportamento resistente. Destaca-se aqui o formato geral das curvas força/deslocamentos, os padrões de fissuração observados e os modos de falha relatados.

Na Figura 128 são apresentadas as curvas força/deslocamento para os seis ensaios realizados levando-se em conta a flecha medida no meio do vão.

**Figura 128. Comparação das curvas força/deslocamento vertical no meio do vão para todos os modelos ensaiados.**



Fonte: Autoria própria.

Da análise da figura acima fica muito clara a presença de três pares de vigas mistas nas quais as diferenças observadas entre os modelos constituintes de cada par são pouco significativas quando comparadas às diferenças entre vigas com vãos distintos. Cabe destacar que todas as vigas apresentam desenvolvimento linear de forças com deslocamentos até cerca de 40% a 50% da força última resistida. Além disso, apesar de se observarem abatimentos nas curvas, estes são suaves até forças da ordem de 90% da carga última em cada modelo.

Quanto ao comportamento durante o ensaio, todas as vigas apresentaram uma fissura longitudinal na face superior da laje de concreto alinhada com a alma do perfil de aço, na região acima da conexão mista. Essas fissuras se iniciaram nos pontos de aplicação de carga, para forças atuantes da ordem de 60% a 70% da carga máxima. Nos incrementos de

carregamento subsequentes essas fissuras se desenvolveram no sentido das extremidades da viga até atingir a seção dos apoios. Essa evolução sempre se deu antes de se atingir o momento do colapso. Em todos os modelos ensaiados, até à iminência da ruptura, não se observou a formação de outras fissuras além dessa longitudinal.

O modo de falha para todos os modelos também foi muito parecido, com a ruptura ocorrendo na seção de concreto, próxima a um dos pontos de aplicação de carga ou no meio do vão. O colapso sempre envolveu a expulsão de cunhas de concreto da face superior da laje. Em alguns casos observou-se também o desprendimento de cunhas na região inferior da laje.

Com as filmagens realizadas foi possível captar o momento da ruptura de alguns modelos. Em todos os casos registrados observou-se a formação de uma fissura com o formato da cunha nas laterais da laje momentos antes da falha da viga. Reitera-se que o processo de formação desta fissura, e a conseqüente expulsão da cunha de concreto, ocorreram de forma muito rápida, com apenas alguns segundos decorridos do momento que se pôde observar a fissura nas gravações até o colapso. A única exceção deste fato foi o modelo V6m-SC, no qual conseguiu-se observar a fissura se formar na lateral da laje para uma carga de 625 kN, que correspondeu a 99% da força máxima resistida pela viga. Ainda, destaca-se que em todas as vigas ensaiadas as cunhas de concreto foram projetadas para fora do plano da laje.

Apesar da formação dessas fissuras ocorrer rapidamente, de forma que se categorizou a falha como “abrupta”, destaca-se que todas as vigas apresentaram deslocamentos verticais de magnitude considerável, para seus vãos ( $L$ ), antes da ocorrência das cargas últimas. As flechas no momento da ruptura foram da ordem de: (a)  $L/120$ , para as vigas de quatro metros de vão; (b)  $L/100$ , para as vigas de cinco metros de vão; e (c)  $L/80$  para as vigas de seis metros de vão. Destaca-se que todos esses deslocamentos são algumas vezes superiores aos limites considerados aceitáveis para este tipo de elemento estrutural. Desta forma, não seria correto dizer que a falha destes elementos ocorreu sem indícios de que a estrutura estava sobrecarregada para além do que seria a sua situação de serviço.

Nos modelos com quatro metros de vão, existem evidências de que se observou a ocorrência da ruptura cônica do concreto (*pry-out*) como mecanismo que governou a ruptura da viga mista, partindo da região de conexão entre aço e concreto, nas seções onde os esforços cisalhantes foram maiores.

A influência deste fenômeno também parece presente nas vigas mistas com cinco metros de vão, de forma que se observam indícios de dano relacionado ao *pry-out* na expulsão das cunhas de concreto, como os padrões de fissuração observados na região rompida da laje.

Para a análise dos modos de falha dos modelos com seis metros de vão é importante ressaltar que os graus de conexão desses modelos são mais altos que os demais, e próximos da unidade, o que significa que estão mais próximos de uma condição de conexão total. Além disso, as resistências do concreto nas idades de ensaio diferiram dos valores de projeto estabelecidos inicialmente. Assim sendo, há que se considerar a possibilidade de que estas vigas estejam sujeitas à conexão total.

De forma a melhor avaliar os ensaios como um todo, em especial os modelos com seis metros de vão, apresentam-se na Tabela 8 as propriedades mecânicas das vigas calculadas com base nas resistências obtidas da caracterização dos materiais, além dos comparativos das cargas últimas experimentais com seus valores estimados. Pode-se entender que a Tabela 8 consiste em uma atualização dos valores da Tabela 2, incluindo um comparativo com os resultados experimentais. Destaca-se que o modo de colapso da conexão por falha do aço foi suprimido desta tabela, em função de seus valores nunca consistirem em um modo de ruína possível para qualquer dos modelos.

**Tabela 8. Atualização dos resultados do estudo analítico das vigas mistas ensaiadas.**

Desig.	$q_{cis}$ (kN/ex)	$q_{con}$ (kN/ex)	$q_{cis}/q_{con}$ (%)	$Q$ (kN)	$\eta$	$P_{teo}$ (kN)	$P_{exp}$ (kN)	$P_{exp}/P_{teo}$ (%)
V4m-AC	357,4	144,4	247,6%	1922,4	0,61	850,3	879,9	103,5%
V4m-SC	127,5	135,5	94,1%	1697,6	0,60	805,7	866,2	107,5%
V5m-AC1	356,2	143,8	247,8%	2392,7	0,76	726,5	706,3	97,2%
V5m-AC2	326,4	129,2	252,6%	2150,5	0,82	688,2	722,9	105,0%
V6m-AC	354,1	142,7	248,1%	2850,8	0,92	624,9	602,3	96,4%
V6m-SC	118,3	123,9	95,5%	2363,5	0,97	578,8	630,1	108,9%

$P_{teo}$  é a carga máxima das vigas mistas prevista pelos modelos analíticos apresentados no Capítulo 2, levando-se em consideração as propriedades do concreto apresentadas na Tabela 4;  
 $P_{exp}$  é a carga máxima aplicada nas vigas mistas medida nos ensaios experimentais;

As análises teóricas foram feitas utilizando-se as equações de dimensionamento do Crestbond disponíveis na literatura, Eq. (8), (9) e (10), juntamente com o modelo de dimensionamento plástico da ABNT NBR 8800:2008. Com base nos valores apresentados observa-se inicialmente que as diferenças entre as cargas últimas previstas teoricamente e as cargas últimas obtidas experimentalmente foram pequenas. O erro máximo foi de 8,9%, ocorrendo

para a viga V6m-SC. Além disso, destaca-se que a maioria dos modelos apresentou carga de ruptura experimental superior à prevista pelas análises realizadas. Nos casos em que se observaram cargas últimas experimentais inferiores à estimativa analítica os erros foram de magnitude máxima de 3,6%.

Quanto aos modelos V6m-AC e V6m-SC, observa-se que, de acordo com os estudos analíticos realizados, ambos possuem conexão parcial, com graus de conexão de 92% e 97% respectivamente. Desta forma, conclui-se preliminarmente que ambos os modelos tiveram sua falha desencadeada pelo fenômeno de ruptura cônica do concreto, o que é corroborado pela forma de colapso, bem como pelos indícios de fissuração na região da ruptura.

Reitera-se aqui as ponderações já realizadas sobre a equação de Cardoso *et al.* (2018b), relativa à falha por cisalhamento, considerando que a conformação das armaduras nos modelos V4m-SC e V6m-SC provavelmente leva a uma situação de confinamento do concreto no interior das aberturas maior do que a prevista por este modelo e que, conseqüentemente, a resistência do conector para este modo de falha é superior ao estimado na Tabela 8. A falta de indícios experimentais da ocorrência do cisalhamento no concreto nesta região, como o estado íntegro do material observado em todos os modelos, corrobora esta conclusão.

Destaca-se que as discussões apresentadas até então são provenientes apenas da análise dos resultados experimentais. No próximo capítulo apresenta-se uma análise numérica dos modelos ensaiados, o que traz à luz alguns pontos de difícil análise com base nos resultados experimentais, como, por exemplo, as distribuições de tensões na região da conexão para os momentos próximos ao colapso das vigas.

## 5 - Modelos numéricos

---

De forma a compreender melhor os fenômenos que ocorreram nas vigas mistas durante os ensaios, especificamente em relação aos modos de ruptura, foram desenvolvidos modelos numéricos de elementos finitos para simular os ensaios experimentais, utilizando-se o software ABAQUS (versão 6.12-1).

Destaca-se que o modelo numérico desenvolvido neste trabalho consiste em um aprimoramento de um modelo elaborado em um trabalho anterior (PETRAUSKI, 2016), considerando os resultados previamente obtidos.

Nas seções seguintes apresentam-se as características dos experimentos numéricos, como sua geometria, as propriedades físicas e modelos constitutivos adotados para os materiais, a malha de elementos finitos, as condições de contorno e os resultados obtidos, que permitiram não só validar os modelos, mas também tirar conclusões adicionais acerca dos fenômenos que provavelmente ocorreram durante os ensaios experimentais.

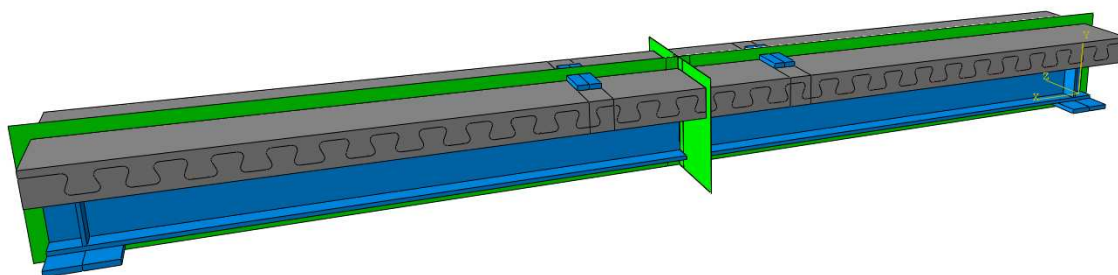
### 5.1 - Geometria dos modelos numéricos

Foram desenvolvidos seis modelos de elementos finitos, correspondentes às vigas mistas ensaiadas experimentalmente apresentadas na Tabela 1. Os modelos numéricos foram denominados de forma semelhante aos seus correspondentes experimentais.

A primeira etapa na criação de um modelo numérico é a definição de uma forma geométrica que represente adequadamente uma estrutura real. Neste sentido, as dimensões e características geométricas gerais dos modelos foram estipuladas seguindo fielmente as geometrias nominais das vigas mistas ensaiadas experimentalmente, apresentadas anteriormente no Capítulo 3, cujos desenhos de projeto completos encontram-se no Apêndice A.

Destaca-se neste ponto que todas as vigas mistas ensaiadas possuíam simetria quanto à geometria e às condições de carregamento em relação a dois planos (representados na cor verde na Figura 129): o plano longitudinal que contém a superfície média da alma do perfil de aço e o plano transversal situado na seção de centro do vão da viga mista.

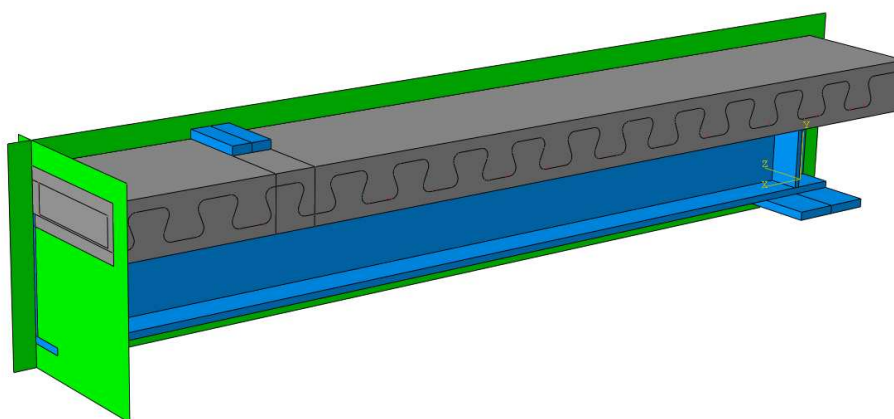
**Figura 129. Planos de simetria dos modelos numéricos.**



**Fonte: Autoria própria.**

Tendo em vista o exposto, de forma a economizar tempo e recursos computacionais, modelou-se apenas um quarto da viga completa (Figura 130).

**Figura 130. Região da viga modelada, limitada pelos planos de simetria**



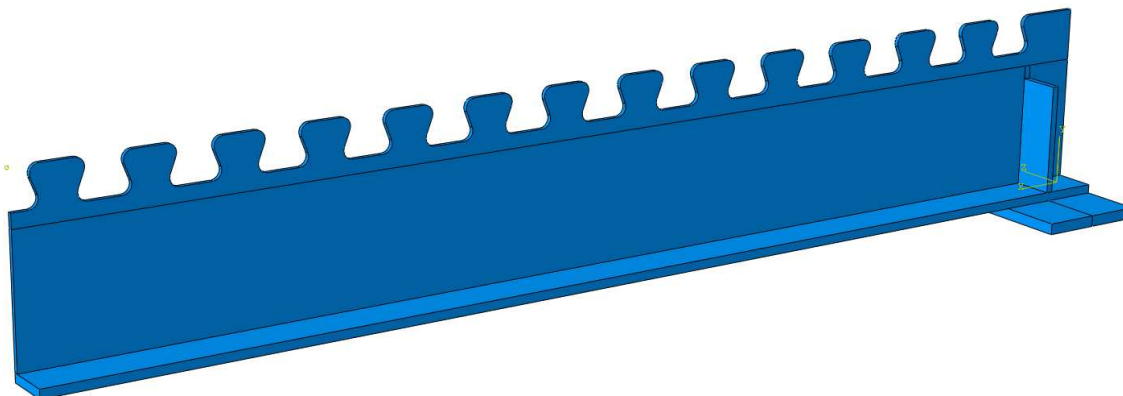
**Fonte: Autoria própria.**

Foi considerada na modelagem numérica a presença dos seguintes elementos: perfil de aço em forma de T invertido com conector Crestbond integrado à alma; laje de concreto; armadura da laje; uma chapa metálica para aplicação de carga similar à utilizada no experimento real; chapa metálica para a região do apoio. Todas as instâncias de cada um dos elementos mencionados foram modeladas com elementos de geometria tridimensional, com exceção da armadura, que foi modelada utilizando-se elementos de geometria linear.

Na Figura 131 apresenta-se o modelo geométrico do perfil de aço, com as chapas de apoio incorporadas. Na Figura 132 apresenta-se o modelo geométrico da laje de concreto, com corte para encaixe na região do conector da viga de aço e com a chapa de carregamento incorporada. Na Figura 133 apresentam-se os esquemas de armadura para os modelos “AC” e “SC”. Na Figura 134 apresenta-se a montagem completa da geometria do modelo V4m-AC, como exemplo. Destaca-se aqui que as imagens apresentadas nesta seção, bem como nas seções seguintes, sobre as características dos modelos numéricos, com a exceção dos

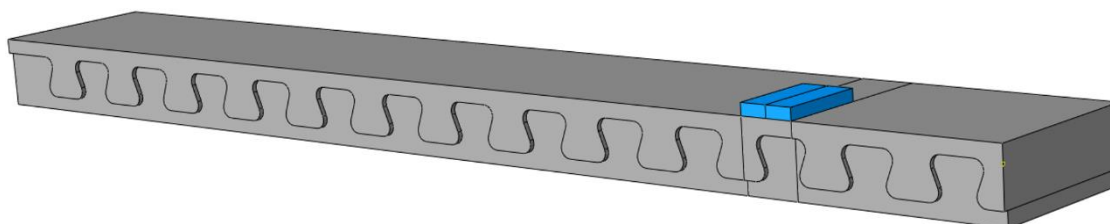
resultados obtidos, são todas relativas a modelos com vão de quatro metros de forma a melhorar a sua visualização.

**Figura 131. Modelo geométrico: Perfil de aço com chapas no apoio.**



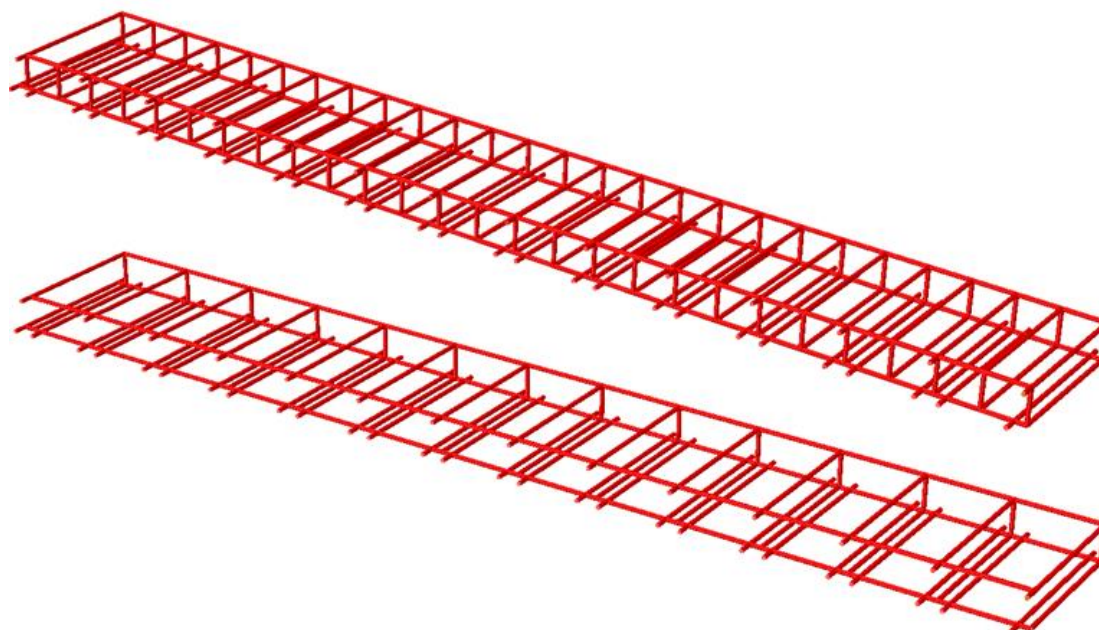
Fonte: Autoria própria.

**Figura 132. Modelo geométrico: Laje com corte para encaixe no conector Crestbond e chapa de carregamento da laje.**



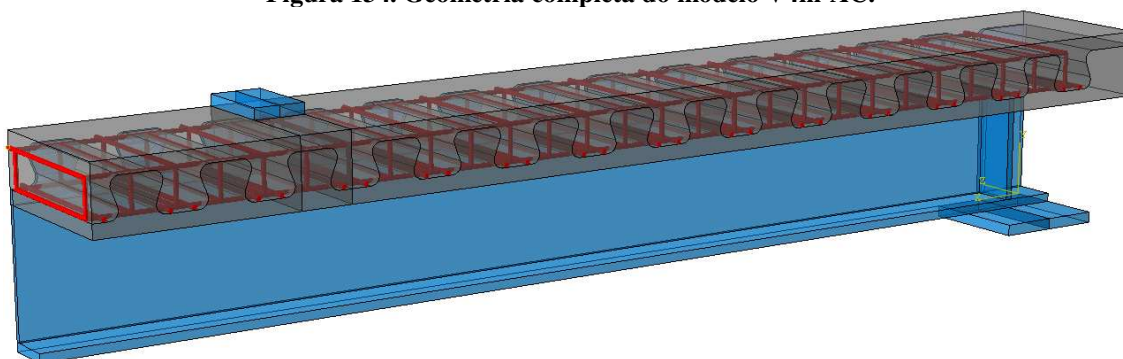
Fonte: Autoria própria.

**Figura 133. Modelo geométrico: Esquema de armadura dos modelos AC (superior); e esquema de armadura dos modelos SC (inferior).**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 134. Geometria completa do modelo V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

## **5.2 - Propriedades dos materiais**

Nas subseções seguintes apresentam-se os modelos constitutivos adotados para o aço estrutural, para o aço das armaduras e para o concreto, na compressão e na tração, bem como os modelos de dano associados a este material.

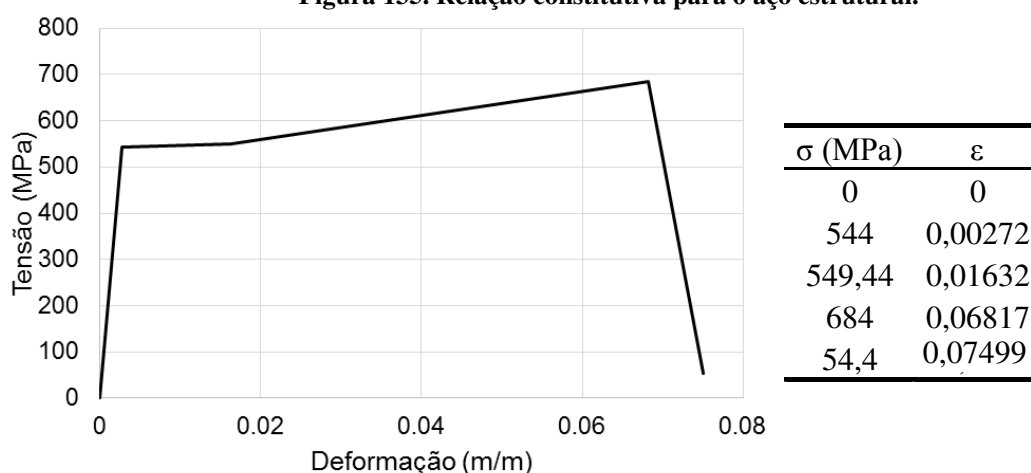
### **5.2.1 - Modelo constitutivo para o aço estrutural**

Para o material constituinte do perfil metálico considerou-se aço AMT EAR 450. Como as propriedades do material obtidas da sua caracterização (Tabela 3, na seção 4.3.1.) foram muito próximas aos valores do certificado do fabricante, com diferenças de cerca de 1%, optou-se por utilizar estes últimos na modelagem numérica. Desta forma, a resistência ao escoamento definida foi  $f_y = 544$  MPa e a resistência última  $f_u = 684$  MPa.

Adotou-se para a representação do aço um diagrama tensão×deformação com representação do encruamento e da ruptura. O final do patamar de escoamento foi definido por meio da deformação  $\epsilon_h = 6\epsilon_y$ . O módulo de encruamento ( $E_h$ ) foi adotado com valor de 2700 MPa, de acordo com os estudos de Byfield e Dhanalakshmi (2002). Já para a ruptura adotou-se um ponto definido por uma tensão de 10% da resistência de escoamento e deformação igual a 1,1 vezes a deformação última ( $\epsilon_u$ ). A representação da curva adotada, bem como os pontos que a definem, é apresentada na Figura 135. Destaca-se ainda que se utilizou módulo de elasticidade igual a  $E_a = 200000$  MPa e coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,3$ .

O mesmo material do perfil de aço foi utilizado como o constituinte da chapa dos enrijecedores de alma. Para as chapas de apoio e de carregamento considerou-se um material elástico-linear, uma vez que a função destes elementos é simplesmente de distribuir as ações e reações concentradas em uma área do modelo numérico. Para este material adotou-se o mesmo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson estabelecidos no parágrafo anterior.

**Figura 135. Relação constitutiva para o aço estrutural.**



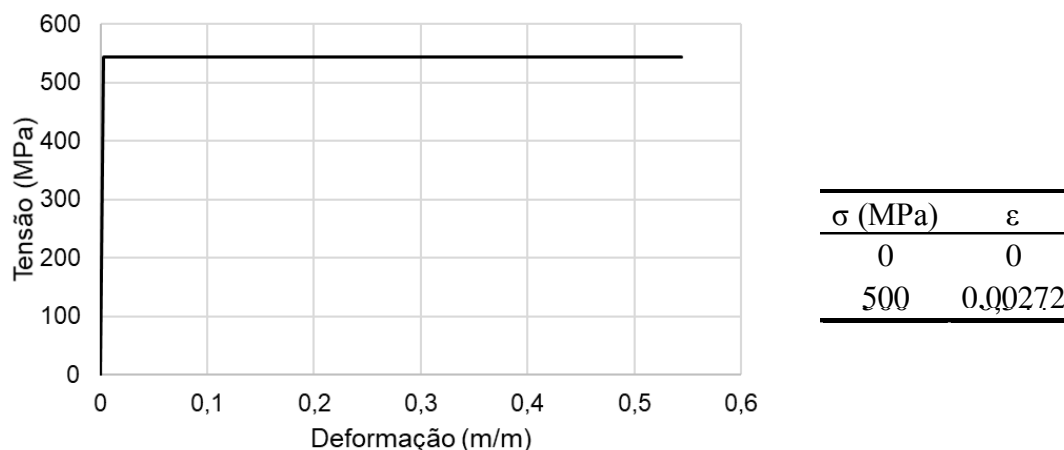
Fonte: Autoria própria.

### 5.2.2 - Modelo constitutivo para o aço das armaduras

Para o material das armaduras considerou-se aço CA-50 com seus valores nominais de resistência ao escoamento e módulo de elasticidade ( $f_{y,s} = 500$  MPa e  $E_s = 210000$  MPa), além de coeficiente de Poisson similar aos demais aços,  $\nu = 0,3$ .

O material foi representado com comportamento elasto-plástico perfeito. A representação da curva adotada e dos pontos que a constituem encontra-se na Figura 136.

**Figura 136. Relação constitutiva para o aço das armaduras.**



Fonte: Autoria própria.

### 5.2.3 - Modelo constitutivo do concreto

Para representar o comportamento do concreto utilizou-se do modelo constitutivo *Concrete Damaged Plasticity* (CDP), disponível na biblioteca do ABAQUS. Mais detalhes deste modelo podem ser encontrados em Petrauski (2016). Os dados de entrada que definem o modelo citado são: os parâmetros elásticos do concreto, os parâmetros de plasticidade do CDP, a relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente, a relação

tensão×abertura de fissuras para o concreto tracionado uniaxialmente e os valores de dano para o concreto comprimido e tracionado.

### 5.2.3.1 - Parâmetros elásticos do concreto

Para o concreto adotou-se coeficiente de Poisson de  $\nu = 0,2$  e módulo de elasticidade ( $E_{cm}$ ) de acordo com o modelo da EN 1992-1-1 (2010), dado na Eq. (14) com  $f_{cm}$  e  $E_{cm}$  em MPa.

$$E_{cm} = 22000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (14)$$

Os valores das resistências médias à compressão ( $f_{cm}$ ) foram estimados com base nos valores da Tabela 4, apresentados anteriormente nas seções relativas aos resultados das vigas mistas ensaiadas experimentalmente. Na Tabela 9, abaixo, estão relacionados os valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade adotados em cada modelo numérico desenvolvido.

**Tabela 9. Resistências médias à compressão e módulos de elasticidade adotados para cada modelo.**

<b>Desig.</b>	<b><math>f_{cm}</math> (MPa)</b>	<b><math>E_{cm}</math> (MPa)</b>
V4m-AC	44,0	34313
V4m-SC	39,7	33271
V5m-AC1	43,7	34243
V5m-AC2	36,7	32495
V6m-AC	43,2	34125
V6m-SC	34,2	31815

### 5.2.3.2 - Parâmetros de plasticidade do CDP

O modelo CDP é definido por cinco parâmetros de plasticidade: o ângulo de dilatação ( $\psi$ ), a excentricidade ( $\epsilon$ ), a relação entre as resistências à compressão no estado biaxial e uniaxial ( $\sigma_{b0}/\sigma_{c0}$ ), o fator de forma ( $K$ ) e o parâmetro de viscosidade ( $\mu$ ). Maiores detalhes sobre esses parâmetros também podem ser encontrados em Petruski (2016). Na Tabela 10, abaixo, apresentam-se os valores adotados para estes parâmetros neste trabalho.

**Tabela 10. Valores adotados para os parâmetros de plasticidade do CDP.**

<b><math>\psi</math></b>	<b><math>\epsilon</math></b>	<b><math>\sigma_{b0}/\sigma_{c0}</math></b>	<b><math>K</math></b>	<b><math>\mu</math></b>
36	0,1	1,16	0,6666667	$10^{-5}$

### 5.2.3.3 - Relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente

Para a definição da relação tensão×deformação para o concreto comprimido uniaxialmente adotou-se o modelo proposto por Pavlovic *et al.* (2013), que consiste em uma alteração na curva proposta pela EN 1992-1-1 (2010).

A modificação proposta pelos autores é no sentido de a curva conter um trecho adicional para levar em conta as tensões no concreto para níveis maiores de deformação do que o previsto na norma. Pavlovic *et al.* (2013) justificam que a definição da curva até a deformação última nominal é conveniente no caso de estruturas de concreto comuns, nas quais a deformação de compressão raramente ultrapassa estes níveis. Em alguns casos, todavia, como no de conexão mista por meio de conectores mecânicos, aparecem grandes deformações de esmagamento na região do concreto próximo aos conectores. Nestes casos, considerar que os níveis de tensão não se reduzem após a deformação máxima do concreto comprimido adotada pela norma ( $\varepsilon_{cu1}$ ) levaria a uma superestimativa da resistência da conexão. Nesta lógica, os autores propõem a consideração de uma extensão no diagrama tensão×deformação do modelo da EN 1992-1-1 (2010). Esta extensão é considerada por dois trechos após a equação parabólica: um trecho senoidal e um trecho linear. As equações constituintes desses trechos são fornecidas com parâmetros que devem ser calibrados de modo a se ter um modelo que apresente bons resultados com ensaios experimentais e tenha um aspecto suave nas transições entre trechos.

Na Figura 137 apresenta-se a curva genérica tensão×deformação utilizada. O modelo base da EN 1992-1-1 (2010) é dado pela Eq. (15), sendo válido no gráfico apresentado do ponto A ao ponto D. Já a extensão proposta por Pavlovic *et al.* (2013) é dada pela Eq. (16), abaixo, sendo válida do ponto D ao ponto F do gráfico apresentado.

$$\sigma_c = f_{cm} \left[ \frac{k \eta_\varepsilon - \eta_\varepsilon^2}{1 + (k - 2) \eta_\varepsilon} \right] \quad (15)$$

onde:

$$k = 1,05 E_{cm} \frac{|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}};$$

$$\eta_\varepsilon = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \text{ e}$$

$\varepsilon_{c1}$  é a deformação correspondente à tensão máxima, dada por

$$\varepsilon_{c1}(\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} \leq 2,8;$$

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} f_{cm} \left[ \frac{1}{\beta} - \frac{\sin\left(\mu^{\alpha_{tD}} \alpha_{tE} \frac{\pi}{2}\right)}{\beta \sin\left(\alpha_{tE} \frac{\pi}{2}\right)} + \frac{\mu_\varepsilon}{\alpha} \right] & \text{para } \varepsilon_D < \varepsilon_c \leq \varepsilon_E \\ \frac{[f_E (\varepsilon_F - \varepsilon_c) + f_F (\varepsilon_c - \varepsilon_E)]}{(\varepsilon_F - \varepsilon_E)} & \text{para } \varepsilon_c > \varepsilon_E \end{cases} \quad (16)$$

onde:

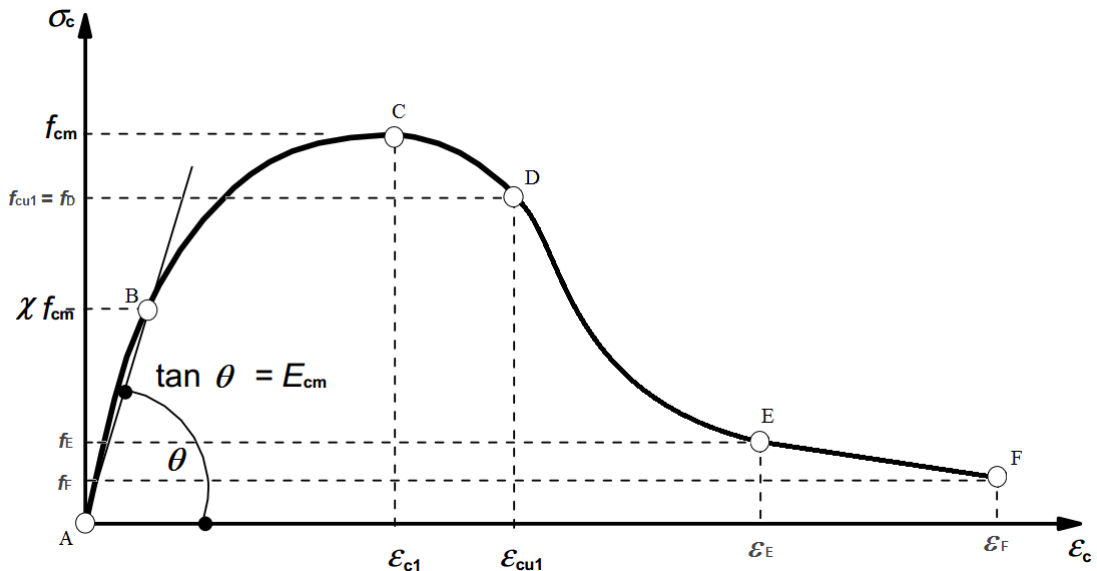
$\mu_\varepsilon$  é a coordenada relativa entre os pontos D e E, sendo dada por  $\mu_\varepsilon = \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_D)}{(\varepsilon_E - \varepsilon_D)}$ ;

$$\beta = \frac{f_{cm}}{f_{cu1}}$$

o ponto D é definido como  $\varepsilon_D = \varepsilon_{cu1} = 3,5\%$  e  $f_D = f_{cu1} = \sigma_c(\varepsilon_{cu1})$ ; e

o ponto E é o final do trecho senoidal com a deformação  $\varepsilon_E$ , com a resistência do concreto reduzida para  $f_E$  pelo fator  $\alpha = f_{cm}/f_E$ .

**Figura 137. Relação constitutiva para o concreto comprimido.**



Fonte: Autoria própria, com base em Pavlovic *et al.* (2013).

Para os modelos numéricos desenvolvidos adotou-se  $\alpha = 15$ . Para orientar os ângulos tangentes do trecho senoidal, nos pontos D e E, adotou-se  $\alpha_{tD} = 0,5$  e  $\alpha_{tE} = 0,9$ . A deformação do concreto no ponto E foi adotada como  $\varepsilon_E = 30\%$ , de forma a ser um valor grande o suficiente para não ser atingido na análise numérica. No trecho linear (EF) adotou-se a tensão  $f_F = 0,02 f_{cm}$  e a deformação  $\varepsilon_F = 45\%$ . Ainda, considerou-se que o concreto se comporta de forma linear elástica até 25% da tensão máxima de compressão ( $\chi = 0,25$  na Figura 137).

#### 5.2.3.4 - Relação tensão×abertura de fissuras do concreto tracionado uniaxialmente

O comportamento do concreto tracionado foi definido por uma curva tensão×abertura de fissuras. Optou-se por adotar essa relação com base na proposição de Hordijk (1991), dada na Eq. (17).

$$\sigma_{ct} = f_{ctm} \left\{ \left[ 1 + \left( c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left( -c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad (17)$$

onde:

$$w_c = \frac{5,14 G_F}{f_{ctm}};$$

$w$  é a abertura de fissuras;

$G_F$  é a energia de fratura;

$f_{ctm}$  é a resistência média à tração do concreto; e

$c_1$  e  $c_2$  são constantes definidas por Hordijk (1991) como  $c_1 = 3,00$  e  $c_2 = 6,93$ .

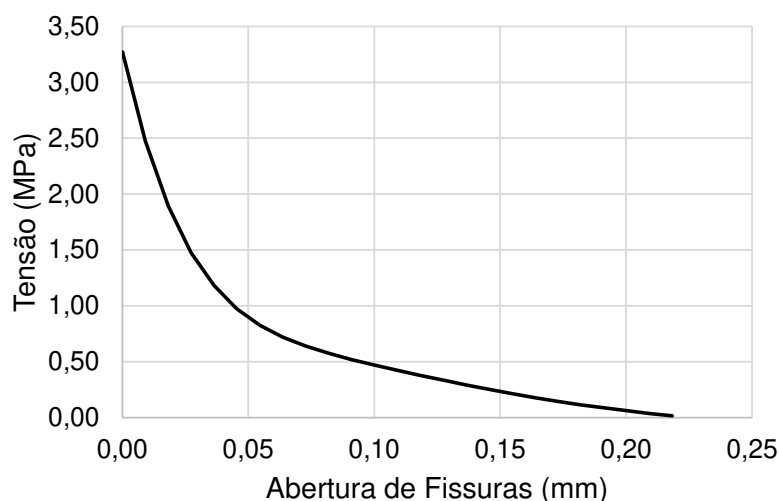
Os dados de entrada para a Eq. (17) são a resistência média à tração ( $f_{ctm}$ ) e a energia de fratura do concreto ( $G_F$ ). Neste trabalho, estes valores foram calculados utilizando-se as definições apresentadas pelo *Model Code 2010* (FIB, 2011), dadas na Eq. (18) e na Eq. (19):

$$f_{ctm} = 0,3(f_{cm})^{2/3} \quad (18)$$

$$G_F = 73 f_{cm}^{0,18} \quad (19)$$

Na Figura 138 apresenta-se, a título de exemplo, a curva tensão×abertura de fissuras para o modelo V4m-AC.

