

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Análise paramétrica da distribuição de conectores
de cisalhamento *stud bolt* no comportamento de
vigas mistas aço-concreto**

Cristian de Campos

Porto Alegre
2022

CRISTIAN DE CAMPOS

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA DISTRIBUIÇÃO DE
CONECTORES DE CISALHAMENTO *STUD BOLT* NO
COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Porto Alegre

2022

CIP - Catalogação na Publicação

Campos, Cristian
Análise paramétrica da distribuição de conectores
de cisalhamento stud bolt no comportamento de vigas
mistas aço-concreto / Cristian Campos. -- 2022.
164 f.
Orientador: Inácio Benvegnu Morsch.

Coorientador: Jorge Luis Palomino Tamayo.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2022.

1. vigas mistas. 2. stud bolt. 3. elementos
finitos. 4. distribuição de conectores de
cisalhamento. I. Benvegnu Morsch, Inácio, orient. II.
Palomino Tamayo, Jorge Luis, coorient. III. Título.

CRISTIAN DE CAMPOS

**ANÁLISE PARAMÉTRICA DA DISTRIBUIÇÃO DE
CONECTORES DE CISALHAMENTO *STUD BOLT* NO
COMPORTAMENTO DE VIGAS MISTAS
AÇO-CONCRETO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL, na área de concentração Estruturas, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 05 de agosto de 2022

Prof. Inácio Benvegnu Morsch
Dr. pela Universidade Federal
do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Jorge Luis Palomino Tamayo
Dr. pela Universidade Federal
do Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Lucas Festugato
Ph.D. pela University of Bristol, Inglaterra
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Herbert Martins Gomes (UFRGS)
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Mauro de Vasconcellos Real (UFRGS)
Dr. pelo PPGEC/UFRGS

Prof. Jean Marie Désir (UFRJ)
Dr. pela COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho a meus pais por me
fornecerem força e a Deus que é bom
o tempo todo e nunca se esquece de mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus e Santidades que iluminaram o caminho moroso pelo qual passei nesse período de estudo com agravante participação da pandemia transcorrida. Sem a força divina tal conquista seria impossível ou relevantemente mais árdua.

Agradeço vigorosamente aos meus pais Nara e Joel que mesmo distantes foram esteio rígido, concedendo força, amor, esperança, fé e suporte pelo longo período de capacitação. Ainda mais distante mostro gratidão pelos ensinamentos, crenças e fibra talhados com solidez em meu interior mais profundo.

Agradeço a meu orientador Inácio por todo amparo técnico tão importante neste trabalho. Para mais devo agradecer também por todos os conselhos, advertências e confiança depositada sobre mim e minha capacidade, sem a sua ajuda e persistência tal desfecho seria inatingível. Agradecimentos vigorosos cabem também ao coorientador Jorge, que compartilhou da esperança e força mencionada, bem como agregou fundamentos técnicos valorosos ao trabalho.

Gratidão me envolve ao tocante de meus irmãos Ricardo e Thalya que me auxiliaram em todo processo com apoio emocional e moral durante todo o período. Ademais o agradecimento aos meus irmãos se estende ao ofício técnico da dissertação aonde os conhecimentos tecnológicos de ambos cooperaram para o desfecho atual.

Agradeço também ao restante da família e amigos que de alguma maneira participaram desta trajetória, em especial ao meu tio Cândido e meus amigos Luiz Paulo e Fernando que frequentemente estavam resolvendo negócios e realizando atividades a mim determinadas.

Agradeço também aos meus amigos e companheiros de estrada da equipe OMINUS que acreditaram em um futuro iluminado a partir dos conhecimentos adquiridos, que dividiram o peso de uma pós-graduação não convencional em meio a uma pandemia, pois a troca de informações e as longas reuniões foram essenciais para o desenvolvimento acadêmico alcançado.

A todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para que eu conquistasse o tão almejado mestrado em estruturas da UFRGS meu sinceros cumprimentos e agradecimentos.

Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar,
divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha
mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade
continua misterioso diante de meus olhos

Isaac Newton, "Philosophiae naturalis principia mathematica", 1687

RESUMO

CAMPOS, C. **Análise paramétrica da distribuição de conectores de cisalhamento *stud bolt* no comportamento de vigas mistas aço-concreto.** 2022. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

A utilização de estruturas mistas evidencia as diversas vantagens do emprego inteligente dos materiais na construção civil. Fazer o uso de vigas mistas de aço-concreto acentua o desempenho dos materiais, convertendo essa maior eficiência em vantagens estruturais, redução de custos, aumento da velocidade de construção e diminuição na geração de resíduos, tornando assim as soluções construtivas em estruturas mistas competitivas frente aos métodos construtivos tradicionais. Considerando que a ligação entre os elementos da viga mista é extremamente influente no seu comportamento, os conectores de cisalhamento desempenham papel fundamental na eficácia do conjunto, isto posto, somado a uma variação das recomendações normativas nacionais e internacionais quanto ao efeito do número e distribuição dos conectores de cisalhamento este trabalho faz-se muito importante. O objetivo do mesmo é analisar a influência da disposição de conectores de cisalhamento do tipo *stud bolt* em vigas mistas. Este trabalho baseia-se no fato de existir estudos que identificaram grandes variações no deslizamento relativo entre os componentes, deslocamento máximo e capacidade resistente quando impostas mudanças na disposição dos conectores, seja de acordo com o fluxo de cisalhamento, diagrama de corte, diagrama de momento fletor ou concentração de maior número próximo a aberturas em almas de vigas. Para apurar as circunstâncias, efeitos e mecanismos destas variações foram realizadas análises numéricas através de um modelo de elementos finitos, com a utilização do software VIMIS desenvolvido no CEMACOM-UFRGS. Foi analisado o comportamento de vigas mistas para diversos cenários, efeitos em vigas sob cargas de curta duração e em vigas que consideram efeitos diferidos no concreto, vigas simplesmente apoiadas e vigas contínuas. Dentre estas possibilidades ainda foram feitos acoplamentos destes efeitos. Foi também considerado para fins de comparação as disposições estabelecidas nas normativas: NBR 8800 (2008); AASHTO (2007); NBR 16694 (2020). Para isso foi desenvolvida uma rotina em python que executa a verificação do perfil e demais avaliações do conjunto de acordo com as prescrições normativas e possibilita ao usuário que selecione o modelo de disposição dos conectores de acordo com as normas acima citadas. Após as verificações concluiu-se que a distribuição dos conectores de maneira não uniforme melhorou a resistência última para as vigas simplesmente apoiadas, mas apresentou pouca variação para vigas contínuas. Verificou-se também que a deflexão máxima e deslizamento relativo na interface foram reduzidos satisfatoriamente com destaque para as vigas com distribuição de acordo com o fluxo de cisalhamento que demonstraram desempenho acima das demais vigas

Palavras-chave: *vigas mistas. stud bolt. elementos finitos. distribuição de conectores de cisalhamento. COMBEAMS.*

ABSTRACT

CAMPOS, C. **Análise paramétrica da distribuição de conectores de cisalhamento *stud bolt* no comportamento de vigas mistas aço-concreto.** 2022. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

The use of composite structures highlights the various advantages of the intelligent use of materials in civil construction. Using steel-concrete composite beams enhances the performance of materials, converting this greater efficiency into structural advantages, reducing costs, increasing construction speed, and reducing waste generation, thus making constructive solutions into competitive composite structures to traditional construction methods. Considering that the connection between the elements of the composite beam is extremely influential in its behavior, the shear connectors play a fundamental role in the effectiveness of the set, that is, added to the wide diversification and inconsistency of national and international normative recommendations regarding the effect of the number and distribution of shear connectors this work is very important. Its objective is to analyze the influence of the arrangement of *stud bolt* shear connectors in composite beams. This work is based on the fact that there are studies that have identified large variations in the relative slip between components, maximum displacement and resistant capacity when imposed changes in the arrangement of connectors, either according to the shear flow, shear diagram, moment diagram or higher number concentration near openings in beam webs. To determine the circumstances, effects, and mechanisms of these variations, numerical analyzes were carried out through a finite element model using the VIMIS software developed at CEMACOM-UFRGS. The behavior of composite beams was analyzed for different scenarios, effects on beams under short duration loads and beams considering deferred effects on concrete, simply supported beams, and continuous beams. Among these possibilities, merges of these effects were still made. The provision established in the regulations was also considered for comparison purposes: NBR 8800 (2008); AASHTO (2007); NBR 16694 (2020). For this, a routine in python was developed that performs the profile verification and other evaluations of the set according to the normative prescriptions and allows the user to select the connector layout model according to the above mentioned norms. After the verifications, it was concluded that the distribution of the connectors in a non-uniform way optimized the ultimate strength for the simply supported beams but presented little variation for continuous beams, it was also verified that the maximum deflection and relative slip at the interface were satisfactorily reduced with emphasis stops the beams with distribution according to the shear flow that showed performance above the other beams

Keywords: *composite beams. stud bolt. steel-concrete. finit element method. position of shear connectors. COMBEAMS.*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Laje mista de aço-concreto	17
Figura 2 – Detalhes do conector <i>stud bolt</i>	19
Figura 3 – Resposta de uma viga mista exposta a flexão	19
Figura 4 – Equilíbrio longitudinal de forças em vigas mistas	20
Figura 5 – Conector em espiral	23
Figura 6 – Modelos de conectores já estudados	24
Figura 7 – Comportamento de uma viga com conexão mecânica	27
Figura 8 – Equilíbrio de forças	28
Figura 9 – Tensão e deformação de uma viga mista para diferentes graus de conexão	29
Figura 10 – Graus de interação	30
Figura 11 – Detalhes push-out teste	32
Figura 12 – Força cortante-deslizamento relativo obtidos de ensaios <i>push-out</i>	33
Figura 13 – Momento da área de 1º ordem	35
Figura 14 – Tensão na haste de um conector <i>stud bolt</i>	35
Figura 15 – Dimensões usuais de um conector <i>stud bolt</i>	36
Figura 16 – Curva de resistências para equações de momento negativo	42
Figura 17 – Janela principal COMBEAMS	45
Figura 18 – Modelo para entrada de dados via arquivo <i>.xlsx</i>	46
Figura 19 – Janela seção do perfil	47
Figura 20 – Janela dados da seção	47
Figura 21 – Janela selecionar perfil	47
Figura 22 – Janela para entrada de vão e carregamentos	47
Figura 23 – Fluxograma da rotina geral COMBEAMS	48
Figura 24 – Fluxograma da sub-rotina NBR8800:2008	49
Figura 25 – Fluxograma da sub-rotina AASHTO	50
Figura 26 – Fluxograma da sub-rotina NBR16694:2020	51
Figura 27 – Janela resultados COMBEAMS	52
Figura 28 – Evolução dos trabalhos realizados no VIMIS	53
Figura 29 – Integração do Gid	54
Figura 30 – Geometria e malha da laje de concreto	55
Figura 31 – Geometria e malha dos conectores	55
Figura 32 – Geometria e malha da viga de aço	56
Figura 33 – Malha final de viga mista	56
Figura 34 – Modelo numérico VIMIS	57
Figura 35 – Superfície de plastificação definida no espaço das tensões principais.	58

Figura 36 – Diagrama unidimensional tensão-deformação para o concreto comprimido (adaptado de Tamayo (2011))	60
Figura 37 – Diagrama de retenção de tensões no concreto fissurado.	60
Figura 38 – Diagrama tensão-deformação para o aço a) bi linear b) tri linear	61
Figura 39 – a) Elemento finito de casca degenerado; b) Sistema de coordenadas global e nodal; c) Sistema de coordenadas local e curvilíneo	62
Figura 40 – Esquema em camadas do elemento finito de casca degenerado com camada de reforço	62
Figura 41 – Critério de escoamento em tração e compressão para o aço estrutural	63
Figura 42 – Graus de liberdade a) Membrana de Ibrahimbegovic et al. (1990). (b) Placa fina de Batoz e Tahar (1982)	64
Figura 43 – Curva exponencial ajustada força cortante-deslocamento relativo	65
Figura 44 – Elemento de barra para a modelagem do conector	65
Figura 45 – Configuração da deformação para vigas mistas	68
Figura 46 – Seção transversal da viga isostática	69
Figura 47 – Geometria viga 1	70
Figura 48 – Curva do coeficiente de fluência das vigas simples B1	71
Figura 49 – Curva de deformação por retração das vigas simples B1	71
Figura 50 – Curva força cortante-escorregamento do conector das vigas simples B1	72
Figura 51 – Configurações adotadas para as vigas isostáticas	73
Figura 52 – Geometria viga B1GB60	74
Figura 53 – Geometria viga B1GB20	74
Figura 54 – Malha de elementos finitos viga B1GB60	74
Figura 55 – Malha de elementos finitos viga B1GB20	75
Figura 56 – Deslocamento viga B1GB60 ELS	76
Figura 57 – Deslocamento viga B1GB20 ELS	76
Figura 58 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELS), (kN/cm^2)	76
Figura 59 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELS), (kN/cm^2)	77
Figura 60 – Deflexão no centro do vão (vigas B1GB20 e B1GB60), (ELU)	77
Figura 61 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELU), (kN/cm^2)	78
Figura 62 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELU)	78
Figura 63 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (passo 18), (kN/cm^2)	79
Figura 64 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (passo 18)	79