**Figura 138. Relação constitutiva para o concreto tracionado do modelo V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

#### 5.2.3.5 - Variáveis de dano para o concreto comprimido e tracionado

Neste trabalho utilizou-se o modelo de dano proposto por Pavlovic *et al.* (2013), dado na Eq. (20) e na Eq. (21), para o cálculo dos valores de dano no concreto comprimido e tracionado,

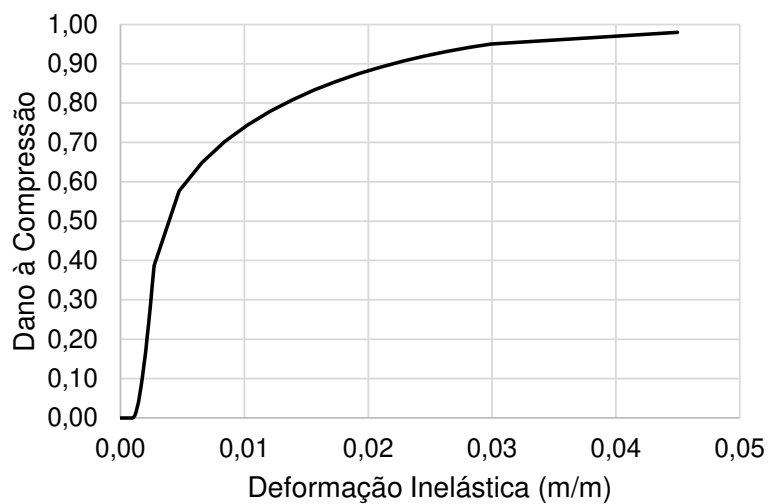
respectivamente. Destaca-se que ambas as equações são válidas apenas para o trecho após o pico de tensões (antes disso o valor de dano é nulo).

$$D_c = 1 - \frac{\sigma_c}{f_{cm}} \quad (20)$$

$$D_t = 1 - \frac{\sigma_{ct}}{f_{ctm}} \quad (21)$$

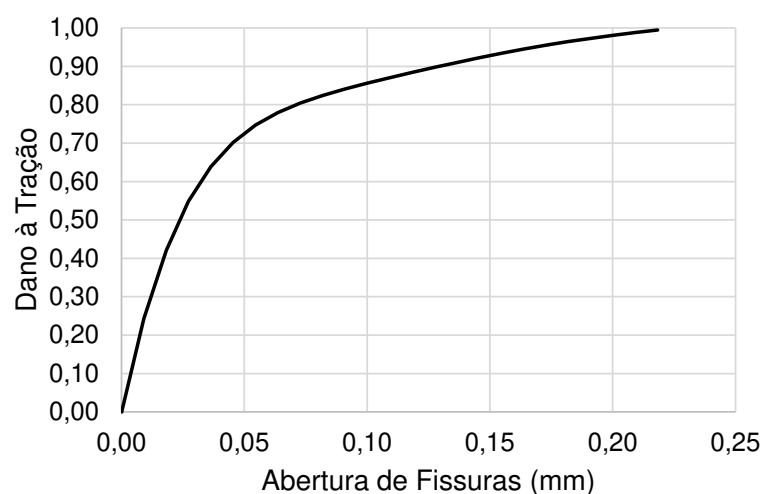
Novamente, a título de exemplo, apresentam-se as curvas de dano para o concreto comprimido (Figura 139) e tracionado (Figura 140) do modelo V4m-AC.

**Figura 139. Relação dano×deformação para o concreto comprimido no modelo V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 140. Relação dano×abertura de fissuras para o concreto tracionado no modelo V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

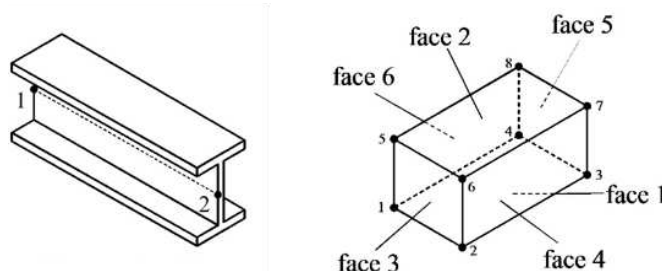
### 5.3 - Malha de elementos finitos

Os modelos em estudo foram desenvolvidos com partes de geometria tridimensional e partes de geometria linear, como explicado no item 5.1. Dentro da biblioteca de elementos finitos disponível no ABAQUS selecionou-se o elemento de viga no espaço, com dois nós, seis graus de liberdade por nó e funções de interpolação cúbicas (elementos B33) para discretizar as partes do modelo com geometria linear, a saber, a malha de armaduras.

Para as partes do modelo com geometria tridimensional (perfil de aço, laje de concreto e chapas de apoio e carregamento) optou-se por utilizar elementos sólidos hexaédricos, com oito nós, três graus de liberdade por nó (translações) e funções de interpolação linear, sem o uso de integração reduzida (elementos C3D8).

Os dois tipos de elemento selecionados são apresentados esquematicamente na Figura 141.

**Figura 141. Tipos de elementos finitos utilizados nos modelos desenvolvidos: elemento de viga B33 (esq.); e elemento sólido hexaédrico C3D8 (dir.).**



Fonte: SIMULIA (2012).

Para os elementos de armadura as seções transversais foram configuradas como circulares, com diâmetros de 6,3 mm e 8,0 mm, nos elementos correspondentes às armaduras longitudinais (porta-estribos) e às barras de armadura passantes nas aberturas do conector (incluindo os estribos fechados e abertos), respectivamente, de acordo com o que se apresentou para cada viga mista no item 4.2.3. e nos desenhos constantes no Apêndice A. Para os elementos sólidos determinou-se uma seção homogênea com as propriedades dos materiais abordadas no item 5.2, atribuídas de acordo com o tipo de componente (concreto para a laje, aço estrutural para o perfil metálico e aço elástico-linear para as chapas de carregamento e apoio).

#### 5.3.1.1 - Geração da malha e partições no modelo

No programa ABAQUS as malhas são geradas automaticamente a partir de algoritmos próprios do programa. Diferentes técnicas para a geração de malha são adotadas em função

dos tipos de elemento selecionados pelo usuário e das geometrias das regiões a serem discretizadas.

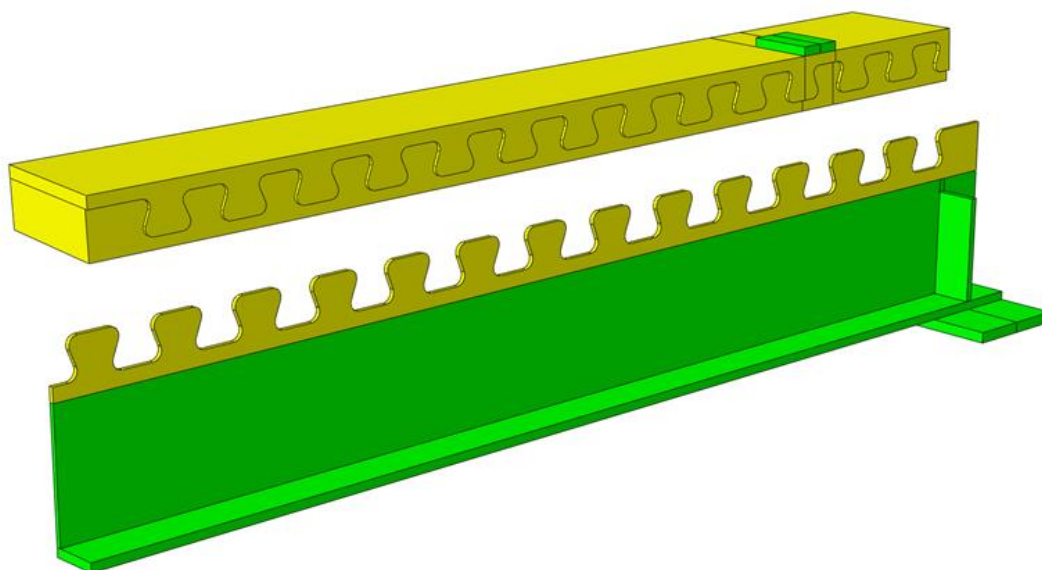
Para componentes do modelo com elementos lineares, como a armadura, o processo de geração de malha é sempre possível e a qualidade da malha gerada dependerá apenas do grau de refinamento (tamanho dos elementos) definido pelo usuário.

Para as regiões discretizadas com elementos sólidos o programa realiza uma avaliação da geometria e determina se é possível criar uma malha de elementos finitos. Caso positivo, o algoritmo avalia a disponibilidade de geração de uma malha estruturada ou de uma malha livre, utilizando uma técnica de varredura. A malha estruturada gera elementos hexaédricos regulares, portanto, de melhor qualidade, e sua disponibilidade é restrita a regiões com geometria também regular, como o caso dos paralelepípedos.

Para facilitar a geração de malha pelo software, o usuário pode criar partições no modelo geométrico, definindo sub-regiões nas quais a malha pode ser gerada com mais regularidade. Esse processo possibilita criar uma malha estruturada em regiões nas quais a técnica de varredura ou não conseguiria gerar uma malha ou produziria uma malha com elementos muito distorcidos.

No caso dos modelos desenvolvidos neste trabalho buscou-se maximizar os volumes nos quais se obteria uma malha estruturada, de forma a melhorar a qualidade da mesma e, conseqüentemente, as respostas obtidas. Apesar disso, nas regiões próximas ao conector, em função de sua geometria curva, só foi possível utilizar a técnica de geração de malha por varredura. Desta forma, no perfil de aço, com a exceção da conexão, e nas chapas de carregamento e apoio foi possível gerar uma malha estruturada enquanto na laje e na região do conector no perfil metálico foi gerada uma malha por varredura. Na Figura 142 apresentam-se os modelos geométricos da laje e do perfil de aço, com as partições realizadas e as técnicas de geração de malha utilizadas. A saber, as regiões em verde são aquelas com malha estruturada e as regiões em amarelo onde foi gerada malha por varredura.

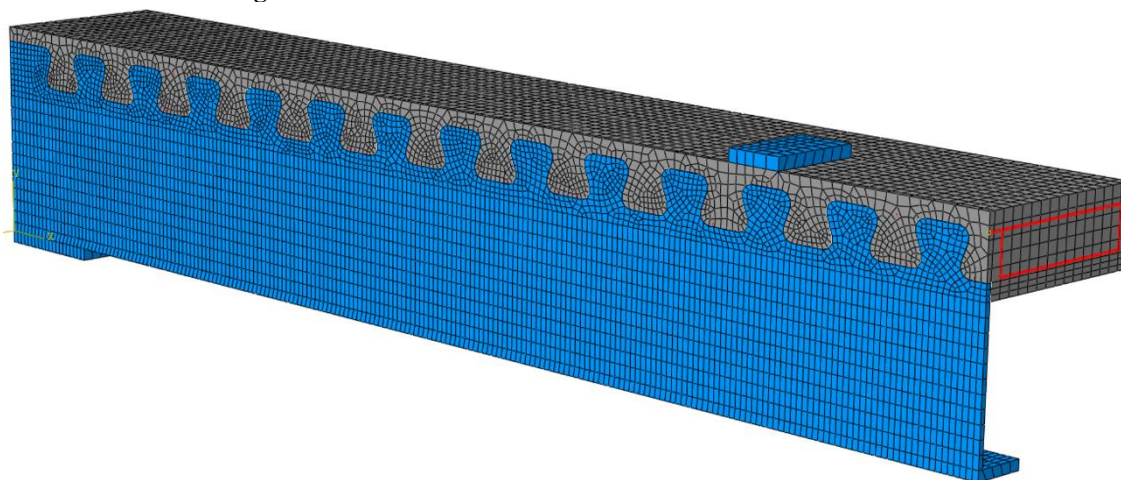
**Figura 142. Partições no modelo e técnicas para geração de malha.**



**Fonte: Autoria própria.**

A título de exemplo, apresenta-se na Figura 143 a malha de elementos finitos utilizada para o modelo V4m-AC em sua montagem final, com a laje posicionada sobre a viga.

**Figura 143. Malha de elementos finitos do modelo V4m-AC.**



**Fonte: Autoria própria.**

### *5.3.1.2 - Estudo de refinamento de malha e processamento computacional*

Os modelos desenvolvidos no presente trabalho são muito similares aos criados por Petruski (2016). Efetivamente a única diferença entre os modelos, com a exceção de pequenas mudanças na geometria da seção transversal e do vão das vigas, é a ausência da mesa superior no perfil de aço nas vigas deste trabalho. Assim sendo, adotou-se uma malha similar à desse trabalho anterior, que fez um estudo de refinamento de malha determinando que o tamanho ideal dos elementos seria com lados de aproximadamente 10 mm na região do conector e nas armaduras e com lados de aproximadamente 20 mm nas outras partes da geometria das vigas.

Esse estudo levou em conta a otimização dos resultados obtidos dos modelos numéricos e seu tempo de processamento.

Na Tabela 11 apresenta-se a quantidade de elementos finitos, a quantidade de nós e o tempo de processamento de todos os modelos numéricos de vigas mistas desenvolvidos neste trabalho. Destaca-se que o computador utilizado para as análises possuía um processador Intel Core i7-9700K 3,60 GHz, com 16 GB de memória RAM DDR4 instalada.

**Tabela 11. Quantidade de elementos finitos, nós e tempo de processamento dos modelos numéricos desenvolvidos.**

<b>Designação do modelo</b>	<b>Número de elementos finitos</b>	<b>Número de nós</b>	<b>Tempo de processamento (hh:mm:ss)</b>
V4m-AC	53174	64794	01:14:50
V4m-SC	52232	63918	01:52:29
V5m-AC1	62383	73875	00:52:44
V5m-AC2	62383	73875	00:40:42
V6m-AC	88446	107397	00:53:13
V6m-SC	88200	107192	01:18:27

Observa-se que, curiosamente, os modelos com cinco e seis metros de vão tiveram um tempo médio de processamento menor do que os com quatro metros de vão, mesmo com esses últimos possuindo uma quantidade menor de nós e elementos. A razão para isso é que nos modelos com menor vão as não linearidades da análise se iniciam para uma porcentagem menor do carregamento total aplicado. Atribui-se isso ao fato de que nesses modelos impera a conexão parcial, com falha na conexão. Desta forma, desenvolvem-se mais precocemente na análise os fenômenos de não linearidade no concreto que levam a viga mista à falha.

No caso dos modelos de seis metros de vão, observa-se que eles têm um tempo médio de análise superior aos de cinco metros em função da maior quantidade de elementos e nós. De fato, os modelos V6m-AC e V6m-SC têm aproximadamente 41% mais elementos finitos do que os modelos V5m-AC1 e V5m-AC2 e demoraram 41% mais tempo para serem processados.

#### **5.4 - Condições de contorno e carregamento**

Nesta seção abordam-se as interações entre as diferentes partes dos modelos numéricos, as condições de apoio e simetria adotadas e a forma de aplicação do carregamento.

#### 5.4.1.1 - Interações entre as partes do modelo numérico

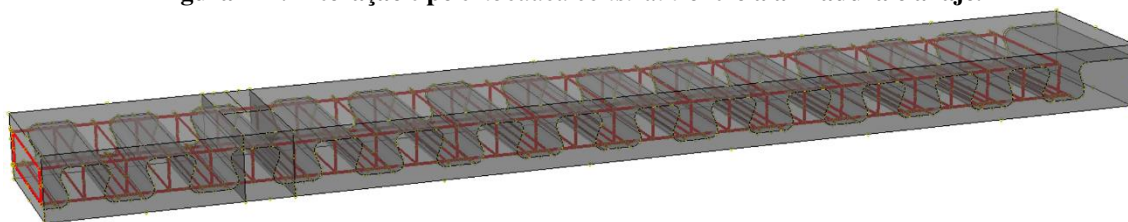
As maneiras como diferentes partes do modelo interagem entre si e se comportam mutuamente são definidas pelas interações atribuídas ao modelo numérico. As interações consistem em condições matemáticas que devem ser aceitas quanto às deslocabilidades nodais de duas ou mais partes, de forma que estas trabalhem solidarizadas. No caso em questão três relações entre diferentes partes devem ser estabelecidas: a interação entre a chapa de carregamento e a laje, a interação entre a laje e a armadura e as interações entre o perfil de aço e a laje na região da conexão.

Quanto à interação entre a chapa de carregamento e a laje, no caso das vigas mistas simuladas, optou-se por modelar os dois elementos como uma única parte, com propriedades de material diferentes. Desta forma, não existem movimentos relativos no modelo numérico entre essa chapa e a laje.

No caso da interação entre a laje e a armadura devem ser estabelecidas condições que garantam o funcionamento conjunto destes dois componentes, de forma a simular a aderência que se observa em estruturas de concreto armado. Neste sentido, atribuiu-se a interação do tipo *embedded constrain*, que define um corpo embutido em outro volume. Esse tipo de interação, como definida no software ABAQUS promove a compatibilização das translações nodais dos elementos imersos (armadura) com as dos elementos da região hospedeira. Assim, em cada passo de carga, é imposto para cada nó da armadura um deslocamento que é calculado a partir da interpolação dos deslocamentos dos nós da laje mais próximos.

Para as vigas mistas modeladas numericamente definiram-se todas as barras de armadura como sendo a região embutida e todo o volume da laje como sendo a região hospedeira. Essa definição, com a armadura (em vermelho) dentro da laje (em cinza) pode ser visualizada na Figura 144.

**Figura 144.** Interação tipo *embedded constrain* entre a armadura e a laje.



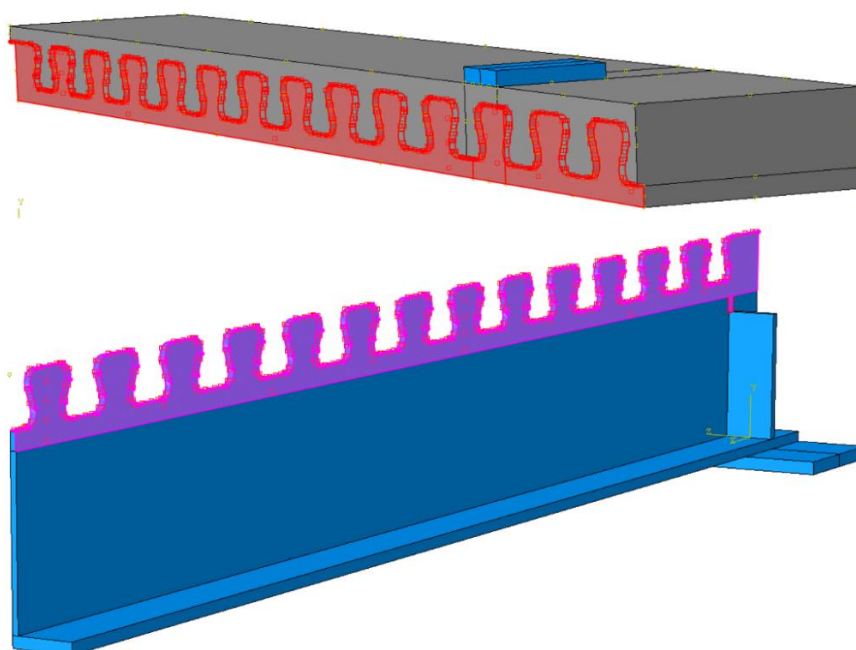
**Fonte:** Autoria própria.

Quanto à interação entre o perfil de aço e a laje na região da conexão, esta deve garantir a transferência de esforços entre os componentes, mas sem impedir deslocamentos relativos entre os dois. Desta forma, adotou-se uma interação do tipo contato rígido (*hard contact*) entre as superfícies das duas partes. Esta interação permite o contato normal entre os dois corpos, impedindo que o volume de um se sobreponha ao volume do outro. Esta interação foi definida de modo a desconsiderar qualquer atrito entre os componentes e permitir sua separação após o contato.

Na Figura 145 apresentam-se as regiões da laje (em vermelho) e do perfil de aço (em roxo), nas quais foi definida a interação tipo contato rígido. Um aspecto dessa definição, relevante no uso do software em questão, é que uma superfície deve ser definida como a mestra (em vermelho) e outra como subordinada (em roxo). Essa definição deve ser feita de forma que o componente que recebe primeiro os deslocamentos seja a superfície mestra, neste caso, a laje.

A aplicação da condição de contato rígido foi um dos pontos da simulação no qual se conseguiu aprimorar a modelagem realizada por Petruski (2016). Em função de problemas de convergência o autor não havia conseguido aplicar essa condição ao longo de toda a superfície de contato dos dois componentes, tendo definido uma região, na face frontal de contato do dente do conector com a laje, na qual todos os deslocamentos nodais dos elementos fossem compatibilizados (*tie constraint*). Considera-se que a abordagem desta simulação é mais próxima da realidade.

**Figura 145. Interação tipo contato rígido entre a laje (superior) e o perfil de aço (inferior).**



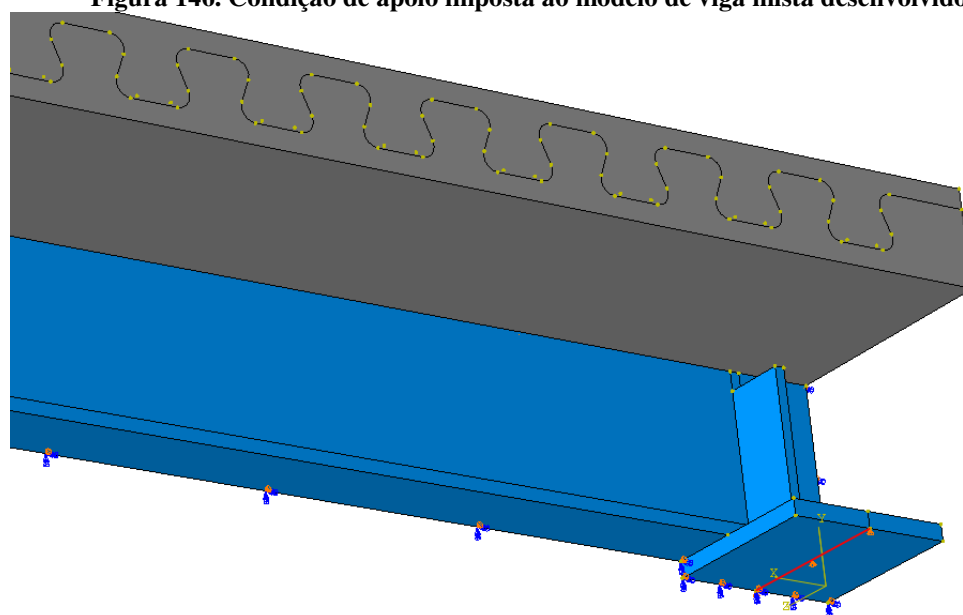
**Fonte: Autoria própria.**

#### 5.4.1.2 - Condições de apoio e simetria

As condições de apoio e simetria devem garantir o equilíbrio da viga mista de forma a possibilitar a solução numérica e tornar esta condizente com a realidade dos ensaios experimentais. Para os modelos desenvolvidos, essas condições consistem na representação do apoio físico e no estabelecimento das restrições de simetria nos planos apresentados na Figura 129.

Nos ensaios experimentais os apoios consistiram em chapas de aço suportadas por roletes (barras cilíndricas de aço) que se apoiavam em um bloco de concreto considerado indeslocável, na seção correspondente aos enrijecedores de extremidade das vigas mistas. De forma a simular esta situação no modelo numérico, foi imposta a condição de deslocamentos verticais nulos em uma linha situada na face inferior da placa de apoio, contida no plano médio do enrijecedor de alma. A região estabelecida corresponde à linha vermelha na Figura 146.

**Figura 146. Condição de apoio imposta ao modelo de viga mista desenvolvido.**

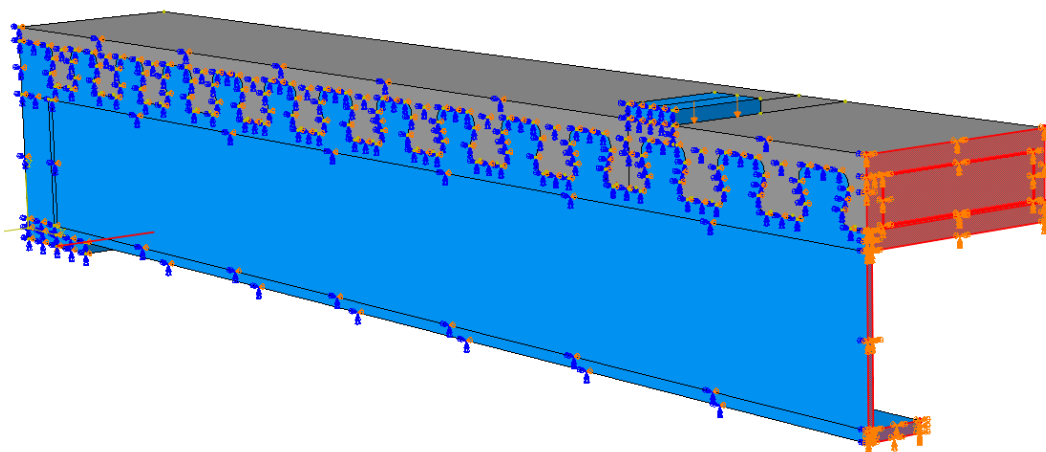


**Fonte: Autoria própria.**

As condições de simetria, por sua vez, devem garantir que os resultados obtidos da simulação numérica de apenas um quarto da viga mista sejam condizentes com a realidade. Assim, quando se estabelece que uma determinada região corresponde a um plano de simetria o software impõe que os deslocamentos (translações) na direção normal ao plano devem ser nulos. Além disso, também é imposto que as rotações em relação aos eixos contidos neste plano são inexistentes.

Em todos os modelos numéricos desenvolvidos, o eixo longitudinal da viga coincidia com o eixo  $x$  do sistema de coordenadas globais do ABAQUS. Desta forma, o plano de simetria do meio do vão da viga foi definido impondo-se a condição de nulidade para as translações em  $x$  e para as rotações em  $y$  e em  $z$ . Esta situação é ilustrada na Figura 147, na qual se destaca em vermelho a região na qual ela foi aplicada.

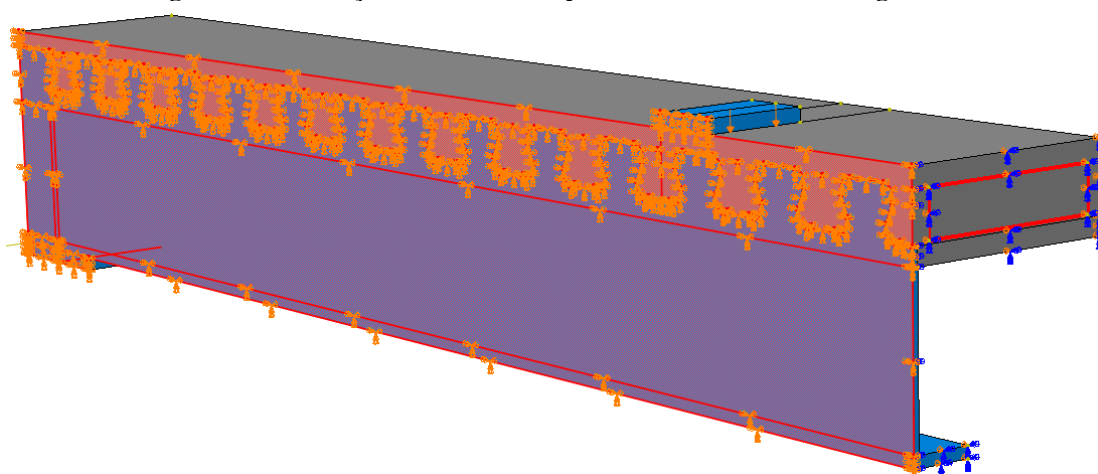
**Figura 147. Condição de simetria na seção do centro do vão da viga mista.**



**Fonte: Autoria própria.**

De forma similar, a direção global para cima foi definida em todos os modelos numéricos como sendo a direção  $y$  positiva. Desta forma, impôs-se a condição de simetria do plano central da alma, de forma que nessa região as translações na direção  $z$ , bem como as rotações em  $x$  e  $y$ , fossem nulas. Neste caso, apresentam-se na Figura 148, em destaque em vermelho, as faces onde esta condição é válida.

**Figura 148. Condição de simetria no plano central da alma da viga mista.**



**Fonte: Autoria própria.**

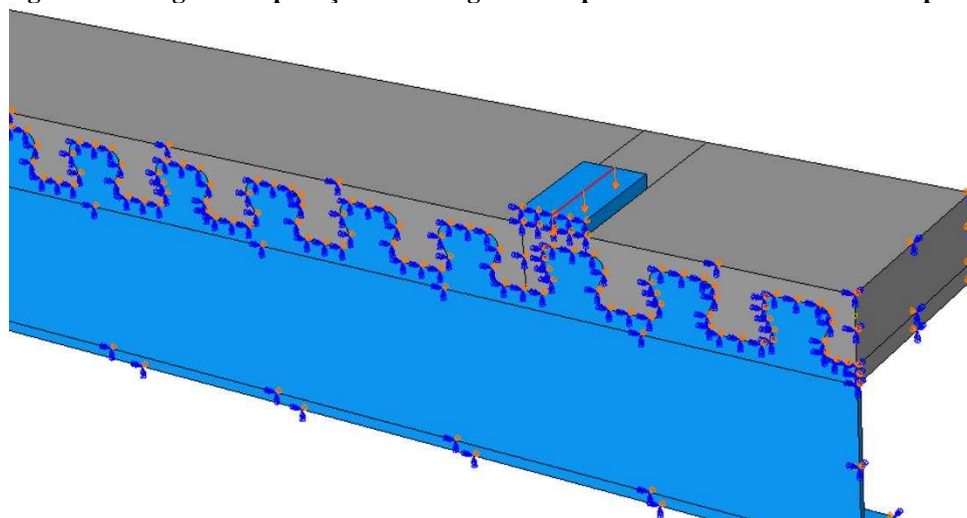
Destaca-se aqui ainda que, apesar de os elementos sólidos só possuírem graus de liberdade de translação, faz-se necessário restringir também as rotações, tendo em vista que, em ambos os

planos ilustrados, onde ocorrem as condições de simetria, existem nós das armaduras, que são elementos lineares.

#### 5.4.1.3 - Aplicação dos carregamentos

Em todas as simulações de vigas mistas desenvolvidas no âmbito deste trabalho o carregamento foi aplicado por meio de deslocamentos verticais prescritos, impostos a uma linha centralizada na chapa de carregamento. Esta situação é condizente com o que foi realizado nos ensaios experimentais, tendo-se em vista que representa o rolete de aço posicionado sobre a chapa metálica, que recebe o carregamento da viga de distribuição de cargas. Esta região é destacada em vermelho na Figura 149.

**Figura 149. Região de aplicação de carregamentos por meio de deslocamentos impostos.**



**Fonte: Autoria própria.**

Por se tratar de um carregamento simétrico, com cargas pontuais, aplicadas de forma que as flechas sejam as mesmas nos dois pontos de transferência de esforços, o ensaio de flexão a quatro pontos permite que a simulação seja desenvolvida aplicando-se deslocamentos impostos. Essa é uma situação vantajosa do ponto de vista numérico, uma vez que no processo iterativo de resolução do problema mecânico é sempre possível aplicar mais deslocamentos à estrutura, o que não é verdade caso se apliquem forças. Desta maneira, pode-se utilizar um algoritmo de resolução mais simples.

Ainda, destaca-se que no caso de se aplicar deslocamentos como condição de carregamento, a obtenção da força total aplicada é por meio do monitoramento das forças de reação na região do apoio (obtidas nos nós com deslocamento restrito).

As magnitudes dos deslocamentos aplicados em cada modelo foram determinadas com base nos deslocamentos verticais máximos ocorridos nos experimentos relatados no Capítulo 4. De forma a se ter alguma folga os valores aplicados foram de 50 mm, 70 mm e 80 mm, para os modelos com quatro, cinco e seis metros de vão livre, respectivamente.

Com a exceção das vigas mistas com seis metros de vão todos os modelos numéricos conseguiram convergir apresentando incrementos após a carga de pico. Nos casos dos modelos V6m-AC e V6m-SC a não convergência foi associada ao desenvolvimento de não linearidades em uma região considerável da laje de concreto. Em ambos os casos, todavia, houve grande degradação da rigidez das vigas, sempre superior a 90% em relação ao regime elástico.

## **5.5 - Resultados**

Nesta seção apresentam-se os resultados obtidos das análises numéricas realizadas.

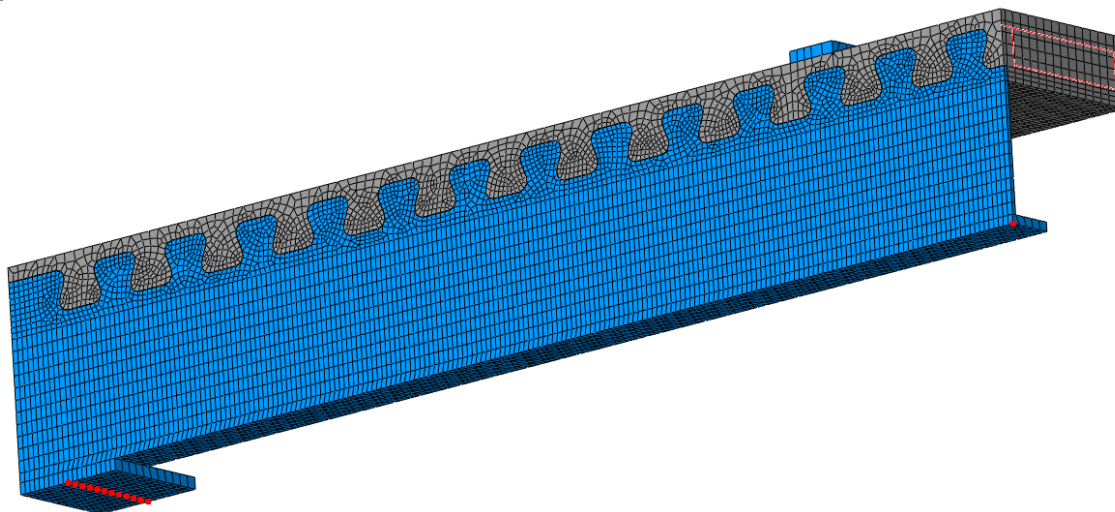
### **5.5.1 - Validação dos modelos numéricos**

De forma a demonstrar a boa concordância entre os modelos numéricos de vigas mistas e seus correspondentes ensaios experimentais são apresentados nesta seção os comparativos das curvas força/deslocamento no meio do vão, dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto e dos desenvolvimentos das deformações ao longo do carregamento.

Para todos os gráficos apresentados a seguir, as curvas tracejadas correspondem aos resultados das análises numéricas, e as curvas em linha cheia representam os resultados dos ensaios experimentais. No caso das curvas experimentais das medidas dos escorregamentos relativos entre a seção de aço e a de concreto, a designação “E” indica que se trata da leitura do transdutor na extremidade esquerda da viga, a designação “D” indica a leitura na extremidade direita. Para as curvas que comparam as deformações as designações “C-FS”, “C-FI” e “A-MI” indicam medidas tomadas na face superior da laje de concreto, na face inferior da laje de concreto e na mesa inferior do perfil de aço, respectivamente.

Além disso, apresentam-se a seguir os nós monitorados nos modelos de elementos finitos para obtenção dos resultados. No caso das curvas força/deslocamento os nós selecionados foram todos os relativos à linha que corresponde ao apoio, para obtenção das reações, e o nó da face de baixo da mesa inferior, no plano de simetria longitudinal, para obtenção dos deslocamentos (Figura 150), em correspondência ao que foi realizado nos ensaios experimentais.

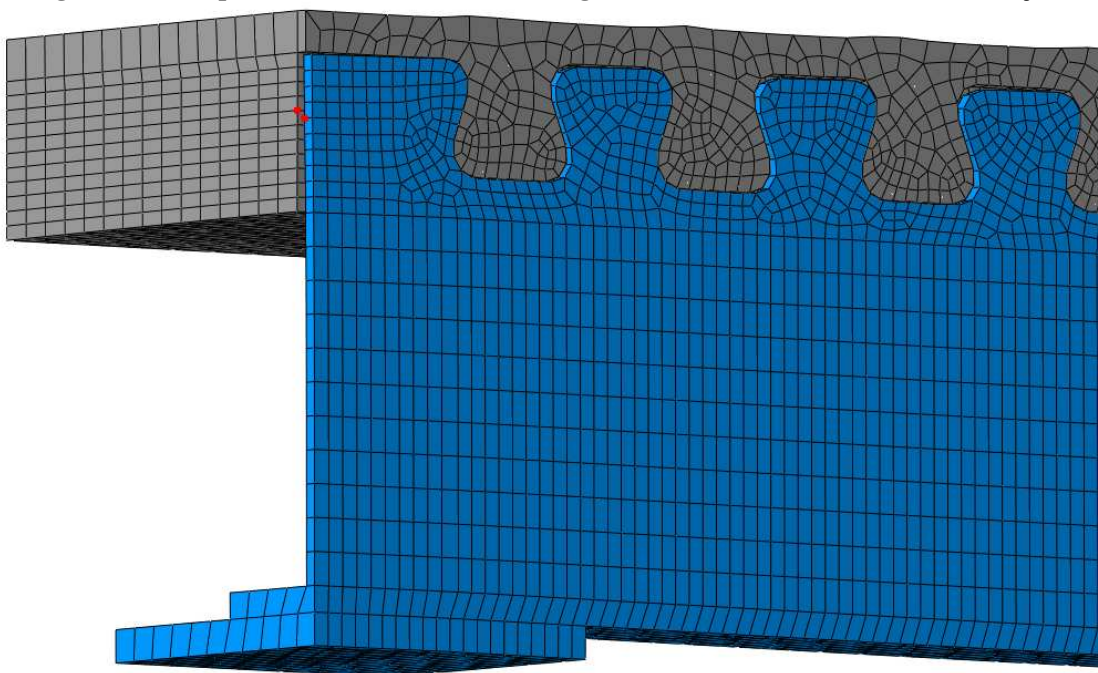
**Figura 150. Nós para obtenção dos resultados de forças atuantes e deslocamentos nos modelos numéricos.**



**Fonte: Autoria própria.**

Para a obtenção das curvas de escorregamento, foram selecionados pontos na laje de concreto e no perfil de aço, que com a viga descarregada possuíam a mesma posição no espaço, em uma região intermediária da altura da laje, na extremidade da viga mista (Figura 151).

**Figura 151. Nós para monitoramento do escorregamento relativo entre o concreto e o aço.**

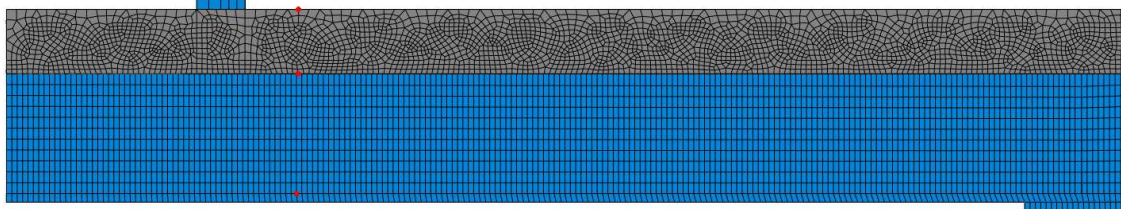


**Fonte: Autoria própria.**

Finalmente, para a obtenção das curvas de desenvolvimento das deformações foram selecionados nós situados próximos ao plano de simetria longitudinal, tendo-se em vista que os resultados experimentais para esses valores foram calculados a partir da média de dois extensômetros simétricos em relação a esse plano. Ainda, os pontos monitorados nas faces

superior e inferior da mesa de concreto e na mesa inferior do perfil de aço foram obtidos dos nós mais próximos à seção transversal situada a 15 cm do apoio, no sentido da extremidade da viga (Figura 152).