Figura 65 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELU), (kN/cm^2)	79
Figura 66 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELU)	80
Figura 67 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (passo 18), (kN/cm^2)	80
Figura 68 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (passo 18)	81
Figura 69 – Distribuição do <i>slip</i> no vão (viga B1GB20), ($89 kN$)	81
Figura 70 – Distribuição do <i>slip</i> no vão (viga B1GB60), ($92 kN$)	82
Figura 71 – Distribuição do <i>slip</i> no vão (B1GB20 e B1GB60), ($89 kN$)	82
Figura 72 – <i>Slip</i> no apoio (vigas B1GB20 e B1GB60), (ELU)	83
Figura 73 – Geometria viga B1NB1/uni	83
Figura 74 – Geometria viga B1NB1/corte	84
Figura 75 – Malha viga B1NB1/uni	84
Figura 76 – Malha viga B1NB1/corte	85
Figura 77 – Deslocamento no centro do vão (viga B1NB1), (ELS)	85
Figura 78 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga), (ELS), (kN/cm^2)	86
Figura 79 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (ELS), (kN/cm^2)	86
Figura 80 – Deflexão no centro do vão (vigas e B1NB1/corte), (ELU)	87
Figura 81 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/uni), (passo 18), (kN/cm^2)	88
Figura 82 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (passo 18), (kN/cm^2)	88
Figura 83 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/uni), (passo 18)	89
Figura 84 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (passo 18)	89
Figura 85 – Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (viga), ($75 kN$)	89
Figura 86 – Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (viga B1NB1/corte), ($85 kN$)	90
Figura 87 – Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (vigas e B1NB1/corte), ($75 kN$)	90
Figura 88 – <i>Slip</i> no apoio (vigas e B1NB1/corte), (ELU)	91
Figura 89 – Geometria viga B1 fluxo	91
Figura 90 – Malha viga B1 fluxo	91
Figura 91 – Deslocamento no centro do vão (viga B1 fluxo), (ELS)	92
Figura 92 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1 fluxo), (ELS), (kN/cm^2)	93
Figura 93 – Deflexão no centro do vão (vigas B1NB1 uni, B1NB1 corte e B1 fluxo), (ELU)	93

Figura 94 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo ELU, (kN/cm^2)	94
Figura 95 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1 fluxo), (ELU)	94
Figura 96 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo (passo 18), (kN/cm^2)	95
Figura 97 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo (passo 18)	95
Figura 98 – Distribuição do <i>slip</i> no vão (viga B1fluxo), (105 kN)	96
Figura 99 – <i>Slip</i> no apoio (viga B1 fluxo), (ELU)	96
Figura 100–Deflexão no centro do vão B1 (ELS)	97
Figura 101–Deflexão no centro do vão (classe B1), (ELU)	99
Figura 102–Distribuição do <i>slip</i> B1 (75 kN)	100
Figura 103– <i>Slip</i> 1º linha de conectores B1 (ELU)	100
Figura 104–Geometria viga contínua (classe B2)	101
Figura 105–Configuração das camadas da laje (MEF)	102
Figura 106–Seção transversal da viga contínua	102
Figura 107–Curva de deformação por retração das vigas contínuas B2	103
Figura 108–Curva do coeficiente de fluência das vigas contínuas B2	103
Figura 109–Rigidez dos conectores das vigas contínuas B2	104
Figura 110–Configurações adotadas para as vigas contínuas (tipo B2)	105
Figura 111–Geometria viga B2GB	106
Figura 112–Malha de elementos finitos viga B2GB	106
Figura 113–Deslocamento no centro do vão (viga B2GB), (ELS)	107
Figura 114–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2GB), (ELS), (kN/cm^2)	107
Figura 115–Deflexão no centro do vão (viga B2GB), (ELU)	108
Figura 116–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2GB), (passo 48), (kN/cm^2)	108
Figura 117–Distribuição do <i>slip</i> no vão (viga B2GB), (263 kN)	109
Figura 118– <i>Slip</i> no apoio (viga B2GB), (ELU)	109
Figura 119–Geometria viga B2NB1/uni	110
Figura 120–Geometria viga B2NB1/corte	110
Figura 121–Malha de elementos finitos (viga B2NB1/uni)	111
Figura 122–Malha de elementos finitos (viga B2NB1/corte)	111
Figura 123–Deslocamento no centro do vão (vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte), (ELS)	112
Figura 124–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/uni), (ELS), (kN/cm^2)	112

Figura 125–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/corte), (ELS), (kN/cm^2)	112
Figura 126–Deflexão no centro do vão (vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte), (ELU)	113
Figura 127–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/uni), (passo 48), (kN/cm^2)	113
Figura 128–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/corte), (passo 48), (kN/cm^2)	114
Figura 129–Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (viga B2NB1/uni), (259 kN)	114
Figura 130–Slip no apoio central (viga B2NB1/corte), (ELU)	115
Figura 131–Geometria viga B2AA/uni	116
Figura 132–Geometria viga B2AA/corte	116
Figura 133–Geometria viga B2 fluxo	116
Figura 134–Malha viga B2AA/uni	117
Figura 135–Malha viga B2AA/corte	117
Figura 136–Malha viga B2 fluxo	117
Figura 137–Deslocamento vigas B2AA/uni, B2AA/corte e B2 fluxo para ELS	118
Figura 138–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2AA/uni ELS, (kN/cm^2)	118
Figura 139–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2AA/corte ELS, (kN/cm^2)	118
Figura 140–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2 fluxo ELS, (kN/cm^2)	119
Figura 141–Deflexão no centro do vão (vigas B2AA/uni, B2AA/corte e B2fluxo), (ELU)	119
Figura 142–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2AA/uni), (passo 48), (kN/cm^2)	120
Figura 143–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2AA/corte), (passo 48), (kN/cm^2)	120
Figura 144–Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2 fluxo), (passo 48), (kN/cm^2)	120
Figura 145–Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (viga B2AA/corte), (259 kN)	121
Figura 146–Distribuição do <i>slip</i> ao longo do vão (viga B2 fluxo), (259 kN)	121
Figura 147– <i>slip</i> sob apoio central (viga B2fluxo), (ELU)	122
Figura 148–Deflexão no centro do vão B2 (ELS)	123
Figura 149–Tensão na camada inferior (viga B2), (ELS)	123
Figura 150– <i>Slip</i> conectores acima do apoio central (viga B2), (ELU)	124

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ciclos por caminhão	40
Tabela 2 – Propriedades dos materiais da viga isostática	69
Tabela 3 – Carregamentos da viga isostática	70
Tabela 4 – Simbologia para fissuração	70
Tabela 5 – Resumo de resultados viga isostática	97
Tabela 6 – Carregamentos vigas contínuas	101
Tabela 7 – Propriedades dos materiais das vigas contínuas	101
Tabela 8 – Resumo de resultados viga contínua	122

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSI	American National Standards Institute
NBR	Norma Brasileira
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	Objetivos	21
1.2	Justificativa	22
1.3	Revisão bibliográfica	23
1.4	Organização do trabalho	26
2	REFERENCIAL TEÓRICO	27
2.1	Vigas Mistas de Aço-Concreto	27
2.2	Conectores de Cisalhamento	31
2.3	CONTEÚDO NORMATIVO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO.	36
3	SUPORTE LÓGICO PARA VERIFICAÇÃO CONFORME NORMAS .	44
3.1	Linguagem utilizada	44
3.2	Interface gráfica	44
3.3	Solução	47
4	MODELO NUMÉRICO VIA ELEMENTOS FINITOS	53
4.1	ESTRUTURA INTERNA DO PROGRAMA <i>VIMIS</i>	53
4.2	Modelo de elementos finitos	57
5	ESTUDO DE CASOS	66
5.1	Vigas simplesmente apoiadas	69
5.2	Viga contínua	100
6	CONCLUSÃO	125
	REFERÊNCIAS	130
	ANEXOS	133
	ANEXO A – RELATÓRIO DIMENSIONAMENTO VIGAS NBR8800	134
	ANEXO B – RELATÓRIO DIMENSIONAMENTO VIGAS AASHTO	141
	ANEXO C – TESTE PARA VALIDAÇÃO DA ROTINA COMBEAMS	149

1 INTRODUÇÃO

Atualmente a utilização de estruturas mistas é substancial para o aperfeiçoamento do desempenho estrutural e redução dos custos da obra, sendo uma alternativa muito atrativa para obras de pequeno a grande porte. No decorrer da evolução do uso deste tipo de estrutura foi costume projetar vigas metálicas para suportar todo o peso da laje e suas sobrecargas, principalmente para vãos com mais de 10 metros em que a susceptibilidade do aço à perda de resistência ao fogo não era uma adversidade, como no caso de pontes. A partir da definição do emprego de conectores de cisalhamento, a realidade se altera para a visão de que a laje de concreto deveria fazer parte e aperfeiçoar o conjunto estrutural global da estrutura. De acordo com Malite (1990), este tipo de arranjo começou a ser estudado na Inglaterra antes da Primeira Guerra Mundial, no entanto começaram a ser considerados em normas como a American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) apenas em 1944.

O sentido da utilização de estruturas mistas é sistematizar cada elemento para que seja viável a exploração dos melhores atributos dos materiais empregados. Existem diversas combinações de materiais que oferecem ganhos nos mais variados aspectos, como é o caso da viga mista do tipo aço-concreto ilustrado na Figura 1, a qual vem sendo amplamente utilizada, pois oferece elevada performance estrutural em vista da necessidade de vencer grandes vãos exigidos pelas pontes e arquiteturas modernas.

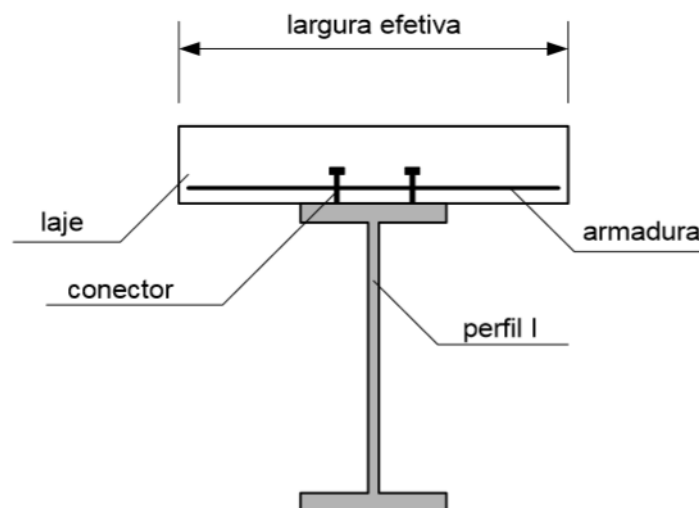


Figura 1 – Laje mista de aço-concreto
(fonte:Dias (2013, p. 17))

Segundo Queiroz et al. (2001), este sistema se bem dimensionado pode oferecer reduções de peso que chegam a 40%. Considerando como um bom dimensionamento aquele que posiciona a linha

neutra da seção de modo que a laje de concreto sofra sobretudo esforços de compressão, bem como o perfil de aço esforços de tração. Os autores descrevem ainda que, quando comparadas a vigas puramente metálicas, existem vantagens relacionadas à redução do consumo de aço estrutural frente ao concreto como material de menor preço.

As vigas mistas são constituídas por uma laje de concreto unida a uma viga de aço, de modo que juntos formam um conjunto eficiente que explora as melhores características dos dois materiais. A disposição destes componentes se dá de acordo com suas particularidades, na parte superior do conjunto, a estrutura compreende uma laje em concreto armado ou protendido considerando a compressão fornecida pela flexão do conjunto, na área predominantemente tracionada que compreende a parte inferior, situa-se o elemento de aço usualmente formado por um perfil de aço de seção I, assim formando um grande sistema em perfil T.

Para que exista um comportamento estrutural misto conveniente, a interação entre a viga e a laje de concreto precisa ser efetiva. Neste contexto, faz-se uso de elementos de ligação denominados conectores de cisalhamento, que consistem em elementos metálicos que apresentam como principais finalidades impedir o movimento conhecido como “uplift”, que se refere à separação vertical do conjunto e transferir esforços cortantes longitudinais da laje para o perfil de aço.