**Figura 152. Nós para monitoramento das deformações.**

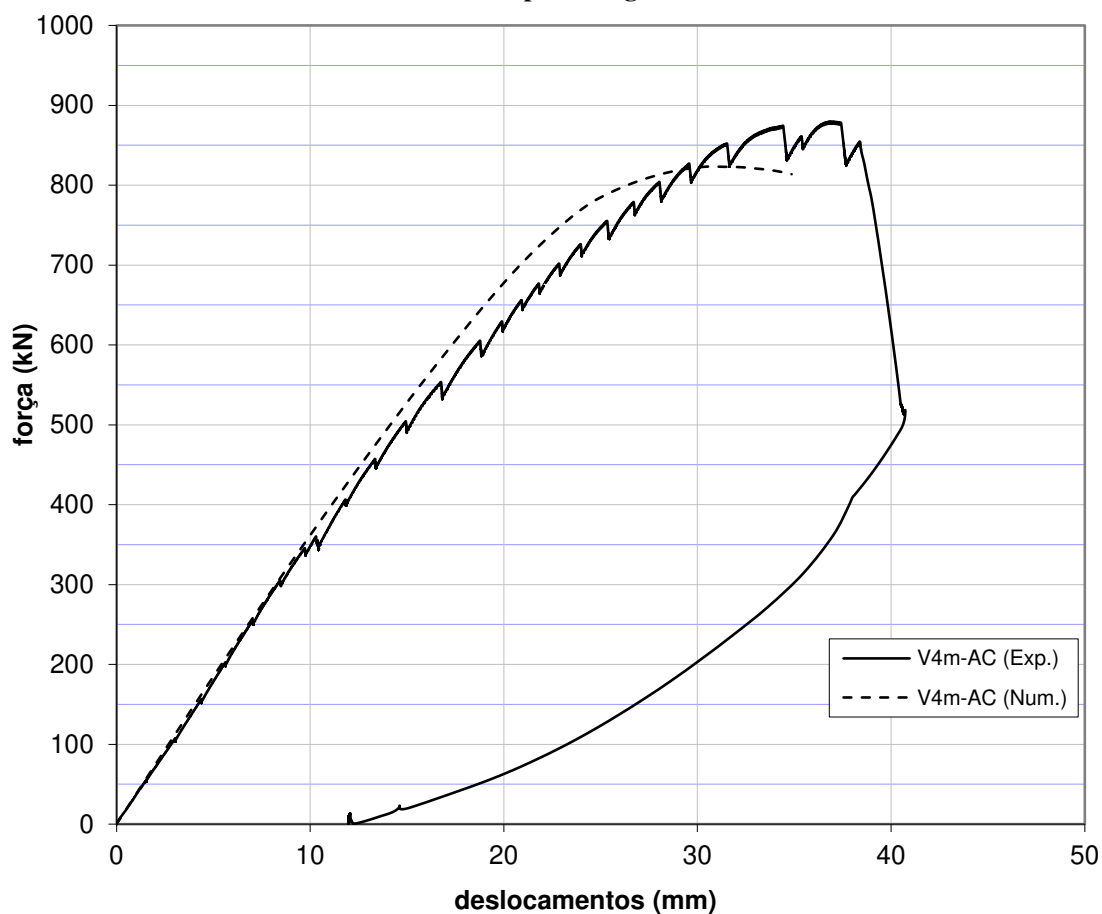


**Fonte: Autoria própria.**

#### 5.5.1.1 - Vigas V4m-AC e V4m-SC

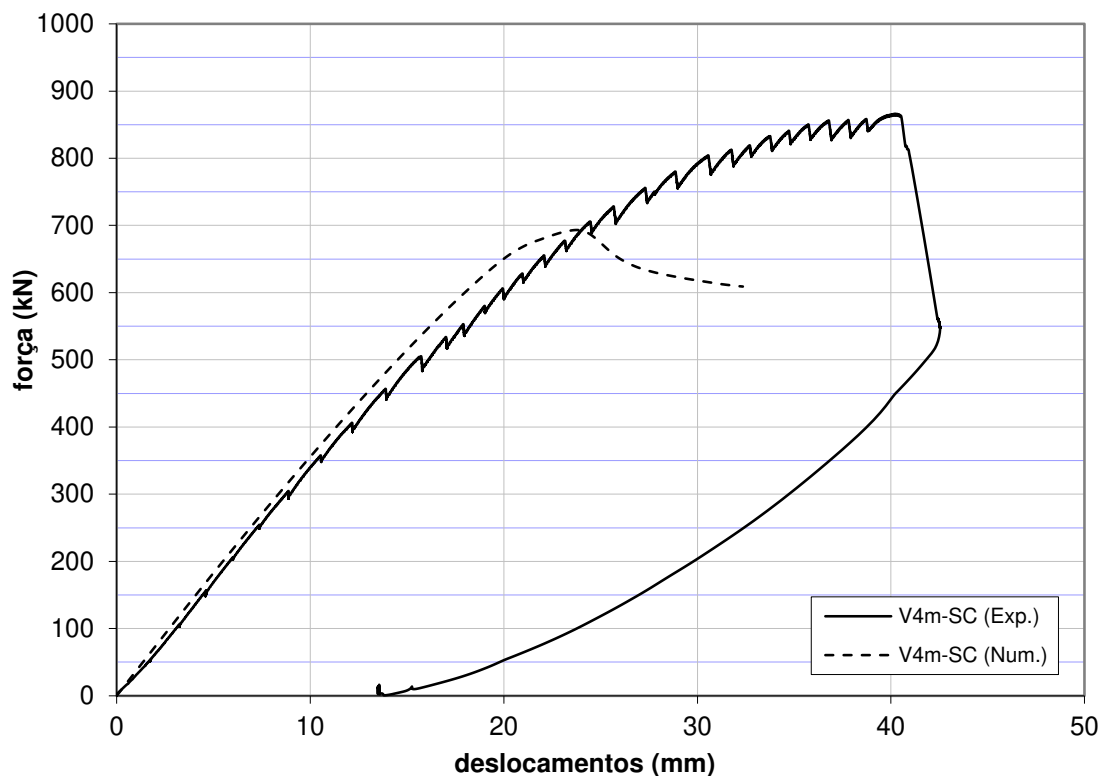
Na Figura 153 e na Figura 154 são apresentadas as curvas força/deslocamento no centro do vão para as vigas V4m-AC e V4m-SC, levando-se em conta os resultados experimentais e numéricos obtidos.

**Figura 153. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V4m-AC.**



**Fonte: Autoria própria.**

**Figura 154. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V4m-SC.**



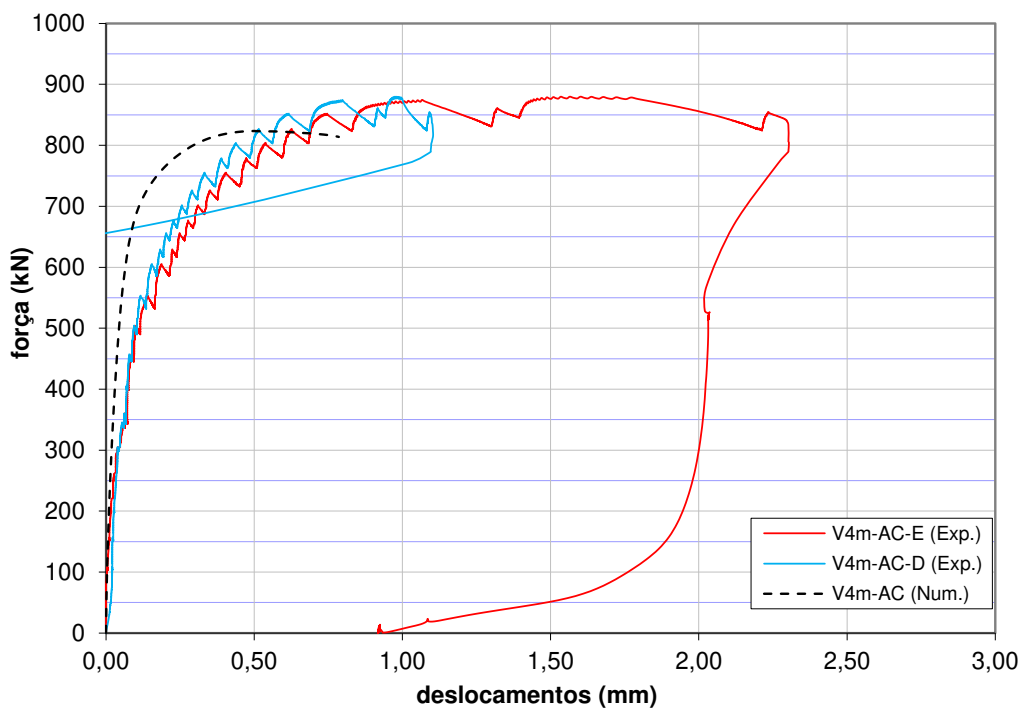
Fonte: Autoria própria.

Quanto à viga V4m-AC observa-se boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos. Os modelos apresentam a mesma rigidez inicial com desenvolvimento das curvas ilustradas praticamente idêntico até uma carga de 350 kN. Para além disso o comportamento dos modelos ainda é bastante próximo até uma carga de cerca de 700 kN. O resultado numérico apresenta seu pico de carga em um ponto praticamente sobre a curva experimental. Esse valor de força máxima foi de 823,5 kN, o que corresponde a 94% do obtido experimentalmente.

No caso da viga V4m-SC, observa-se, novamente uma boa correlação quanto à rigidez inicial e desenvolvimento das curvas até uma carga próxima de 500 kN. Apesar disso, a carga última na análise numérica foi de 693,2 kN, o que corresponde a pouco mais de 80% do obtido experimentalmente, mesmo o pico de carga se situando novamente sobre a curva experimental. Neste caso, destaca-se como possível causa principal desta diferença a heterogeneidade das vigas obtidas da segunda concretagem. Desta forma, acredita-se que a resistência média dos corpos de prova pode não ser representativa do concreto das vigas mistas, uma vez que a localização de betonadas de material mais resistente próximas ao centro do vão pode ter ocorrido, como informado anteriormente.

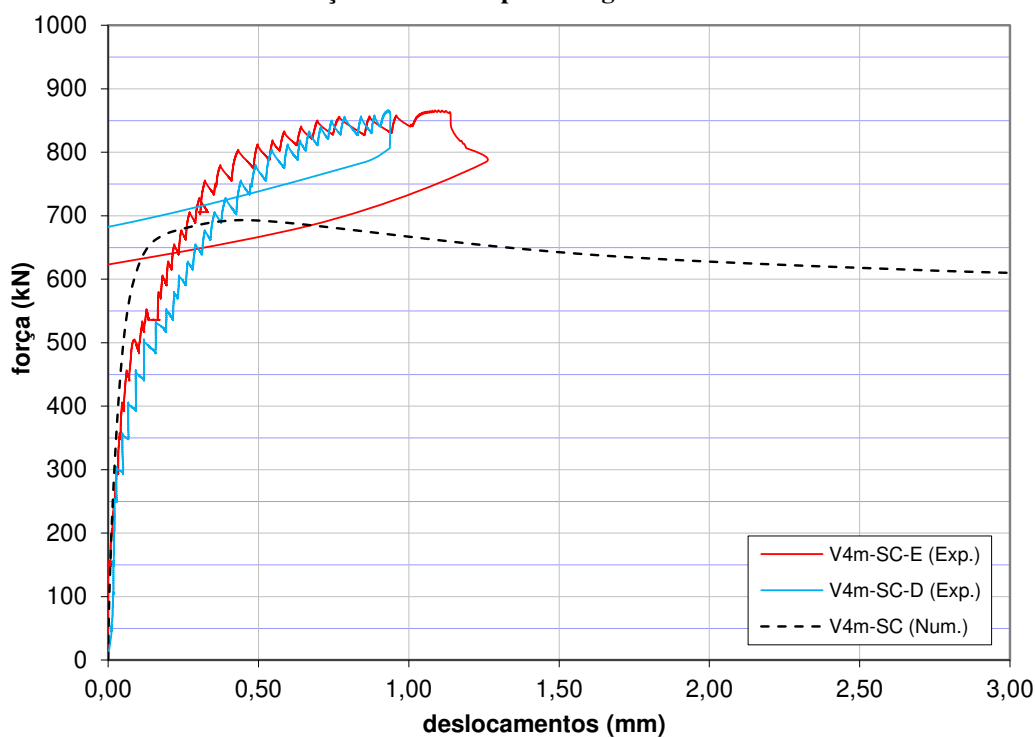
Quanto aos escorregamentos relativos ocorridos entre a laje de concreto e o perfil de aço, apresenta-se na Figura 155 e na Figura 156 o comparativo das análises numéricas com os ensaios experimentais para as vigas com 4,0 m de vão livre.

**Figura 155. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 156. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V4m-SC.**



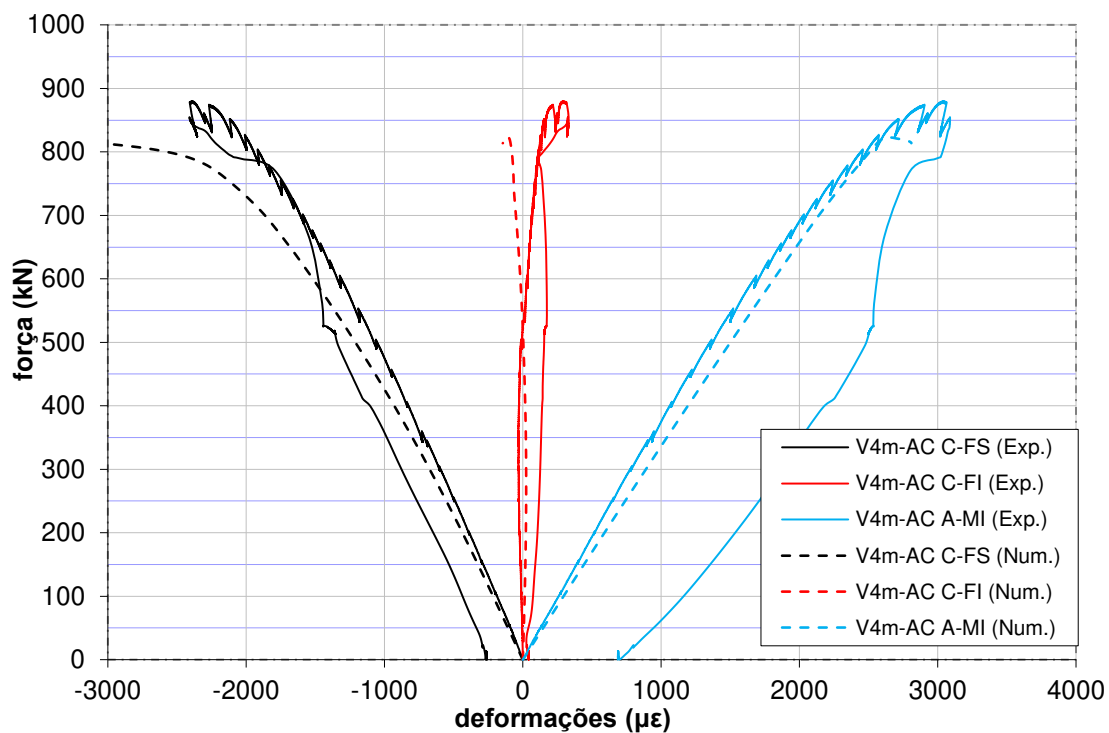
Fonte: Autoria própria.

Novamente observa-se, no geral, um comportamento muito consistente dos dois modelos numéricos em relação aos resultados experimentais. Nos dois casos os deslizamentos do modelo numérico se desenvolvem praticamente da mesma forma que os experimentais até os níveis de carga de 300 kN a 400 kN. Após este ponto os escorregamentos obtidos das análises pelo ABAQUS subestimam, em uma média próxima a 50%, os lidos pelos sensores nas vigas mistas até cargas próximas da ruptura. Apesar disso, nos dois casos ilustrados, o deslizamento correspondente às cargas de pico, nos modelos numéricos, ocorre em um ponto que praticamente se sobrepõe às curvas experimentais. Esses resultados são muito similares aos observados por Petruski (2016).

A principal diferença que pode ser notada em relação às comparações para os modelos AC e SC é a carga máxima suportada pelas vigas mistas.

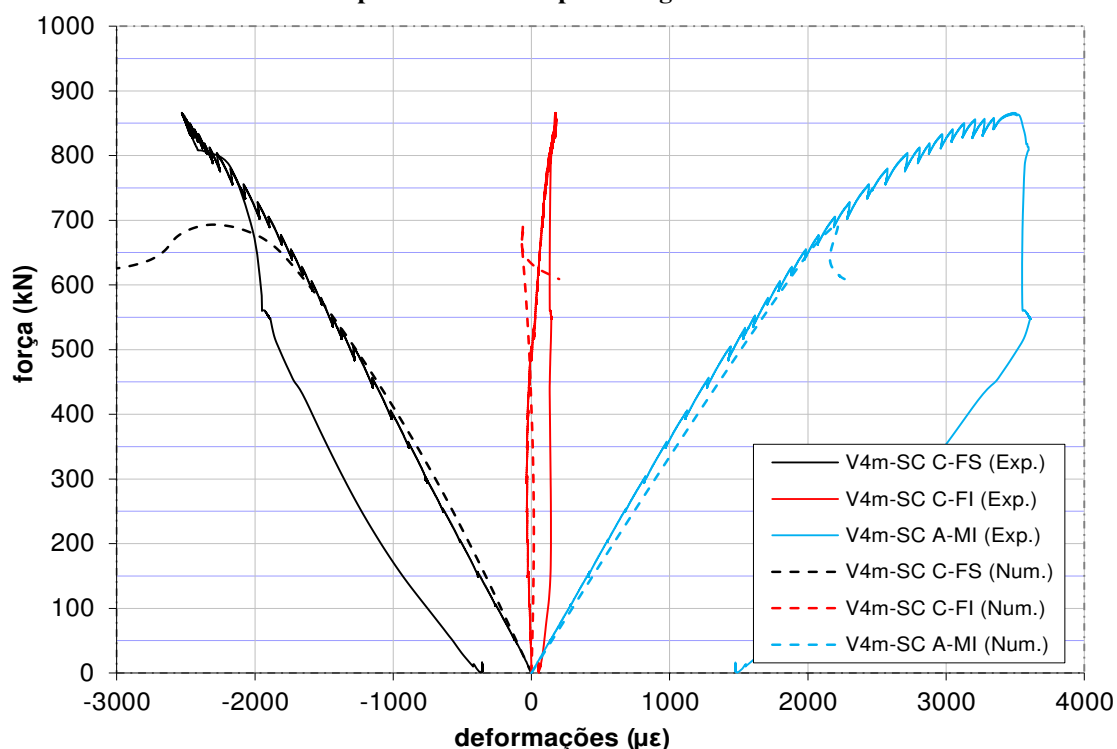
Na Figura 157 e na Figura 158 apresentam-se os comparativos do desenvolvimento das deformações ao longo do carregamento para os modelos analisados numericamente pelo ABAQUS e ensaiados experimentalmente na campanha relatada no Capítulo 4. Essas curvas são apresentadas nos formatos mencionados no início da seção 5.5.1.

**Figura 157. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V4m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 158. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V4m-SC.**



Fonte: Autoria própria.

Dos gráficos apresentados para as deformações, é notável a boa correlação entre os resultados experimentais e numéricos. Especialmente para o caso da viga V4m-SC, os pares de curvas correspondentes às medidas de deformação nos mesmos locais das vigas mistas praticamente se sobrepõem até cargas muito próximas da ruptura, de cerca de 95% da força máxima suportada pelo modelo numérico.

Outro ponto a se destacar dentro do que foi apresentado é que, nas análises numéricas realizadas, a face inferior da laje de concreto se mantém com deformações praticamente nulas durante toda a aplicação de carga. Já nas vigas mistas ensaiadas experimentalmente essa região passa a sofrer alongamento de pequena intensidade para cargas acima de 600 kN.

Com base em todos os dados apresentados anteriormente, relativos aos modelos numéricos com quatro metros de vão, pode-se constatar que consistiram em uma boa representação dos ensaios experimentais realizados.

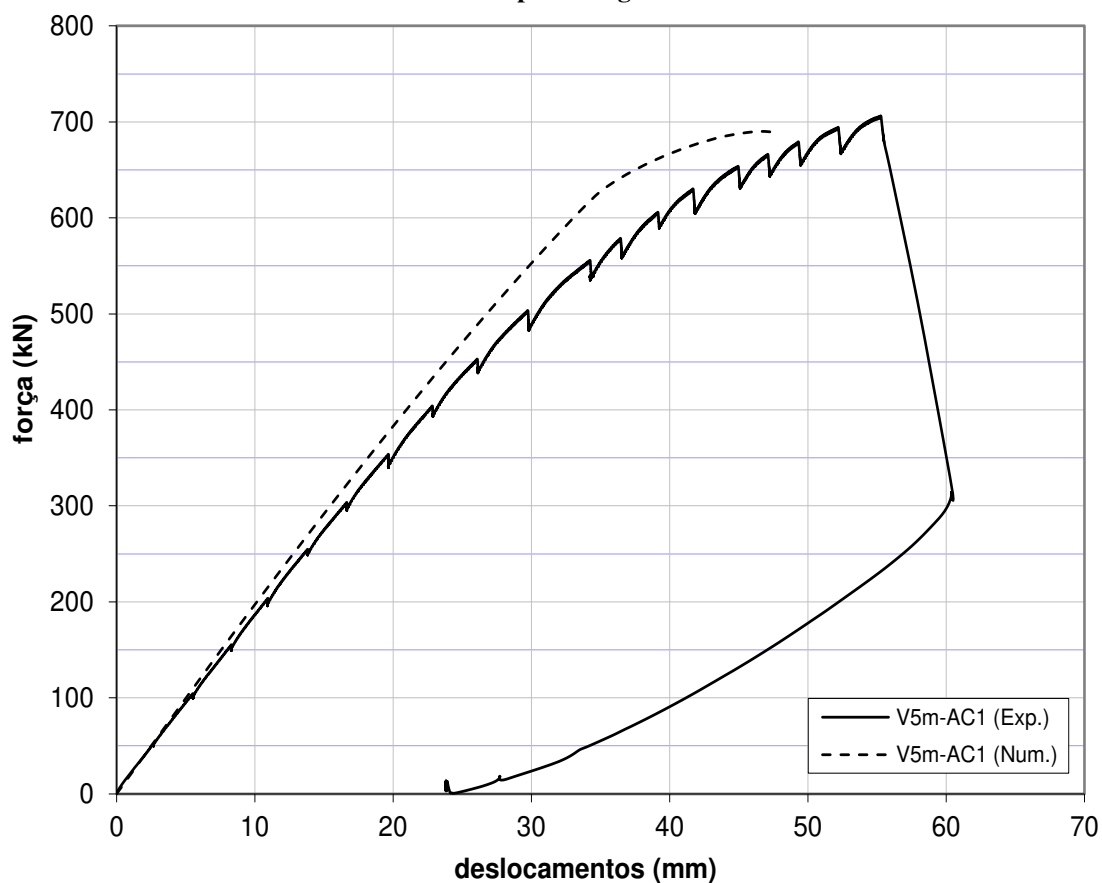
Cabe ressaltar ainda que no processo de criação dos modelos numéricos das seis vigas mistas buscou-se não realizar ajustes em modelos específicos, com a exceção da resistência do concreto e a disposição das armaduras. Assim, as geometrias de cada modelo não foram criadas com base nas dimensões reais dos experimentos, o que levaria a resultados muito bem ajustados para cada viga isolada, mas sim com base nas dimensões nominais de projeto. O

objetivo disso foi obter uma metodologia de modelagem que levasse à obtenção de uma boa correlação com os experimentos, mas que não dependesse de ajustes finos associados a imperfeições comuns no dia a dia da engenharia (como, por exemplo, a variação dimensional da laje de concreto) que não são parâmetros mensurados na prática de confecção de uma estrutura. Essa observação faz-se válida para todas as vigas mistas modeladas.

#### 5.5.1.2 - Vigas V5m-AC1 e V5m-AC2

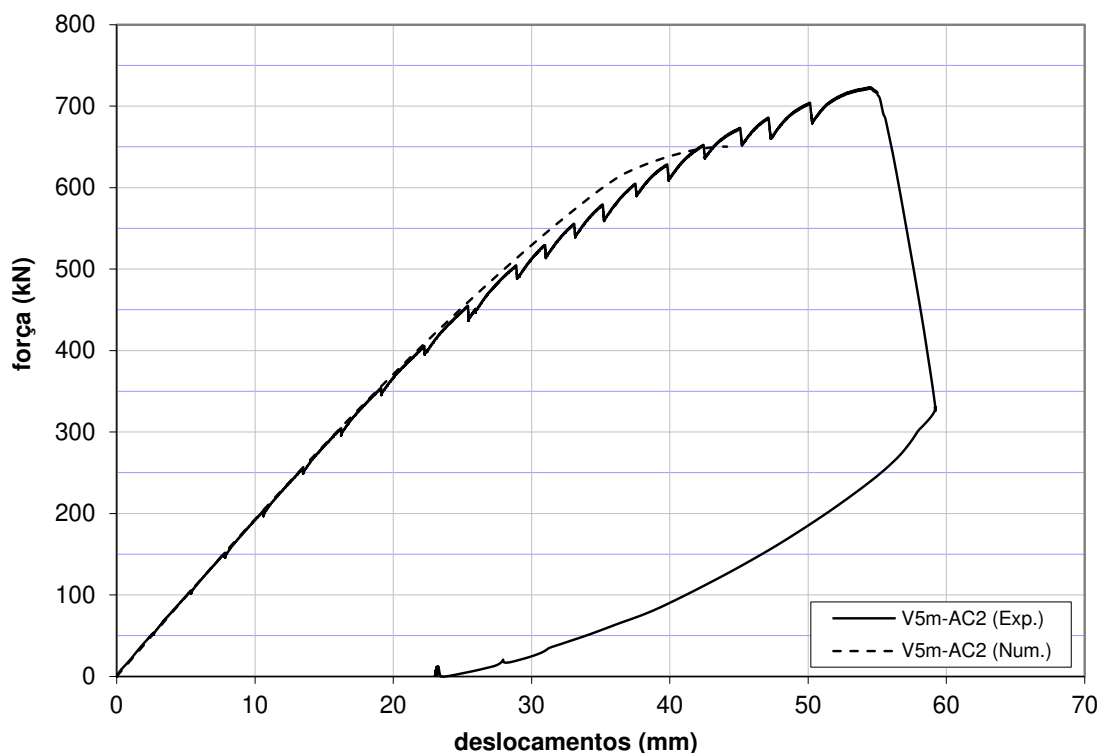
De forma similar à realizada na seção anterior, na Figura 159 e na Figura 160 apresentam-se as curvas força×deslocamento no centro do vão para as vigas V5m-AC1 e V5m-AC2, com os dados dos experimentos reais e das simulações numéricas.

**Figura 159. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V5m-AC1.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 160. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V5m-AC2.**



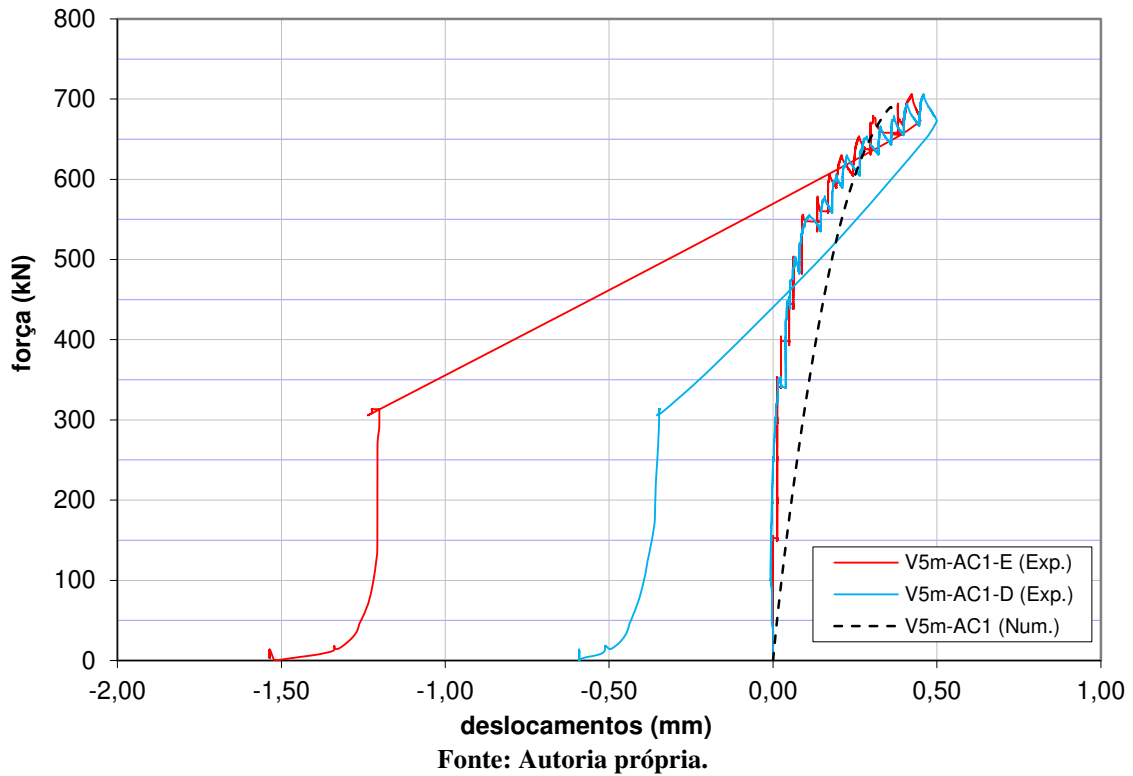
Fonte: Autoria própria.

Da Figura 159 observa-se, mais uma vez, uma boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais para a viga V5m-AC1. Neste caso, nota-se uma pequena superestimativa na curva relativa à análise realizada no ABAQUS para a rigidez da viga mista. Apesar disso, a força máxima atingida no modelo numérico foi de 690,1 kN, correspondente a 98% do valor experimental.

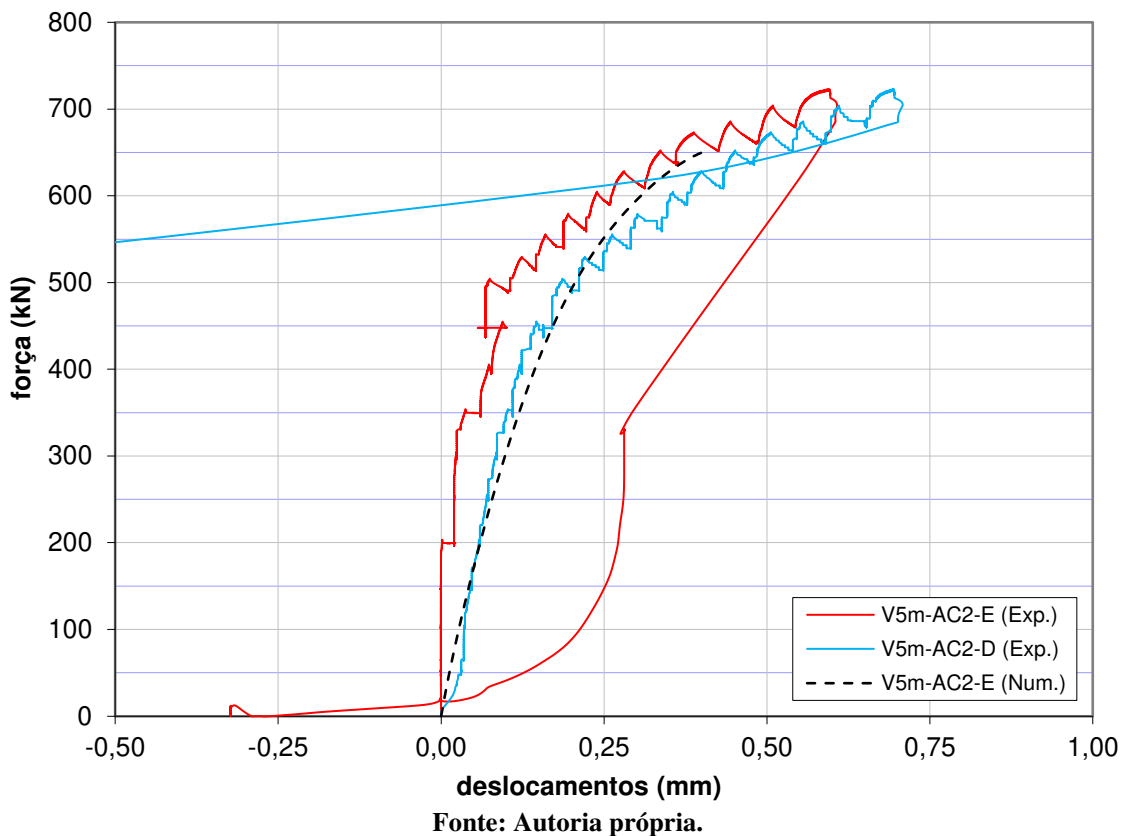
Quanto à viga V5m-AC2, observa-se uma excelente correlação entre os valores obtidos numericamente e experimentalmente, sendo este um dos modelos de simulação via elementos finitos mais bem ajustados. Até uma carga de aproximadamente 450 kN as duas curvas praticamente se sobrepõem, indicando semelhança na rigidez dos dois modelos. Quanto à carga de ruptura da simulação numérica, esta foi de 650,3 kN, correspondente a 90% do valor experimental. Ainda, para o ponto de pico de forças na simulação realizada pelo ABAQUS, destaca-se que este ocorreu em um ponto praticamente sobre a curva força/deslocamento obtida do ensaio da viga.

Na Figura 161 e na Figura 162 são apresentados os comparativos entre resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos observados entre a laje de concreto e o perfil de aço, para as vigas V5m-AC1 e V5m-AC2, respectivamente.

**Figura 161. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V5m-AC1.**



**Figura 162. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V5m-AC2.**



Observa-se, no geral, um comportamento bastante próximo dos dois modelos numéricos em relação aos resultados experimentais. No caso da viga V5m-AC1 nota-se que o modelo numérico superestima o desenvolvimento dos escorregamentos para cargas até 600 kN, ponto no qual o escorregamento é de cerca de 0,25 mm e coincidente com o observado experimentalmente. Para além desse ponto até à carga máxima do modelo numérico as medidas de *end slip* são coincidentes com os respectivos valores experimentais, tanto para a extremidade esquerda quanto direita da viga mista. O escorregamento máximo medido no modelo numérico foi de 0,36 mm. Desta forma, observa-se bom indicativo de que este fenômeno foi bem representado numericamente nas situações de elevada plastificação das seções mais carregadas do elemento estrutural.

Quanto ao modelo numérico da viga mista V5m-AC2, observa-se que o escorregamento se desenvolve de maneira muito próxima à medida na extremidade direita da viga ensaiada até cargas da ordem de 550 kN, para a qual o *end slip* é de 0,25 mm. A partir de então a curva se aproxima da medida efetuada na extremidade esquerda, apresentando falha com escorregamento de 0,40 mm a uma carga de aproximadamente 650 kN.

No geral, das análises da Figura 161 e da Figura 162, quanto aos escorregamentos, observa-se boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais para as vigas mistas com cinco metros de vão.

Na Figura 163 e na Figura 164 apresentam-se os comparativos do desenvolvimento das deformações ao longo do carregamento para as vigas mistas de cinco metros de vão, considerando os modelos analisados numericamente com o ABAQUS e medidos experimentalmente na campanha de ensaios realizada.

Da análise dos gráficos apresentados, mais uma vez, é notável a boa correlação entre os resultados numéricos e os experimentais para o desenvolvimento das deformações, neste caso, para as vigas com cinco metros de vão. No caso do modelo V5m-AC1, observa-se que, para cargas de até 550 kN, as curvas apresentadas praticamente se sobrepõem. Ainda, para níveis de carga superiores a este as diferenças observadas são pequenas.

Figura 163. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V5m-AC1.