A seção responsável pela conexão é considerada uma região de tensões severas e complexas, pois o principal esforço solicitante nesta área é o cisalhamento longitudinal, o qual não é extensamente estudado nos métodos de projetos empregados em estruturas de concreto armado e metálicas concebidas individualmente. (JOHNSON, 2004)

Interessados em controlar estes esforços, engenheiros vem a décadas desenvolvendo e testando empiricamente métodos de conexão com diversos modelos de conectores de cisalhamento, sendo que, atualmente o mais utilizado é o do tipo pino com cabeça, chamado de “*stud bolt*”, representado na Figura 2. Este tipo de conector tem sido muito empregado em estruturas mistas por proporcionar boa ancoragem, facilidade na disposição de armadura na laje e alta produtividade.

O esforço cortante longitudinal, ao qual o conector está exposto é gerado pelo deslizamento entre os elementos da viga mista, que ocorre durante a flexão do conjunto. Estando um elemento sujeito a flexão, sabe-se que as fibras das extremidades perpendiculares ao plano da flexão apresentam esforços de tração e compressão conforme a direção da aplicação da força, no entanto, tratando-se de uma estrutura mista aonde os materiais trabalham de maneira conjunta graças à interação fornecida por conectores, tem-se o comportamento citado como um revés na análise estrutural, pois as faces de contato entre os elementos dispõem de ações opostas, ou seja, a superfície superior do perfil sofre contração em oposição a superfície inferior da laje de concreto que sofre estiramento. Essas deformações divergentes geram nos conectores forças cisalhantes conforme demonstra a Figura 3.

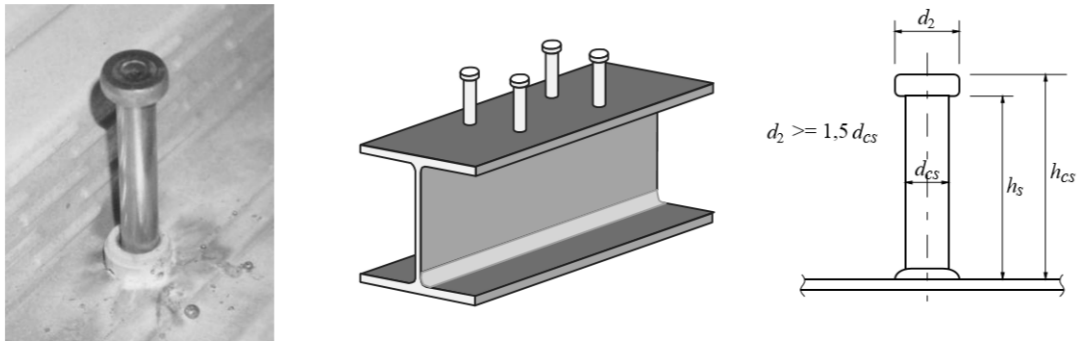


Figura 2 – Detalhes do conector *stud bolt*
(Fonte: Veríssimo (2007, p. 2))

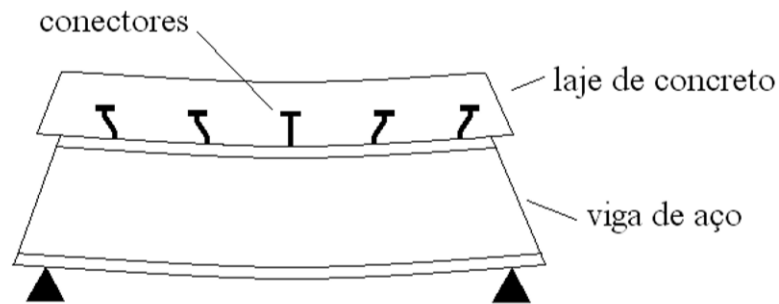


Figura 3 – Resposta de uma viga mista exposta a flexão
(Fonte: adaptada de Oehlers e Bradford (1995))

A supressão do movimento de deslizamento entre a laje de concreto e a viga metálica nem sempre é o objetivo dos projetistas, visto que o controle do mesmo é um artifício conveniente no momento de combinar efeitos com intuito de aproveitar os melhores atributos de cada material. Segundo Oehlers et al. (1997) esse efeito pode ser considerado como grau de interação, ligado a isso há também o conceito de grau de conexão que se refere à resistência estrutural entre a ligação. Diante do amplo conjunto de fatores que interagem na região da interface, o dimensionamento adequado dos conectores de cisalhamento, é parte fundamental, se não a mais influente durante o dimensionamento de vigas mistas. A análise e dimensionamento de vigas mistas aço-concreto é um processo bastante investigado na comunidade científica, entretanto devido ao complexo comportamento dos conectores de cisalhamento provindo principalmente da diferença entre as características dos materiais empregados, estes ainda vem sendo amplamente estudados e testados em vista de estabelecer formulações mais adequadas.

A base normativa brasileira considera o grau de conexão entre os elementos da viga mista para o dimensionamento dos conectores. Até metade de 2020 se tinha apenas a NBR 8800 (2008) para se definir o número de conectores de acordo com duas possibilidades de conexão:

“interação completa” se caracteriza por atribuir a resistência da seção ao concreto ou aço, ou seja, a capacidade resistente do conjunto de conectores é maior que a do elemento menos resistente, a segunda conhecida por “interação parcial” define que a ruptura se dará nos conectores pois o conjunto destes deve apresentar resistência (F_{sh}) inferior à laje de concreto ($F_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_c$) e perfil de aço ($F_s = f_{yd} \cdot A_a$), sendo f_{cd} a resistência de projeto à compressão do concreto, A_c a área da laje de concreto associada, f_{yd} a tensão de escoamento do aço e A_a a área do perfil. A Figura 4 representa graficamente a disposição para o equilíbrio em cada situação.

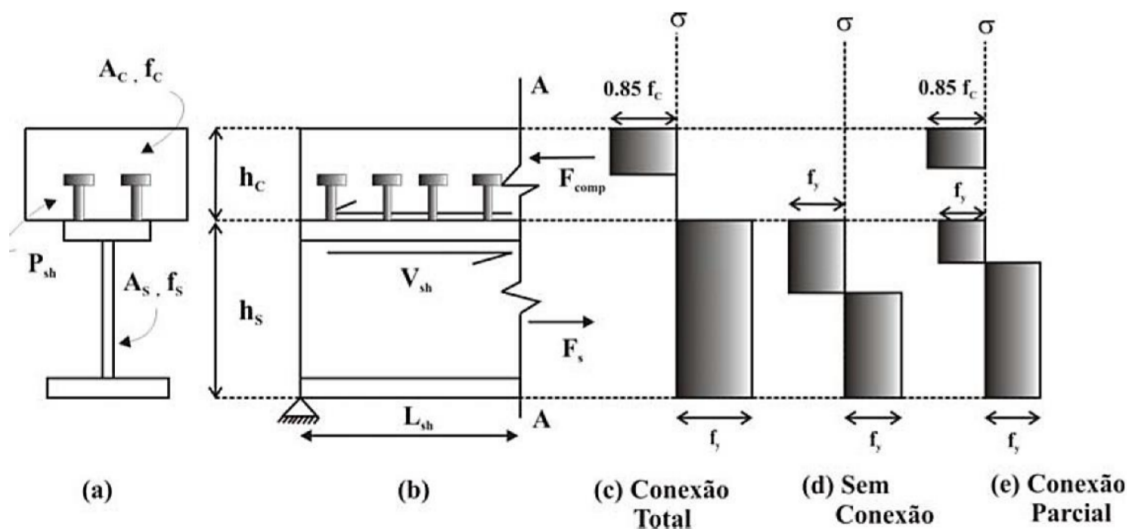


Figura 4 – Equilíbrio longitudinal de forças em vigas mistas
(Fonte: Oehlers et al. (1997))

A NBR 8800 (2008) define, a partir do grau de conexão, o número mínimo ou máximo de conectores de cisalhamento para que as condições de interação parcial ou completa sejam atendidas, no entanto a norma não aborda sobre a disposição dos mesmos, considerando uma distribuição uniforme na maioria dos casos.

Já a NBR 16694 (2020), limita a utilização do grau de conexão à interação completa. Quanto a distribuição dos conectores segue o estabelecido pela NBR 8800 (2008) com a premissa da verificação dos conectores de acordo com o fluxo de cisalhamento longitudinal na interface em regime elástico conforme exposto no capítulo 2, item 3.

As definições da AASHTO (2007) mantém como base para definição do número mínimo de conectores o grau de conexão máximo, garantindo que o conjunto de conectores apresenta maior resistência que os demais elementos. No entanto, para a consideração dos esforços sob fadiga é determinado que o espaçamento máximo entre os elementos de conexão seja o suficiente para manter o fluxo de cisalhamento horizontal atuante abaixo da resistência à fadiga de um conjunto de conectores dispostos no trecho em questão.

A consideração da distribuição uniforme mencionada se baseia diretamente na capacidade dúctil

dos elementos de ligação, uma vez que este modelo conceitua a ductilidade dos conectores como suficiente para absorver deformações limites no intuito de transferir tensões para os pontos de menor cisalhamento.

Contudo, as tensões elevadas absorvidas pelos conectores são causadas pelo esforço cortante longitudinal, descrito pelo diagrama de corte da viga, de modo que exista uma condensação destes esforços nas regiões próximas aos apoios. Assim, os conectores próximos a tais pontos são solicitados com tensões superiores frente a elementos mais centralizados. Neste sentido a ductilidade dos conectores é fundamental para que a distribuição uniforme dos conectores seja implementada sem a ruptura dos elementos mais solicitados.

Fundamentalmente, o movimento oriundo da ductilidade dos conectores atenua os movimentos de translação longitudinal entre laje de concreto e perfil de aço, conduzindo à maiores deformações, além de submeter a laje de concreto à esforços mais elevados em regiões próximas a conectores mais solicitados.

Estatisticamente um dos modos de ruptura mais comuns é a ruptura longitudinal por cisalhamento, já que o concreto fica responsável pela absorção em um segundo momento das tensões transferidas pelos conectores de cisalhamento. A ruptura por cisalhamento longitudinal de vigas mistas inclui ruptura dos conectores, ruptura por separação e ruptura por cisalhamento no plano da laje de concreto. (ZHANG et al., 2020)

Outro fator relevante explanado (ZHANG et al., 2020) é que resultados de pesquisas mostram que fissuras longitudinais na laje de concreto são propensas a ocorrer em vigas mistas. As fissuras longitudinais da laje provocam redução da rigidez geral das vigas mistas, o que gera corrosão da barra de aço, conectores de cisalhamento e até mesmo das vigas de aço, reduzindo assim a durabilidade da estrutura de um modo geral. Portanto, uma das questões mais críticas no projeto de vigas mistas aço-concreto é se este pode efetivamente conter o aparecimento e expansão de fissuras longitudinais na laje de concreto.

Diante disso, este trabalho visa, por meio de análises normativas e dimensionamento de vigas mistas aço-concreto via Método dos Elementos Finitos (MEF), estudar os efeitos da distribuição alternativa de conectores de cisalhamento para vigas simplesmente apoiadas e contínuas sob efeitos de carga última e de serviço com e sem a consideração de efeitos diferidos no concreto. Buscando variação em resultados diante do ELS e ELU, como perfil de fissuração na laje, distribuição de tensões em elementos pertinentes, deflexão máxima e deslizamento relativo.

1.1 OBJETIVOS

Esta dissertação tem como principal objetivo identificar e compreender as possíveis variações de respostas (flecha máxima, tensões atuantes, deslizamento relativo na interface) sob carregamento

até a ruptura caracterizando o ELU e carregamentos de serviço considerando os efeitos diferidos no concreto (ELS) para vigas mistas em função da quantidade de conectores e disposição alternativa destes, frente às orientações da NBR 8800 (2008), NBR 16694 (2020), e da AASHTO (2007). A fim de se obter resultados expressivos se fez necessário como objetivo secundário a implementação de um software capaz de sistematizar o dimensionamento a partir das normas destacadas, tal rotina desenvolve-se como integração ao software VIMIS. Além disso, a partir de tais resultados tem-se a possibilidade de verificar o grau de segurança prescrito por cada norma, confrontando o momento último identificado pelas expressões normativas e o exposto pela análise via MEF.

1.2 JUSTIFICATIVA

Conforme destacado, a utilização de sistemas estruturais mistos é uma excelente possibilidade na busca por redução de custos, ganhos de velocidade e eficiência. Neste sentido, este tema vem sendo tratado em diversas pesquisas e trabalhos científicos na busca de avanços que proporcionem maior aproveitamento dos materiais e de suas capacidades.

Visto também que a região de interface entre os elementos da viga mista é severamente acometida por diferentes esforços, e que a mesma detém interferência direta no comportamento do conjunto e nos esforços atuantes nos elementos, seu estudo fica plenamente justificado.

Considerando também a variação das recomendações normativas quanto ao efeito do número e distribuição dos conectores de cisalhamento, é de grande relevância a análise do comportamento de vigas mistas sujeitas a variação do grau de conexão e a diferentes arranjos de conectores para que se possa manipular estas variáveis de forma mais eficiente e econômica.

Além disso, tem-se um cuidado devido à recente liberação da norma NBR16694:2020, a mesma entra em rigorosa avaliação nos próximos anos, então parte desta pesquisa se enfoca em conferir algumas de suas diretrizes relacionadas à determinação da distribuição de conectores de corte em vigas mistas.

1.3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os sistemas de vigas mistas de aço concreto surgiram na Inglaterra em 1914, quando uma empresa que focava em sistemas compostos para pisos iniciou os estudos desta solução. As primeiras vigas mistas consistiam em perfis de aço imersos em concreto e por este motivo não utilizavam o conceito de conectores mecânicos, sendo os esforços entre os dois materiais transferidos exclusivamente pelo atrito da interface aço-concreto. (VIEST, 1960)

Progressivamente este sistema foi se modernizando para uma laje de concreto apoiada sobre perfis de aço, dando origem a necessidade de conectar mecanicamente estes elementos. Os primeiros estudos registrados sobre conectores de cisalhamento datam de 1933 quando *Swiss Federal Institute for Testing Materials* em parceria com o projeto denominado Sistema Alpha estudaram o comportamento do então chamado conector espiral, que consistia em uma barra circular em formato de espiral conforme a Figura 5, obtendo por fim resultados quanto a influência do diâmetro da barra, do espiral e da resistência do concreto. (VOELLMY E BRUNNER 1933 apud (VIEST, 1960)).

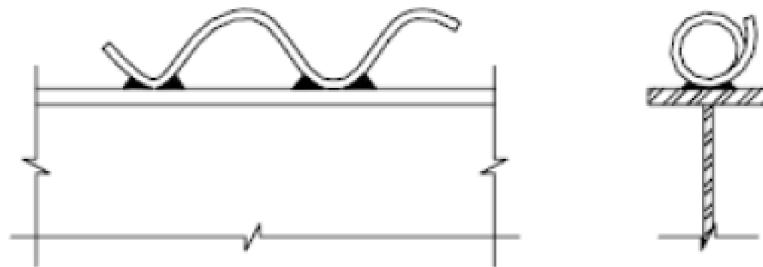


Figura 5 – Conector em espiral
(Fonte: Viest (1960))

Com o passar do tempo diversos protótipos foram desenvolvidos e testados, aumentando o conhecimento acerca do comportamento dos conectores de cisalhamento. Viest (1960) ainda afirma que somente em 1954 na Universidade de Illinois e na Universidade Lehigh os conectores então denominados pino com cabeça (stud bolt) começaram a ser estudados. A Figura 6 apresenta alguns conectores estudados ao longo da evolução.

A análise da influência da distribuição dos conectores foi estudada por Chapman e Balakrishnan (1964), estes autores testaram dezessete vigas bi-apoiadas sendo quinze delas com stud bolt, dentre estas, cinco foram verificadas com carregamento distribuído, sendo duas com conectores espaçados de acordo com o diagrama de cisalhamento e as restantes com conectores uniformemente distribuídos ao longo do comprimento do elemento. Foi constatado que para vigas bi-apoiadas com carregamento distribuído, a disposição dos conectores de cisalhamento acompanhando o diagrama de corte não oferecia ganhos estruturais, sendo ainda o arranjo uniforme mais adequado.

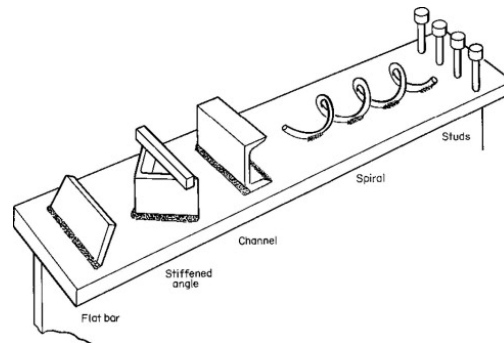


Figura 6 – Modelos de conectores já estudados
(Fonte: Majdi et al. (2014))

Slutter e Driscoll (1965) realizaram estudos com a distribuição de conectores de cisalhamento em vigas mistas de acordo com o diagrama de corte. Estes autores constataram diferenças mínimas para os estados limites últimos da seção, as quais poderiam ser descartadas frente a resultados com conectores distribuídos uniformemente.

Recentemente Zona e Ranzi (2014) analisaram através de simulação numérica 1680 vigas mistas bi-apoiadas com diferentes parâmetros de projeto, entre estas, investigaram a influência da distribuição dos conectores de cisalhamento. Constataram que a distribuição dos conectores ao longo da viga tem um efeito importante, ainda ressaltaram que um maior agrupamento destes junto aos apoios pode ser eficaz para limitar o deslizamento. Concluíram assim, que estudos com este enfoque podem servir como base para possíveis melhorias nas recomendações normativas.

Complementando o trabalho realizado em 2014, que considerava vigas simplesmente apoiadas, Zona et al. (2017) apresentaram resultados de um estudo minucioso realizado através de simulação numérica, no qual os autores empregaram um modelo de viga com análise não linear e interação parcial, composto por duas vigas de Euler-Bernoulli, uma para a viga de aço e outra para a laje de concreto armado, considerando pequenas deformações, observaram o comportamento de vigas contínuas para diferentes números e distribuições de conectores de cisalhamento. Consideraram uma distribuição de acordo com o prescrito pelo Eurocode (2004), além de configurações conforme o momento fletor e esforço cortante, obtendo resultados importantes para melhorar os modelos de cálculo analíticos disponíveis. Observaram ao final dos testes que o carregamento máximo suportado não foi afetado por tais alterações oferecendo diferenças de no máximo 1%, enquanto que a deflexão máxima apresentava diferenças de até 7%. Discrepâncias mais significativas foram observadas quanto ao deslizamento na interface aonde se observou diferenças de quase três vezes entre a viga que apresentou maior e menor deslizamento.

Em se tratando de fluxo de cisalhamento, Zhang et al. (2020) estudaram o comportamento quanto ao cisalhamento longitudinal de vigas mistas de aço concreto. Para tal avaliação foram testadas experimentalmente oito vigas mistas e seis corpos de prova em ensaios push-out com variações de taxa de armadura transversal, grau de conexão e número de fileiras de conectores.

Investigações quanto aos modos de ruptura, deformações nas lajes e perfis, curvas de carga-deflexão e carga-deslizamento demonstraram que a maior parcela dos casos apresentaram ruptura ligada ao cisalhamento longitudinal apresentando falha por cisalhamento na laje e nos elementos de conexão. Destacaram também que ambos modelos de vigas, com 1 e 2 fileiras, apresentaram fissuras longitudinais na laje de concreto acompanhando os pontos de conexão, mas que no entanto não demonstraram o mesmo padrão de falha, sendo que vigas com uma fileira exibiram fissuras longitudinais de divisão enquanto que as vigas com duas fileiras apresentaram fissuras longitudinais em espinha de peixe.

As especificações quanto aos projetos de vigas mistas para pontes definida pela AASHTO (2007) tratam o dimensionamento dos conectores em dois grandes conjuntos de análise, os quais consideram o Estado Limite Último e a resistência a fadiga dos elementos de conexão. A interação completa é exigida, de maneira que o número mínimo de conectores por região analisada deve satisfazer o Estado Limite Último, que por sua vez baseia-se no grau de conexão considerando a distribuição uniforme dos conectores. Além disso, a verificação quanto ao fluxo de cisalhamento é prescrita de modo a garantir que elementos de contato em regiões de maior cisalhamento não ultrapassem sua resistência limite quando expostos à fadiga.

A norma brasileira vigente, que trata de estruturas mistas de aço-concreto, NBR 8800 (2008) aborda o dimensionamento dos conectores de cisalhamento de maneira elementar, certificando-se de que a resistência obtida pelo conjunto de conectores estabelecido, levando em conta interação completa, é superior à resistência limite em regime elástico do elemento mais frágil da seção, enquanto que para a interação parcial o valor da resistência do conjunto de conectores prescrito varia entre 40% e 99% da resistência limite em regime elástico do elemento mais frágil da seção. A distribuição dos conectores de cisalhamento é realizada de maneira uniforme entre o momento fletor máximo e ao momento fletor nulo das seções adjacentes.

A NBR 16694 (2020) que trata do projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto, oferece uma abordagem quanto ao número e posição de conectores mais eficaz. No objeto da análise da ligação entre os elementos, esta norma baseia-se nos critérios dispostos na NBR 8800 (2008) com algumas considerações suplementares como a imposição de interação completa e verificação do fluxo de cisalhamento longitudinal, que deve ser obtido em regime elástico, ato este que aborda a disposição dos conectores de maneira mais categórica.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação está dividida em seis capítulos. No capítulo 1 o tema é tratado de forma ampla e geral, apresentando seus aspectos centrais, para que seja possível a identificação clara e direta do tema a ser desenvolvido, ainda neste contexto foram tratados os objetivos pretendidos ao fim da pesquisa e a razão pela qual se optou por tal discussão, e por fim uma breve explicação sobre autores que produziram conhecimento a respeito deste assunto.

O segundo capítulo é responsável pela apresentação e esclarecimento de assuntos que são indispensáveis para o perfeito entendimento desta pesquisa, nele são retratados o comportamento geral de vigas mistas de aço-concreto, o comportamento e características mais detalhadas dos conectores de cisalhamento. Na sequência é feita uma sintética avaliação a respeito dos parâmetros utilizados por diversas normas regulamentadoras quanto ao número e distribuição dos conectores de cisalhamento.

No terceiro capítulo está retratado como se dá o funcionamento do suporte lógico elaborado nesta pesquisa para fins de dimensionamento analítico através de instruções normativas. Este capítulo é dividido em três segmentos principais, que descrevem a linguagem utilizada, a organização do *software* e os principais parâmetros de entrada.

O capítulo 4 detalha o modelo numérico em elementos finitos considerado neste trabalho. São apresentadas as relações constitutivas dos materiais, bem como as informações sobre o modelo numérico utilizado através do *software VIMIS*. Este capítulo também abrange etapa esta que abrange as especificações dos métodos utilizados para consideração da análise não linear geométrica do material e dos efeitos diferidos no concreto.

No capítulo 5 são apresentados os estudos de casos realizados, sendo este dividido em dois grandes blocos, que são os estudos de casos com vigas simplesmente apoiados e vigas contínuas. Em ambas situações com consideração de cargas de curta e longa duração e diferentes distribuições de conectores de corte ao longo da interface laje-viga.

No capítulo 6 são apresentadas as observações e resultados da análise numérica feita nos casos especificados, bem como uma discussão dos pontos relevantes e suas principais diferenças quando postos a frente das especificações normativas vigentes. Além disso, foram resumidas as principais contribuições deste trabalho, além de propostas para novas possibilidades de investigação.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 VIGAS MISTAS DE AÇO-CONCRETO

As vigas mistas apresentam comportamento divergente frente a seus componentes atuando de forma dissociada, logo, os métodos de projeto estabelecidos para concreto armado e aço estrutural não ajudam no problema básico de conectar o aço ao concreto.

Como comentado no capítulo anterior, o conjunto laje de concreto e viga aço, quando assegurada a conexão mecânica através de conectores de cisalhamento, atua como uma seção T, tornando-o um conjunto muito eficiente graças à grande resistência do concreto à compressão e do aço à tração, salvo casos de vigas contínuas (Figura 7), pois os trechos de momento negativo submetem o perfil de aço a compressão e a laje de concreto a tração, o que pode promover efeitos de flambagem local e torcional no perfil e gerar fissuração no concreto fazendo com que o mesmo trabalhe com resistência reduzida.