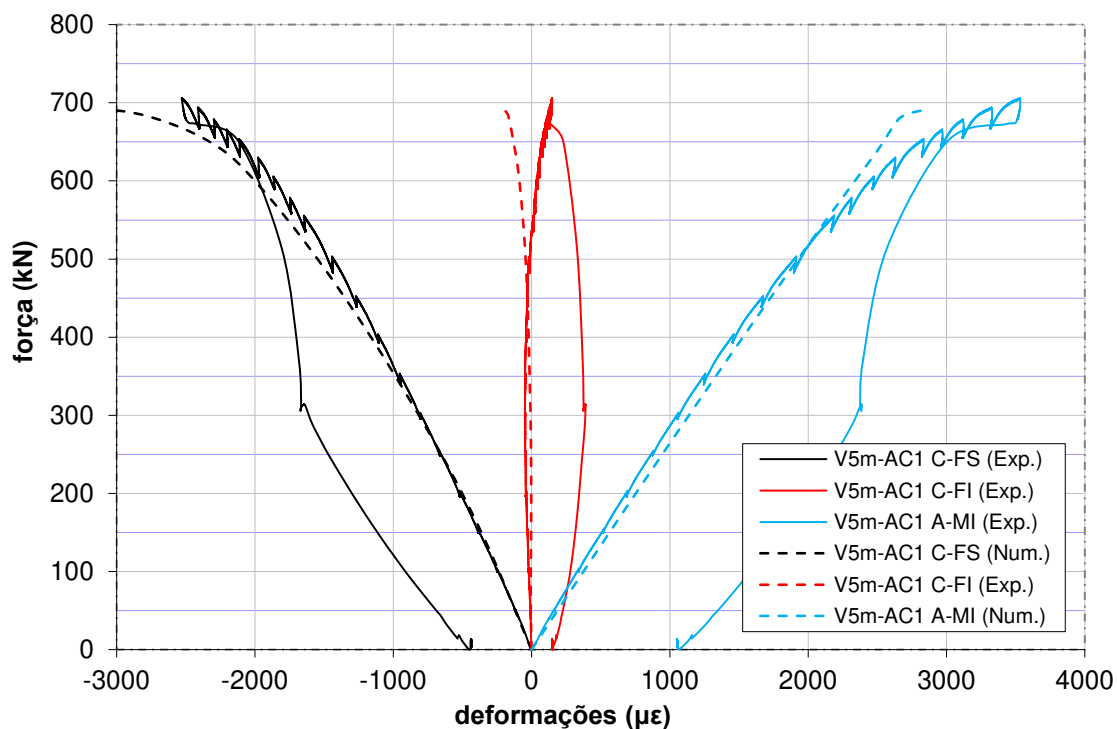
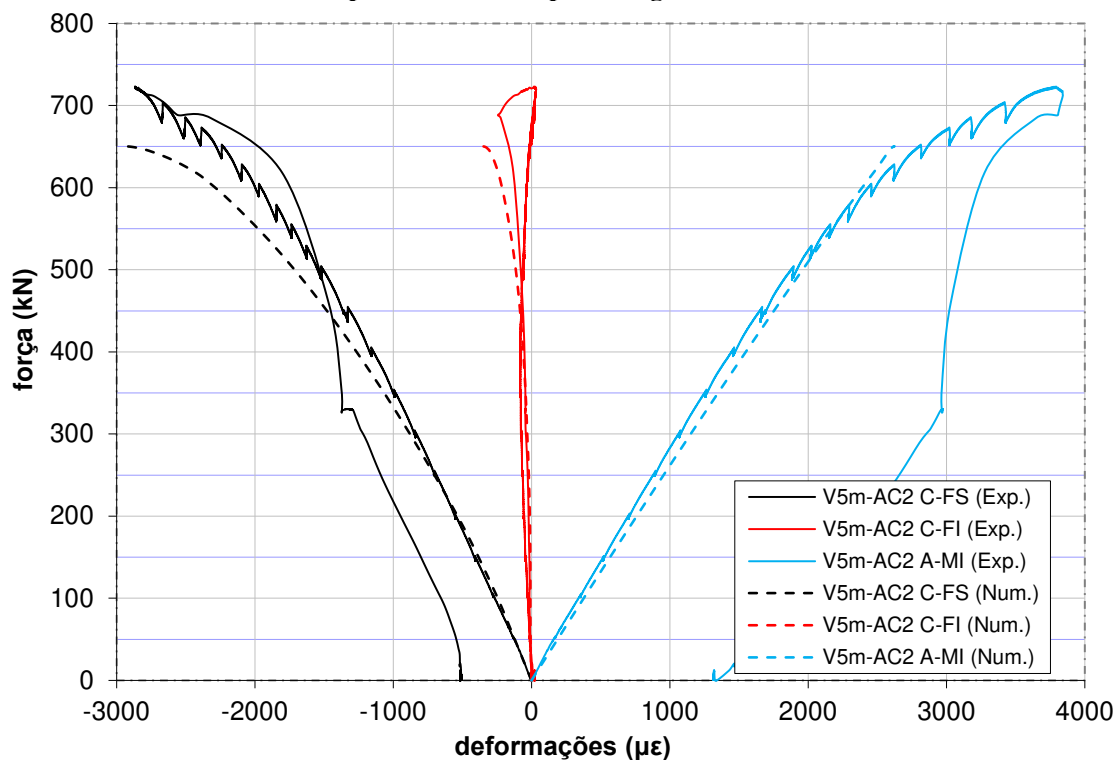


Figura 164. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V5m-AC2.



Já para o modelo da viga V5m-AC2 o comportamento geral das curvas é, também, muito próximo ao longo de quase todo o carregamento. Neste caso, para cargas acima de 300 kN as

deformações medidas na face superior da laje de concreto no modelo numérico diferem um pouco dos valores experimentais, no sentido de superestimar as deformações ocorridas para mesmos níveis de força aplicada. Apesar disso, é notável para esta curva um desenvolvimento similar dos valores obtidos pelo ABAQUS e pelos experimentos para mesmos níveis de carga em relação à carga máxima resistida pelos modelos. Desta forma, caso se realizasse a normalização das curvas em função das forças máximas de cada modelo, os valores de C-FS iriam se sobrepor, praticamente.

Destaca-se ainda que, novamente, nas análises numéricas realizadas a face inferior da laje de concreto se manteve com deformações praticamente nulas durante toda a aplicação de carga, apresentando algum encurtamento para forças totais acima de 500 kN. Por outro lado, nas vigas mistas ensaiadas experimentalmente essa região passa a sofrer alongamento de pequena proporção para cargas de mesma intensidade.

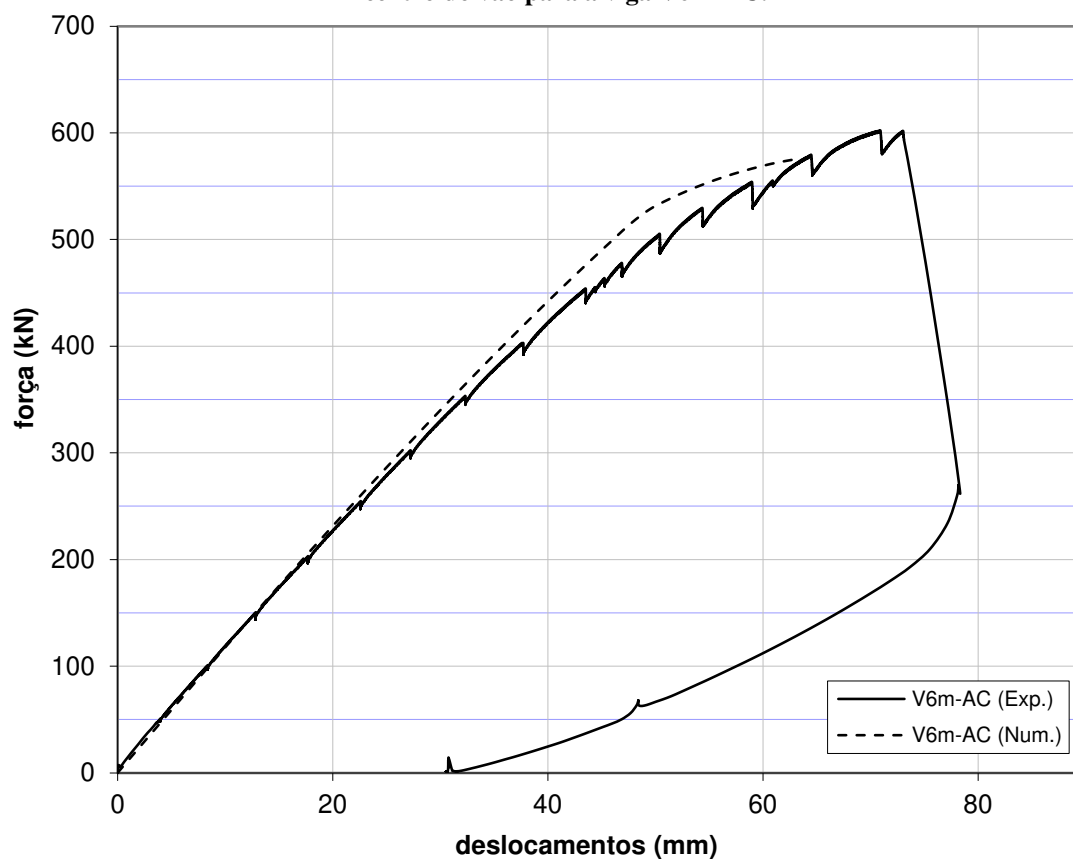
De forma similar à concluída na seção anterior, analisando-se todos os dados apresentados anteriormente relativos aos modelos numéricos com cinco metros de vão, pode-se constatar que as simulações no ABAQUS possibilitaram uma boa representação dos ensaios experimentais realizados no LBE/UFV.

#### *5.5.1.3 - Vigas V6m-AC e V6m-SC*

Para finalizar os comparativos reservados à validação dos modelos numéricos desenvolvidos, apresentam-se nessa seção os resultados relativos às vigas de seis metros de vão. Na Figura 165 e na Figura 166 encontram-se ilustradas as curvas força/deslocamento no centro do vão para as vigas V6m-AC e V6m-SC, com os dados dos experimentos reais e das modelagens numéricas.

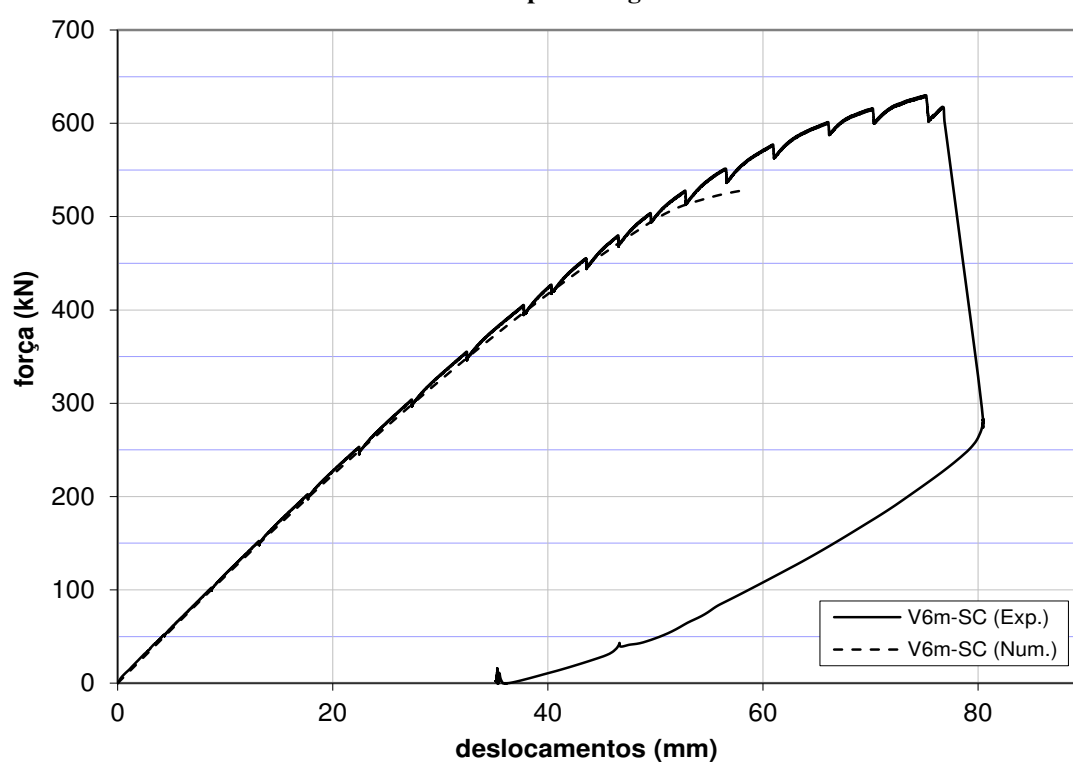
Novamente, para os dois modelos observam-se bons ajustes entre os resultados numéricos e experimentais. No caso do modelo V6m-AC pode-se notar que a curva numérica representa muito bem a rigidez em regime elástico, até uma carga de cerca de 350 kN. A partir desse ponto o modelo desenvolvido no ABAQUS superestima um pouco as resistências, quando comparado à viga mista ensaiada experimentalmente. Apesar disso, observa-se que, mais uma vez, o ponto relativo ao pico de cargas da análise numérica ocorre praticamente sobre um ponto da curva experimental. O valor de carga máxima do modelo computacional foi de 575,8 kN, o que equivale a cerca de 96% do valor obtido no ensaio realizado no LBE/UFV.

Figura 165. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V6m-AC.



Fonte: Autoria própria.

Figura 166. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais das curvas força/deslocamento no centro do vão para a viga V6m-SC.



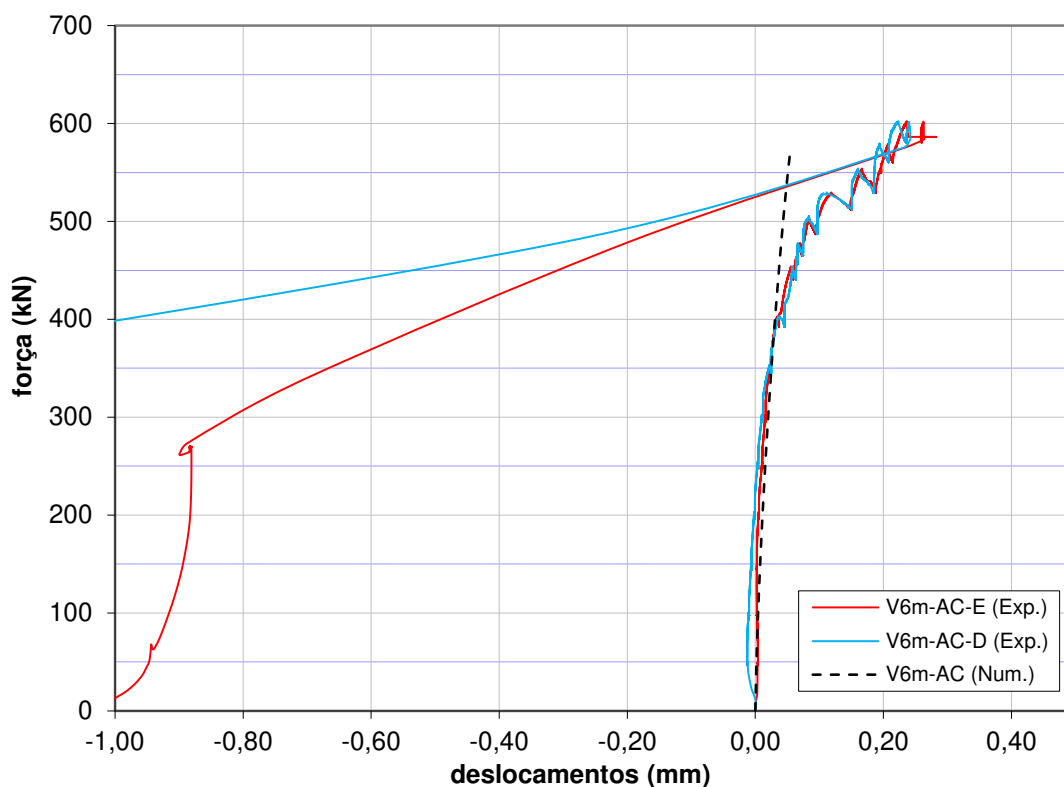
Fonte: Autoria própria.

Para a viga V6m-SC observa-se que a curva tracejada, relativa à análise numérica, praticamente se desenvolve em sobreposição à curva experimental até cerca de 520 kN, ou seja, praticamente ao longo de todo o desenvolvimento do ensaio. A carga máxima obtida pelo ABAQUS foi de 527,5 kN, o que corresponde a 84% do valor obtido experimentalmente.

No caso dos modelos com seis metros de vão, destaca-se, novamente, que foram os únicos modelos que não apresentaram pico nas curvas obtidas numericamente. Ainda assim apresentaram grande degradação de sua rigidez, sendo a não convergência associada a elevadas plastificações na laje de concreto.

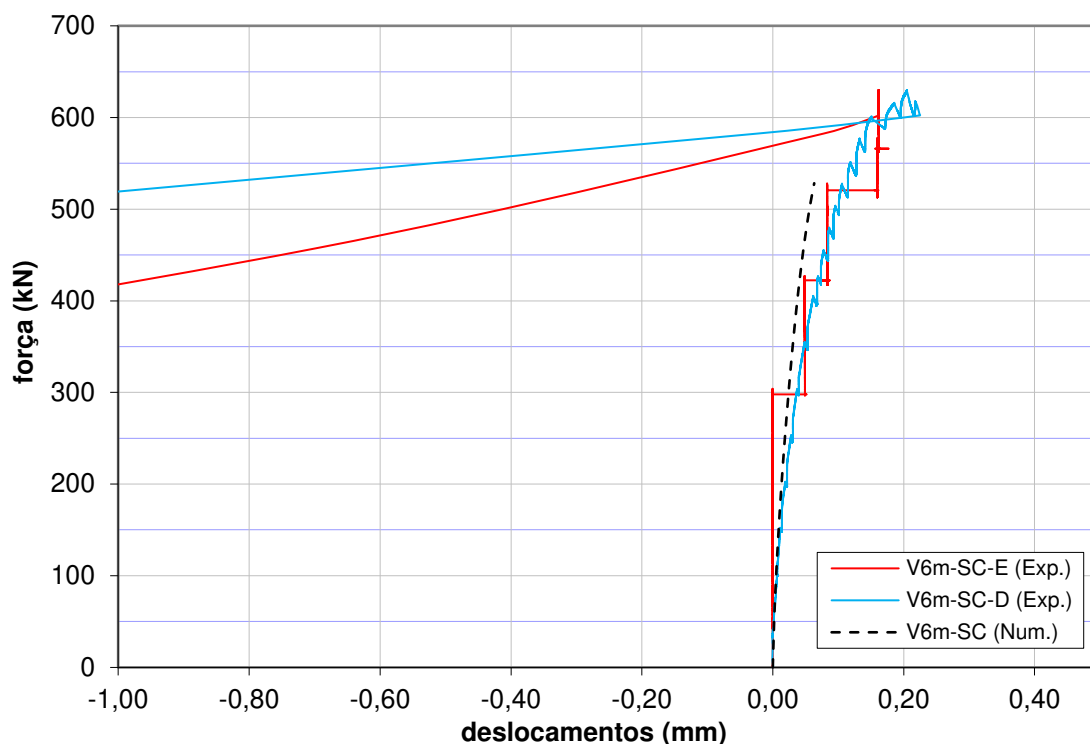
De forma a aprofundar as análises comparativas, na Figura 167 e na Figura 168 são apresentadas as curvas de desenvolvimento dos escorregamentos relativos observados entre a laje de concreto e o perfil de aço, para as vigas mistas de seis metros de vão.

**Figura 167. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V6m-AC.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 168. Comparativo dos resultados numéricos e experimentais dos escorregamentos relativos entre o aço e o concreto para a viga V6m-SC.**

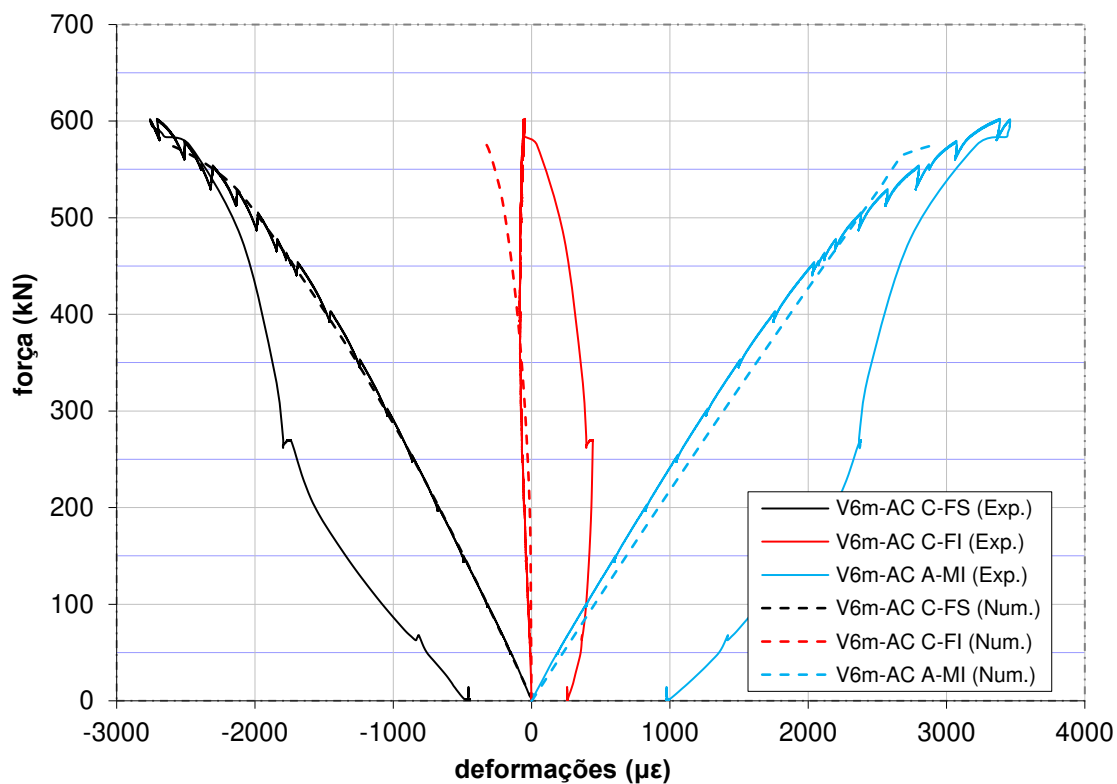


Novamente, para o caso dos escorregamentos, observa-se um comportamento bastante próximo dos dois modelos numéricos em relação aos resultados experimentais. No caso da viga V6m-AC os deslizamentos entre os componentes da seção mista para o modelo numérico acompanham fielmente os valores medidos experimentalmente até cargas da ordem de 450 kN. A partir deste ponto a viga modelada no ABAQUS passa a subestimar o *end slip* em especial nas proximidades da falha. Comportamento similar é observado para viga V6m-SC.

Ainda, destaca-se que todos os escorregamentos observados são pequenos, sendo, no momento da falha, da ordem de 0,20 mm para os ensaios experimentais e de 0,06 mm para os resultados numéricos associados (que neste caso correspondem ao ponto máximo de convergência dos modelos).

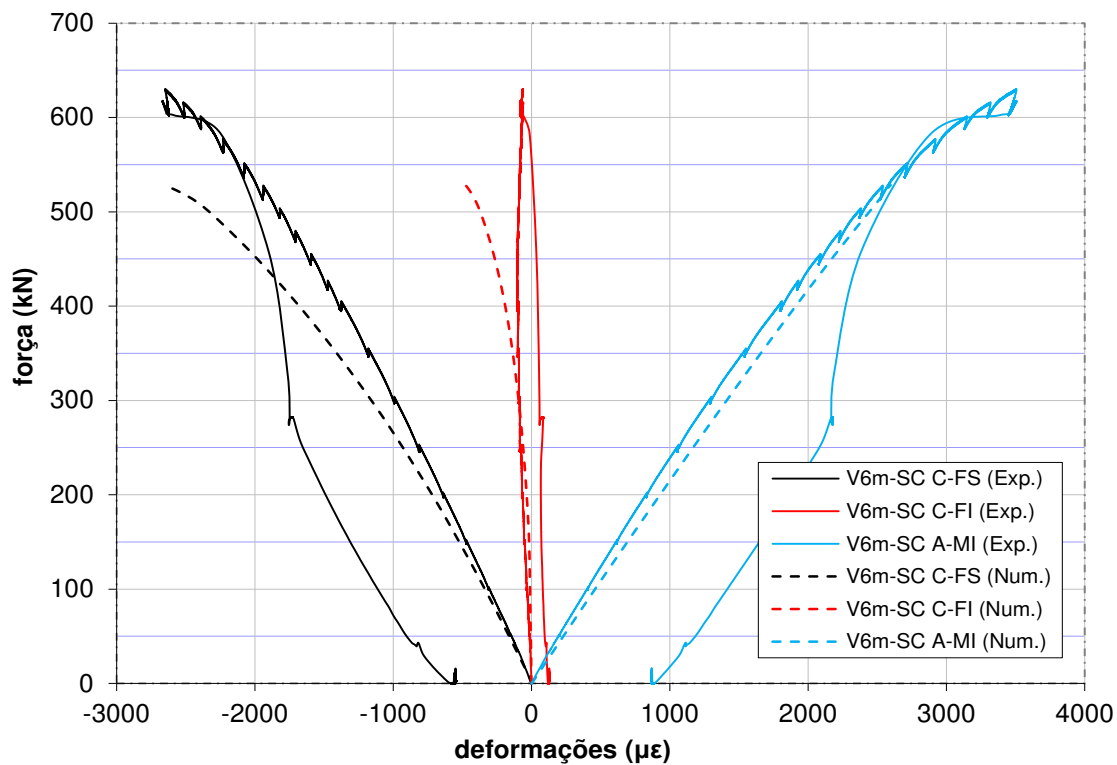
Finalmente, na Figura 169 e na Figura 170 apresentam-se os comparativos do desenvolvimento das deformações ao longo do carregamento para a V6m-AC e a V6m-SC, considerando-se os resultados numéricos e os experimentais.

Figura 169. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V6m-AC.



Fonte: Autoria própria.

Figura 170. Comparativo dos desenvolvimentos das deformações obtidas numericamente e experimentalmente para a viga V6m-SC.



Fonte: Autoria própria.

Da análise dos gráficos apresentados acima, novamente, é notável a boa correlação entre os resultados numéricos e experimentais. Destaca-se neste caso o modelo V6m-AC, no qual os três pares de curvas apresentadas na Figura 169 praticamente se sobrepõem ao longo do desenvolvimento dos carregamentos.

Quanto ao modelo da viga V6m-SC um comentário similar ao que se realizou na seção anterior também se faz pertinente. Caso se normalizasse as curvas apresentadas na Figura 170 em função das cargas máximas de cada modelo, seria observada uma melhor correlação entre os resultados numéricos e experimentais para o desenvolvimento das deformações.

Novamente chama-se a atenção para o fato de que nas análises numéricas realizadas a face inferior da laje de concreto se manteve com deformações praticamente nulas durante toda a aplicação de carga, apresentando algum encurtamento para forças totais acima de 400 kN. Nos casos das vigas de seis metros de vão isso também foi observado para os modelos de viga mista ensaiados experimentalmente.

De modo similar ao que foi comentado nas seções anteriores, analisando-se todos os dados apresentados relativos aos modelos numéricos com 6,0 m de vão, pode-se constatar que os modelos desenvolvidos no ABAQUS possibilitaram uma boa representação dos ensaios experimentais realizados no LBE/UFV.

#### *5.5.1.4 - Comentários finais da validação dos modelos numéricos*

De forma a se fazer um comparativo final entre todos os modelos simulados numericamente e ensaiados experimentalmente apresenta-se na Tabela 12 os valores da rigidez inicial, da força máxima e do deslocamento no centro do vão relativo ao pico de carga para as seis vigas mistas, considerando-se resultados numéricos e experimentais. Também são apresentados os erros relativos entre os valores obtidos (relação valor numérico por valor experimental).

Com base nesses parâmetros tem-se uma medida da correlação entre os comportamentos dos modelos em fase elástica, em situação de força última e quanto à sua ductilidade.

Tabela 12. Comparativo final dos modelos numéricos e vigas mistas ensaiadas experimentalmente.

Modelo	Rigidez Elástica (kN/mm)			Força máxima (kN)			Flecha para força máxima (mm)		
	Exp.	Núm.	Erro (%)	Exp.	Núm.	Erro (%)	Exp.	Núm.	Erro (%)
V4m-AC	36,5	37,3	2,2%	879,8	823,5	-6,4%	37,0	30,8	-16,6%
V4m-SC	31,0	37,0	19,3%	866,2	693,2	-20,0%	40,3	23,8	-41,0%
V5m-AC1	19,8	19,9	0,8%	706,3	690,1	-2,3%	55,2	46,8	-15,3%
V5m-AC2	20,0	19,6	-1,8%	722,9	650,3	-10,0%	54,5	44,0	-19,4%
V6m-AC	12,9	13,4	3,9%	602,3	575,8	-4,4%	70,9	63,4	-10,6%
V6m-SC	12,7	13,1	3,5%	630,1	527,5	-16,3%	75,2	57,8	-23,1%
<b>Médias</b>			4,6%			-9,9%			-21,0%

Fica claro da análise da tabela acima que as simulações numéricas consistiram em uma boa representação do comportamento mecânico das vigas mistas ensaiadas. De fato, apenas o modelo V4m-SC apresentou maiores diferenças nos parâmetros avaliados quando se compara com os resultados experimentais.

No geral todos os modelos apresentaram uma correlação muito boa para representação do comportamento elástico das vigas, uma vez que as diferenças observadas nos valores de rigidez inicial foram muito pequenas.

Quanto às forças máximas obtidas em cada viga, as diferenças foram um pouco maiores, mas ainda muito razoáveis, correspondendo a um erro de aproximadamente 10%, na média.

Com relação ao deslocamento obtido para a carga máxima, que é uma medida da representação da ductilidade dos modelos, os erros médios situaram-se em torno de 20%. Destaca-se aqui que o valor mais discrepante, relativo ao modelo V4m-SC, prejudica bastante essa média, que sem ele seria em torno de 15%. Além disso, cabe destacar que este parâmetro em questão possui grande dificuldade de ajuste, uma vez que ele depende de diversas variáveis que governam a análise numérica.

Desta forma, com base nos resultados obtidos e apresentados, considera-se a metodologia de modelagem adequada para representar o comportamento das vigas mistas ensaiadas experimentalmente no LBE/UFV. Nesta lógica, na seção seguinte, apresentam-se algumas conclusões adicionais com relação a aspectos dos modelos ensaiados que puderam ser obtidas com o auxílio dos modelos numéricos.

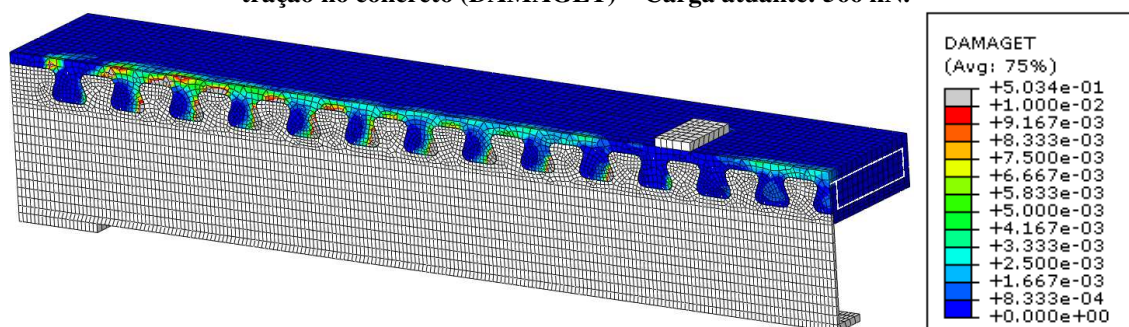
### 5.5.2 - Conclusões adicionais com relação aos modos de falha das vigas mistas

Nesta seção apresentam-se algumas análises mais aprofundadas do comportamento das vigas mistas modeladas numericamente com relação aos resultados experimentais obtidos, especialmente no que diz respeito ao estado dos materiais durante as etapas de carregamento, de forma a compreender melhor os modos de falha observados.

#### 5.5.2.1 - Vigas V4m-AC e V4m-SC

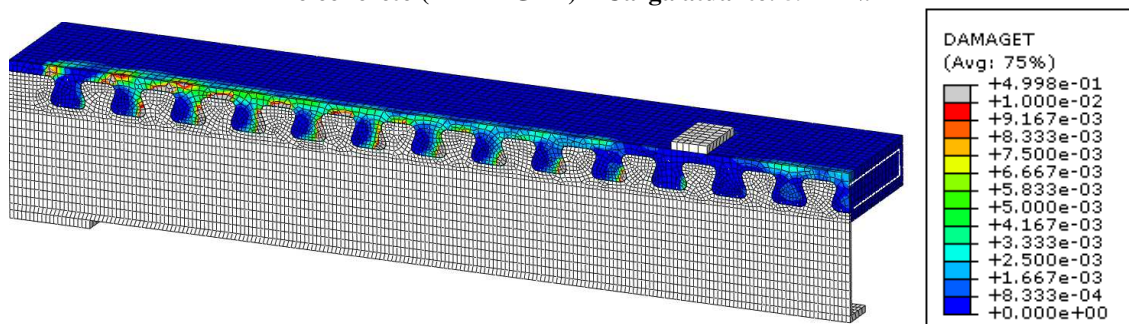
Ao analisar o comportamento dos modelos numéricos com vãos de 4,0 m, ao longo do desenvolvimento de seu carregamento, alguns pontos merecem destaque. Primeiramente é possível observar, para cargas em torno de 550 kN a 600 kN, a formação de uma região de concreto danificada à tração na face superior da laje de concreto, no plano de simetria vertical da seção transversal, em concordância com o desenvolvimento da fissura longitudinal destacada nos experimentos realizados. Isso fica evidenciado na Figura 171 e na Figura 172, para as vigas V4m-AC e V4m-SC, respectivamente.

**Figura 171. Formação da fissura longitudinal na viga V4m-AC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 566 kN.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 172. Formação da fissura longitudinal na viga V4m-SC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 592 kN.**



Fonte: Autoria própria.

Destaca-se aqui que, diferentemente dos experimentos realizados, o dano à tração no concreto nos modelos numéricos não se desenvolveu inicialmente a partir do ponto de aplicação de

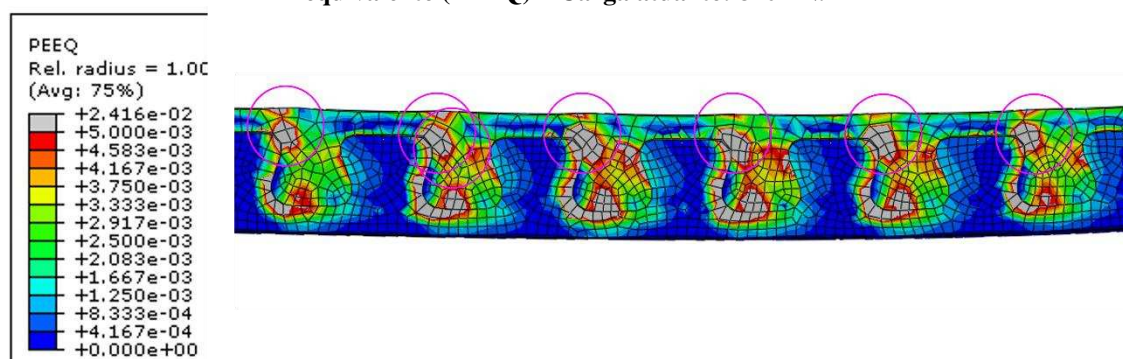
carga, mas sim simultaneamente nas regiões acima das aberturas do conector (dentes de concreto) em diversos pontos ao longo da viga.

Quanto ao modo de falha observado, buscou-se indícios, principalmente nos modelos “AC”, da ocorrência da ruptura cônica do concreto (*pry-out*), de acordo com as estimativas realizadas com as equações de resistência do Crestbond. Destaca-se aqui que as principais formas de se detectar em análises numéricas a ocorrência desse fenômeno são por meio da análise do dano no concreto e, especialmente, dos deslocamentos verticais na região da conexão, associados à expulsão da cunha de concreto (ALMEIDA, 2018). Essa última forma, entretanto, é aplicável a modelagens de ensaios *push-out*, nos quais não se espera observar deslocamentos verticais da estrutura como um todo.

No caso dos ensaios de viga, a flexão do elemento estrutural provoca o desenvolvimento de deslocamentos verticais para baixo de magnitude muito maior do que os relacionados ao levantamento do concreto na região da conexão, associados ao *pry-out*. Desta forma, a obtenção de resultados numéricos baseados nos deslocamentos transversais ao eixo da peça da região dos pinos de concreto é um pouco mais complicada para as vigas.

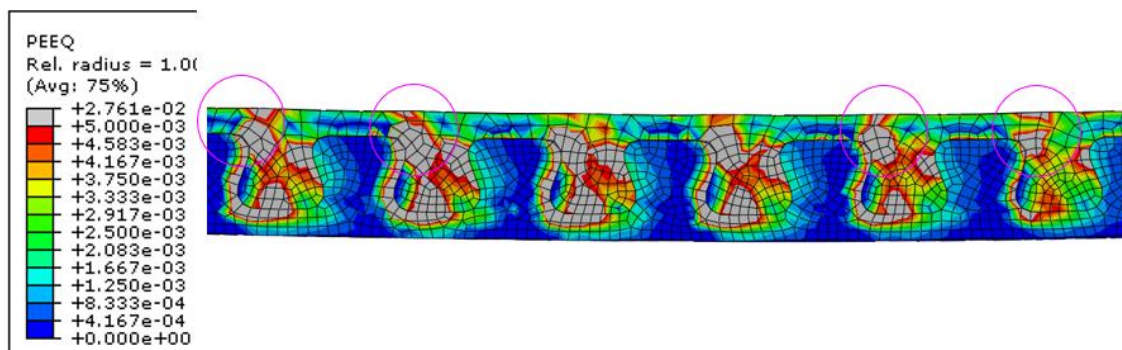
Inicialmente demonstram-se indícios da ocorrência do *pry-out* na viga V4m-AC por meio da apresentação das deformações plásticas equivalentes na região do concreto acima das aberturas da conexão no perfil de aço (Figura 173 e Figura 174).

**Figura 173. Ocorrência do *pry-out* na viga V4m-AC, evidenciada pela variável deformação plástica equivalente (PEEQ) – Carga atuante: 810 kN.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 174. Ocorrência do *pry-out* na viga V4m-AC, evidenciada pela variável deformação plástica equivalente (PEEQ) – Carga atuante: 820 kN.**



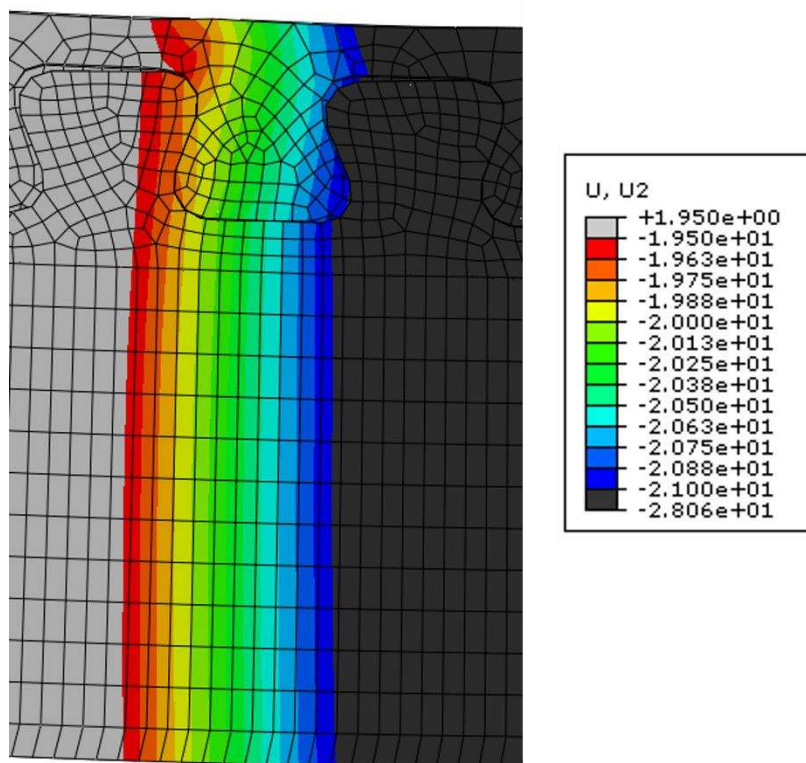
**Fonte: Autoria própria.**

Essas imagens são relativas a incrementos pouco antes do momento do pico de carga do modelo em questão, especificamente 810 kN e 820 kN. Nelas pode-se observar (em destaque) a formação de regiões triangulares de concreto plastificado na face superior da laje sobre as aberturas, junto ao canto do pino do dente conector, ao longo do comprimento da viga. Essas regiões triangulares tendem a se encontrar com uma região de concreto já plastificado no interior da abertura, na parte superior de contato frontal entre o aço e o concreto na conexão. Essa última região é onde se inicia a formação da cunha de concreto a ser expulsa na ocorrência do *pry-out* tendo-se em vista a situação de tensões triaxiais no concreto e a proximidade com a face externa da laje. Destaca-se que, nas figuras em questão, o pino de concreto à direita corresponde ao mais próximo do ponto de aplicação de carga e à esquerda encontram-se as seções mais próximas ao apoio. Ainda, é possível observar nas regiões em destaque, mesmo que de forma sutil, o levantamento da região de concreto na parte superior da abertura.