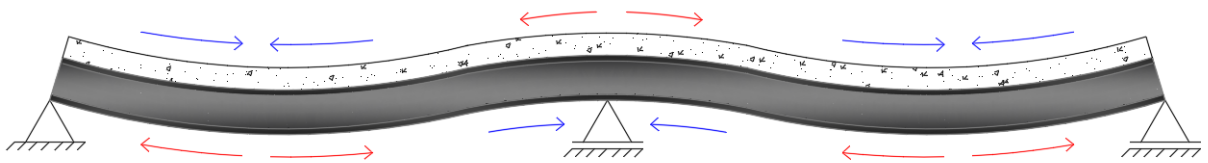


Figura 7 – Comportamento de uma viga com conexão mecânica

Além disso, devido à diferença das propriedades mecânicas e geométricas dos materiais como seção e módulo de elasticidade, as deformações dos materiais divergem promovendo o deslizamento entre eles (*efeito slip*). Este efeito está relacionado diretamente com o esforço cortante longitudinal, o qual exerce altas tensões na região da interface. Neste contexto, Johnson e Buckby (1994) afirmam que a partir do carregamento da viga mista, o cisalhamento longitudinal provoca o rompimento da ligação fornecida por atrito entre os elementos e que esta aderência não é refeita com o descarregamento.

2.1.1. Grau de conexão

O grau de conexão de uma viga mista (η_i) é uma razão que expressa a proporção entre a força resistente de cisalhamento de cálculo do conjunto de conectores $\sum Q_{rd}$ e a força resistente de cálculo do elemento que apresenta menor resistência entre a mesa de concreto e o perfil de aço.

Como mencionado no capítulo 1, este fator está diretamente ligado à força resistente da seção, pois o mesmo determina a carga de que elemento se mantém a resistência da viga. Caso o grau de conexão seja máximo (grau de conexão total ou completo $\eta_i \geq 1$), a resistência da seção não depende dos conectores, ou seja, a seção falhará sem que os conectores alcancem a tensão limite – A NBR 8800 (2008) denomina este efeito como grau de interação –. Grau de conexão 1 representa que qualquer aumento de resistência ou quantidade de conectores não implicará no aumento da resistência à flexão do conjunto.

Sendo grau de conexão parcial quando $\eta_i < 1$, tem-se que o desempenho da viga está associado a resistência do conjunto de conectores. A NBR 8800 (2008) restringe esta razão a 0,4, ou seja, 40% da tensão resistente de cálculo mais desfavorável da seção.

Considerando o equilíbrio longitudinal de forças apresentado por Oehlers et al. (1997) na Figura 8, é possível descrever este comportamento de maneira mais clara.

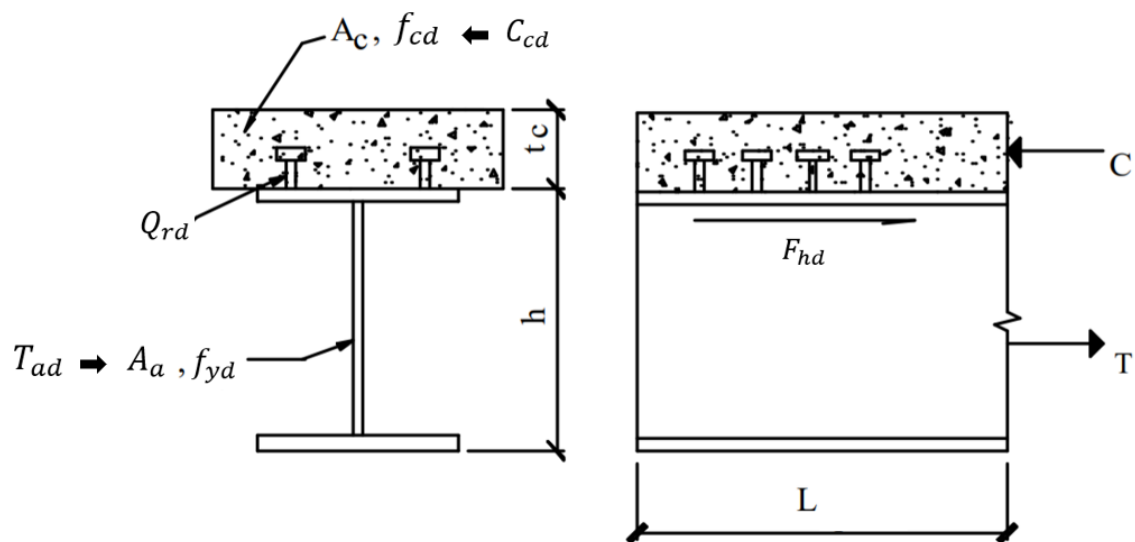


Figura 8 – Equilíbrio de forças
(Fonte: Adaptado de Oehlers et al. (1997))

- A_c = Área comprimida da laje de concreto;
- f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto à compressão;
- Q_{rd} = Força resistente de cálculo individual dos conectores de cisalhamento;
- A_a = Área do perfil de aço;
- f_{yd} = Resistência de cálculo ao escoamento do aço;
- C_{cd} = Força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;
- F_{hd} = Força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje;
- T_{ad} = Força resistente de cálculo do perfil de aço;
- T = Força atuante de tração;
- C = Força atuante de compressão;

Considerando a Figura 8 com os termos tratados na NBR 8800 (2008) em que F_{hd} é dado como o menor valor entre $C_{cd} = (0.85f_{cd}A_c)$ e $T_{ad} = (A_a f_{yd})$, e que a força resistente coletiva dos conectores $\sum Q_{rd}$ é dada pelo somatório da força individual dos mesmos no trecho analisado, tem-se que para existir um grau de conexão máximo é necessário que $\sum Q_{rd} \geq C_{cd}$ e $\sum Q_{rd} > T_{ad}$, garantindo teoricamente que o deslocamento vertical e rotação da viga mista seja oferecida pela compressão do concreto ou pelo escoamento do perfil. No entanto é conhecido na prática que existe alguma deformação longitudinal dos conectores, o que acaba fornecendo certo deslizamento ao conjunto e consequentemente deslocamentos na viga em função do conjunto de conectores. A Figura 9 representa esta configuração em termos de forças longitudinais.

Assim, o equilíbrio das forças longitudinais para uma viga mista com grau de conexão $\eta_i = 1$ pode ser expresso de forma que: se $C_{cd} > T_{ad}$ a tensão de equilíbrio é expressa em função de T_{ad} logo, $T = T_{ad} = C$, caso $T_{ad} \geq C_{cd}$ a tensão de equilíbrio da seção se dá baseada em $C_{cd} + C_{ad}$ de modo que $C = C_{cd} + C_{ad}$, sendo C_{ad} a componente adicional de equilíbrio, dado pela área da seção transversal do perfil que se encontra comprimida. Como verificado, em uma conexão completa a flexão do conjunto não depende da resistência dos conectores de cisalhamento.

Considerando $\eta_i \leq 1$, tem-se que o equilíbrio das forças longitudinais é controlado pela resistência do conjunto de conectores, de maneira que a resultante das forças seja $F_{hd} = C = T$. Isso traduz o conceito de que os conectores apresentam deformações e alcançam capacidade máxima sem permitir que o perfil e a laje alcancem sua capacidade absoluta.

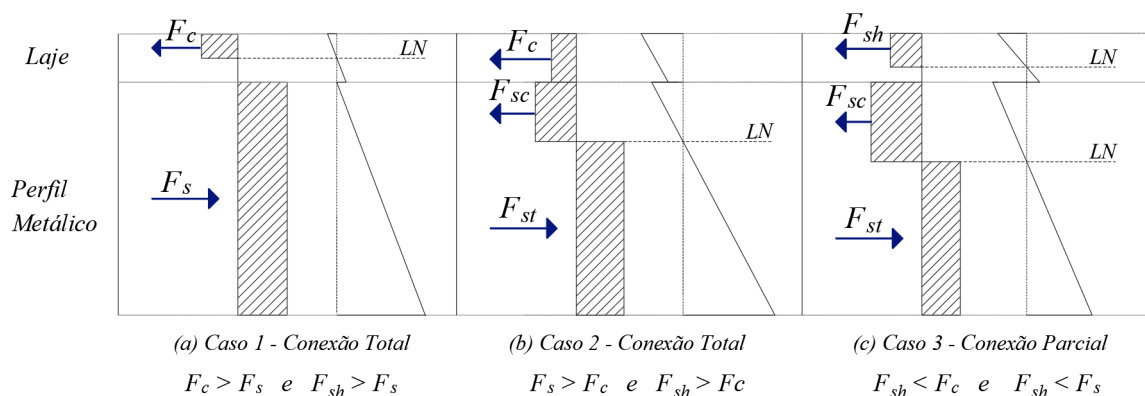


Figura 9 – Tensão e deformação de uma viga mista para diferentes graus de conexão

Na Figura 9 é possível verificar o comportamento do conjunto no domínio de forças longitudinais atuantes. No caso (a) se tem conexão total e linha neutra posicionada na laje de concreto, pois $(C_{cd} = F_c) > (T_{ad} = F_s)$, neste sentido tem-se um equilíbrio de forma que as tensões de tração dominem o perfil de aço e parte da laje de concreto, parte esta que deve ser desprezada segundo prescrições normativas. A parcela da laje que permanece em estado de compressão é responsável

pela limitação da resistência do conjunto.

No caso (b), ainda com conexão completa e com $F_s > F_c$, tem-se a linha neutra posicionada no perfil de aço, que neste caso é o elemento que representa a capacidade à flexão da viga mista.

No caso (c), no qual existe conexão parcial, pois $\sum Q_{rd} = F_{sh} < C_{cd}$ e $\sum Q_{rd} = F_{sh} < T_{ad}$, tem-se um comportamento de associação parcial, de modo que existam duas linhas neutras na seção submetendo o perfil de aço e a laje de concreto a tensões de tração e compressão simultaneamente, sendo desta maneira, a resistência do conjunto de conectores responsável pela limitação da capacidade resistente da viga mista, uma vez que a resistência deste conjunto é menor que as dos demais componentes da seção.

2.1.2. Grau de interação

Grau de interação se refere, segundo Oehlers e Bradford (1995) ao deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto, já mencionado como efeito *slip*. Considerando a interface engraxada, ou seja, desconsiderando conexão gerada pelo atrito entre as partes, tem-se o que se conceitua interação nula, apresentada na Figura 10 (a).

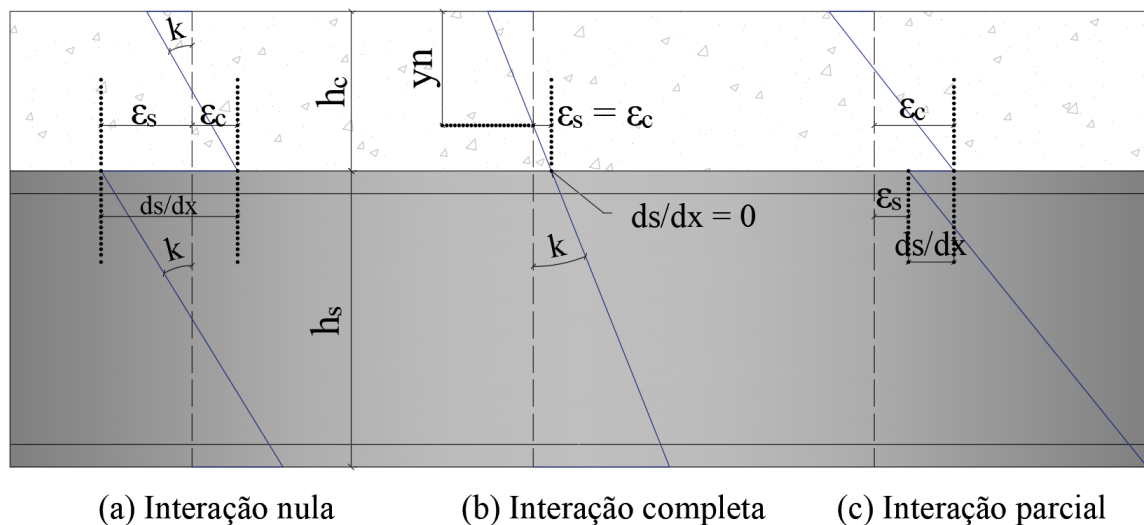


Figura 10 – Graus de interação
(Fonte: adaptado de Oehlers e Bradford (1995))

Sendo x o eixo longitudinal e \mathbf{u} as deformações relativas de cada componente, então:

Sendo \mathbf{x} o eixo longitudinal da viga mista com u_c e u_s definindo os deslocamentos nas fibras da laje de concreto e perfil de aço, respectivamente, a uma distância L da origem.

$$u_c = \int_L \epsilon_c dx \quad ; \quad u_s = \int_L \epsilon_s dx \quad (2.1)$$

A partir das deformações de cada um dos elementos, se define o deslocamento relativo na interface laje-viga como $s = u_c - u_s$, logo:

$$s = \int_L \varepsilon_c dx - \int_L \varepsilon_s dx \quad (2.2)$$

Diferenciando s , obtém-se:

$$ds/dx = \varepsilon_c - \varepsilon_s \quad (2.3)$$

Levando em conta uma interação completa dos componentes da viga mistas, o que expressa uma ligação efetiva entre os elementos, retratando em principio uma rigidez infinita dos conectores, para tal cenário, tem-se a demonstração do perfil de deformações na Figura 10 (b), aonde a deformação da fibra no limite inferior da laje é equivalente a deformação da fibra do limite superior do perfil, assim $ds/dx = 0$

A Figura 10 (c) apresenta a situação intermediária entre a interação nula e completa, chamada de interação parcial, tal caso é similar ao proposto na situação (a) com deslizamento relativo substancialmente menor, demonstrando uma comunicação parcial entre os componentes.

É importante notar que o grau de interação está diretamente ligado ao grau de conexão, no entanto, enquanto o grau de conexão é baseado na resistência, o grau de interação é fundamentado na rigidez da ligação. Assim sendo, é corrente que o aumento do número de conectores de cisalhamento aumenta a resistência ao cisalhamento na interface, bem como aumenta a rigidez da conexão. Logo este acréscimo é validado no grau de conexão e no grau de interação.

2.2 CONECTORES DE CISALHAMENTO

Como mencionado anteriormente, os conectores de cisalhamento são elementos metálicos que tem a finalidade de transferir os esforços entre a laje de concreto e o perfil de aço. A principal função destes elementos é transmitir os esforços de cisalhamento horizontal entre os elementos da seção, além de impedir o movimento chamado “*uplift*” ou afastamento vertical entre a laje e o perfil. (TRISTÃO, 2002)

Existem diversos modelos de conectores de cisalhamento disponíveis no mercado, no entanto, os modelos antigos estão se tornando defasados pois a evolução dos computadores e criação de processadores cada vez mais eficientes promove a evidência dos modelos mais eficientes que vem evoluindo progressivamente.

Atualmente existem modelos de conectores convenientemente consolidados, como o conector *stud bolt*, chamado nacionalmente de pino com cabeça. Este modelo apresenta vantagens importantes, como a velocidade de produção já que o colar de solda que os prende à viga metálica

pode ser facilmente executada por processo automatizado e sua posição gera pouca obstrução para armaduras na laje de concreto. À vista disso o *stud bolt* é o tipo de conector considerado neste trabalho.

2.2.1. Comportamento

Conforme exposto, as propriedades mais relevantes nos conectores de cisalhamento são a força cortante transmitida (P) e o escorregamento pertinente à interface (s). No caso de ensaios experimentais, s se refere à deformação perpendicular ao plano dos conectores quando expostos a esforços cortantes.

Estes parâmetros podem ser determinados experimentalmente por meio de ensaios tipo *push-out*, os quais tem como objetivo extrair dados da natureza dos conectores propriamente ditos e não sobre o comportamento global dos corpos de prova, neste caso é aceitável que se utilize corpos de prova curtos, assim, este teste emprega segmentos de até 1 metro para o perfil de aço I ligado às lajes de concreto através de suas mesas, as lajes acompanham o comprimento do perfil e apresentam largura também de aproximadamente 1 metro, conforme apresenta a Figura 11.

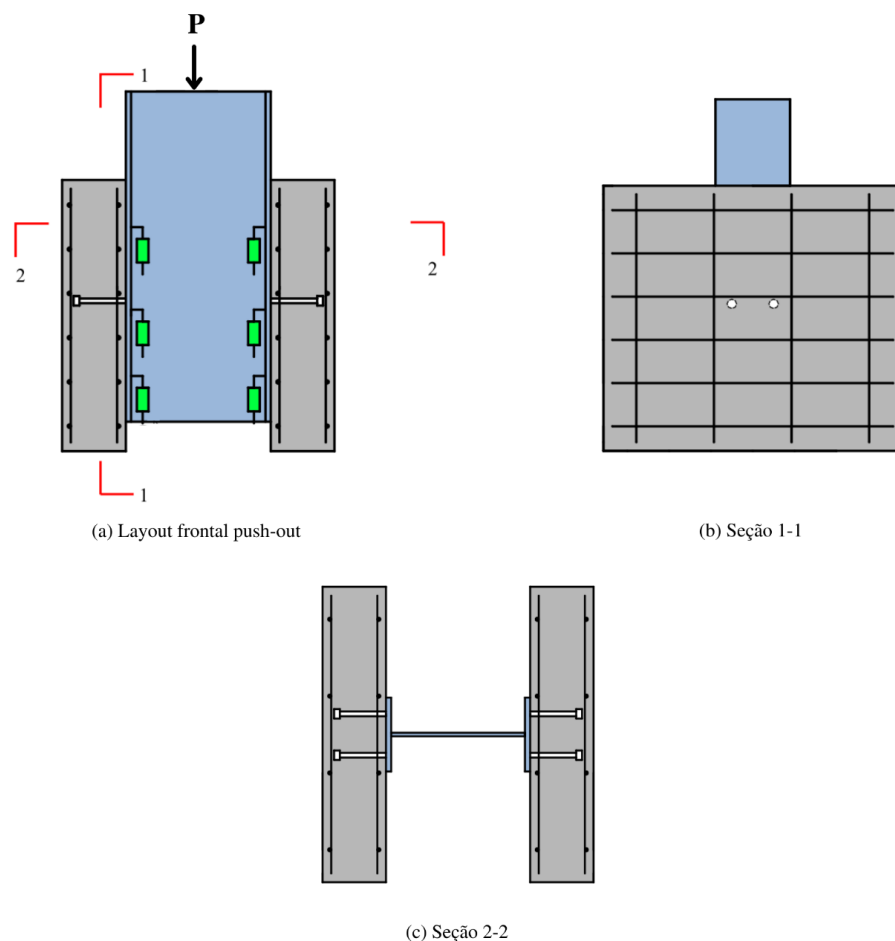


Figura 11 – Detalhes push-out teste
(Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2020))

Nestes modelos experimentais, as lajes laterais são assentadas sobre uma superfície estabilizada enquanto que uma prensa hidráulica aplica um carregamento “P” sob o perfil de aço. Os dados de resistência ao cisalhamento e o gráfico força cortante versus deslocamento são obtidos em diversos pontos do teste para que depois seja realizada uma verificação e filtragem dos dados. A Figura 12 apresenta um exemplo de gráfico obtido no teste experimental de alguns corpos de prova para caracterizar respostas destes elementos em análise via Método dos Elementos Finitos.

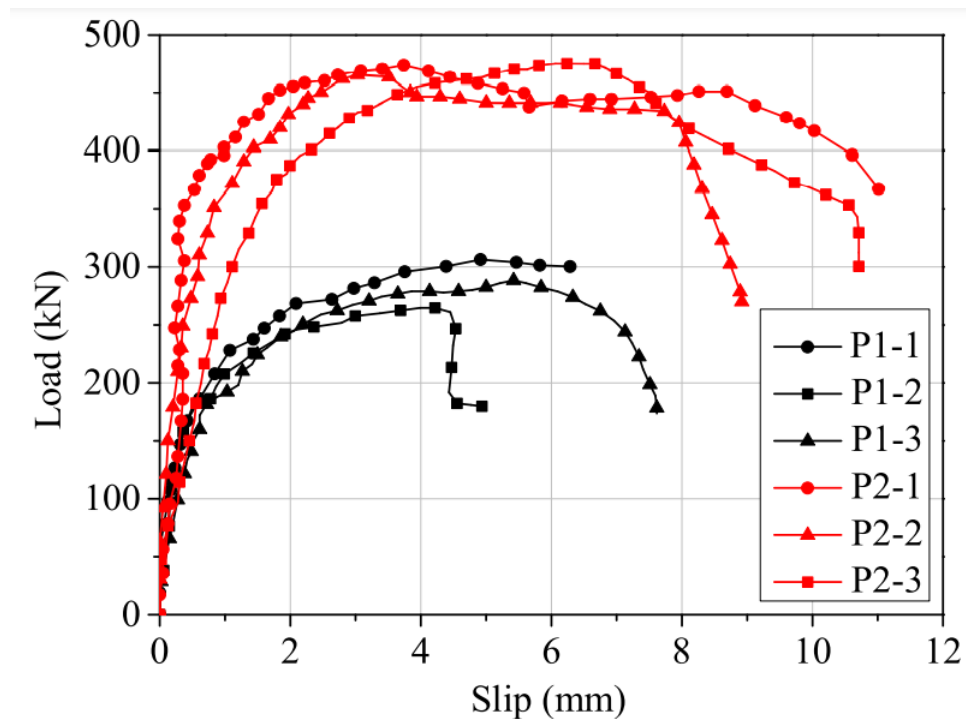


Figura 12 – Força cortante-deslizamento relativo obtidos de ensaios *push-out*
(Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2020))

Embora os testes do tipo *push-out* disponham de custos menores em relação aos ensaios com vigas completas, os projetistas buscam definir conectores já testados que apresentem na literatura resistência ao corte e diagramas de rigidez prontos, já que adotar conectores com dimensões nunca testadas exige cuidados específicos rigorosos para que se obtenham resultados confiáveis. Além disso, os testes devem ser feitos para uma variedade de resistências do concreto, dado o fato de que este parâmetro altera o modo e a carga de ruptura.

Assim, os conectores alcançam sua capacidade de carga máxima quando o concreto que os envolve falha, logo, em concretos com resistências geralmente acima do 30MPa demonstram limites atrelados ao cisalhamento dos conectores, enquanto que concretos inferiores limitam a resistência ao cisalhamento em função da resistência do concreto. (JOHNSON, 2004)

Segundo Oehlers e Bradford (1995), o fluxo de cisalhamento a ser resistido assumindo análise linear elástica e interação total, pode ser determinada através de:

$$q = \frac{VQ}{I} \quad (2.4)$$

Sendo V o maior esforço cortante atuante no trecho considerado, I o momento de inercia da seção mista e Q o momento de área de 1º ordem em torno do eixo neutro da seção (Figura 13), dado por:

$$Q = \int_A y dA' = \bar{y} A' \quad (2.5)$$

Oehlers e Bradford (1995) ainda comentam que é mais comum determinar o fluxo de cisalhamento máximo possível em vigas mistas de edifícios a partir dos resultados obtidos de análises rígido plástica.

Nas quais a resistência mínima dos conectores de cisalhamento, ou seja, o fluxo de cisalhamento que o conjunto deve suportar é determinado através da força resistente dos elementos da viga mista. No caso de conexão total o fluxo a ser admitido é a resultante da força resistente do elemento menos resistente entre a laje de concreto e o perfil de aço dividido pelo comprimento do trecho considerado.

$$Q_{sh} = \frac{P_{sh}}{L_{ss}} \quad (2.6)$$

Sendo:

Q_{sh} = Fluxo de cisalhamento;

P_{sh} = Resistência do conjunto de conectores;

L_{ss} = Comprimento do trecho considerado;

O conector *stud bolt* foi desenvolvido de maneira que sua geometria auxilie no seu desempenho, sendo que a haste do conector é responsável pela transmissão das forças normais do fluxo de cisalhamento, já a cabeça possui a função de impedir a separação vertical da laje em relação ao perfil.

A Figura 14 apresenta o formato deste conector, suas dimensões usuais e algumas observações importantes quanto aos esforços que este absorve além do comportamento sob carga imposta.

A zona de falha é um segmento onde ocorrem as tensões mais críticas de flexão e cisalhamento no conector, em resposta ao momento e cisalhamento aplicado pela força F_1 que representa a

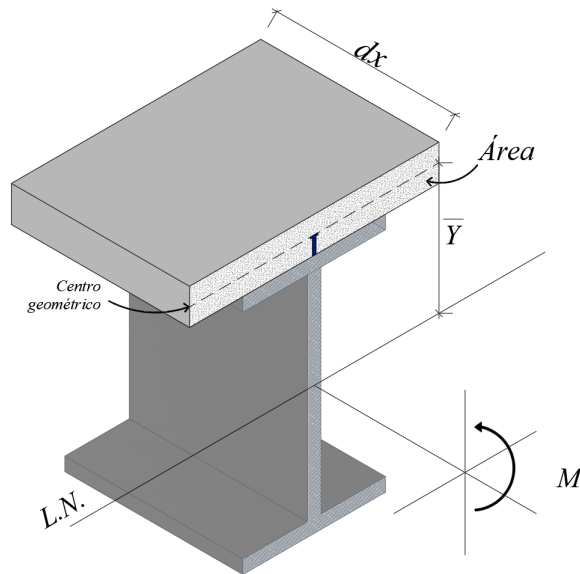


Figura 13 – Momento da área de 1º ordem

resultante de tensões aplicada na face frontal do conector demonstrada na Figura 14. A força F_1 tem sua altura de concentração definida de acordo com o módulo de elasticidade do concreto.