De forma a evidenciar esse levantamento do concreto, foram estabelecidos limites de deslocamento vertical para uma faixa vertical da viga na qual se encontra uma abertura da conexão, conforme se mostra na Figura 175.

Destaca-se aqui que, para a análise dessa imagem, a magnitude dos deslocamentos verticais é de pouca importância, visto que se trata de uma viga e a magnitude desses deslocamentos tende a aumentar na direção do meio do vão (região mais escura). Além disso, as magnitudes dos deslocamentos relacionados à flexão são muito maiores do que as dos deslocamentos relativos ao *pry-out*.

**Figura 175. Levantamento do concreto na parte superior à abertura do conector, na viga V4m-AC, evidenciada pela variável de deslocamento vertical (U2) – Carga atuante: 810 kN.**



**Fonte: Autoria própria.**

O dente do conector selecionado para esta análise foi o terceiro, da direita para a esquerda, representado na Figura 173.

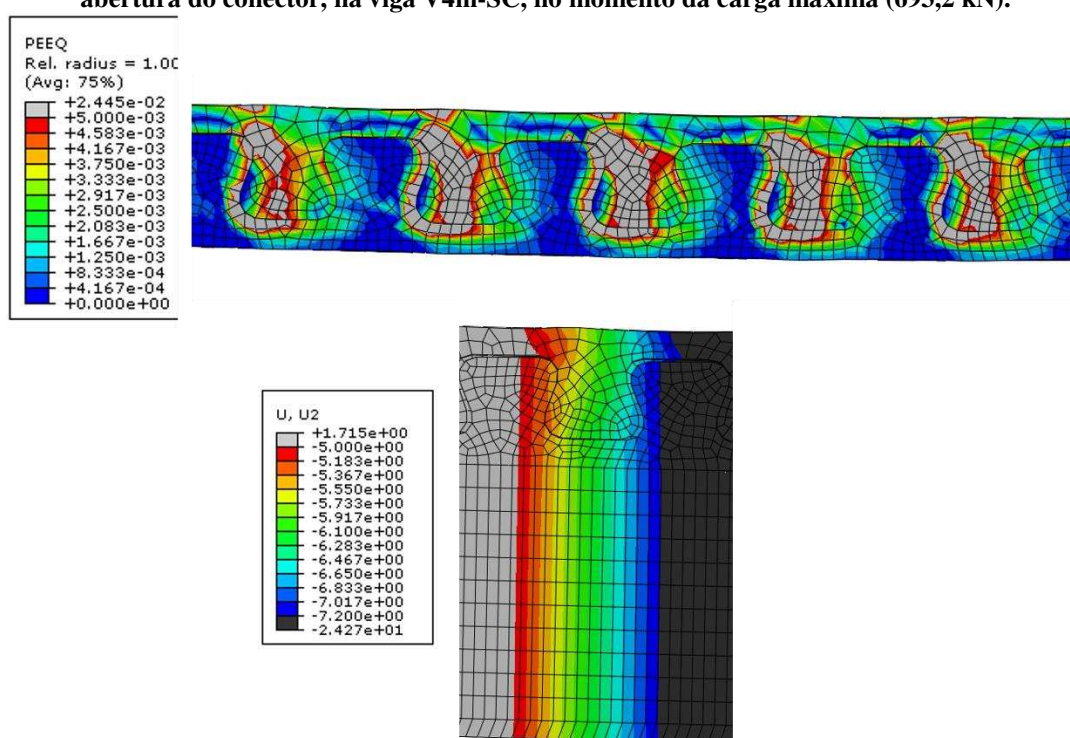
Como na figura a região à direita é mais próxima do meio do vão (mais escura) e a região à esquerda é mais próxima do apoio (cinza claro), é de se esperar que os deslocamentos de flexão se manifestem por meio de faixas verticais com as mesmas colorações, nas mesmas seções transversais, como se observa no perfil de aço. Apesar disso, analisando-se a seção de concreto, nota-se que essas faixas verticais possuem alguma defasagem, com um formato próximo ao de uma onda.

O que se constata é que, tomando-se uma seção transversal fixa, analisando a região de concreto, ocorrem deslocamentos verticais menores, em magnitude, do que no restante da seção, como no perfil de aço. Esse fenômeno é mais intenso especialmente acima da abertura do conector (onde se forma a crista da “onda”). O fato dos deslocamentos verticais para baixo serem menores nessa região indica que ela se “levantou” em relação ao resto da seção. Isso seria observado caso se pudesse subtrair de todos os pontos os deslocamentos devidos à flexão. Desta forma, fica claro o fenômeno de expulsão de uma cunha de concreto sobre o conector, caracterizando o *pry-out*.

Cabe ressaltar que, a evolução observada no modelo numérico nos passos de carga na iminência da ruptura e após esta, indica que em diversos dentes da conexão a plastificação do concreto e seus deslocamentos verticais apontam para a ocorrência de falha por *pry-out*. Desta forma, não se identifica um único dente no qual a falha se originou, mas sim a deterioração quase simultânea do material em diversos pontos entre o apoio e a seção de carregamento.

Ao se realizar uma análise similar para a viga V4m-SC observa-se a ocorrência de fenômenos similares no concreto na região da abertura (Figura 176).

**Figura 176. Deformação plástica equivalente (superior) e levantamento do concreto na parte superior à abertura do conector, na viga V4m-SC, no momento da carga máxima (693,2 kN).**



**Fonte: Autoria própria.**

Desta forma, pode-se concluir que também existem indícios da ocorrência do *pry-out* no modelo V4m-SC, mesmo sem a presença da armadura de confinamento. Além dessas evidências, nota-se que o concreto no interior das aberturas não está totalmente danificado. A região mais próxima do contato com o perfil de aço está plastificada tendo-se em vista que é onde surgem as tensões triaxiais de compressão – zona A, de acordo com o modelo de Kraus e Wurzer (1997). Apesar disso, o concreto na região mais afastada desse contato (zona B) ainda não atingiu o mesmo nível de plastificação. Caso se observasse falha por cisalhamento dos pinos de concreto seria de se esperar que toda a região no interior da abertura se apresentasse igualmente plastificada.

Esta constatação indica que, apesar de as equações atuais para o dimensionamento da conexão por Crestbond consistirem em uma boa aproximação da realidade, como se mostrou nas comparações entre resultados experimentais e analíticos desenvolvida no Capítulo 4, ainda existem aspectos que podem ser melhorados. Destaca-se aqui uma possível revisão na equação de Cardoso *et al.* (2018), no sentido de se adotar uma abordagem diferente quanto ao confinamento propiciado pelas armaduras, especialmente realizando ensaios (laboratoriais ou numéricos) que sejam mais abrangentes quanto às possíveis disposições das no interior das aberturas da conexão e na região próxima a elas. Cabe destacar ainda que, no modelo em questão, a previsão da equação dos autores foi conservadora para o estado limite de cisalhamento no interior do pino de concreto.

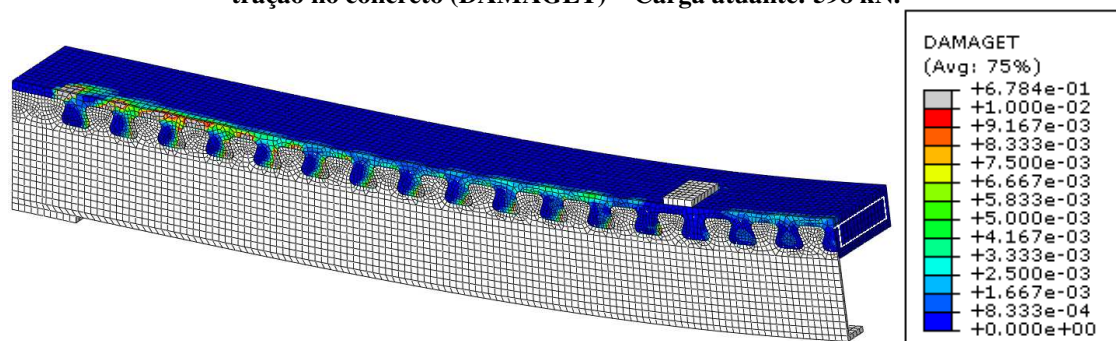
Finalmente, é importante lembrar que os modelos numéricos de quatro metros de vão são os mais confiáveis para se concluir acerca de aspectos da falha na conexão mista, visto que seus graus de conexão são menores do que os demais.

#### 5.5.2.2 - Vigas V5m-AC1 e V5m-AC2

De forma similar ao realizado na seção anterior, apresenta-se aqui a análise do comportamento dos modelos numéricos com cinco metros de vão.

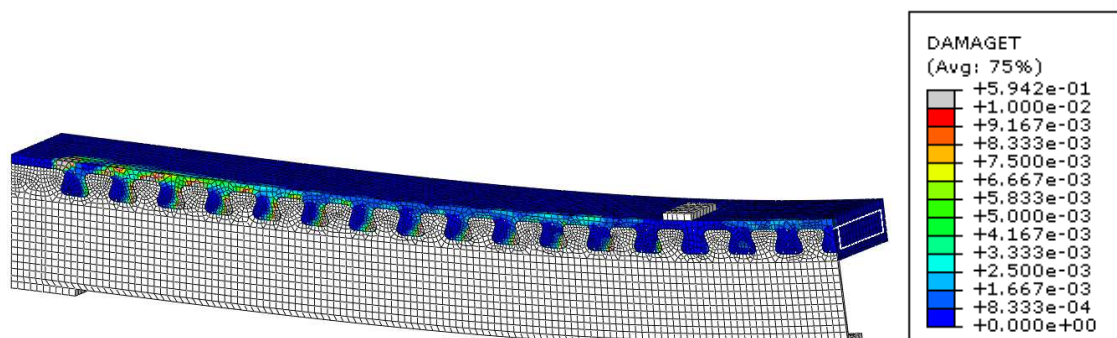
Novamente, ao longo do desenvolvimento do carregamento nos modelos numéricos foi possível observar a formação da fissura longitudinal na laje de concreto por meio da análise do dano à tração neste material, como se destaca na Figura 177 e na Figura 178.

**Figura 177. Formação da fissura longitudinal na viga V5m-AC1, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 598 kN.**



**Fonte: Autoria própria.**

**Figura 178. Formação da fissura longitudinal na viga V5m-AC2, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 581 kN.**

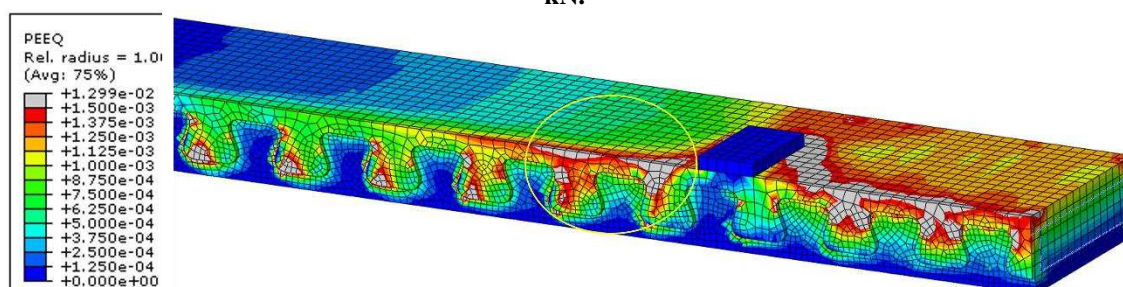


Fonte: Autoria própria.

No caso dos modelos V5m-AC1 e V5m-AC2, as fissuras longitudinais se desenvolveram para cargas entre 550 kN e 600 kN. Novamente as fissuras não tiveram origem no ponto de aplicação de carga, mas sim em regiões intermediárias entre o ponto de aplicação de carga e a a seção de apoio. Em ambos os modelos se destacam duas regiões onde o dano do concreto se iniciou, que são as proximidades da terceira abertura da conexão, a partir do apoio em direção ao centro do vão, e a terceira abertura da conexão, a partir da seção de carregamento em direção à extremidade. O dano nestes pontos surgiu para níveis de carga de aproximadamente 500 kN. Em incrementos posteriores, até cerca de 600 kN, a região danificada se espalhou na direção longitudinal até atingir os aspectos ilustrados na Figura 177 e na Figura 178, com praticamente toda a região entre as seções de carregamento e de apoio danificada.

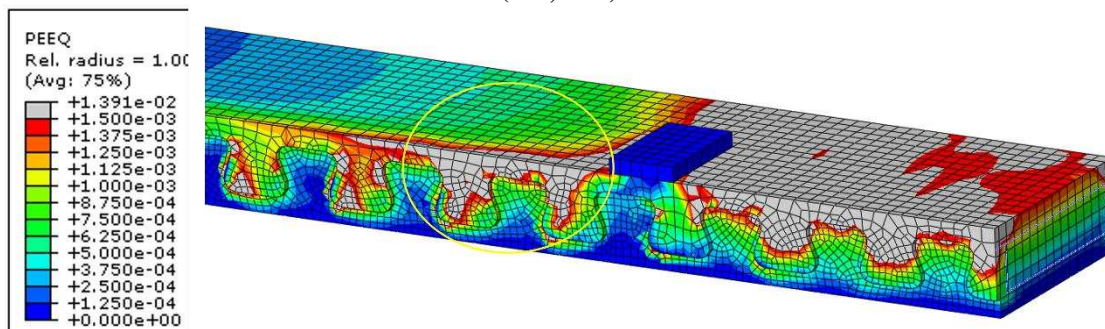
Quanto aos modos de falha observados nos modelos numéricos com cinco metros de vão, procedeu-se a uma análise similar à realizada na seção anterior. Apesar disso, os resultados observados foram particularmente diferentes daqueles, como se ilustra na Figura 179 e na Figura 180, para a viga V5m-AC1.

**Figura 179. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC1 – carga atuante: 680 kN.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 180. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC1, no pico de cargas (691,1 kN).**

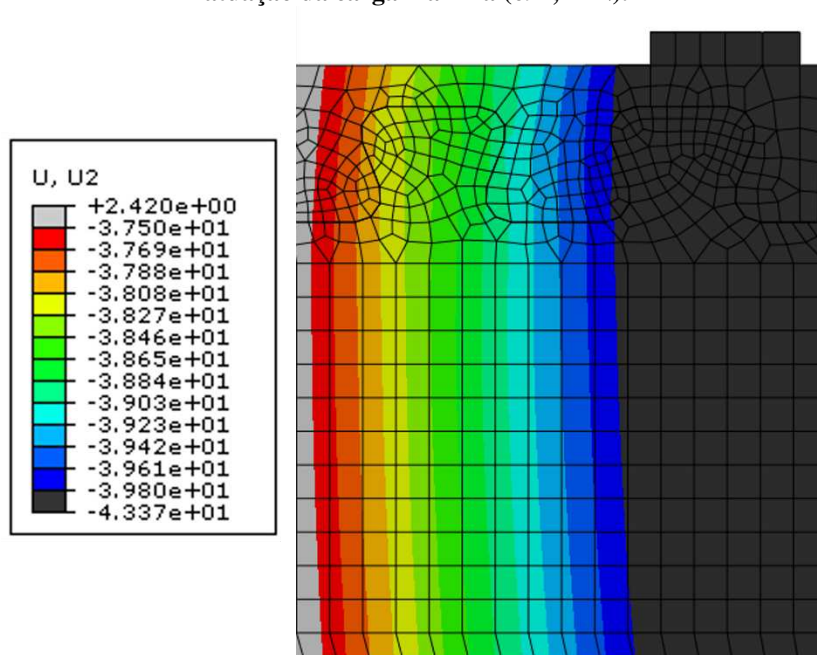


**Fonte: Aatoria própria.**

Como se observa nas imagens, que retratam o estado da viga para uma carga de 680 kN e a carga máxima (691,1 kN), não se observa a formação de cunhas sobre as aberturas do conector de forma distribuída ao longo da viga. Observa-se apenas o que pode ser a sobreposição de duas cunhas nos dois dentes adjacentes ao ponto de aplicação de cargas, em direção aos apoios (em destaque).

Apesar disso, fica muito claro nas imagens que o concreto no meio do vão, entre os pontos de aplicação de carga, já apresenta um estado avançado de plastificação em toda a largura da laje, em função da flexão da viga mista. De forma a investigar a formação das cunhas de *pry-out* realizou-se um estudo similar dos deslocamentos verticais na região destacada. Isto é apresentado na Figura 181.

**Figura 181. Estudo dos deslocamentos verticais no concreto da viga V5m-AC1 (U2), no momento de atuação da carga máxima (691,1 kN).**



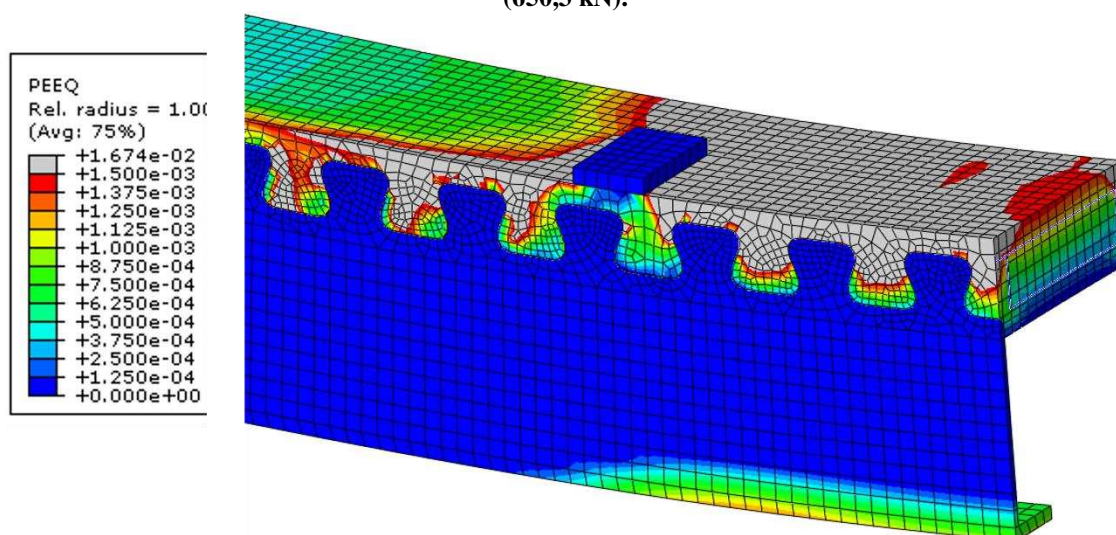
**Fonte: Aatoria própria.**

No caso da viga V5m-AC1 observa-se, também, que os deslocamentos da laje de concreto possuem alguma defasagem em relação ao perfil de aço. Tomando-se uma seção transversal fixa, observa-se que o concreto está mais “levantado” na parte superior da laje. Apesar disso, observa-se que, diferentemente das vigas com quatro metros de vão, não se forma uma “onda” de defasagem, sendo a maior diferença nos deslocamentos a ocorrida nas fibras superiores do concreto. Além disso, é notável que a diferença da distribuição de deslocamentos neste caso é bem mais suave do que a observada na Figura 175, para uma viga de 4,0 m de vão. Assim, não se considera que existem indícios suficientes para afirmar que a viga em questão sofreu falha por *pry-out*.

De fato, acredita-se que o dano no concreto na região da conexão, que se encontra na porção mais comprimida da laje, tenha colaborado para o colapso (Figura 180). Todavia, atribui-se o mecanismo que desencadeou o processo de falha da viga como sendo relacionado com a compressão excessiva das fibras superiores da laje, excedendo os limites suportados pelo concreto, levando ao seu esmagamento, com a expulsão de cunhas de forma frágil, em função da elevada resistência do material.

Um mecanismo de falha bastante similar também pôde ser observado para o modelo V5m-AC2 (Figura 182).

**Figura 182.** Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V5m-AC2, no pico de cargas (650,3 kN).



**Fonte:** Autoria própria.

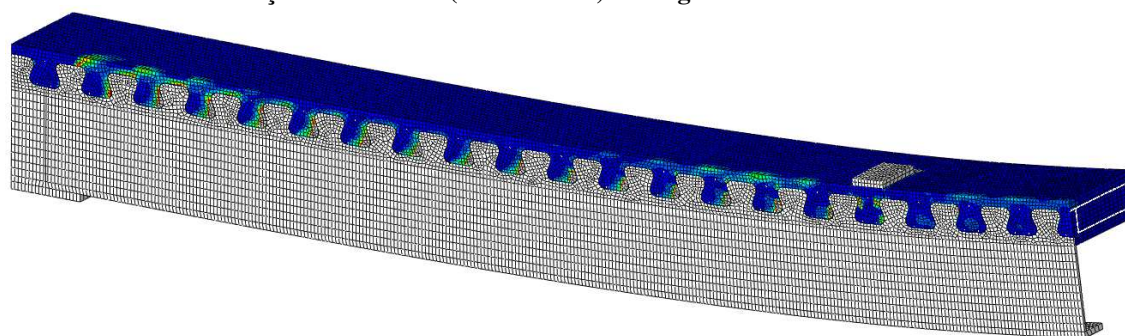
Assim sendo, conclui-se que, para as vigas com 5,0 m de vão, o mecanismo predominante na falha não foi unicamente relacionado à ocorrência do *pry-out*, mas sim um mecanismo combinado, no qual as tensões de flexão presentes na plastificação da seção transversal de

concreto se sobrepuseram ao estado de tensões do concreto danificado no interior das aberturas da conexão, desencadeando a falha deste material por compressão excessiva.

### 5.5.2.3 - Vigas V6m-AC e V6m-SC

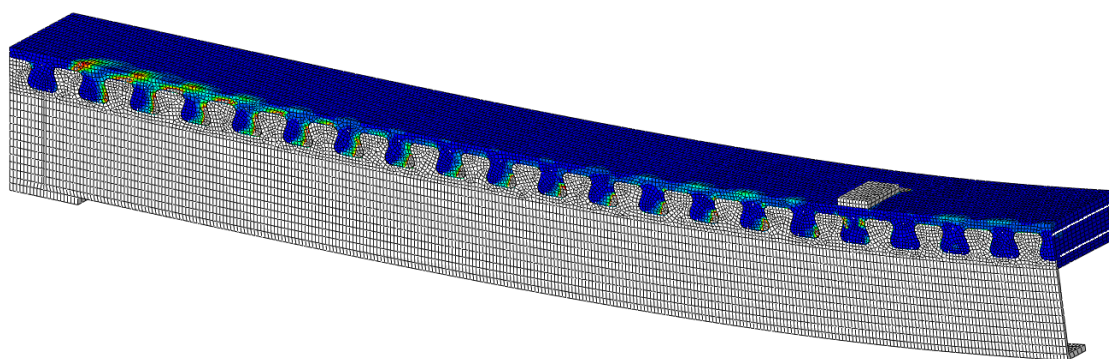
Para os modelos com seis metros de vão também se observou ao longo do desenvolvimento do carregamento a formação da fissura longitudinal na laje de concreto. Na Figura 183 e na Figura 184 apresenta-se o estado do concreto durante o carregamento, com os valores de carga indicados, mapeando-se as variáveis de dano à tração.

**Figura 183. Formação da fissura longitudinal na viga V6m-AC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 590 kN.**



Fonte: Autoria própria.

**Figura 184. Formação da fissura longitudinal na viga V6m-SC, evidenciada pela variável de dano à tração no concreto (DAMAGET) – Carga atuante: 527 kN.**



Fonte: Autoria própria.

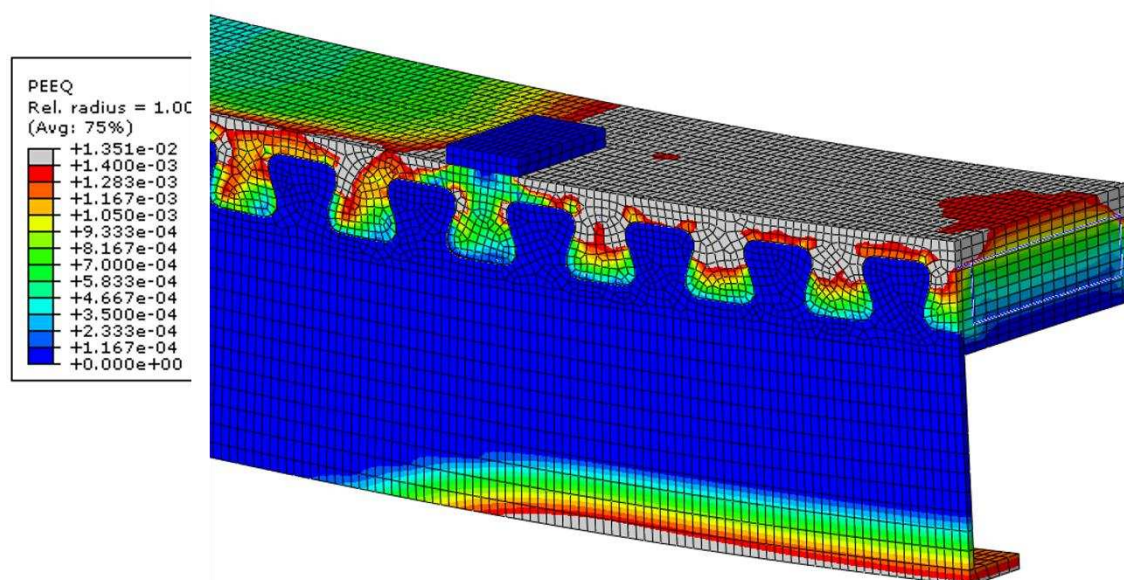
Destaca-se que nas imagens apresentadas se optou por não colocar a legenda dos níveis de dano em função do grande comprimento destes modelos, de forma a não prejudicar ainda mais a visualização destes resultados. Apesar disso, os limites adotados (regiões em vermelho e em azul) são os mesmos dos exemplos similares apresentados anteriormente (Figura 171, Figura 172, Figura 177 e Figura 178).

No caso dos modelos V6m-AC e V6m-SC, as fissuras longitudinais se desenvolveram para cargas entre 500 kN e 600 kN. O surgimento das fissuras foi muito similar ao dos modelos com 5,0 m de vão. As fissuras não tiveram origem no ponto de aplicação de carga, mas sim

em regiões intermediárias entre este e a seção de apoio, a saber em regiões de aberturas da conexão próximas ao ponto de aplicação de carga e próximas ao apoio, como se observa nas imagens apresentadas. Além disso, também se observou que a intensidade da fissuração na região próxima aos quartos de vão foi menor do que nas demais seções transversais.

Quanto aos modos de falha dos modelos V6m-AC e V6m-SC, após a análise das vigas com 5,0 m de vão, era de se esperar que o mecanismo de colapso estivesse ainda mais relacionado com a plastificação da seção de concreto do que com fenômenos relacionados aos estados limites da conexão. Na Figura 185 apresenta-se a deformação plástica equivalente do concreto da viga V6m-AC no incremento de carga máxima.

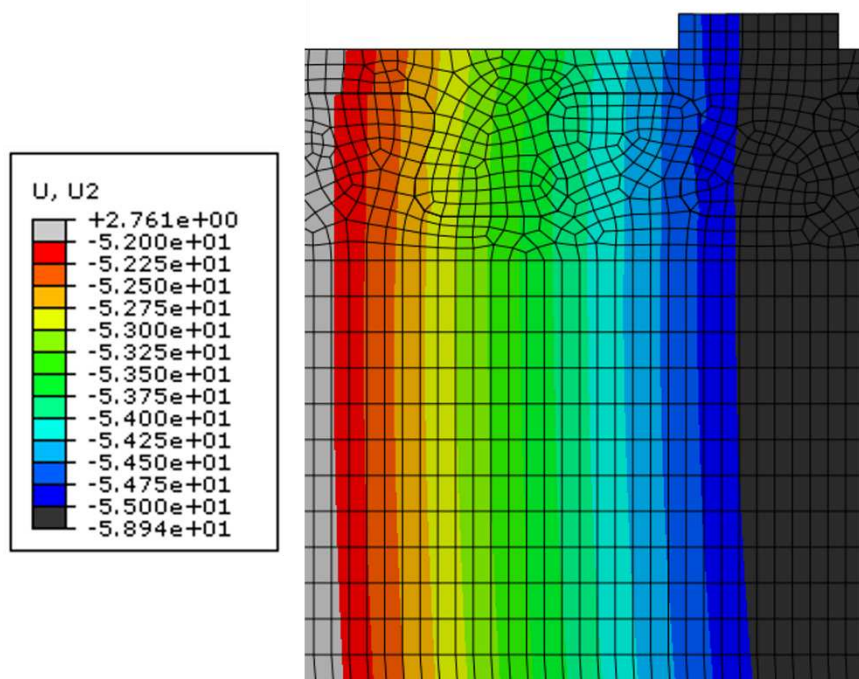
**Figura 185. Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V6m-AC, no momento de atuação da carga máxima (575,8 kN).**



**Fonte: Autoria própria.**

A análise demonstra a clara ocorrência da plastificação do concreto por compressão em toda a região entre o ponto de aplicação de carga e o meio do vão da viga. Além disso, na Figura 186 apresenta-se o estudo dos deslocamentos verticais no concreto na região das aberturas próximas à seção de aplicação de carga.

**Figura 186.** Estudo dos deslocamentos verticais no concreto da viga V6m-AC (U2), no momento de atuação da carga máxima (575,8 kN).

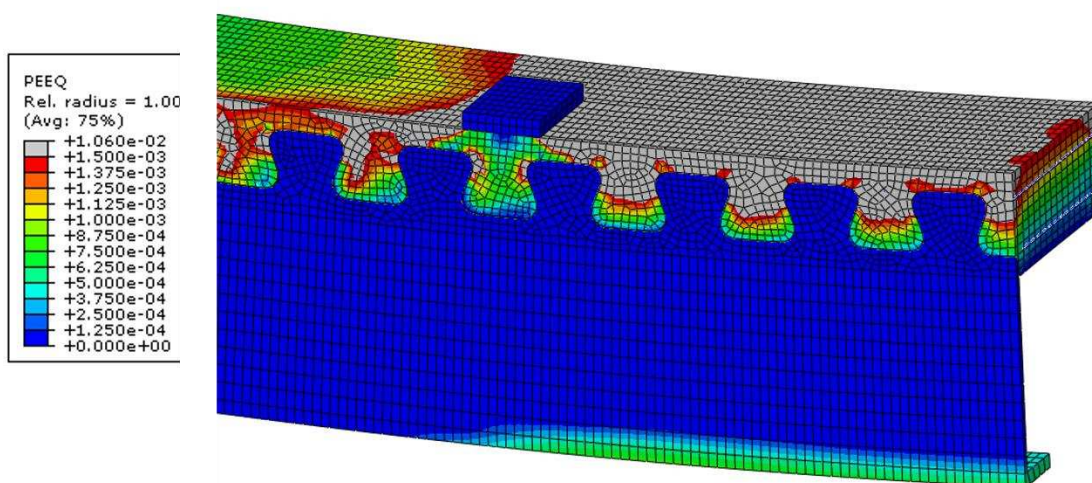


Fonte: Autoria própria.

Observando essas imagens fica clara a pequena influência de fenômenos de falha da conexão mista relacionados ao colapso da viga V6m-AC. Desta forma, atribui-se o ocorrido à plastificação da seção transversal, em termos similares aos das vigas com 5,0 m de vão, com menor influência de fenômenos de deterioração do concreto associados com a conexão mista.

O modelo V6m-SC apresentou comportamento similar ao V6m-AC (Figura 187), com a falha aparentemente ocasionada pelos mesmos motivos.

**Figura 187.** Deformação plástica equivalente (PEEQ) do concreto da viga V6m-SC, no momento de atuação da carga máxima (527,5 kN).



Fonte: Autoria própria.

## 6 - Estudo piloto de ponte mista com Crestbeam

---

Neste capítulo apresenta-se um estudo piloto comparativo entre a solução proposta com Crestbeam e a solução convencional de vigas mistas com perfil I duplamente simétrico, utilizando conectores tipo pino com cabeça.

### 6.1 - Detalhes do projeto original utilizado no estudo piloto

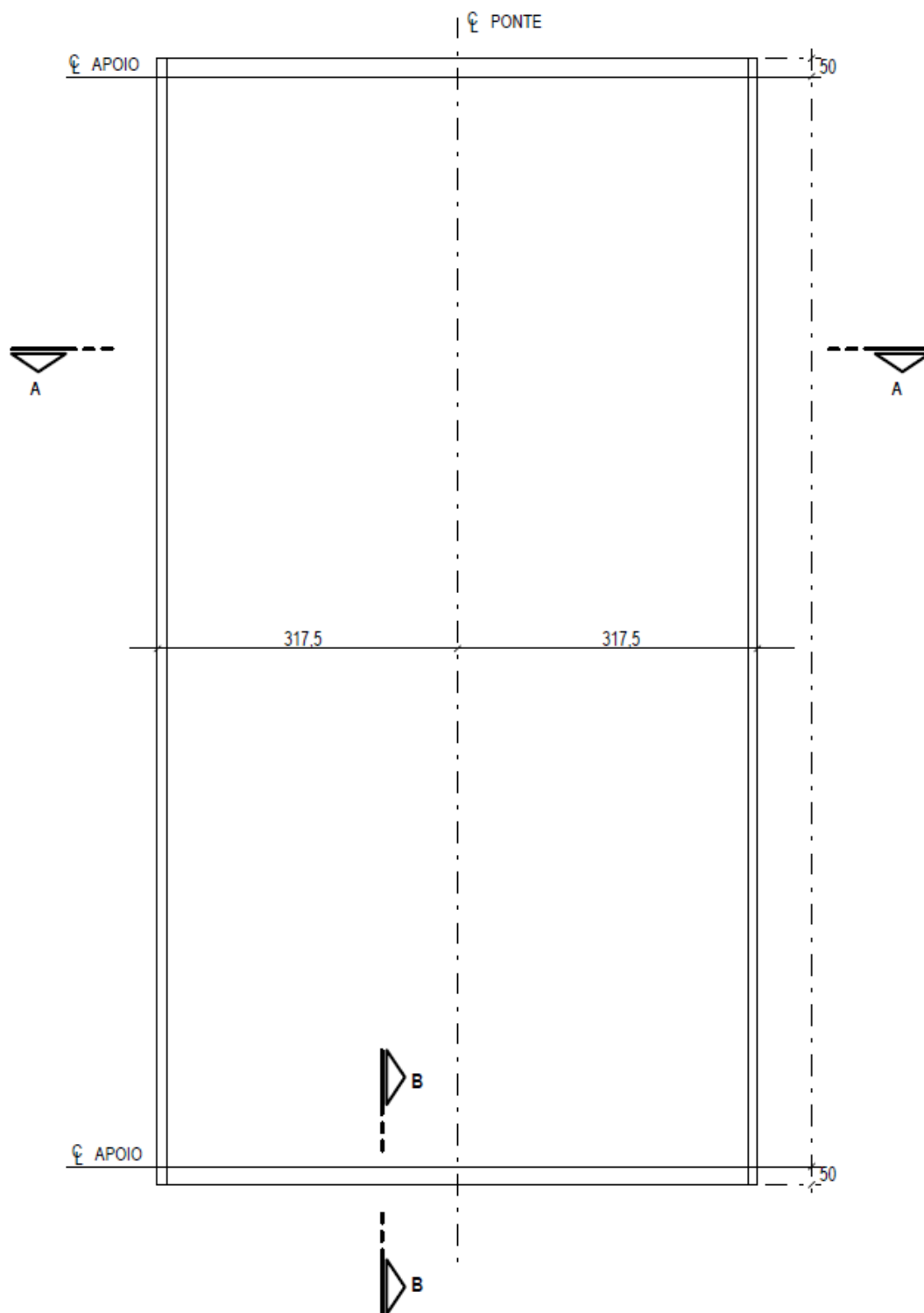
O projeto adotado para a realização do estudo piloto comparativo foi o de uma ponte mista de pequena dimensão localizada na cidade de Viçosa-MG, que faz a ligação dos bairros Vale do Sol e Fuad Chequer. O projeto original foi desenvolvido em 2001 pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (DEC/UFV). As vigas mistas projetadas são constituídas por perfis I duplamente simétricos com conectores tipo pino com cabeça (VERÍSSIMO, 2001).

A ponte em questão é composta por vigas mistas biapoiadas, com vão de 13 m, largura total do tabuleiro de 6,5 m e laje com espessura constante de 19 cm. O capeamento da ponte é feito de concreto asfáltico, com espessura mínima de 5 cm e máxima, no centro do vão, de 9,5 cm. Na Figura 188 e na Figura 189 apresentam-se, respectivamente, um esquema da vista em planta e um esquema da seção transversal da ponte, obtidos de seu memorial de cálculo (VERÍSSIMO, 2001). A estrutura é classificada, de acordo com a ABNT NBR 7187:2003, como sendo de classe 45, permitindo o tráfego de veículos pesados.

O projeto original foi desenvolvido utilizando-se o método das tensões admissíveis, com base nas seguintes regulamentações normativas (com as versões em vigência na época do projeto):

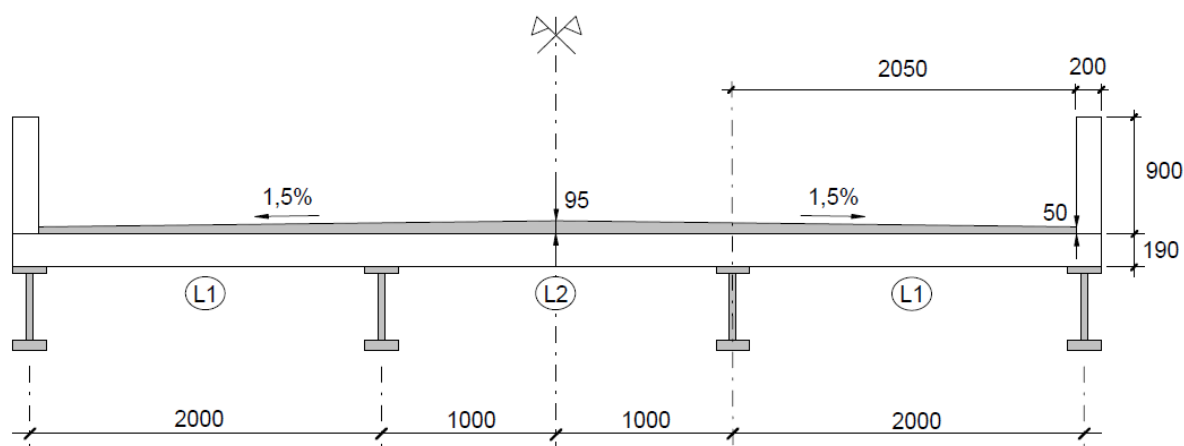
- ABNT NBR 7187 – Projeto e execução de pontes de concreto armado e protendido;
- ABNT NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre;
- ABNT NBR 6118 – Projeto e execução de estruturas de concreto armado;
- NBR 8800 – Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios;
- AASHTO *Standard Specifications for Highway Bridges* (1983);
- DIN 1072 – Pontes rodoviárias e passarelas, cargas;
- DIN 1073 – Pontes rodoviárias metálicas, bases de cálculo;
- DIN 1078 – Pontes rodoviárias em vigas mistas;
- DIN 4101 – Pontes rodoviárias metálicas soldadas.

Figura 188. Esquema da vista em planta da laje do tabuleiro e defensas (dimensões em cm).



Fonte: Veríssimo (2001).

Figura 189. Esquema da seção transversal (dimensões em mm).



Fonte: Veríssimo (2001).

O cálculo estrutural da seção transversal levou em consideração as ações de cargas permanentes e sobrecargas de utilização atuantes antes e depois da concretagem das vigas mistas, a ação de carga móvel (trem tipo TB 45), os efeitos de variação de temperatura e os efeitos da retração do concreto. Os materiais utilizados foram concreto de resistência característica à compressão  $f_{ck} = 25$  MPa, aço estrutural USI SAC 350 ( $f_y = 350$  MPa) e conectores tipo pino com cabeça (*stud bolt*) de aço ASTM A108, com 19 mm de diâmetro e 127 mm de altura.

Para as longarinas foi admitido um perfil I duplamente simétrico com altura total de 800 mm e área de 182,6 cm<sup>2</sup>, o que equivale a um peso linear de 143,3 kg/m (Figura 190). Além disso, para cada viga da ponte foram utilizados 246 conectores tipo pino com cabeça distribuídos em fileiras de cinco conectores cada.

## 6.2 - Procedimentos adotados no dimensionamento com Crestbeam

Para o dimensionamento das vigas mistas da ponte em questão utilizando a solução com Crestbeam buscou-se realizar os procedimentos de cálculo da forma mais semelhante possível ao projeto original. Desta forma pôde-se fazer o comparativo entre duas soluções estruturais consideradas equivalentes, uma vez que as diferenças observadas se relacionaram apenas com as diferentes concepções geométricas das vigas mistas e da conexão. Neste sentido destacam-se os seguintes pontos:

- O dimensionamento foi realizado utilizando, também, o método das tensões admissíveis, seguindo os mesmos procedimentos adotados no memorial de cálculo de Veríssimo (2001), com a exceção das partes específicas do cálculo dos conectores de

cisalhamento e dos aspectos relacionados às propriedades geométricas específicas das seções de aço, que possuem formatos diferentes;

- Considerou-se a utilização dos mesmos materiais para a composição da viga mista: aço USI SAC 350 para o cálculo do perfil T invertido com conector Crestbond incorporado e concreto com  $f_{ck} = 25$  MPa para o cálculo da laje;
- A análise estrutural foi realizada considerando-se as mesmas solicitações e os mesmos limites de tensão utilizados por Veríssimo (2001), e, ainda, limitou-se a solução encontrada de forma a se obter tensões atuantes próximas das obtidas pelo autor. Desta forma, as vantagens percebidas na utilização da Crestbeam não estão relacionadas com o uso de uma seção cuja relação solicitação/resistência é mais elevada. Nesta mesma lógica limitou-se o grau de conexão da viga a ser semelhante ao do projeto original, ou seja, viga mista com conexão total;
- Considerou-se que as vigas mistas constituintes da superestrutura da ponte na solução com Crestbeam seriam executadas em ambiente industrial com uma laje de concreto pré-moldada com dimensão de 12 cm × 60 cm. Após o seu posicionamento na obra, a concretagem da capa do tabuleiro, associada à presença de armaduras de espera na viga mista pré-moldada, garantiriam a solidarização desta com o restante da superestrutura. Este procedimento é o mais adequado para este tipo de viga e já foi utilizado em estruturas reais construídas com soluções similares (SEIDL *et al.*, 2013b). Desta forma, não foi verificada a seção de aço isolada, mas sim a viga mista pré-moldada, para as cargas antes da cura do concreto.

Quanto ao modelo analítico para a determinação do momento fletor resistente da Crestbeam utilizou-se o método de dimensionamento plástico conforme a ABNT NBR 8800:2008, substituindo-se valores de cálculo por valores característicos (considerando-se coeficientes de ponderação unitários), de forma a permitir o uso do método das tensões admissíveis conforme o projeto original. Além disso, considerando-se o uso do conector Crestbond, a resistência de cálculo dos conectores na viga mista ( $\Sigma Q_{Rk}$ ) foi adotada de acordo com a Eq. (22):

$$\Sigma Q_{Rk} = q_{CR} \frac{L}{2} \quad (22)$$

sendo  $L$  o vão da viga mista e  $q_{CR}$  a resistência do conector Crestbond conforme apresentada na Eq. (11), com base nas equações de Cardoso *et al.* (2018), Almeida (2018) e Almeida *et al.* (2019).

Os cálculos realizados são apresentados no Apêndice D, na forma de imagens de uma planilha eletrônica desenvolvida para o dimensionamento em questão. As diferenças nas tensões máximas na seção mista com relação aos resultados obtidos por Veríssimo (2001) foram da ordem de 5%.

Destaca-se que a viga projetada possuiu conexão total ( $\eta = 295\%$ ) e que a resistência do conector foi governada pela falha por *pry-out* em função do menor cobrimento na face inferior da laje de concreto. Neste sentido, cabe ainda ressaltar que a geometria da viga mista pré-moldada foi similar à dos experimentos desenvolvidos no âmbito deste trabalho, relatados no Capítulo 4. No caso da execução de uma estrutura similar a esta, considerando que se deseje maximizar a resistência do conector, sugere-se adotar uma laje pré-moldada com maior altura e posicionar o conector acima do plano médio da laje. Desta forma, com a concretagem da capa do tabuleiro obtém-se cobrimentos maiores acima e abaixo do plano de conexão mista, aumentando a resistência ao *pry-out*.

### **6.3 - Comparativo dos resultados**

Nesta seção apresenta-se o comparativo entre os resultados obtidos utilizando-se a solução com Crestbeam e aqueles obtidos do uso da solução convencional, apresentados por Veríssimo (2001).

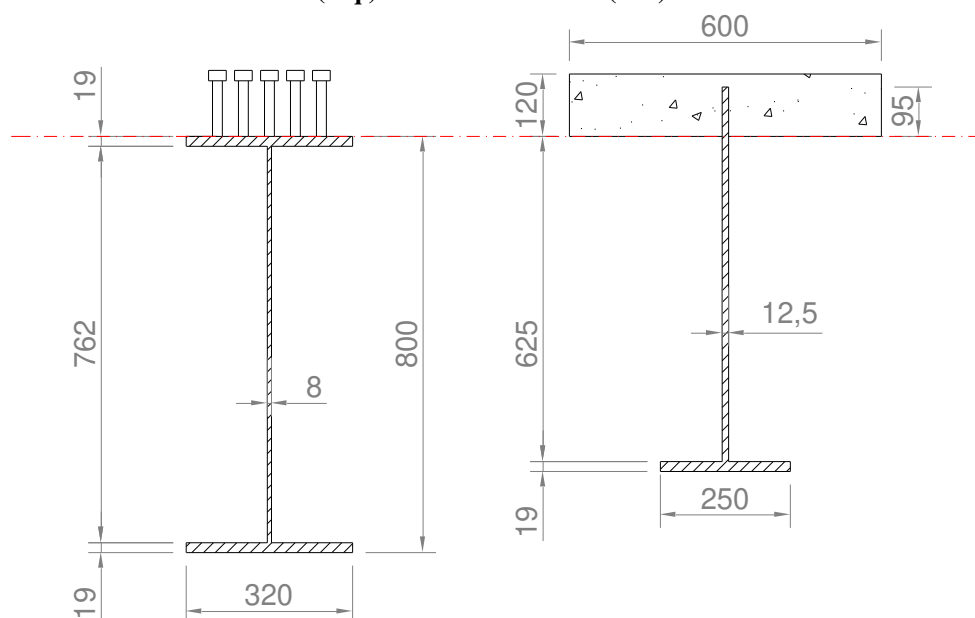
Na Figura 190 apresentam-se as seções transversais obtidas com a solução convencional (à esquerda) e com a solução em Crestbeam (à direita).

A solução em Crestbeam possui seção transversal de aço com área de 127,62 cm<sup>2</sup>, o que equivale a um peso linear de 102,6 kg/m. Em relação à seção transversal convencional isso representa uma redução de consumo de aço na viga de 28%. Além disso, os seguintes pontos em favor da utilização da solução proposta merecem destaque:

- O uso do perfil de aço em formato de T invertido com conector incorporado elimina a operação de instalação de 246 conectores tipo pino com cabeça por viga, considerando-se que a ponte em questão é constituída por quatro vigas mistas isso equivale à instalação de cerca de 1000 conectores;
- Por necessitar de uma alma mais espessa para o uso dos conectores em chapa contínua, como o caso do Crestbond, reduz-se a altura total do elemento de aço, o que pode ser vantajoso no caso de estruturas com limitação de gabarito, por exemplo;

- O fato de a alma ser mais espessa e mais baixa também favorece o comportamento resistente da alma, o que se reflete, no projeto, como uma redução considerável da quantidade de enrijecedores necessários.

**Figura 190. Comparativo das seções transversais utilizando-se a solução com vigas mistas convencionais (esq.) e com a Crestbeam (dir.).**



**Fonte: Autoria própria.**

Levando em conta os aspectos positivos supracitados, conclui-se que a Crestbeam pode consistir em uma alternativa mais racional e mais sustentável que a solução em viga mista convencional com perfil I, especialmente para estruturas de médio porte.

Apesar disso, deve-se levar em consideração algumas limitações deste estudo piloto. Neste sentido, destaca-se que a análise comparativa apresentada se baseou em um dimensionamento realizado utilizando o método das tensões admissíveis e não o método dos estados limites, adotado pelas normas brasileiras de projetos estruturais. Assim sendo, é necessária a realização de estudos de confiabilidade para determinar quais coeficientes de minoração das resistências se aplicam aos diversos modos de falha possíveis para o conector Crestbond. Destaca-se que o coeficiente de segurança global da conexão (considerando-se majoração das forças e minoração das resistências) pode ser de até 2,95 para que a solução proposta na Figura 190 seja válida.

Além disso, deve-se deixar clara a necessidade de realização de pesquisas com o conector Crestbond para avaliar o seu comportamento estrutural quanto à possibilidade de falha por fadiga para que essa solução possa ser adotada no projeto de uma estrutura sujeita a cargas móveis, como uma ponte rodoviária. Não obstante destaca-se que a solução proposta pode ser

empregada, por exemplo, no projeto de passarelas de pedestres e outras estruturas sujeitas a carregamento estático.

## 7 - Considerações finais

---

Neste trabalho apresentou-se um estudo do comportamento estrutural de vigas mistas tipo Crestbeam, que são vigas constituídas por um perfil de aço com seção T invertida, com conector de cisalhamento Crestbond integrado à sua alma. Para isso foram realizados um programa experimental e uma análise numérica com modelos de elementos finitos. Foi realizado um estudo piloto comparando a solução proposta com a solução convencional com perfil I e conectores tipo pino com cabeça.

O programa experimental foi composto por seis vigas mistas tipo Crestbeam, divididas em pares com quatro, cinco e seis metros de vão livre. Devido à característica do conector em chapa contínua, os graus de conexão variaram entre os modelos com base no comprimento das vigas e nas propriedades dos materiais. Além disso, variou-se a composição da armadura na região próxima às aberturas da conexão de forma a avaliar sua influência sobre o confinamento do concreto nesses locais e sua implicação no comportamento da conexão.

Foram realizados estudos prévios para determinação da geometria básica dos ensaios e das propriedades dos materiais. Com os resultados desses estudos os perfis de aço foram fabricados e transportados para o laboratório, onde um sistema de fôrmas foi confeccionado, as armaduras foram montadas e as lajes das vigas mistas foram concretadas. Os modelos experimentais foram instrumentados e ensaiados à flexão simples e os materiais constituintes das vigas foram caracterizados.

O comportamento resistente das seis vigas foi similar ao longo do desenvolvimento dos ensaios. Em todos os casos observou-se, para níveis de carga da ordem de 70% da força máxima aplicada, a formação de uma fissura longitudinal na face superior da laje, no plano da conexão, que se iniciou nos pontos de aplicação de carga e evoluiu até a seção de apoio. Apesar disso, a ocorrência dessa fissuração não esteve diretamente associada com os modos de falha observados.

Em todas as vigas mistas a falha ocorreu na laje, com a expulsão de cunhas de concreto na região próxima a um dos pontos de aplicação de carga. Filmagens dos ensaios indicam que as cunhas sempre se desprenderam da face superior da laje de concreto. Em alguns experimentos, em função desse fenômeno, também se desprenderam cunhas da face inferior

da laje, mas como uma falha secundária. Ainda, em apenas um dos experimentos a falha ocorreu totalmente na região entre os pontos de aplicação de carga.

Destaca-se que o comportamento resistente das vigas mistas, observado nos experimentos de laboratório e nas simulações computacionais, foi muito próximo ao estimado com base em estudos analíticos realizados. Para esses estudos foram utilizadas as equações de dimensionamento do conector Crestbond presentes na literatura e o método de dimensionamento por plastificação total da seção mista, adotado por normas técnicas nacionais e internacionais. Para todos os experimentos realizados a força máxima resistida não variou mais de 10% em relação à previsão teórica, com destaque para o fato de que em apenas dois modelos a resistência experimental foi menor do que a prevista. Nesses casos as diferenças observadas foram inferiores a 4%.

Com base nos resultados experimentais obtidos desenvolveu-se um modelo numérico de elementos finitos utilizando o software ABAQUS para simulação de vigas mistas tipo Crestbeam. O modelo foi aprimorado a partir de resultados encontrados na literatura. As análises numéricas realizadas com o intuito de simular os resultados dos experimentos apresentaram boas correlações com estes, levando-se em conta a rigidez, a carga máxima, o deslocamento na carga máxima, os deslizamentos relativos entre aço e concreto e as deformações. Desta forma foi constatado que a metodologia de modelagem adotada foi satisfatória para a simulação de vigas mistas com as características estudadas.

Com base nas modelagens computacionais realizadas foi possível analisar de forma pormenorizada os mecanismos de falha para cada experimento. Observou-se que as vigas com 4,0 m de vão sofreram falha em função da ocorrência do fenômeno de *pry-out*. Os modelos numéricos indicaram ainda que esse mecanismo se desenvolveu em diversas aberturas do conector e não apenas na região próxima à aplicação de carga.

A ocorrência do *pry-out* era esperada, pelos estudos analíticos realizados, para o modelo V4m-AC. Já para o modelo V4m-SC destaca-se que a resistência estimada pelas equações da literatura apontava falha por cisalhamento do concreto nas aberturas do conector, sendo este valor cerca de 5% menor do que a resistência ao *pry-out*. Ainda assim, os mesmos indícios observados da ocorrência de *pry-out* no modelo V4m-AC também foram observados no modelo da viga V4m-SC. Os resultados demonstraram que a equação de estimativa de resistência ao cisalhamento do concreto parece ser conservadora.

Para as vigas com 6,0 m de vão livre observou-se falha por plastificação da seção de concreto, com o material atingindo seus valores limites de encurtamento. Esse resultado é condizente com o esperado visto que os graus de conexão calculados para estes modelos são muito próximos de 100%.

Já para as vigas com 5,0 m de vão livre a falha ocorreu por um mecanismo combinado de plastificação da seção transversal com falha na conexão. Apesar de se acreditar que plastificação da seção foi predominante, também se observou boa parcela de dano no conector mais próximo ao ponto de aplicação de carga associado à ocorrência de *pry-out*.

Finalmente, com base no estudo piloto realizado, para uma ponte de 13 metros de vão, comparando-se a solução com Crestbeam com a solução convencional de viga mista com perfil I duplamente simétrico e conectores tipo pino com cabeça, observou-se que a primeira constitui numa alternativa mais racional e sustentável. Foi possível reduzir significativamente a quantidade de aço na viga mista em função da eliminação de sua mesa superior, uma região que, efetivamente, trabalha sob esforços pequenos quando comparada à mesa inferior. Ainda o uso de perfil metálico com conector cortado diretamente na alma propicia a eliminação da operação de instalação dos conectores sobre a mesa superior.

De forma geral conclui-se que o atual estado da arte permite a determinação do momento fletor resistente de uma viga mista tipo Crestbeam, etapa fundamental para o desenvolvimento de projetos similares à solução proposta neste trabalho utilizando o conector Crestbond, o que é evidenciado pela correlação observada entre o comportamento estrutural previsto pelos modelos analíticos de cálculo e o os resultados dos experimentos e das simulações numéricas realizados.

### **7.1 - Sugestões para trabalhos futuros**

Em função dos resultados obtidos neste trabalho, sugerem-se os seguintes temas para aprofundamento em estudos futuros:

- desenvolvimento de uma equação para determinação do grau mínimo de conexão de vigas mistas com conectores tipo Crestbond, de forma similar ao que é apresentado no trabalho de Classen (2018);
- desenvolvimento de estudos para ajustar os coeficientes da equação de resistência do Crestbond para falha por cisalhamento do concreto no interior das aberturas da conexão, tendo-se por base o modelo apresentado por Cardoso *et al.* (2018);

- realização de estudos de confiabilidade com objetivo de determinar os coeficientes de minoração das resistências apropriados para os possíveis modos de falha do conector Crestbond, visando o projeto deste pelo método dos estados limites;
- desenvolvimento de pesquisas com o intuito de investigar de forma mais aprofundada o comportamento de vigas mistas tipo Crestbeam quando sujeitas à ocorrência de carregamentos cíclicos;
- realização de estudos de caso mais elaborados, levando em conta os critérios de normas vigentes nacionais e internacionais, de aplicações de vigas com Crestbeam em comparação com outras alternativas construtivas, de forma a ampliar a amostragem e permitir uma avaliação mais consistente de suas vantagens e desvantagens quando comparada às soluções convencionais utilizadas atualmente.

Com relação ao primeiro ponto listado acima, destaca-se que esse tipo de estudo é realizado numericamente com base em uma grande quantidade de simulações computacionais de vigas mistas. Para tanto é desejável que se tenha um modelo matemático da curva força×deslizamento do conector Crestbond em função de parâmetros geométricos e físicos dos materiais. Desta forma pode-se reduzir consideravelmente a quantidade de tempo computacional realizando-se macromodelagens das vigas mistas.

Com relação ao segundo ponto listado acima, os coeficientes do modelo devem ser ajustados com base em simulações numéricas de ensaios tipo *push-out*. Neste caso, sugere-se a adoção de uma quantidade maior de configurações das armaduras passantes e nas proximidades das aberturas da conexão. Em seu formato atual, proposto por Cardoso *et al.* (2018b), a equação de predição da capacidade resistente do Crestbond para falha por cisalhamento do concreto parece não ser muito precisa para a determinação deste valor no caso de configurações de armadura intermediárias entre as situações definidas como alto e baixo nível de confinamento do concreto. Neste sentido, uma alternativa é estabelecer um coeficiente que seja função da taxa de armadura passante e que se imponha como condição de projeto o uso das chamadas armaduras de confinamento. Destaca-se que esta imposição é adotada para as normativas vigentes que regulamentam o dimensionamento dos conectores PZ e MCL.

## Referências bibliográficas

---

- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung der Verbunddübelleiste, No. **Z-26.4-56**, Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin, 2013.
- ALMEIDA, P. H. F. Estudo numérico de um dispositivo de transferência de cargas em pilares mistos tubulares preenchidos com concreto. 152 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.
- ALMEIDA, R. L. J.; VERÍSSIMO, G. S.; RIBEIRO, J. C. L.; PAES, J. L. R.; PETRAUSKI, M. C.; CALDAS, R. B. Capacidade resistente do conector Crestbond à falha do aço desencadeada por um mecanismo combinado de cisalhamento e flexão. *Revista da Estrutura de Aço – REA* (aceito para publicação), 2019.
- ALMEIDA, R. L. J. Simulação numérica de modelos de cálculo para representação dos modos de falha de conectores de cisalhamento Crestbond. 2018. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2018.
- ALVES, A.R.L. Avaliação do comportamento do conector Crestbond em vigas mistas. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia, Universidade do Minho. Guimarães, Portugal. 2014.
- ALVES, A. R.; VALENTE, I. B.; VIEIRA, W. B. VERÍSSIMO, G. S. Prospective study on the behavior of composite beams with an indented shear connector. *Journal of Constructional Steel Research*. 148: 508–524, 2018.
- ALVES, A.R.L.; VALENTE, M.I.B; VIEIRA, W.B; VERÍSSIMO,G.S. Estudo experimental e numérico sobre o comportamento de vigas mistas com conector Crestbond. In: X Congresso de Estruturas Metálicas e Mistas, Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, Coimbra, Portugal. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018. 9 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892: Materiais metálicos – Ensaio de tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente. Rio de Janeiro, 2013. 70 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7187: Projeto de pontes de concreto armado e de concreto protendido – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 11 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017. 20 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 247 p.

- BÄRTSCHI, R. Load-Bearing Behaviour of Composite Beams in Low Degree of Partial Shear Connection. PhD Thesis. Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, 2005.
- BYFIELD, M.P.; DHANALAKSHMI, M. Analysis of strain hardening in steel beams using mill tests. *Advances in Steel Structures*. p. 139–146. 2002.
- CALADO, L.; SANTOS, J. Estruturas mistas de aço e betão. IST Press, Lisboa, 2013.
- CALENZANI, F. Notas de aula de Estruturas mistas aço-concreto. Universidade Federal do Espírito Santo – UFES. 2013. Disponível em: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2013/11/2-vigas-mistas-parte-i.pdf>; Acesso em 25/05/2021.
- CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S. Estudo do comportamento de conectores Crestbond em vigas mistas de aço e concreto. *Revista da Estrutura de Aço – REA*, vol. 7, nº 2, p. 140-159, 2018a.
- CARDOSO, S. H.; CALDAS, R. B.; FAKURY, R. H.; VERÍSSIMO, G. S.; ALMEIDA, R. L. J. Modelo de cálculo para o cisalhamento do concreto nos conectores Crestbond. *Revista da Estrutura de Aço – REA*, vol. 7, nº 3, p. 280-299, 2018b.
- CHIEN, E.Y.L. and RITCHIE, J.K. Design and construction of composite floor systems. Canadian Institute of Steel Construction, Toronto, Ontario, 1984.
- CHRISTOU, G; WOLTERS, K; BROSCART; Y. HEGGER, J. Entwicklung eines konsistenten Bemessungsmodells für Verbunddübeln/ Development of a consistent design concept for composite dowels. *Bauingenieur* 96(06):212-223. 2021. (Abstract).
- CLASSEN, M. Limitations on the use of partial shear connection in composite beams with steel T-sections and uniformly spaced rib shear connectors. *Journal of Constructional Steel Research*. 142: 99–112, 2018.
- CLASSEN, M.; HERBRAND, M. Shear behavior of composite dowels in transversely cracked concrete. *Structural Concrete* 16(2): 195-206, 2015.
- CRISINEL, M. New system of connection with non-welded shear connectors. Proceedings of the ASCE/IABSE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, Henniker, New Hampshire, pp. 636-645, 1987.
- DUTRA, C. M., Estudo do comportamento estrutural do conector Crestbond considerando variações geométricas e mecânicas. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2014.
- EN 1992-1-1:2010. Design of concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. 2010.
- EN 1994-1-1:2004. Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Committee for Standardization. 2011.
- FEDERAÇÃO INTERNACIONAL DO BETÃO (FIB). Model Code 2010: final draft. Lausanne, Switzerland, 2011. 656 p.

- FELDMANN, M.; KOPP, M.; PAK, D. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the German technical approval. *Journal of Constructional Steel Research*. 9(5):80–8, 2016.
- GALJAARD, H.; WALRAVEN, J.C. Static tests on various types of shear connectors for composite structures, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1313-1322, 2001.
- GHAVAMI, K. Ultimate load behaviour of flexible and rigid connectors in composite beams. *Journal Construction Steel Research*, v.46, p.208-210, 1998.
- HECHLER, O.; BERTHELLEMY, J.; LORENC, W.; SEIDL, G., VIEFHUES, E. Continuous shear connectors in bridge construction. *Composite Construction in Steel and Concrete*, VI; pp.78-91, 2011.
- HEGGER, J.; SEDLACEK, G.; DÖINGHAUS, P.; TRUMPF, H. Studies on the ductility of shear connectors when using high-strength concrete, In: *International Symposium on Connections Between Steel and Concrete*, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1024-1045, 2001.
- HEINEMEYER S. Zum Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern aus ultrahochfestem Beton mit Verbundleisten. (PhD dissertation) Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen; 2011.
- HORDIJK, D. A. Local Approach to Fatigue of Concrete. Doctor dissertation, Delft University of Technology, The Netherlands. ISBN 90/9004519-8. 1991.
- KOPP, M.; WOLTERS, K.; CLASSEN, M.; HEGGER, J.; GÜNDEL, M.; GALLWOSZUS, J.; HEINEMEYER, S.; FELDMANN, M. Composite dowels as shear connectors for composite beams – background to the design concept for static loading. *Journal of Constructional Steel Research*. 147: 488-503, 2018.
- KOZIOL, P. Modern design of steel-concrete composite structures. *Budownictwo 21*, Politechniki Czestochowskiej, 2015.
- KRAUS, D.; WURZER, O. Bearing capacity of concrete dowels. In: *COMPOSITE CONSTRUCTION, CONVENTIONAL AND INNOVATIVE*, 1997, Innsbruck, Austria. Conference Report... Zurich, Suíça: IABSE, 1997. p. 133-138.
- LACKI, P.; KASZA, P.; ADAMUS, K. Optimization of composite dowels shape in steel-concrete composite floor. *Composite Structures*. 222. 12p, 2019.
- LEONHARDT, F.; ANDRÄ, W.; ANDRÄ, H.P.; HARRE, W. Neues vorteilhaftes verbundmittel für stahlverbund-tragwerk mit höher dauerfestigkeit (New Improved Shear Connector With High Fatigue Strength for Composite Structures). *Beton und Stahlbetonbau*, Berlin, No. 12, pp. 325-331, 1987.
- LORENC, W.; KOZÚCH, M.; ROWISKI, S.: The behaviour of puzzle-shaped composite dowels. Part. 1: Experimental study. *Journal of Constructional Steel Research* 101, pp. 482–499, 2014.
- LORENC, W.; KUBICA, E.; KOZUCH, M. Testing procedures in evaluation of resistance of innovative shear connection with composite dowels. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, Vol. X, No. 3, 2010.

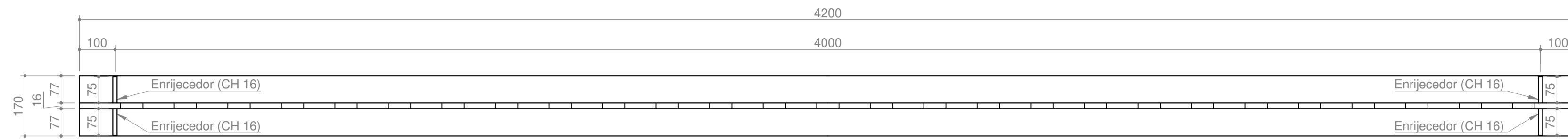
- MANGERIG, I.; ZAPFE, C. Concrete dowels in composite construction. Japanese-German Bridge Symposium, Osaka, 2003.
- METFORM. Steel Deck MF-75 – Noções de Utilização e Dimensionamento, Betim-MG: Metform, 1997.
- OGUEJIOFOR, E. C. Behaviour of Perfobond rib shear connectors in composite beams: full-size tests. M.Sc. Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1990.
- OGUEJIOFOR, E. C. Perfobond rib shear connectors for composite beams. Ph.D. Thesis - University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, 1994.
- PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUĐEVAC, D. Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. Journal of Constructional Steel Research. v. 88, 2013. p 134–149.
- PETRAUSKI, M. C., Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores Crestbond. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2016.
- ROWINSKI, S.; LORENC, W.; KOZUCH, M. Study on fatigue cracks in steel-concrete shear connectors composite dowels MCL. Key Engineering Materials, Vol. 598; pp. 207-212, 2014.
- SILVA, H. P. Simulação numérica do comportamento de conectores de cisalhamento tipo Crestbond. 2013. 125 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2013.
- SILVA, M. A. P. Modelos semiempíricos para a estimativa da capacidade resistente de conectores de cisalhamento Crestbond e Perfobond. 2011. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2011.
- SIMULIA. Abaqus analysis user's manual vol. IV: Elements. Providence, USA, 2012.
- SCHLAICH, J. Development and application of saw-tooth connections for composite structures, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1105-1118, 2001.
- SCHMID, V. Geometry, behaviour and design of high capacity saw-tooth connections, In: International Symposium on Connections Between Steel and Concrete, University of Stuttgart, Vol.2, pp. 1119-1128, 2001.
- SEIDL, G.; PETZEK, E.; BANCILA, R. Composite dowels in bridges – efficient solution. Advanced Materials Research, Vol. 814, pp. 193-206, 2013a.
- SEIDL, G.; VIEFHUES, E.; BERTHELLEMY, J.; MANGERIG, I.; WAGNER, R.; LORENC, W.; KOZÚCH, M.; FRANSSEN, J. M.; JANSSEN, D.; IKÄHEIMONEN, J.; LUNDMARK, R.; HECHLER, O.; POPA, N.: Prefabricated enduring composite beams based on innovative shear transmission. EUR 25321 EN, European Commission, Brussels, 2013b.
- STUDNICKA, J.; MACHACEK, J.; KRPATA, A.; SVITAKOVA, M.; “Perforated shear connector for composite steel and concrete beams”, Proceedings of the Conference Composite Construction in Steel and Concrete IV, Banff, Alberta, Canada, pp. 367-378 (2000).

- VELDANDA, M. R.; HOSAIN, M. U. Behavior of Perfobond rib shear connectors: push-out tests. Canadian Journal of Civil Engineering, n.19, p.1-10, 1992.
- VERÍSSIMO, G. S. Desenvolvimento de um Conector de Cisalhamento em Chapa Dentada para Estruturas Mistas de Aço e Concreto e Estudo do seu Comportamento. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas), Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.
- VERÍSSIMO, G. S. Ponte Mista do Vale do Sol – Projeto. Memorial de Cálculo, Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (DEC/UFV), Viçosa, MG, 2001, 31 p.
- WURZER, O. Zur Tragfähigkeit von Betondübel, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 1997.
- ZAPFE, C. Trag- und Verformungsverhalten von Verbundträgern mit Betondübeln zur Übertragung der Längsschubkräfte, Dissertation am Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Universität der Bundeswehr, München, 2001.
- ZELLNER, W. Recent designs of composite bridges and a new type of shear connectors. Proceedings of the IABSE/ASCE Engineering Foundation Conference on Composite Construction, Henniker, N.H., pp.240-252, 1987.

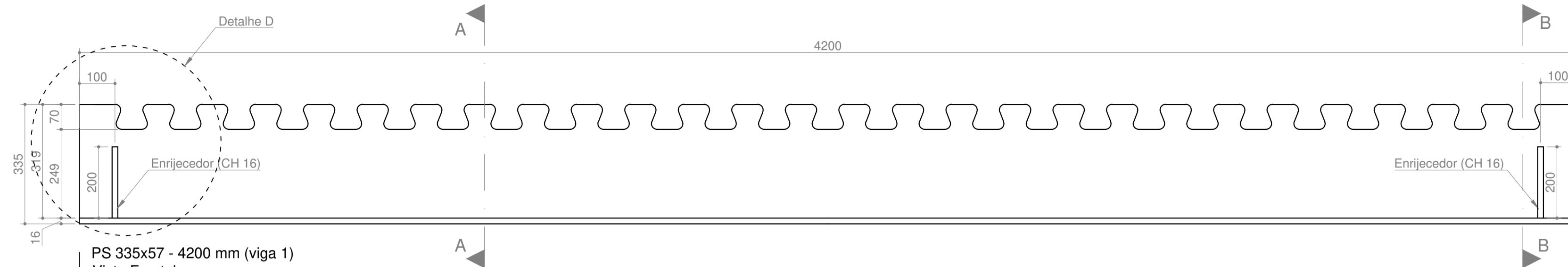
## **Apêndice A**

---

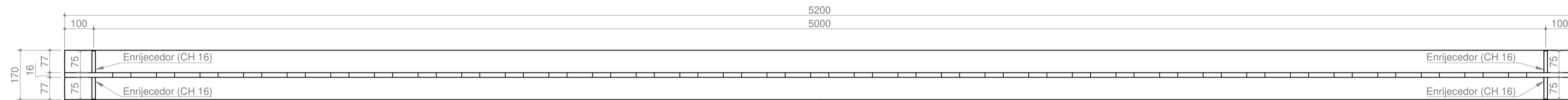
Nas páginas que seguem apresentam-se os projetos de fabricação dos perfis de aço constituintes das vigas mistas, dos corpos de prova de aço, da viga de distribuição de carga e o projeto de armação das vigas mistas.