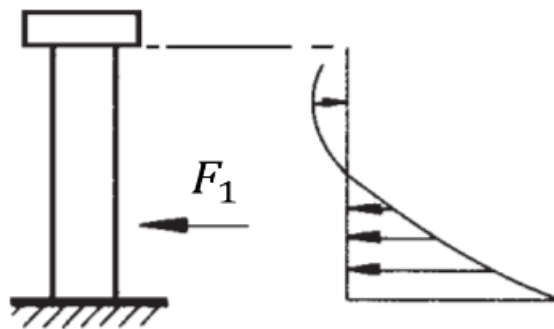


Figura 14 – Tensão na haste de um conector *stud bolt*
(Fonte: Johnson (2004))

O colar de solda é responsável por absorver parte da força de cisalhamento, assumindo assim uma parcela da força de cisalhamento F_1 , por isso é de suma importância que este procedimento seja realizado de maneira adequada, cita Oehlers e Bradford (1995).

A região denominada zona de esmagamento é um setor de tensões extremas no concreto que deve ser contido triaxialmente, em função disso, existem distâncias longitudinais e transversais mínimas para que esta de tensão seja dissipada de maneira que não estenda tais esforços ao conector adjacente.

As dimensões dos conectores estão todas vinculadas ao diâmetro da haste d_{sh} conforme apresenta a Figura 15, o qual varia entre 13mm e 22mm, sendo 19mm o diâmetro mais utilizado. Segundo Oehlers e Bradford (1995), a cabeça do conector tem aproximadamente $1.5d_{sh}$ de largura e

$0.5d_{sh}$ de altura, o colar de solda possui aproximadamente $1.3d_{sh}$ de largura e varia a altura entre 0 e $0.4d_{sh}$, a altura do conector h_{st} é geralmente maior que $4d_{sh}$ sendo usual a utilização de $5d_{sh}$. Estas dimensões variam de acordo com o padrão normativo empregado.

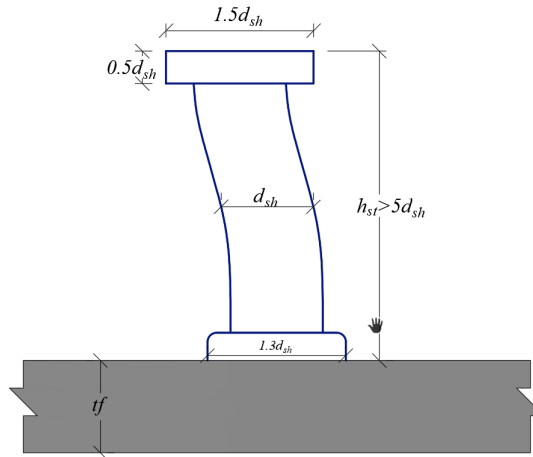


Figura 15 – Dimensões usuais de um conector *stud bolt*

2.3 CONTEÚDO NORMATIVO ASSOCIADO AO DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO.

2.3.1. NBR 8800

No Brasil a norma regulamentadora mais utilizada para projetos de estruturas mistas é a NBR 8800 (2008), que trata no geral de estruturas de aço com anexos que abordam estruturas mistas. O desenvolvimento da regulamentação quanto às vigas mistas de aço-concreto se dá através de 4 etapas descritas no Anexo O: verificação ao momento fletor, verificação à força cortante, dimensionamento dos conectores de cisalhamento e controle de abertura de fissuras no concreto.

A resistência à flexão do conjunto pode ser determinada de acordo com as propriedades plásticas da seção, desde que o perfil de aço seja considerado compacto e o sistema seja biapoiado. É permitido também, a análise rígido-plástica para vigas contínuas desde que também sejam consideradas compactas. Para perfis não compactos devido a sua maior susceptibilidade à flambagem local, é exigido uma análise mais conservadora utilizando os limites elásticos da seção.

Ainda sobre à resistência a flexão do conjunto, é importante apresentar que o dimensionamento pode ser realizado desconsiderando parcialmente a etapa de construção, assim sendo efetivado o escoramento do sistema, ou seja, o sistema só recebe carregamento após a cura do concreto (sistema misto) e então pode ser dimensionado somente para tal situação. Para construções não escoradas, a NBR 8800 determina que “O componente de aço, por si só, deve ter resistência de

cálculo adequada para suportar todas as ações de cálculo aplicadas antes de o concreto atingir uma resistência igual a $0,75f_{ck}$, sendo que f_{ck} é a resistência característica do material.

Para a verificação da força cortante das vigas mistas, a NBR 8800 (2008) determina que seja considerado somente a resistência do perfil de aço, considerando os estados-limites últimos de escoamento e flambagem por cisalhamento.

Quanto ao controle de fissuração, este modelo normativo prescreve que para concretos de densidade normal, devem ser usados dados descritos na NBR 6118 (2014) e na ausência de Norma Brasileira aplicável, utilizar o Eurocode 2 Part 1-1 (2005).

No que se refere aos conectores de cisalhamento, este regulamento aborda dois tipos de conectores, perfil U laminado a frio (*perfobond*) e do tipo pino com cabeça (*stud bolt*).

No que diz respeito ao dimensionamento do conector *stud bolt*, a NBR 8800 (2008) determina em seu item O.4.2.1.1 que seja tomado como o menor valor dentre as equações:

$$Q_{rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (2.7)$$

$$Q_{rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (2.8)$$

Sendo:

Q_{rd} = resistência de um conector;

A_{cs} = seção transversal do conector;

f_{ck} = resistência do concreto a compressão;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

γ_{cs} = coeficiente de ponderação da resistência do conector;

R_g = coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p = coeficiente para consideração da posição do conector;

f_{ucs} = a resistência à ruptura do aço do conector;

O número mínimo de conectores entre os pontos de momento máximo e momento nulo é dado em função do grau de conexão, ou seja, baseado na tensão resistente de cálculo do elemento que apresenta menor resistência entre a mesa de concreto e o perfil de aço.

$$n = \frac{F_{hd}}{Q_{rd}} \quad (2.9)$$

Sendo n o número de conectores no trecho;

A distribuição destes elementos para vigas mistas sujeitas a carregamento uniforme deve ser feita de maneira uniforme entre a seção de momento fletor máximo e a seção adjacente de momento nulo.

A norma ainda exige que o espaçamento máximo entre as linhas de centro dos conectores deve ser igual a oito vezes a espessura total da laje de concreto para os casos aonde não exista formas de aço incorporadas. Também especifica a distância mínima para que não exista interferência entre os conectores, que deve ser de no mínimo seis vezes o diâmetro da haste do conector entre linhas de centro.

Existem ainda algumas limitações complementares impostas que devem ser seguidas como o diâmetro máximo dos conectores não pode passar de 2,5 vezes a espessura da mesa à qual foram soldados, além disso diz que o cobrimento lateral de concreto para qualquer tipo de conector deve ser de no mínimo 25 mm e em caso de ambientes de agressividade forte e muito forte deve-se utilizar o prescrito na NBR 6118 (2014), para concretos de baixa densidade deve-se utilizar o prescrito no Eurocode 2 Part 1-1 (2005).

2.3.2. NBR 16694

A norma NBR 16694 (2020) publicada no dia 8 de julho de 2020, inédita no Brasil, trata dos requisitos mínimos para o projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de pontes e viadutos, com base no método dos estados limites, para uso rodoviário.

As verificações são todas feitas considerando as fases de construção, isto é, o perfil de aço deve suportar isoladamente o carregamento existente durante a fase de execução que segundo a NBR 16694 deve considerar as ações permanentes e a sobrecarga na fase de construção, tomada com o valor característico mínimo de 1 kN/m^2 .

Para determinação da resistência à flexão do conjunto foram definidas duas etapas. A primeira intitulada como antes da cura (AC), que é a fase em que se considera o disposto no parágrafo anterior, e a segunda fase compreendida depois da cura do concreto, aonde se considera o comportamento conjunto entre a laje de concreto e a viga metálica, atuando assim como viga mista.

Na etapa inicial a norma de projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto recomenda que o dimensionamento à flexão seja de acordo com o disposto no item 5.4 da NBR 8800 (2008) para vigas de alma não esbeltas e Anexo G para vigas de almas esbeltas. Ainda destaca que nesta fase devem ser verificados os estados-limites últimos de flambagem lateral com torção, flambagem local da mesa e flambagem local da alma.

Na segunda etapa aonde se considera existir um comportamento conjunto entre as partes, a NBR

16694 (2020) define que se deve seguir o prescrito no Anexo O da NBR 8800 com a limitação de se trabalhar somente com interação completa (grau de conexão máximo). As combinações últimas segundo a nova norma devem abranger as ações permanentes totais, as ações acidentais e as cargas devidas ao tráfego de veículos devidamente ponderadas.

Para elementos cuja esbeltez exceda os limites ($\lambda > 5,70\sqrt{E/f_y}$) do Anexo O na NBR 8800 (2008), devem ser utilizados os métodos de cálculo previstos pela AASHTO (2007) ou nos Eurocodes 2, 3 e 4.

Para a determinação da força cortante resistente de cálculo permanecem as mesmas determinações da NBR 8800 (2008), a qual considera somente a viga metálica no dimensionamento. Para mais, a norma determina que sejam realizadas verificação de estados-limites últimos causados por cisalhamento no painel da alma.

As considerações pertinentes aos conectores de cisalhamento estão dispersas no texto da nova norma. No item 4.3 existem observações a respeito dos materiais a serem utilizados e das prescrições para a soldagem dos mesmos no perfil, parâmetros estes que devem seguir o estipulado na AASHTO (2007).

No item 10, que trata do dimensionamento à flexão já explanado anteriormente, encontram-se dispositivos que intrinsecamente estendem-se ao número e disposições dos conectores, pois segundo este trecho a verificação dos conectores deve ser realizada através do fluxo de cisalhamento longitudinal, obtido em regime elástico considerando as ações permanentes totais, as ações acidentais e as cargas devidas ao tráfego dos veículos, com seus respectivos coeficientes de ponderação.

Para as ações devidas ao tráfego de veículos, a NBR 16694 (2020) reproduz o exposto na AASHTO (2007) que considera a resistência de um conector de cisalhamento ao corte atendendo a fadiga em Newtons como:

$$Z_r = \theta_{SR}d^2 \quad (2.10)$$

Sendo θ_{SR} dado em função dos ciclos de passagem de veículos pesados:

$$\theta_{SR} = 238 - 29,5\text{Log}(N) \quad (2.11)$$

Sendo:

N = número de ciclos em 75 anos;

d = diâmetro do conector expresso em milímetros;

A determinação do número de ciclos em 75 anos não é explicitamente tratada no texto da NBR 16694 (2020), considerando a sua base normativa AASHTO (2007), esse valor pode ser tomado para consideração de vida infinita como:

$$N = (365)(75)n(1290) \quad (2.12)$$

Sendo n o número de ciclos por caminhão de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Ciclos por caminhão

Elementos longitudinais	Comprimento do vão	
	> 12 000 mm	< 12 000 mm
Simplemente apoiadas	1.0	2.0
Contínuas		
A) Próximo a apoios internos *	1.5	2.0
B) Qualquer outro ponto	1.0	2.0

*: o termo "próximo a apoios internos" deve ser tomado de cada lado do suporte como um décimo do comprimento do vão.

(fonte: Traduzido e adaptado de AASHTO (2007))

Para satisfazer o preceito da verificação quanto ao fluxo de cisalhamento em regime elástico deve-se analisar a seção como homogênea levando em consideração a razão modular, pois as deformações dos materiais em regime elásticos são altamente afetadas por esta diferença.

A consideração da razão entre os módulos de elasticidade da seção mista deve ser incorporada na determinação do momento de inércia da seção homogeneizada, definida por:

$$I = \sum I_0 + \sum (A \cdot y^2) - \sum (A) \cdot \hat{y}^2 \quad (2.13)$$

Sendo:

I_0 = Momento de inércia de cada elemento isolado;

A = Área da seção de cada elemento isolado;

y = Distância da face superior da laje de concreto ao CG de cada elemento isolado;

\hat{y} = Distância do CG de cada elemento à linha neutra da seção homogeneizada;

A consideração da razão modular também abrange Q , na hipótese de o elemento em referência ser a laje de concreto.

Vale ressaltar que a NBR 16694 (2020) não prescreve que a distribuição dos conectores deve ser feita a partir do fluxo de cisalhamento, mas sim que deve ser realizada uma verificação da disposição imposta pela NBR 8800 (2008) a fim de certificar que a resistência da conexão está segura. No caso de constatação de insuficiência da ligação, subentende-se que o número de conectores deve ser recalculado, contudo ainda acompanhando o disposto na NBR 8800 para a distribuição.