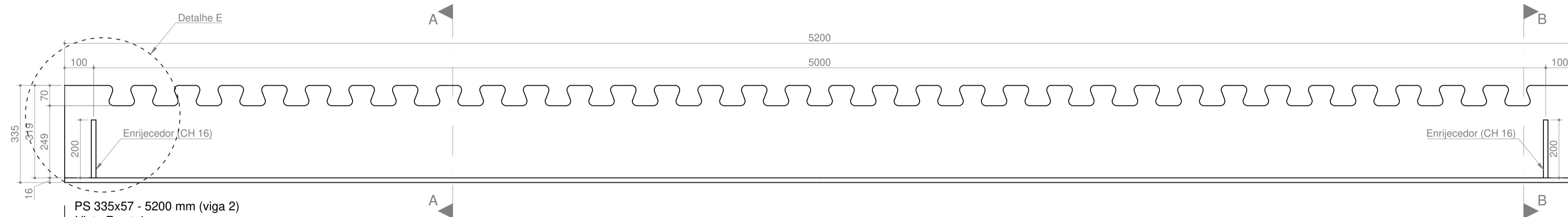
PS 335x57 - 4200 mm (viga 1)  
Vista Superior  
ESCALA 1:10



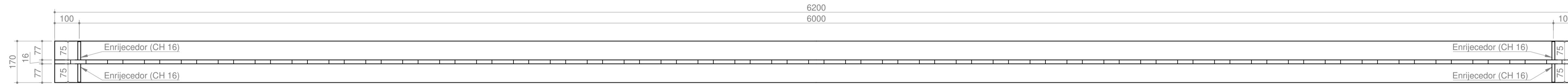
PS 335x57 - 4200 mm (viga 1)  
Vista Frontal  
ESCALA 1:10



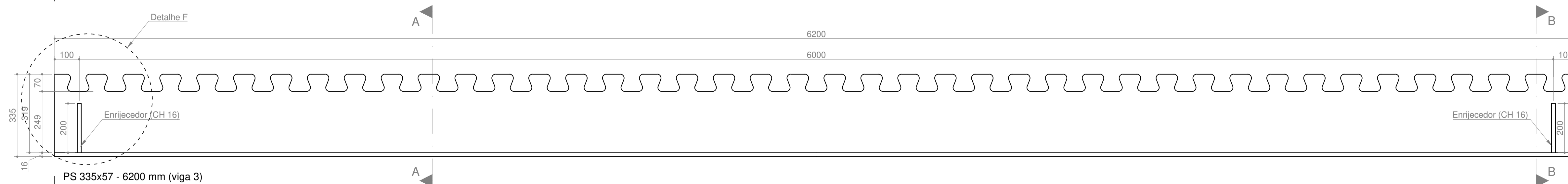
PS 335x57 - 5200 mm (viga 2)  
Vista Superior  
ESCALA 1:10



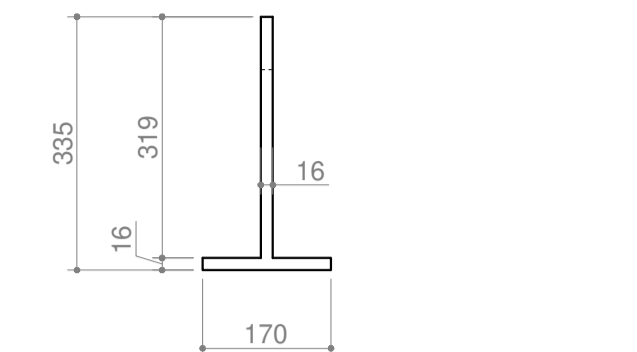
PS 335x57 - 5200 mm (viga 2)  
Vista Frontal  
ESCALA 1:10



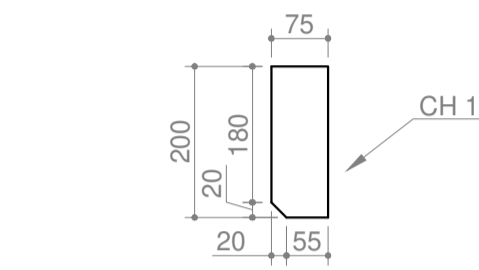
PS 335x57 - 6200 mm (viga 3)  
Vista Superior  
ESCALA 1:10



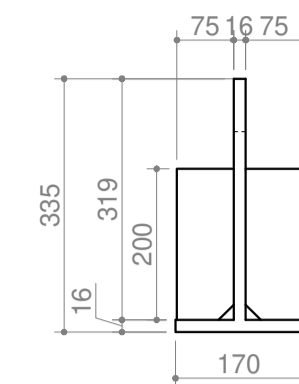
PS 335x57 - 6200 mm (viga 3)  
Vista Frontal  
ESCALA 1:10



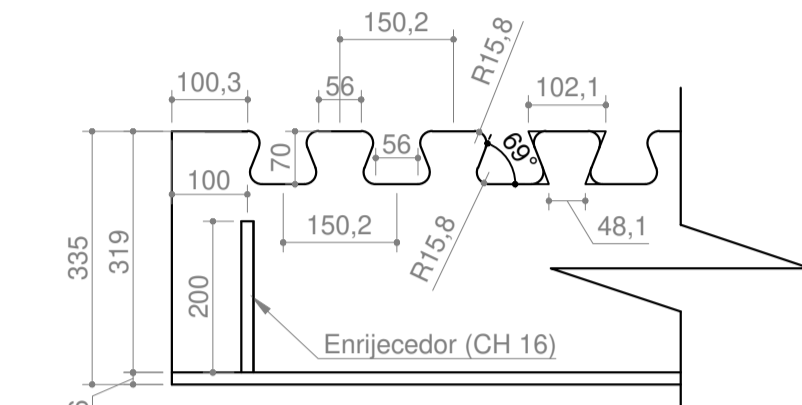
DETALHE A (Corte A-A) - PS 335x57  
Seção transversal  
ESCALA 1:10



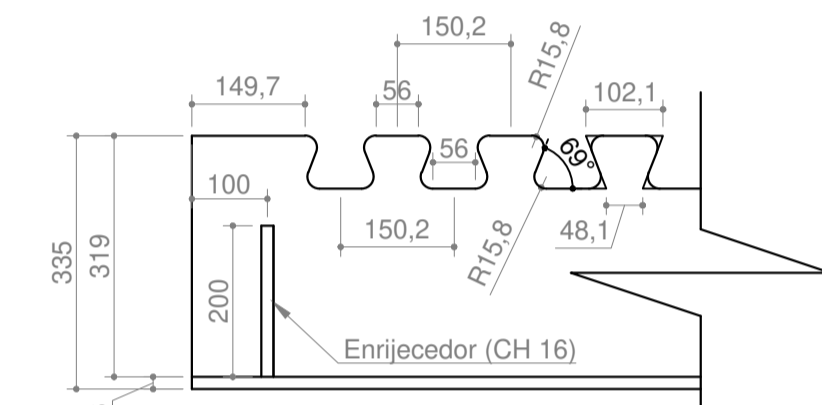
DETALHE C - Enrijecedor  
ESCALA 1:10



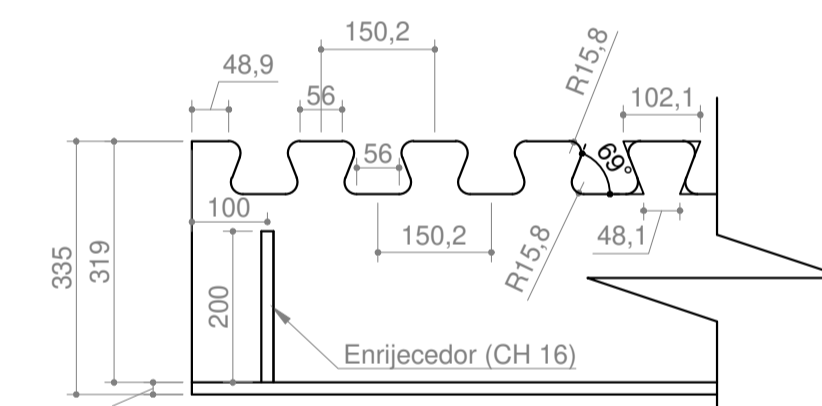
DETALHE B - PS 335x57  
Seção transversal do enrijecedor  
ESCALA 1:10



DETALHE D - PS 335x57 - 4200 mm (viga 1)  
Região de extremidade e conector  
ESCALA 1:10



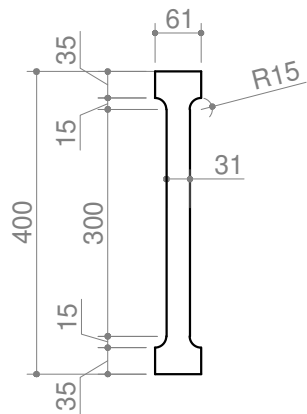
DETALHE E - PS 335x57 - 5200 mm (viga 2)  
Região de extremidade e conector  
ESCALA 1:10



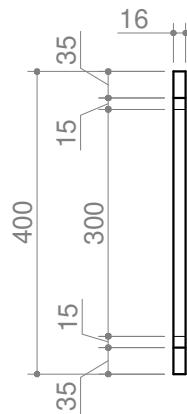
DETALHE F - PS 335x57 - 6200 mm (viga 3)  
Região de extremidade e conector  
ESCALA 1:10

Notas:  
1) Todas as dimensões estão em mm;  
2) No projeto considerou-se aço ER450 ( $f_y = 544 \text{ MPa}$ ) para todos os elementos.

<b>UFV</b>		UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA	
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		XXXXXXXXXXXX	
DISCIPLINA	OPERA	XXXXXX	XXXXXXXXXXXX
ESTRUTURA METÁLICA	XXXXXX	XXXXXXXXXXXX	XXXXXXXXXXXX
PROJETO	01/03	XXXXXX	XXXXXX
PROJETO	A	Perfis Metálicos	Vigas Mistas com Crestbond (Conexão Parcial)
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CATEGORIA	CREA	ESTADO
MATEUS GOMI PETRAUSO	ENGENHEIRO	XXX	PROJETO
			PROJETO
			PROJETO



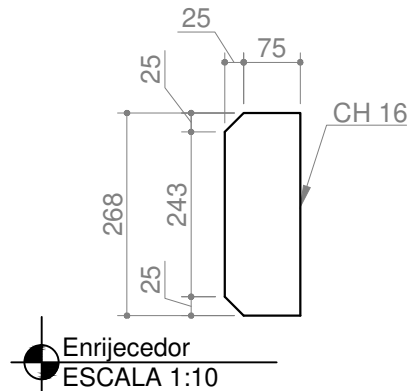
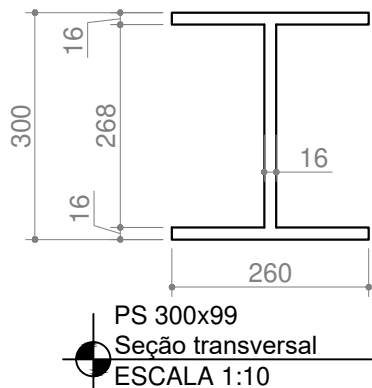
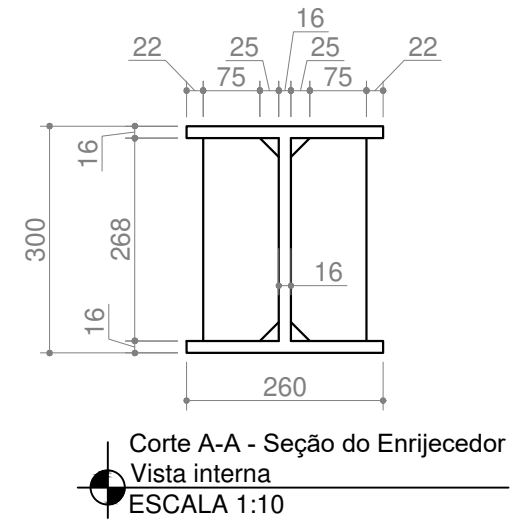
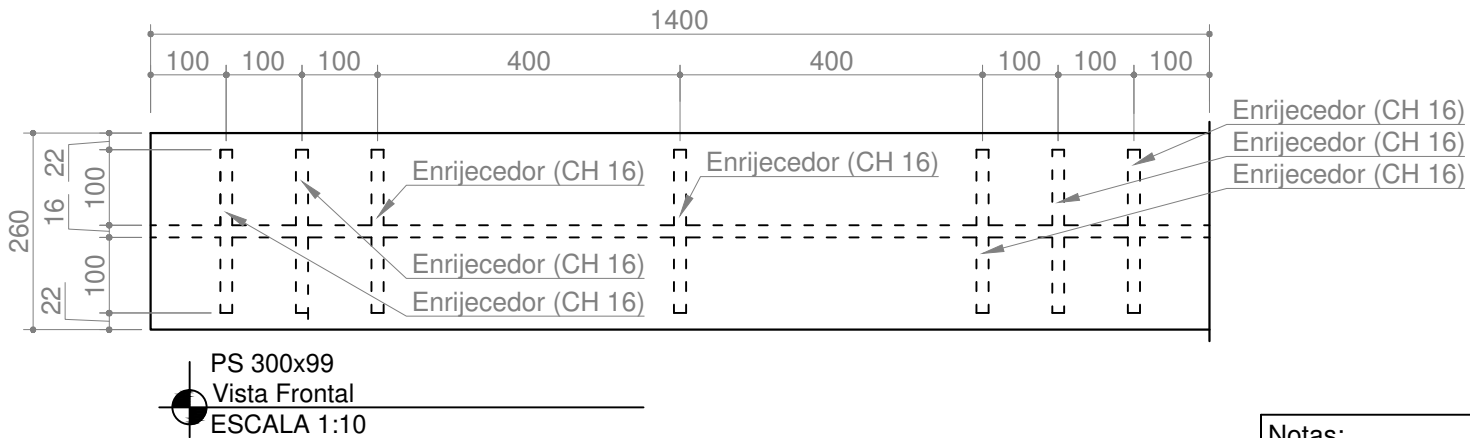
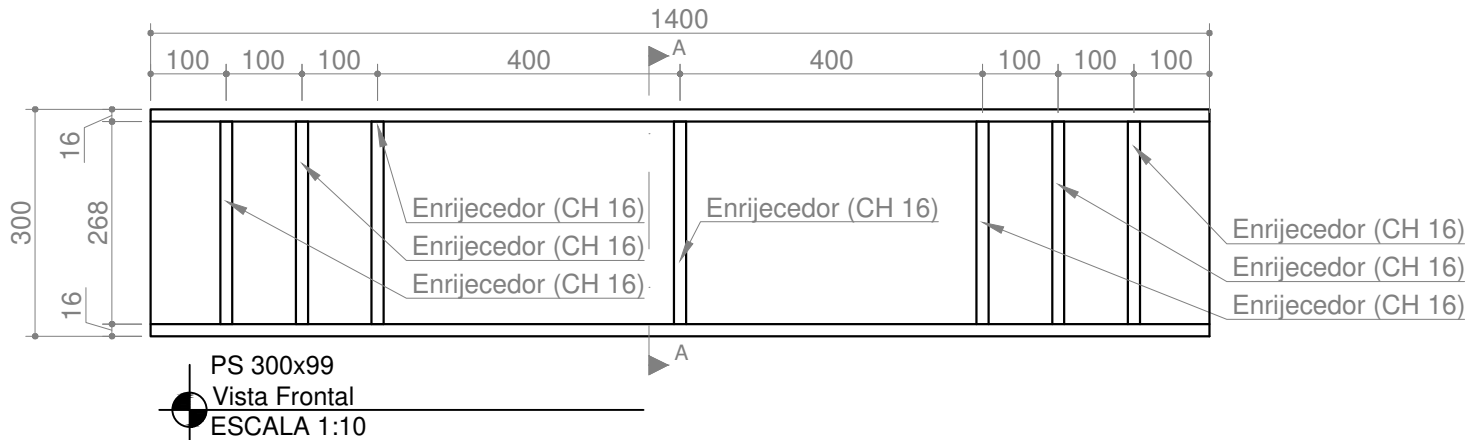
Corpo-de-Prova CH 16  
 Vista frontal  
 ESCALA 1:10



Corpo-de-Prova CH 16  
 Vista lateral  
 ESCALA 1:10

Notas:  
 1) Todas as dimensões estão em mm;  
 2) No projeto considerou-se aço ER450 ( $f_y = 544$  MPa) para todos os elementos.

<b>UFV</b>	UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL			
	XXXXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX			
DISCIPLINA ESTRUTURA METÁLICA	OBRA XXXXXXXX			
FOLHA <b>02/03</b>	ETAPA XXXXXXXXXXXX			
REVISÃO <b>A</b>	TÍTULO Perfis Metálicos Vigas Mistas com Crestbond (Conexão Parcial)			
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CATEGORIA	CREA	DESENHO	DATA
MATEUS COURI PETRAUSKI	ENGENHEIRO	XXX	PREPARADO	
			VERIFICADO	
			APROVADO	



Notas:  
1) Todas as dimensões estão em mm;  
2) No projeto considerou-se aço ER450 ( $f_y = 544$  MPa) para todos os elementos.

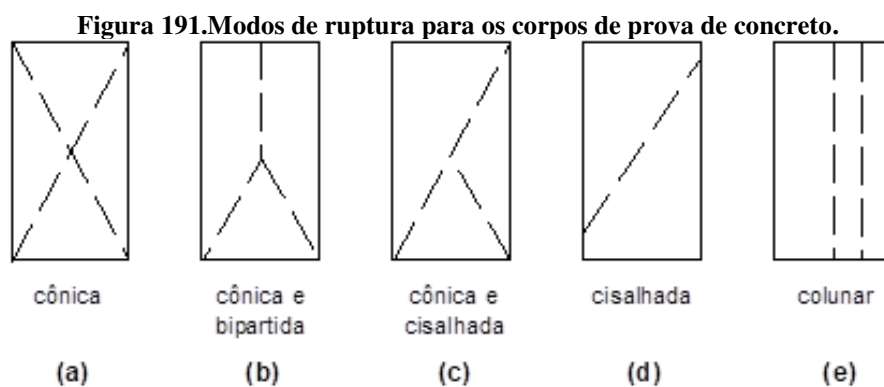
<b>UFV</b>	<b>UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA</b>			
	DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL			
DISCIPLINA ESTRUTURA METÁLICA	OBRA XXXXXXXXXX XXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXXX			
FOLHA <b>03/03</b>	ETAPA XXXXXXXXXX			
REVISÃO <b>A</b>	TÍTULO Perfis Metálicos Vigas Mistas com Crestbond (Conexão Parcial)			
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CATEGORIA	CREA	DESENHO	DATA
MATEUS COURI PETRAUSKI	ENGENHEIRO	XXX	PREPARADO	
			VERIFICADO	
			APROVADO	



## Apêndice B

---

Nas páginas que seguem apresenta-se a tabulação completa dos resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto, por concretagem e tipo de cura, incluindo os resultados de diâmetro, taxa de carregamento e tipo de ruptura. O tipo de ruptura foi determinado de acordo com o especificado pela ABNT NBR 5739:2018 (Figura 191).



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 5739:2018.

Tabela 13. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura imersa (primeira concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)
1	3	28/09/2020	11360,58	14,23	-	c	3628	197,69	99,83	2344,6	78,27	-
2	7	02/10/2020	22444,28	27,88	-	e	3700	198,10	100,25	2366,2	78,93	3551,98
3	14	09/10/2020	29763,02	36,87	28670,80	b	3574	190,55	100,40	2369,1	79,17	3562,62
4	28	23/10/2020	33613,63	42,35	31514,72		3600	194,70	99,55	2375,5	77,83	3502,55
13	3	28/09/2020	9786,88	12,05	-	a	3644	196,00	100,70	2334,4	79,64	3583,94
14	7	02/10/2020	19015,98	23,78	-	b	3676	198,84	99,93	2357,2	78,43	3529,34
15	14	09/10/2020	30057,84	36,95	28766,16	c	3664	196,16	100,78	2341,6	79,77	3589,64
16	28	23/10/2020	33025,97	41,53	31451,52		3592	195,53	99,65	2355,5	77,99	3509,59
25	3	28/09/2020	10677,32	13,35	-	c	3652	198,42	99,89	2348,6	78,37	3530,05
26	7	02/10/2020	21416,38	26,77	-	d	3652	196,33	99,95	2370,8	78,46	3530,76
27	63	27/11/2020	34910,00	42,98	30201,53	d	3552	196,14	100,71	2273,4	79,66	3584,66
28	63	27/11/2020	37066,00	45,97	29700,28	c	3566	195,92	100,34	2301,8	79,07	3558,36
<b>Médias</b>							3625	196,2	100,2	2344,9		

Tabela 14. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura em sacos plásticos (primeira concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)
5	3	28/09/2020	12954,21	16,26	-	b	3614	198,24	99,74	2333,3	78,13	3515,94
6	7	02/10/2020	20772,96	26,11	-	b	3660	199,05	99,67	2356,7	78,02	3511,00
7	14	09/10/2020	27735,13	34,73	28091,37	b	3644	198,35	99,86	2345,7	78,32	3524,40
8	28	23/10/2020	30828,76	38,81	32038,65		3630	196,43	99,59	2372,3	77,90	3505,37
17	3	28/09/2020	12123,53	15,24	-	e	3606	197,55	99,67	2339,5	78,02	3511,00
18	7	02/10/2020	21880,53	27,55	-	a	3618	197,49	99,58	2352,3	77,88	3504,67
19	14	09/10/2020	26006,04	32,50	28599,12	b	3568	196,35	99,96	2315,5	78,48	3531,46
20	28	23/10/2020	27601,66	34,69	27986,43		3574	197,55	99,68	2318,3	78,04	3511,71
29	3	28/09/2020	11458,19	14,50	-	e	3562	197,05	99,34	2332,3	77,51	3487,79
30	7	02/10/2020	21780,93	26,91	-	b	3666	196,82	100,53	2346,6	79,37	3571,85
31	63	27/11/2020	35841,00	45,02	33895,39	d	3574	196,19	99,70	2333,4	78,07	3513,12
32	63	27/11/2020	30924,00	38,69	30197,63	e	3458	193,73	99,90	2277,2	78,38	3527,23
37	3	28/09/2020	13788,88	17,36		c	3624	197,28	99,59	2358,2	77,90	3505,37
38	7	02/10/2020	25008,03	32,14		d	3618	199,87	98,57	2372,1	76,31	3433,93
39	14	09/10/2020	32625,57	40,43	32662,22	c	3712	199,25	100,38	2354,1	79,14	3561,20
40	28	23/10/2020	37274,99	46,38	36286,36		3686	197,87	100,17	2363,8	78,81	3546,32
<b>Médias</b>							3612,2	197,6	99,7	2343,4		

Tabela 15. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura ao ar (primeira concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)
9	3	28/09/2020	11623,53	14,48		b	3582	195,75	100,12	2324,3	78,73	3542,78
10	7	02/10/2020	19924,35	24,82		c	3644	197,11	100,11	2348,7	78,71	3542,07
11	14	09/10/2020	23930,34	29,55	27307,39	e	3622	196,78	100,55	2318,0	79,41	3573,28
12	28	23/10/2020	26587,71	33,29	28230,93		3590	195,90	99,86	2339,8	78,32	3524,40
21	3	28/09/2020	10117,55	12,66		b	3508	197,48	99,90	2266,3	78,38	3527,23
22	7	02/10/2020	17083,71	21,39		e	3504	198,33	99,87	2255,4	78,34	3525,11
23	14	09/10/2020	19892,48	24,60	21969,66	d	3518	197,46	100,49	2246,4	79,31	3569,01
24	28	23/10/2020	22402,44	27,83	23946,65		3474	194,53	100,26	2262,0	78,95	3552,69
33	3	28/09/2020	10402,42	12,92		b	3526	199,80	100,27	2234,9	78,96	3553,40
34	7	02/10/2020	16946,25	21,24		e	3460	196,50	99,81	2250,5	78,24	3520,87
35	63	27/11/2020	23138,00	29,15	27491,41	d	3542	195,37	100,16	2301,0	78,79	3503,26
36	63	27/11/2020	23438,00	29,17	28838,54	e	3546	198,10	97,83	2381,3	75,17	3545,61
<b>Médias</b>							3543,0	196,9	99,9	2294,0		

Tabela 16. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura imersa (segunda concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)
43	3	19/10/2020	89,82	11,37	-	e	3488	199,30	99,33	2258,5	77,49	3487,09
44	7	23/10/2020	172,41	21,56	-	d	3522	197,01	99,92	2279,9	78,41	3528,64
45	14	30/10/2020	240,34	30,08	22504,10	c	3548	198,15	99,89	2284,8	78,37	3526,52
46	28	13/11/2020	287,97	36,11	26130,74	d	3532	198,23	99,79	2278,2	78,21	3519,46
55	3	19/10/2020	76,53	9,54	-	c	3426	195,12	100,10	2231,1	78,70	3541,36
56	7	23/10/2020	152,13	18,79	-	d	3512	196,94	100,55	2245,8	79,41	3573,28
57	14	30/10/2020	219,34	27,37	23237,46	d	3466	193,18	100,04	2282,6	78,60	3537,12
58	28	13/11/2020	255,70	32,20	24600,23	d	3514	195,77	99,57	2305,2	77,87	3503,96
67	3	19/10/2020	133,31	16,34	-	d	3632	194,47	100,94	2333,9	80,02	3601,05
68	7	23/10/2020	245,44	30,64	-	b	3610	196,07	100,01	2343,8	78,56	3535,00
69	63	18/12/2020	406,71	50,83	31255,21	d	3536	192,30	99,95	2343,6	78,46	3530,76
70	63	18/12/2020	419,22	52,37	29708,28	d	3646	197,47	99,98	2351,8	78,51	3532,88
<b>Médias</b>							3536	196,2	100,0	2294,9		

Tabela 17. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura em sacos plásticos (segunda concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)
47	3	19/10/2020	92,33	11,59	-	d	3446	192,46	99,72	2292,6	78,10	3514,53
48	7	23/10/2020	166,45	20,74	-	b	3540	197,16	100,11	2281,1	78,71	3542,07
49	14	30/10/2020	216,22	27,52	26100,31	b	3436	196,09	99,04	2274,5	77,04	3466,76
50	28	13/11/2020	255,87	31,92	24885,01	d	3534	196,12	100,04	2292,5	78,60	3537,12
59	3	19/10/2020	76,99	9,65	-	d	3414	192,15	99,83	2269,9	78,27	3522,28
60	7	23/10/2020	164,60	20,78	-	e	3580	198,16	99,44	2326,2	77,66	3494,82
61	14	30/10/2020	199,44	24,94	25203,80	e	3518	194,82	99,92	2302,9	78,41	3528,64
62	28	13/11/2020	259,51	32,07	25951,21	c	3512	196,28	99,98	2279,1	78,51	3532,88
71	3	19/10/2020	132,27	16,55	-	d	3616	198,53	99,90	2323,7	78,38	3527,23
72	7	23/10/2020	241,71	30,38	-	b	3578	196,06	99,67	2339,0	78,02	3511,00
73	63	18/12/2020	403,65	50,50	30083,18	d	3520	193,32	99,90	2323,0	78,38	3527,23
74	63	18/12/2020	375,02	48,20	30852,73	e	3518	194,10	98,56	2375,6	76,29	3433,24
79	3	19/10/2020	139,72	17,69	-	b	3640	197,29	99,31	2381,9	77,46	3485,69
80	7	23/10/2020	224,14	27,84	-	c	3632	196,63	100,27	2339,2	78,96	3553,40
81	14	30/10/2020	296,61	37,18	31141,52	a	3636	196,62	99,80	2364,0	78,23	3520,17
82	28	13/11/2020	362,13	45,68	33180,00	d	3608	195,90	99,49	2369,1	77,74	3498,33
83	63	18/12/2020	378,59	47,13	31760,00	d	3630	196,43	100,15	2345,9	78,78	3544,90
84 (Resto)	63	18/12/2020	413,35	50,96	30990,00	d	3612	194,83	100,64	2330,6	79,55	3579,67
<b>Médias</b>							3553,9	195,7	99,8	2322,8		

Tabela 18. Resultados dos ensaios de compressão nos corpos de prova de concreto submetidos a cura ao ar (segunda concretagem).

#CP	idade em dias	data ensaio	N (kgf)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	tipo ruptura	peso (g)	comprimento (mm)	diâmetro (mm)	massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	área (cm <sup>2</sup> )	taxa de carregamento (N/s)	
51	3	19/10/2020	79,46	9,90	-	b	3548	196,48	100,09	2295,1	78,68	3540,66	
52	7	23/10/2020	135,28	17,09	-	c	3420	194,25	99,41	2268,4	77,62	3492,71	
53	14	30/10/2020	197,51	24,68	22053,07	e	3500	195,52	99,96	2281,0	78,48	3531,46	
54	28	13/11/2020	227,85	28,48	26980,97	a	3528	194,37	99,94	2313,8	78,45	3530,05	
63	3	19/10/2020	74,12	9,40	-	e	3486	196,90	99,24	2288,9	77,35	3480,77	
64	7	23/10/2020	141,51	17,58	-	d	3480	195,53	100,25	2254,8	78,93	3551,98	
65	14	30/10/2020	180,72	22,85	24198,12	d	3424	195,65	99,38	2256,1	77,57	3490,60	
66	28	13/11/2020	217,75	26,84	24578,63	d	3558	195,53	100,64	2287,5	79,55	3579,67	
75	3	19/10/2020	110,94	13,70	-	e	3648	199,43	100,56	2303,2	79,42	3573,99	
76	7	23/10/2020	217,19	26,95	-	e	3620	198,71	100,32	2304,8	79,04	3556,95	
77	63	18/12/2020	332,95	41,84	28281,24	d	3518	194,74	99,68	2314,9	78,04	3511,71	
78	63	18/12/2020	337,95	41,75	26160,00	b	3592	195,94	100,53	2309,6	79,37	3571,85	
<b>Médias</b>								3526,8	196,1	100,0	2289,8		

Tabela 19. Resumo dos ensaios de compressão no concreto (primeira concretagem).

CP	Idade (dias)	Tipo de cura	$\rho_C$ (kg/m <sup>3</sup> )	$A_{CP,C}$ (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
CP-C1	3	Imersa	2345	78,27	113,6	14,2	-
CP-C5	3	Saco Plástico	2333	78,13	129,5	16,3	-
CP-C9	3	Ao Ar	2324	78,73	116,2	14,5	-
CP-C13	3	Imersa	2334	79,64	97,9	12,1	-
CP-C17	3	Saco Plástico	2340	78,02	121,2	15,2	-
CP-C21	3	Ao Ar	2266	78,38	101,2	12,7	-
CP-C25	3	Imersa	2349	78,37	106,8	13,4	-
CP-C29	3	Saco Plástico	2332	77,51	114,6	14,5	-
CP-C33	3	Ao Ar	2235	78,96	104,0	12,9	-
CP-C37	3	Saco Plástico	2358	77,90	137,9	17,4	-
CP-C2	7	Imersa	2366	78,93	224,4	27,9	-
CP-C6	7	Saco Plástico	2357	78,02	207,7	26,1	-
CP-C10	7	Ao Ar	2349	78,71	199,2	24,8	-
CP-C14	7	Imersa	2357	78,43	190,2	23,8	-
CP-C18	7	Saco Plástico	2352	77,88	218,8	27,6	-
CP-C22	7	Ao Ar	2255	78,34	170,8	21,4	-
CP-C26	7	Imersa	2371	78,46	214,2	26,8	-
CP-C30	7	Saco Plástico	2347	79,37	217,8	26,9	-
CP-C34	7	Ao Ar	2250	78,24	169,5	21,2	-
CP-C38	7	Saco Plástico	2372	76,31	250,1	32,1	-
CP-C3	14	Imersa	2369	79,17	297,6	36,9	28671
CP-C7	14	Saco Plástico	2346	78,32	277,4	34,7	28091
CP-C11	14	Ao Ar	2318	79,41	239,3	29,6	27307
CP-C15	14	Imersa	2342	79,77	300,6	37,0	28766
CP-C19	14	Saco Plástico	2316	78,48	260,1	32,5	28599
CP-C23	14	Ao Ar	2246	79,31	198,9	24,6	21970
CP-C39	14	Saco Plástico	2354	79,14	326,3	40,4	32662
CP-C4	28	Imersa	2376	77,83	336,1	42,4	31515
CP-C8	28	Saco Plástico	2372	77,90	308,3	38,8	32039
CP-C12	28	Ao Ar	2340	78,32	265,9	33,3	28231
CP-C16	28	Imersa	2355	77,99	330,3	41,5	31452
CP-C20	28	Saco Plástico	2318	78,04	276,0	34,7	27986
CP-C24	28	Ao Ar	2262	78,95	224,0	27,8	23947
CP-C40	28	Saco Plástico	2364	78,81	372,7	46,4	36286
CP-C27	63	Imersa	2273	79,66	349,1	43,0	30202
CP-C28	63	Imersa	2302	79,07	370,7	46,0	29700
CP-C31	63	Saco Plástico	2333	78,07	358,4	45,0	33895
CP-C32	63	Saco Plástico	2277	78,38	309,2	38,7	30198
CP-C35	63	Ao Ar	2301	78,79	231,4	29,2	27491
CP-C36	63	Ao Ar	2381	75,17	234,4	29,2	28839
CP-C41	63	Saco Plástico	2381	75,17	371,9	48,3	33641
CP-C42	63	Saco Plástico	2328	79,07	388,0	47,1	33493

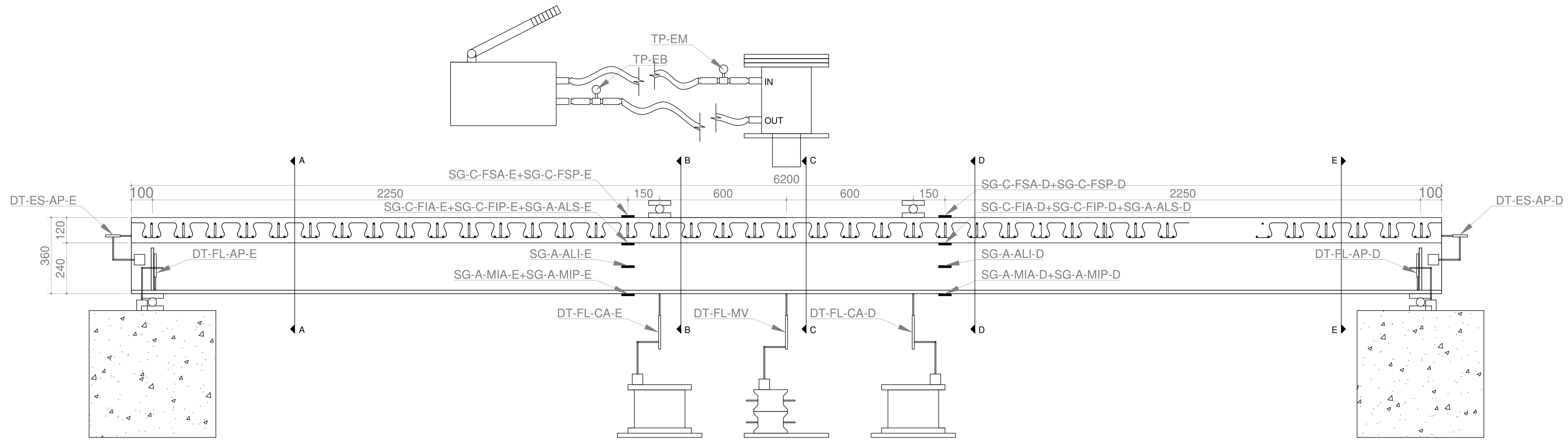
Tabela 20. Resumo dos ensaios de compressão no concreto (segunda concretagem).

CP	Idade (dias)	Tipo de cura	$\rho_C$ (kg/m <sup>3</sup> )	$A_{CP,C}$ (cm <sup>2</sup> )	N (kN)	$f_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)
CP-C43	3	Imersa	2258	77,49	89,8	11,4	-
CP-C47	3	Saco Plástico	2293	78,10	92,3	11,6	-
CP-C51	3	Ao Ar	2295	78,68	79,5	9,9	-
CP-C55	3	Imersa	2231	78,70	76,5	9,5	-
CP-C59	3	Saco Plástico	2270	78,27	77,0	9,7	-
CP-C63	3	Ao Ar	2289	77,35	74,1	9,4	-
CP-C67	3	Imersa	2334	80,02	133,3	16,3	-
CP-C71	3	Saco Plástico	2324	78,38	132,3	16,6	-
CP-C75	3	Ao Ar	2303	79,42	110,9	13,7	-
CP-C79	3	Saco Plástico	2382	77,46	139,7	17,7	-
CP-C44	7	Imersa	2280	78,41	172,4	21,6	-
CP-C48	7	Saco Plástico	2281	78,71	166,5	20,7	-
CP-C52	7	Ao Ar	2268	77,62	135,3	17,1	-
CP-C56	7	Imersa	2246	79,41	152,1	18,8	-
CP-C60	7	Saco Plástico	2326	77,66	164,6	20,8	-
CP-C64	7	Ao Ar	2255	78,93	141,5	17,6	-
CP-C68	7	Imersa	2344	78,56	245,4	30,6	-
CP-C72	7	Saco Plástico	2339	78,02	241,7	30,4	-
CP-C76	7	Ao Ar	2305	79,04	217,2	27,0	-
CP-C80	7	Saco Plástico	2339	78,96	224,1	27,8	-
CP-C45	14	Imersa	2285	78,37	240,3	30,1	22504
CP-C49	14	Saco Plástico	2275	77,04	216,2	27,5	26100
CP-C53	14	Ao Ar	2281	78,48	197,5	24,7	22053
CP-C57	14	Imersa	2283	78,60	219,3	27,4	23237
CP-C61	14	Saco Plástico	2303	78,41	199,4	24,9	25204
CP-C65	14	Ao Ar	2256	77,57	180,7	22,9	24198
CP-C81	14	Saco Plástico	2364	78,23	296,6	37,2	31142
CP-C46	28	Imersa	2278	78,21	288,0	36,1	26131
CP-C50	28	Saco Plástico	2292	78,60	255,9	31,9	24885
CP-C54	28	Ao Ar	2314	78,45	227,9	28,5	26981
CP-C58	28	Imersa	2305	77,87	255,7	32,2	24600
CP-C62	28	Saco Plástico	2279	78,51	259,5	32,1	25951
CP-C66	28	Ao Ar	2288	79,55	217,8	26,8	24579
CP-C82	28	Saco Plástico	2369	77,74	362,1	45,7	33180
CP-C69	63	Imersa	2344	78,46	406,7	50,8	31255
CP-C70	63	Imersa	2352	78,51	419,2	52,4	29708
CP-C73	63	Saco Plástico	2323	78,38	403,7	50,5	30083
CP-C74	63	Saco Plástico	2376	76,29	375,0	48,2	30853
CP-C77	63	Ao Ar	2315	78,04	333,0	41,8	28281
CP-C78	63	Ao Ar	2310	79,37	338,0	41,8	26160
CP-C83	63	Saco Plástico	2346	78,78	378,6	47,1	31760
CP-C84	63	Saco Plástico	2331	79,55	413,4	51,0	30990

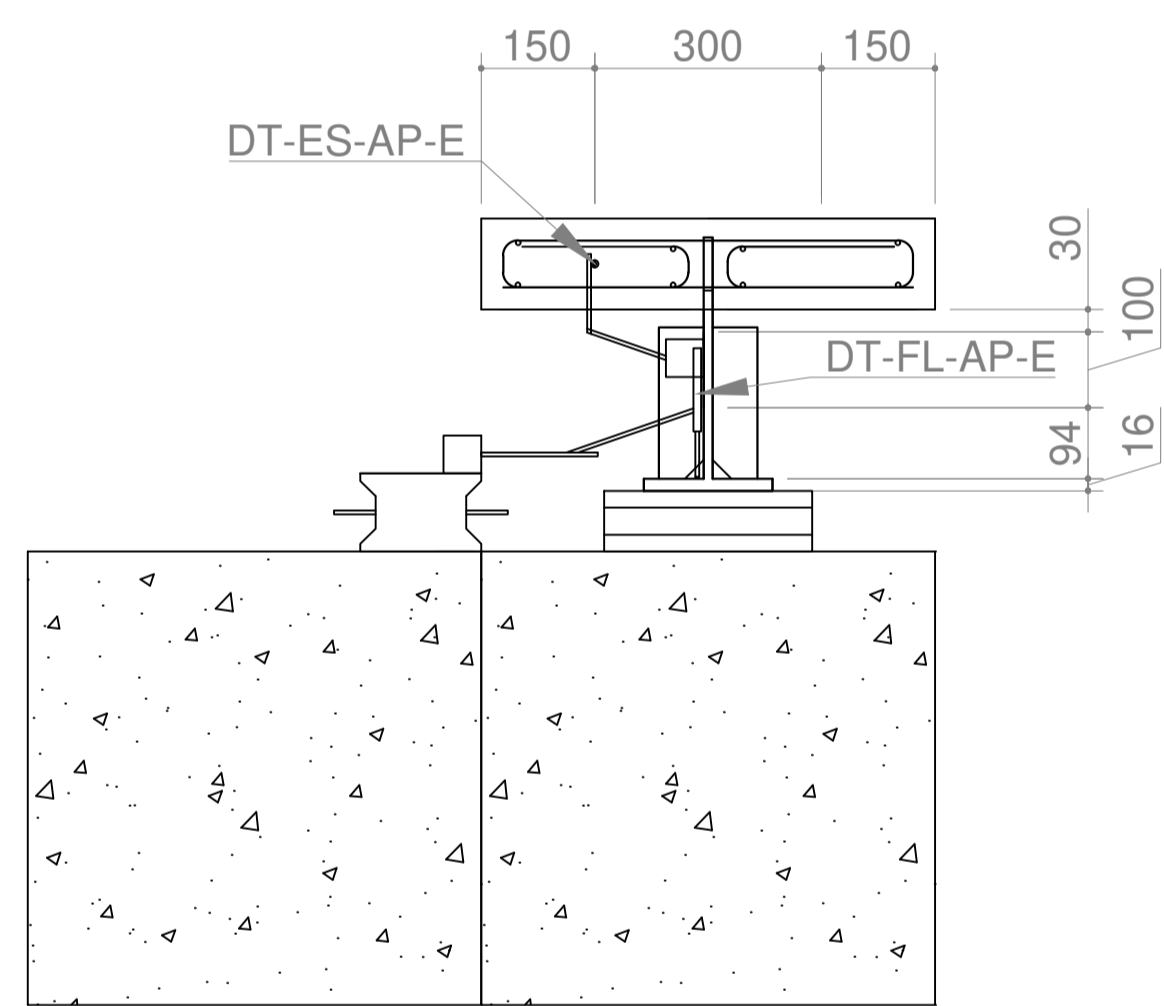
## Apêndice C

---

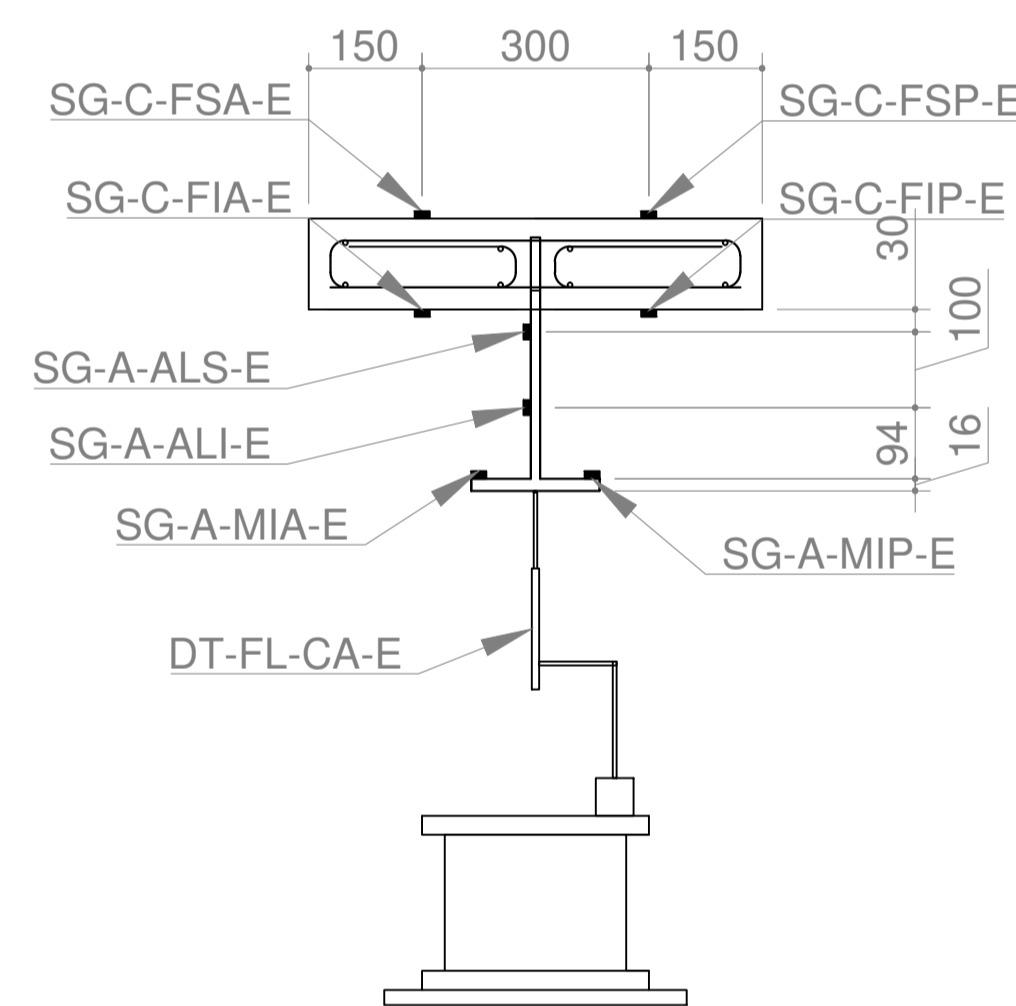
Na página que segue apresenta-se o projeto de instrumentação de uma das vigas mistas de seis metros de vão. Destaca-se que o projeto de todas as vigas é similar, sendo a única diferença a distância entre as seções instrumentadas com extensômetros e os apoios. Em todos os modelos experimentais as seções instrumentadas com *strain gages* se situaram a 15 cm das seções de carregamento, no sentido dos apoios.



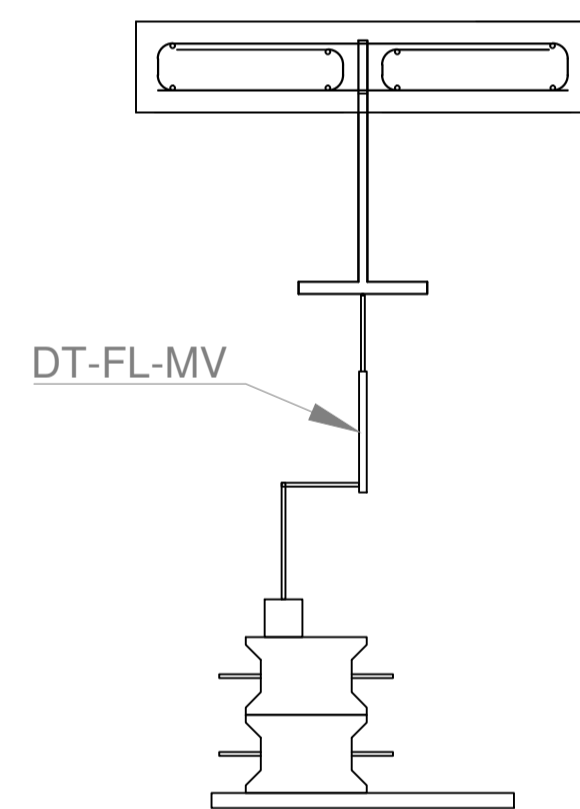
V6m-AC Instrumentação (similar para as demais vigas)  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10



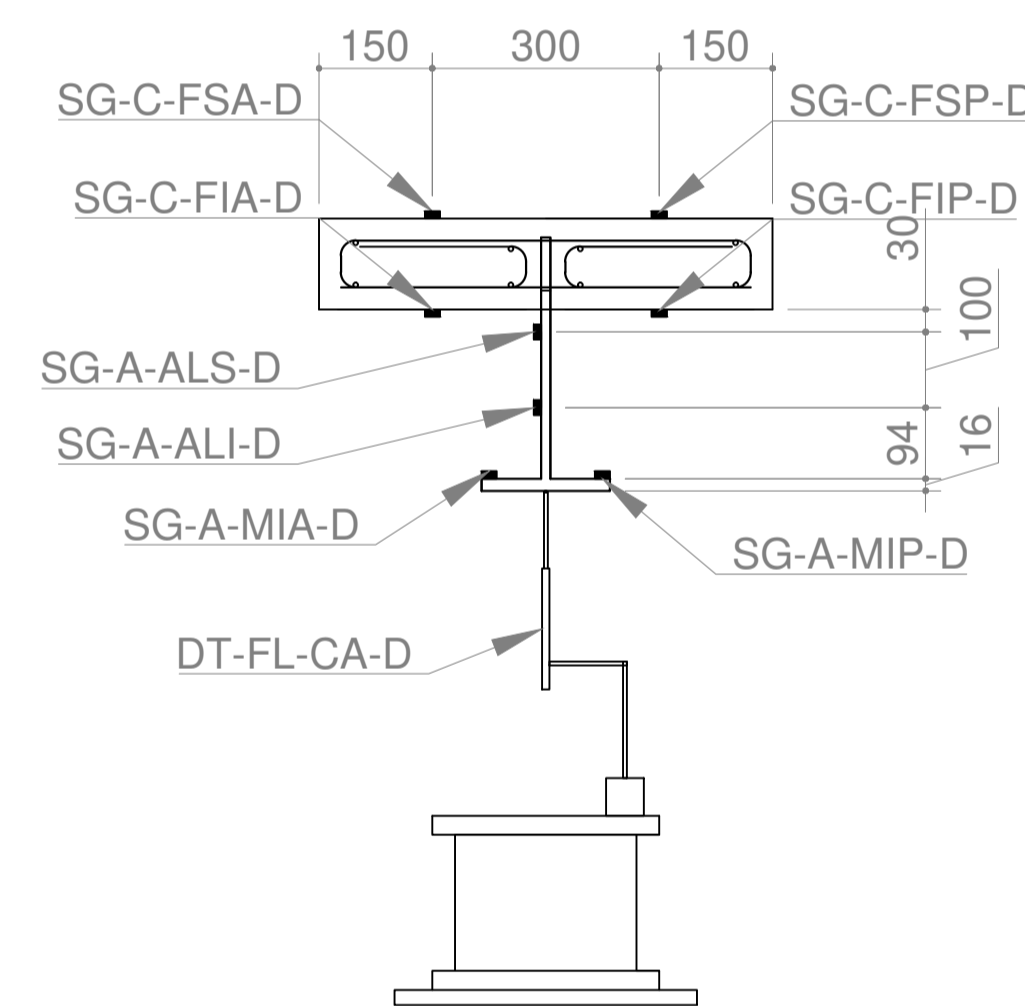
Instrumentação - Corte A-A  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10



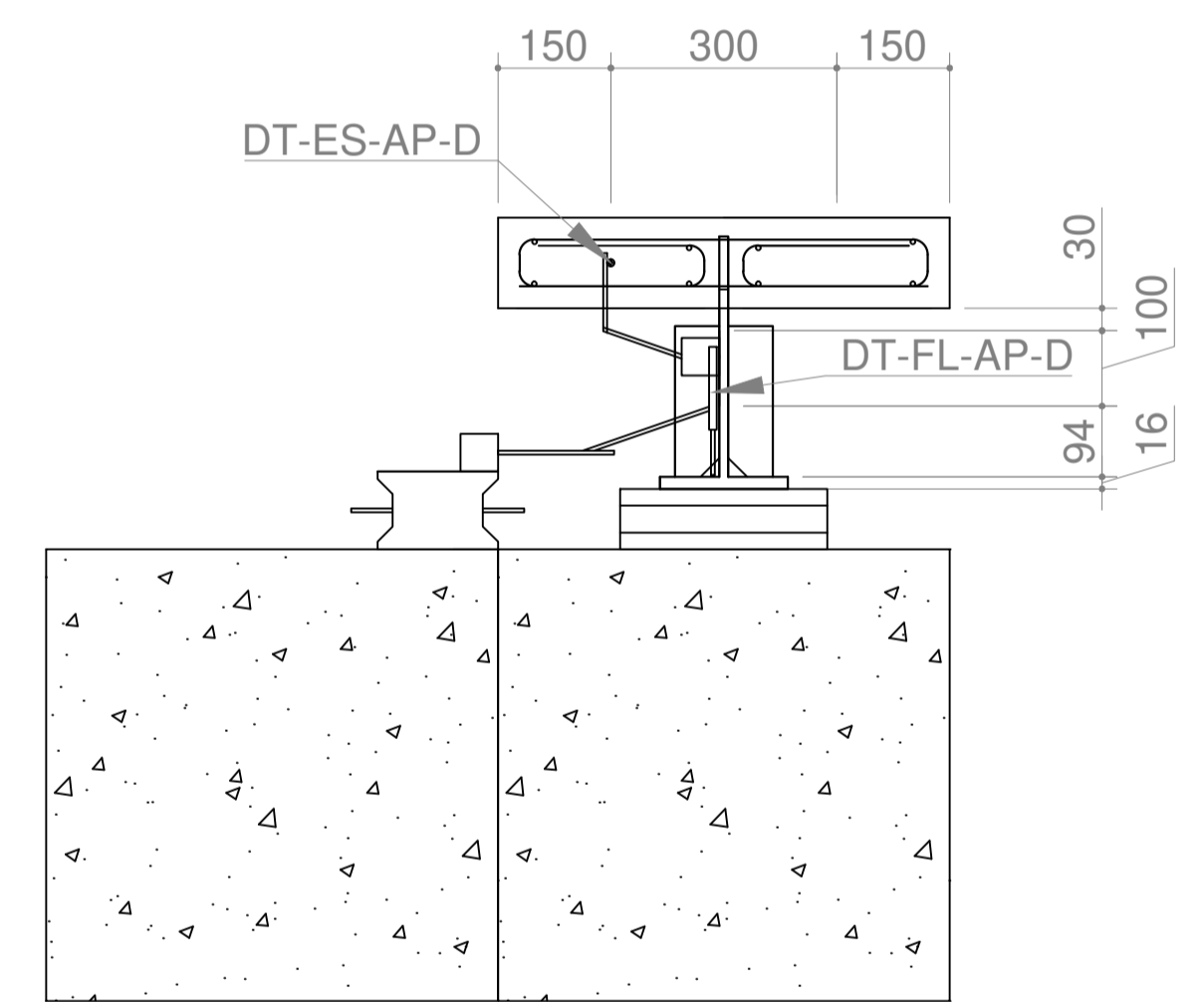
Instrumentação - Corte B-B  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10



Instrumentação - Corte C-C  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10



Instrumentação - Corte D-D  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10



Instrumentação - Corte E-E  
 Vista Frontal  
 ESCALA 1:10

Notas:  
 1) Todas as dimensões estão em mm;

<b>UFV</b>		UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA	
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL		XXXXXXXXXXXX	
DISCIPLINA	OPERA	XXXXXXXXXX	
ESTRUTURA METÁLICA	OPERA	XXXXXXXXXX	
PROJETO	PROJETO	XXXXXXXXXX	
<b>01/01</b>		Projeto de instrumentação	
<b>A</b>		Vigas Mistras com Crestbond (Conexão Parcial)	
RESPONSÁVEL TÉCNICO	CATEGORIA	CREA	ESTADO
MATEUS GOMI PETRAUSO	ENGENHEIRO	XXX	MINAS GERAIS
			PROVADO
			REPROVADO
			PROVADO

## Apêndice D

Apresentam-se a seguir as tabelas desenvolvidas em planilha eletrônica para realização do dimensionamento das seções transversais das vigas mistas relativas ao estudo piloto apresentado no Capítulo 6 deste documento.

**Figura 192. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 1.**

Variáveis utilizadas nos cálculos da Crestbeam e seus significados (Parte 1)	
$f_y$ :	Resistência do aço estrutural ao escoamento;
$E_a$ :	Módulo de elasticidade do aço estrutural;
$f_{y,s}$ :	Resistência do aço das armaduras ao escoamento;
$E_s$ :	Módulo de elasticidade do aço das armaduras;
$f_{ck}$ :	Resistência característica do concreto;
$\alpha_E$ :	Coefficiente de modificação do módulo de elasticidade com base no tipo de agregado;
$E_{cm}$ :	Módulo de elasticidade do concreto;
$d_{aço}$ :	Altura total da seção de aço abaixo da laje de concreto;
$d_{ef}$ :	Altura total da seção de aço até o recorte do conector;
$b_f$ :	Largura da mesa da seção de aço;
$t_f$ :	Espessura da mesa da seção de aço;
$t_w$ :	Espessura da alma da seção de aço;
$R$ :	Raio de concordância entre a mesa e a alma na seção de aço;
$h_T$ :	Distância entre a face inferior da laje de concreto e a face superior da mesa do perfil;
$h_w$ :	Altura da chapa de alma até o recorte do conector;
$A_a$ :	Área da seção de aço;
$P_{lin}$ :	Massa linear do perfil de aço;
$y_{c,aço}$ :	Altura do centro de gravidade da seção de aço isolada;
$I_x$ :	Momento de inércia da seção de aço isolada em relação ao seu eixo x baricêntrico;
$I_y$ :	Momento de inércia da seção de aço isolada em relação ao seu eixo y baricêntrico;
$e_x$ :	Passo do conector Crestbond;
$h_{sc}$ :	Altura do conector Crestbond;
$b$ :	Menor base do trapézio que define a geometria do conector Crestbond;
$B$ :	Maior base do trapézio que define a geometria do conector Crestbond;
$R_{cr}$ :	Raio de curvatura do recorte do conector Crestbond;
$A_D$ :	Área do pino de concreto no conector Crestbond;
$c_u$ :	Cobrimento inferior dos pinos mistos no conector;
$c_o$ :	Cobrimento superior dos pinos mistos no conector;
$n_b$ :	Número de barras de armadura no interior dos pinos de concreto;
$\phi_b$ :	Diâmetro das barras de armadura no interior dos pinos de concreto;
$n_t$ :	Número de barras de armadura acima do conector;
$\phi_t$ :	Diâmetro das barras de armadura acima do conector;

Fonte: Autoria Própria.

Figura 193. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 2.

Variáveis utilizadas nos cálculos da Crestbeam e seus significados (Parte 2)
$A_b$ : Área de armadura no interior dos pinos de concreto;
$A_t$ : Área de armadura acima do conector;
$A_{ef}$ : Área efetiva de armadura;
$P_{min}$ : Força para cálculo da armadura mínima;
$A_b$ : Armadura transversal mínima;
$h_{po}$ : Altura efetiva de <i>pry-out</i> ;
$q_{cis}$ : Resistência do conector Crestbond ao cisalhamento do concreto;
$q_{con}$ : Resistência do conector Crestbond ao <i>pry-out</i> ;
$q_{aco}$ : Resistência do conector Crestbond à falha do aço;
$\Sigma Q$ : Resistência da conexão com Crestbond ao longo de metade do vão da viga mista;
$C$ : Força de compressão no componente de concreto;
$A$ : Força de tração no componente de aço;
$t_{c,arq}$ : Espessura total da laje no projeto arquitetônico;
Situação A: Antes da cura da capa de concreto - apenas a parte pré-fabricada da laje trabalha;
Situação B: Após a cura da capa de concreto - a resistência da capa também é considerada;
$t_{c,A}$ : Espessura da laje de concreto na seção transversal na situação A;
$t_{c,B}$ : Espessura da laje de concreto na seção transversal na situação B;
$b_{ef-A-1}$ : Largura efetiva da viga de extremidade na situação A;
$b_{ef-A-2}$ : Largura efetiva da viga intermediária na situação A;
$b_{ef-B-1}$ : Largura efetiva da viga de extremidade na situação B;
$b_{ef-B-2}$ : Largura efetiva da viga intermediária na situação B;
$L$ : Vão livre da viga mista;
$e_{méd,pav}$ : Espessura média do pavimento;
$\gamma_c$ : Peso específico do concreto;
$\gamma_{aco}$ : Peso específico do aço;
$\gamma_{pav}$ : Peso específico da pavimentação do tabuleiro;
$q_{recap}$ : Ação atuante na laje do tabuleiro em função de recapeamentos do pavimento;
$q_{esc}$ : Ação atuante na laje do tabuleiro em função do escoramento da laje;
$\alpha$ : Coeficiente de dilatação térmico do aço e do concreto;
$\Delta T$ : Variação de temperatura considerada para o projeto;
$\epsilon_r$ : Deformação associada à retração do concreto;
$g_A$ : Ações devidas ao peso próprio da laje de concreto e do escoramento;
$g_{A-1}$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga de extremidade devido à $g_A$ ;
$g_{A-2}$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga intermediária devido à $g_A$ ;
$g_{A-1}$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga de extremidade na situação A;
$g_{A-2}$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga intermediária na situação A;
$M_{CPA-1}$ : Momento fletor máximo na viga de extremidade em função das cargas permanentes na situação A;
$V_{CPA-1}$ : Força cortante máxima na viga de extremidade em função das cargas permanentes na situação A;
$M_{CPA-2}$ : Momento fletor máximo na viga intermediária em função das cargas permanentes na situação A;
$V_{CPA-2}$ : Força cortante máxima na viga intermediária em função das cargas permanentes na situação A;
$q_{defensa}$ : Peso linear das defensas;
$g_B$ : Acréscimo de ações no tabuleiro em função da pavimentação e recapeamento;
$g_{B-1}$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga de extremidade na situação B;

Fonte: Autoria Própria.

Figura 194. Descrição das variáveis utilizadas no projeto – Parte 3.

Variáveis utilizadas nos cálculos da Crestbeam e seus significados (Parte 3)
$q_B-2$ : Carregamento uniformemente distribuído na viga intermediária na situação B;
$M_{CPB-1}$ : Momento fletor máximo na viga de extremidade em função das cargas permanentes na situação B;
$V_{CPB-1}$ : Força cortante máxima na viga de extremidade em função das cargas permanentes na situação B;
$M_{CPB-2}$ : Momento fletor máximo na viga intermediária em função das cargas permanentes na situação B;
$V_{CPB-2}$ : Força cortante máxima na viga intermediária em função das cargas permanentes na situação B;
$M'_{CA-1}$ : Momento fletor máximo na viga de extremidade em função das cargas móveis;
$V'_{CA-1}$ : Força cortante máxima na viga de extremidade em função das cargas móveis;
$M'_{CA-2}$ : Momento fletor máximo na viga intermediária em função das cargas móveis;
$V'_{CA-2}$ : Força cortante máxima na viga intermediária em função das cargas móveis;
$\phi$ : Coeficiente de impacto;
$M_{CA-1}$ : Momento fletor máximo na viga de extremidade corrigido por $\phi$ ;
$V_{CA-1}$ : Força cortante máxima na viga de extremidade corrigida por $\phi$ ;
$M_{CA-2}$ : Momento fletor máximo na viga intermediária corrigido por $\phi$ ;
$V_{CA-2}$ : Força cortante máxima na viga intermediária corrigida por $\phi$ ;
$\phi$ : Coeficiente de fluência
$\eta_0$ : Relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto;
$\eta_f$ : Relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto considerando a fluência;
$\eta_r$ : Relação entre o módulo de elasticidade do aço e o do concreto considerando a retração;
$A_{A-1}$ : Área de concreto da laje da viga de extremidade na situação A;
$I_{A-1}$ : Momento de inércia da laje da viga de extremidade na situação A;
$A_{A-2}$ : Área de concreto da laje da viga intermediária na situação A;
$I_{A-2}$ : Momento de inércia da laje da viga intermediária na situação A;
$A_{B-1}$ : Área de concreto da laje da viga de extremidade na situação B;
$I_{B-1}$ : Momento de inércia da laje da viga de extremidade na situação B;
$A_{B-2}$ : Área de concreto da laje da viga intermediária na situação B;
$I_{B-2}$ : Momento de inércia da laje da viga intermediária na situação B;
$b_{ef,hom}$ : Largura efetiva da laje na seção homogeneizada;
$A_{c,hom}$ : Área de concreto na seção homogeneizada;
$y_{c,conc}$ : Altura do centro de gravidade da laje de concreto na seção homogeneizada;
$a$ : Distância entre o centro de gravidade do aço e do concreto;
$A_{m,hom}$ : Área da seção mista homogeneizada;
$a_a$ : Distância do baricentro da seção mista ao centro de gravidade da seção de aço;
$a_c$ : Distância do baricentro da seção mista ao centro de gravidade da seção de concreto;
$y_m$ : Altura do baricentro da seção mista;
$y_{c,s}$ : Coordenada y da fibra superior da laje em relação ao baricentro da seção mista;
$y_{c,i}$ : Coordenada y da fibra inferior da laje em relação ao baricentro da seção mista;
$y_{a,s}$ : Coordenada y da fibra superior do perfil de aço em relação ao baricentro da seção mista;
$y_{a,i}$ : Coordenada y da fibra inferior do perfil de aço em relação ao baricentro da seção mista;
$I_x$ : Momento de inércia da seção mista homogeneizada
$W_{c,s}$ : Módulo resistente à flexão para a fibra superior da laje;
$W_{c,i}$ : Módulo resistente à flexão para a fibra inferior da laje;
$W_{a,s}$ : Módulo resistente à flexão para a fibra superior do perfil de aço; e
$W_{a,i}$ : Módulo resistente à flexão para a fibra inferior do perfil de aço.

Fonte: Autoria Própria.

Figura 195. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 1.

Propriedades dos materiais		
$f_y =$	<b>350</b>	MPa
$E_a =$	<b>200000</b>	MPa
$f_{y,s} =$	<b>500</b>	MPa
$E_s =$	<b>210000</b>	MPa
$f_{ck} =$	<b>25</b>	MPa
$\alpha E =$	<b>1</b>	
$E_{cm} =$	<b>28960</b>	MPa

Propriedades do perfil de aço		
$d_{aco} =$	<b>625</b>	mm
$d_{ef} =$	<b>650,0</b>	mm
$b_f =$	<b>250</b>	mm
$t_f =$	<b>19</b>	mm
$t_w =$	<b>12,5</b>	mm
$R =$	<b>0</b>	mm
$h_T =$	<b>606,0</b>	mm
$h_w =$	<b>631,0</b>	mm
$A_a =$	<b>130,75</b>	cm <sup>2</sup>
$P_{lin} =$	<b>102,64</b>	kg/m
$y_{c,aco} =$	<b>212,3</b>	mm
$I_x =$	<b>57499</b>	cm <sup>4</sup>
$I_y =$	<b>2484</b>	cm <sup>4</sup>

Propriedades da armadura		
$n_b =$	<b>2</b>	mm
$\phi_b =$	<b>8,0</b>	mm
$n_t =$	<b>1</b>	
$\phi_t =$	<b>8,0</b>	mm
$A_b =$	<b>1,01</b>	cm <sup>2</sup>
$A_t =$	<b>0,50</b>	cm <sup>2</sup>
$A_{ef} =$	<b>1,51</b>	cm <sup>2</sup>
$P_{min} =$	<b>104,1</b>	kN
$A_{b'} =$	<b>1,04</b>	cm <sup>2</sup>
$h_{po} =$	<b>159,8</b>	mm

Resistência do conector		
Arm. Conf.:	<b>Sim</b>	
$\eta_{D,base} =$	<b>2,507</b>	
$\eta_D =$	<b>2,132</b>	
$q_{cis} =$	<b>273,8</b>	kN/ex
$q_{con} =$	<b>104,1</b>	kN/ex
$q_{aco} =$	<b>153,1</b>	kN/ex
Tipo Falha:	<b>Con</b>	
$\Sigma Q =$	<b>4505</b>	kN
$C =$	<b>1530</b>	kN
$A =$	<b>4576</b>	kN

Geometria do conector		
$e_x =$	<b>150</b>	mm
$h_{sc} =$	<b>70,0</b>	mm
$b =$	<b>48,1</b>	mm
$B =$	<b>102,1</b>	mm
$R_{cr} =$	<b>15,8</b>	mm
$A_D =$	<b>52,56</b>	cm <sup>2</sup>
$c_u =$	<b>25,0</b>	mm
$c_o =$	<b>25,0</b>	mm

Fonte: Autoria Própria.

Figura 196. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 2.

Geometria da laje		
$t_{c,arq}$	<b>190,0</b>	mm
$t_{c,A}$	<b>120,0</b>	mm
$t_{c,B}$	<b>180,0</b>	mm
$d_{ef-A-1}$	<b>600</b>	mm
$d_{ef-A-2}$	<b>600</b>	mm
$d_{ef-B-1}$	<b>1150</b>	mm
$d_{ef-B-2}$	<b>1950</b>	mm

Parâmetros gerais		
L	<b>13,0</b>	m
$E_{méd,pav}$	<b>7,25</b>	cm
$\gamma_c$	<b>25,0</b>	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{aco}$	<b>78,5</b>	kN/m <sup>3</sup>
$\gamma_{pav}$	<b>24,0</b>	kN/m <sup>3</sup>
$g_{recap}$	<b>2,0</b>	kN/m <sup>2</sup>
$g_{esc}$	<b>0,4</b>	kN/m <sup>2</sup>
$\alpha$	<b>0,000012</b>	1/°C
$\Delta T$	<b>20</b>	°C
$\epsilon_r$	<b>0,00025</b>	

Cargas antes da cura do concreto (A)		
$g_A$	<b>5,15</b>	kN/m <sup>2</sup>
$g_{A-1}$	<b>4,12</b>	kN/m
$g_{A-2}$	<b>11,33</b>	kN/m
$g_{A-1}$	<b>5,15</b>	kN/m
$g_{A-2}$	<b>12,36</b>	kN/m
$M_{CPA-1}$	<b>108,7</b>	kN.m
$V_{CPA-1}$	<b>33,5</b>	kN
$M_{CPA-2}$	<b>261,0</b>	kN.m
$V_{CPA-2}$	<b>80,3</b>	kN

Cargas após a cura do concreto (B)		
$g_{defensa}$	<b>4,50</b>	kN/m
$g_B$	<b>3,34</b>	kN/m
$g_{B-1}$	<b>7,17</b>	kN/m
$g_{B-2}$	<b>7,35</b>	kN/m
$M_{CPB-1}$	<b>151,5</b>	kN.m
$V_{CPB-1}$	<b>46,6</b>	kN
$M_{CPB-2}$	<b>155,2</b>	kN.m
$V_{CPB-2}$	<b>47,8</b>	kN

Carga Móvel (TB45)		
$M'_{CA-1}$	<b>642,3</b>	kN.m
$V'_{CA-1}$	<b>205,3</b>	kN
$M'_{CA-2}$	<b>765,0</b>	kN.m
$V'_{CA-2}$	<b>242,6</b>	kN
$\phi$	<b>1,309</b>	
$M_{CA-1}$	<b>840,8</b>	kN.m
$V_{CA-1}$	<b>268,7</b>	kN
$M_{CA-2}$	<b>1001,4</b>	kN.m
$V_{CA-2}$	<b>317,5</b>	kN

Relação de E e fluência		
$\phi$	<b>2,473</b>	
$\eta_0$	<b>6,906</b>	
$\eta_f$	<b>25,69</b>	
$\eta_r$	<b>15,79</b>	

Geometria da seção de concreto		
$AA-1$	<b>720,0</b>	cm <sup>2</sup>
$IA-1$	<b>8640,0</b>	cm <sup>3</sup>
$AA-2$	<b>720,0</b>	cm <sup>2</sup>
$IA-2$	<b>8640,0</b>	cm <sup>3</sup>
$AB-1$	<b>2070,0</b>	cm <sup>2</sup>
$IB-1$	<b>55890,0</b>	cm <sup>3</sup>
$AB-2$	<b>3510,0</b>	cm <sup>2</sup>
$IB-2$	<b>94770,0</b>	cm <sup>3</sup>

Fonte: Autoria Própria.

Figura 197. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 3.

Seção Homogeneizada (A-1-0)			Seção Homogeneizada (A-2-0)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>	$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	120,0	mm	$t_c =$	120,0	mm
$Def_{,hom} =$	86,9	mm	$Def_{,hom} =$	86,9	mm
$A_{c,hom} =$	104,3	cm <sup>2</sup>	$A_{c,hom} =$	104,3	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	686,5	mm	$y_{c,conc} =$	686,5	mm
$a =$	474,1	mm	$a =$	474,1	mm
$A_{m,hom} =$	235,0	cm <sup>2</sup>	$A_{m,hom} =$	235,0	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	210,3	mm	$a_a =$	210,3	mm
$a_c =$	263,8	mm	$a_c =$	263,8	mm
$y_m =$	422,7	mm	$y_m =$	422,7	mm
$y_{c,s} =$	322,3	mm	$y_{c,s} =$	322,3	mm
$y_{c,i} =$	202,3	mm	$y_{c,i} =$	202,3	mm
$y_{a,s} =$	202,3	mm	$y_{a,s} =$	202,3	mm
$y_{a,i} =$	-422,7	mm	$y_{a,i} =$	-422,7	mm
$I_x =$	196531	cm <sup>4</sup>	$I_x =$	196531	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	6097	cm <sup>3</sup>	$W_{c,s} =$	6097	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	9714	cm <sup>3</sup>	$W_{c,i} =$	9714	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	9714	cm <sup>3</sup>	$W_{a,s} =$	9714	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-4650	cm <sup>3</sup>	$W_{a,i} =$	-4650	cm <sup>3</sup>

Seção Homogeneizada (B-1-0)			Seção Homogeneizada (B-2-0)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>	$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	180,0	mm	$t_c =$	180,0	mm
$Def_{,hom} =$	166,5	mm	$Def_{,hom} =$	282,4	mm
$A_{c,hom} =$	299,7	cm <sup>2</sup>	$A_{c,hom} =$	508,3	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	715,8	mm	$y_{c,conc} =$	715,5	mm
$a =$	503,5	mm	$a =$	503,1	mm
$A_{m,hom} =$	430,5	cm <sup>2</sup>	$A_{m,hom} =$	639,0	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	350,6	mm	$a_a =$	400,2	mm
$a_c =$	152,9	mm	$a_c =$	102,9	mm
$y_m =$	562,9	mm	$y_m =$	612,5	mm
$y_{c,s} =$	242,1	mm	$y_{c,s} =$	192,5	mm
$y_{c,i} =$	62,1	mm	$y_{c,i} =$	12,5	mm
$y_{a,s} =$	62,1	mm	$y_{a,s} =$	12,5	mm
$y_{a,i} =$	-562,9	mm	$y_{a,i} =$	-612,5	mm
$I_x =$	344156	cm <sup>4</sup>	$I_x =$	415531	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	14215	cm <sup>3</sup>	$W_{c,s} =$	21589	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	55420	cm <sup>3</sup>	$W_{c,i} =$	333242	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	55420	cm <sup>3</sup>	$W_{a,s} =$	333242	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-6114	cm <sup>3</sup>	$W_{a,i} =$	-6784	cm <sup>3</sup>

Fonte: Autoria Própria.

Figura 198. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 4.

Seção Homogeneizada (B-1-f)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	180,0	mm
$Def_{,hom} =$	44,8	mm
$A_{c,hom} =$	80,6	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	718,1	mm
$a =$	505,8	mm
$A_{m,hom} =$	211,3	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	192,8	mm
$a_c =$	312,9	mm
$y_m =$	405,2	mm
$y_{c,s} =$	399,8	mm
$y_{c,i} =$	219,8	mm
$y_{a,s} =$	219,8	mm
$y_{a,i} =$	-405,2	mm
$I_x =$	240915	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	6026	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	10960	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	10960	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-5946	cm <sup>3</sup>

Seção Homogeneizada (B-2-f)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	180,0	mm
$Def_{,hom} =$	75,9	mm
$A_{c,hom} =$	136,6	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	716,8	mm
$a =$	504,5	mm
$A_{m,hom} =$	267,4	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	257,8	mm
$a_c =$	246,7	mm
$y_m =$	470,1	mm
$y_{c,s} =$	334,9	mm
$y_{c,i} =$	154,9	mm
$y_{a,s} =$	154,9	mm
$y_{a,i} =$	-470,1	mm
$I_x =$	322293	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	9624	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	20808	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	20808	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-6856	cm <sup>3</sup>

Seção Homogeneizada (B-1-r)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	180,0	mm
$Def_{,hom} =$	72,8	mm
$A_{c,hom} =$	131,1	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	716,9	mm
$a =$	504,5	mm
$A_{m,hom} =$	261,9	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	252,6	mm
$a_c =$	251,9	mm
$y_m =$	465,0	mm
$y_{c,s} =$	340,0	mm
$y_{c,i} =$	160,0	mm
$y_{a,s} =$	160,0	mm
$y_{a,i} =$	-465,0	mm
$I_x =$	280050	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	8236	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	17501	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	17501	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-6023	cm <sup>3</sup>

Seção Homogeneizada (B-2-r)		
$A_a =$	130,7	cm <sup>2</sup>
$t_c =$	180,0	mm
$Def_{,hom} =$	123,5	mm
$A_{c,hom} =$	222,3	cm <sup>2</sup>
$y_{c,conc} =$	716,1	mm
$a =$	503,8	mm
$A_{m,hom} =$	353,1	cm <sup>2</sup>
$a_a =$	317,2	mm
$a_c =$	186,5	mm
$y_m =$	529,6	mm
$y_{c,s} =$	275,4	mm
$y_{c,i} =$	95,4	mm
$y_{a,s} =$	95,4	mm
$y_{a,i} =$	-529,6	mm
$I_x =$	361209	cm <sup>4</sup>
$W_{c,s} =$	13114	cm <sup>3</sup>
$W_{c,i} =$	37847	cm <sup>3</sup>
$W_{a,s} =$	37847	cm <sup>3</sup>
$W_{a,i} =$	-6821	cm <sup>3</sup>

Fonte: Autoria Própria.

Figura 199. Planilha de cálculo do estudo piloto apresentado no Capítulo 6 – Parte 5.

Tensões na viga mista 1, antes do endurecimento do concreto (MPa)				
Tipo de solicitação	Concreto		Aço	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Carga permanente A	-2,6	-1,6	-11,2	23,4

Tensões na viga mista 1, antes do endurecimento do concreto (MPa)				
Tipo de solicitação	Concreto		Aço	
	Superior	Inferior	Superior	Inferior
Carga permanente A	-6,2	-3,9	-26,9	56,1

Tensões na viga mista 1, após o endurecimento do concreto (MPa)					
Tipo de solicitação	Tempo	Concreto		Aço	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior
Carga permanente A	t = 0	-	-	-2,0	17,8
	t = ∞	-	-	-9,9	18,3
Carga Permanente B	t = 0	-1,5	-0,4	-2,7	24,8
	t = ∞	-1,0	-0,5	-13,8	25,5
Carga Acidental	t = 0	-8,6	-2,2	-15,2	137,5
	t = ∞	-5,4	-3,0	-76,7	141,4
Retração	t = ∞	0,3	1,0	-2,2	-3,3
Temperatura	t = 0	-0,1	-0,7	-2,4	4,4
	t = ∞	-0,6	-1,2	-1,9	2,4
Tensões Máximas	t = 0	<b>-10,2</b>	<b>-3,3</b>	<b>-22,2</b>	<b>184,5</b>
	t = ∞	<b>-6,7</b>	<b>-3,7</b>	<b>-104,5</b>	<b>184,3</b>

Tensões na viga mista 2, após o endurecimento do concreto (MPa)					
Tipo de solicitação	Tempo	Concreto		Aço	
		Superior	Inferior	Superior	Inferior
Carga permanente A	t = 0	-	-	-0,8	38,5
	t = ∞	-	-	-12,5	38,1
Carga Permanente B	t = 0	-1,0	-0,1	-0,5	22,9
	t = ∞	-0,6	-0,3	-7,5	22,6
Carga Acidental	t = 0	-6,7	-0,4	-3,0	147,6
	t = ∞	-4,0	-1,9	-48,1	146,1
Retração	t = ∞	0,2	0,8	-2,3	-3,9
Temperatura	t = 0	-0,1	-0,1	-2,5	4,8
	t = ∞	-0,4	-1,0	-2,0	3,0
Tensões Máximas	t = 0	<b>-7,9</b>	<b>-0,6</b>	<b>-6,7</b>	<b>213,7</b>
	t = ∞	<b>-4,9</b>	<b>-2,3</b>	<b>-72,5</b>	<b>205,9</b>

Fonte: Autoria Própria.