2.3.3. AASHTO (2007)

As especificações descritas pela associação americana de rodovias e transportes entre outros preceitos definem os requisitos para projetos de pontes, os quais são amplamente aceitos e operados na comunidade científica e profissional.

A resistência à flexão para trechos de momentos positivos especifica que o conjunto deve, ser por segurança, analisado em regime elástico para perfis de almas não compactas. Para perfis em que a alma seja considerada compacta, os limites são estendidos até a plastificação da seção, devido a sua capacidade em formação de rótula plástica. Nestes casos, considerando a discrepância entre as tensões de escoamento do aço e do concreto é necessário considerar fatores de segurança para proteger o concreto do esmagamento prematuro quando a altura comprimida do perfil supera os dez por cento da altura total da seção.

A análise de flexão em trechos de momentos negativos é consideravelmente mais extensa em consequência à grande susceptibilidade da flambagem local ou torcional do perfil. Nesse sentido as indicações são que, em casos de perfis com almas esbeltas, a verificação quanto à resistência para flambagem local da mesa (FLB) e a verificação quanto à resistência para flambagem lateral torcional (LTB) seja operada dentro dos regimes elásticos. Para os perfis que não se encaixam como perfis de almas esbeltas, é admitido progressivamente através de um fator de plastificação o alcance do momento plástico em conformidade com o grau de esbeltez do perfil.

A plastificação total da seção é admitida para perfis de almas compactas. Para perfis que apresentem alma não compacta empregasse o que se define como regime rígido-plástico, procedimento que transige a utilização dos limites elásticos, considerando uma transição linear em relação aos limites de almas compactas e esbeltas conforme apresenta a Figura 16.

Os limites impostos para as verificações de esforço cortante são dados exclusivamente pela resistência ao corte da alma do perfil de aço, considerando também a força resistente do perfil à flambagem por cisalhamento.

As definições quanto aos conectores de cisalhamento são dadas na seção 10 do texto que abrange membros com seção do tipo I sob flexão. As verificações são segmentadas entre análise quanto à fadiga e Estado Limite Último. Em termos de análise da resistência de um conector sob efeito

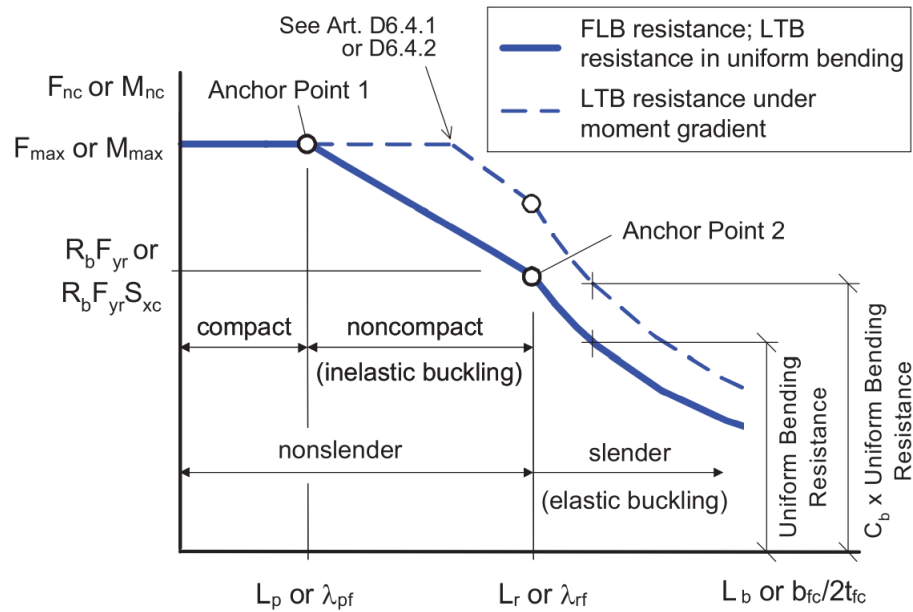


Figura 16 – Curva de resistências para equações de momento negativo (Fonte: AASHTO (2007))

de carga e descarga, as prescrições levam em consideração o fluxo de cisalhamento aplicado a seção mista. As considerações de Estado Limite Último são baseadas no grau de interação, ou seja, a tensão última é limitada de acordo com o elemento que apresenta menor resistência entre as partes, laje de concreto e perfil de aço.

A distribuição dos conectores é tratada a parte para cada verificação, no caso do limite resistente por fadiga o que prevalece é a distância entre os pontos de controle admitidos na determinação do fluxo de cisalhamento longitudinal atuante, neste caso, a disposição dos conectores se faz com maior intensidade nos pontos junto aos apoios devido ao deslizamento relativo excessivo nestes trechos. Para limites estabelecidos pelo ELU, a distribuição dos mesmos deve se caracterizar como uniformemente distribuída.

O código também determina que a resistência mínima ao corte longitudinal do conjunto de conectores de cisalhamento deve ser calculada para satisfazer as combinações de fadiga, mas ressalta ainda que esse número deve satisfazer do mesmo modo o Estado Limite Último da seção. A determinação do espaçamento longitudinal máximo (*pitch*) entre os conectores é dada por:

$$p \leq \frac{nZ_r}{V_{sr}} \quad (2.14)$$

Sendo:

Z_r = resistência ao cisalhamento de um único conector considerando a fadiga (N);

V_{sr} = fluxo de cisalhamento considerando a fadiga (N/mm);

n = número de conectores transversais da seção;

A resistência ao cisalhamento de um conector do tipo *stud bolt* considerando a fadiga é definido de acordo com Slutter e Fisher (1965) da seguinte maneira.

$$Z_r = \alpha d^2 \geq \frac{38d^2}{2} \quad (2.15)$$

Sendo d o diâmetro do conector e α definido pela Equação 4.9:

$$\alpha = 238 - 29.5 \log(N) \quad (2.16)$$

O termo N representa o número de ciclos de carga pelo qual o conector será exposto.

O fluxo de cisalhamento é definido em duas parcelas, fluxo longitudinal e radial, sendo o segundo desprezado para vigas retilíneas. O esforço de corte atuante deve considerar as características da via, como classe de tráfego e a frequência de carga de fadiga.

As verificações quanto ao Estado Limite Último devem ser devidamente fatoradas e o número de conectores mínimo para um dado trecho deve ser tal que:

$$n = \frac{P}{Q_r} \quad (2.17)$$

Sendo:

P = Força de cisalhamento nominal;

Q_r = Resistência de cálculo de um único conector de cisalhamento;

A distribuição dos conectores segundo a AASHTO (2007) deve ser uniforme, já que as prescrições desta norma consideram que os conectores são dúcteis o suficiente para proporcionar uma redistribuição de tensões entre estes elementos. O texto também enfatiza que a análise deve focar na necessidade de o número de conectores ser suficiente para desenvolver a força de cisalhamento de cálculo.

A norma ainda menciona algumas especificações quanto ao cobrimento dos conectores que não deve ser inferior a 50 mm e impõe o limite de 4 vezes o diâmetro do conector para o espaçamento transversal.

3 SUPORTE LÓGICO PARA VERIFICAÇÃO CONFORME NORMAS

Em função de o tema abranger assuntos em que diversas normas destoam, é necessário observar os resultados operando suas orientações. Para isso é importante que o processo de verificação para cada norma seja realizado diversas vezes para todos os casos propostos. Para realizar essa tarefa foi desenvolvido um código computacional para facilitar e agilizar o processo de dimensionamento e verificação segundo as normas analisadas. Assim os procedimentos indicados pelas normas NBR 8800 (2008), NBR 16694 (2020) e AASHTO (2007) foram programados.

3.1 LINGUAGEM UTILIZADA

O código computacional foi desenvolvido na linguagem de programação de alto nível *python*, pois além de dispor de um ambiente de compilação de fácil leitura, oferece uma gama muito grande de recursos matemáticos prontos, tornando a programação de fácil entendimento e funcional com poucas linhas de código.

A interface gráfica do usuário (GUI – *Guide User Interface*) foi desenvolvida através da biblioteca *tkinter*. A escolha se deu devido a boa portabilidade que este módulo oferece, as rotinas implementadas com o uso do *tkinter* são portáveis livremente entre Linux, Unix, Windows e Mac.

3.2 INTERFACE GRÁFICA

A janela principal apresentada na Figura 17 conta com 2 painéis informativos, 3 painéis gráficos e 1 painel de botões. O painel “A” expõe ao usuário detalhes da seção, armadura longitudinal e características dos conectores que estão sendo considerados. O painel “B” apresenta os botões que dão acesso às funções do programa (botões de entrada de dados e os botões de solução). Os painéis citados a seguir só recebem dados a partir da requisição de cálculo, que pode se dar a partir dos botões de solução (5, 6, 7 e 8). O painel “C” é responsável por apresentar ao usuário os diagramas de esforços solicitantes (corte e momento fletor). O painel “D” apresenta os diagramas de esforços resistentes já ponderados e combinados (corte e momento fletor). O painel “E” é encarregado de exibir de maneira gráfica a disposição dos conectores e os diagramas de esforços solicitantes e resistentes sobrepostos, para que se tenha uma noção visual da situação. Por fim, o painel “F” mostra os resultados numéricos para cada seção entre momento nulo e máximo, apresentando o número de conectores na seção, espaçamento entre eles, momento resistente de cálculo, momento solicitante de cálculo, força cortante resistente de cálculo e força solicitante de cálculo.

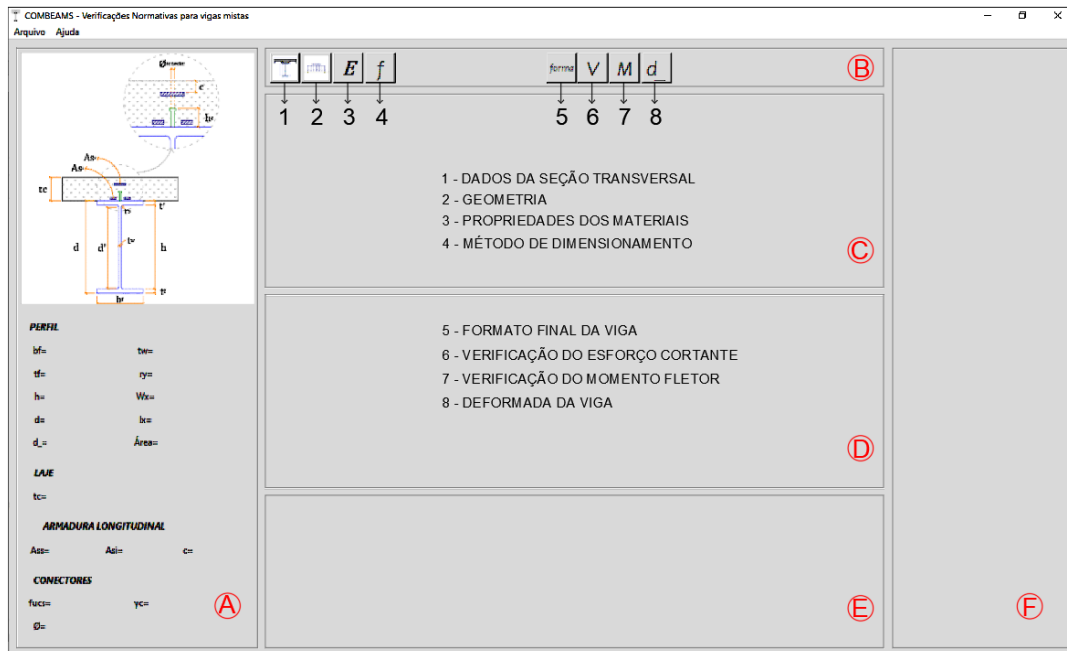


Figura 17 – Janela principal COMBEAMS

Como mencionado, a maior agilidade no dimensionamento normativo de vigas mistas é de grande valia. Nesse sentido, os dados podem ser carregados para compilação de duas maneiras: inserção manual de valores ou via arquivo padrão em formato *.xls*. A entrada de dados via arquivo apresenta vantagens no sentido de operação repetitiva, em que o usuário não precisa necessariamente re-adicionar todos os dados e sim alterar somente o que é necessário. A Figura 18 apresenta a organização da entrada de dados via arquivo *.xls*.

Na opção de inserção manual o botão “1” inicializa o processo de coleta dos dados da seção transversal da viga mista, tal seção dispõe de duas opções (Figura 19): buscar os dados da seção transversal do perfil de aço em uma base de dados pelo seu respectivo nome ou entrar manualmente com os mesmos, conforme a Figura 20 e Figura 21 respectivamente.

O botão número 2 inicia a coleta da geometria geral da viga (vãos e carregamentos) conforme Figura 22. O botão 3 é responsável pelas propriedades dos materiais da viga mista e o botão 4 abre as janelas de opções entre as normas disponíveis.

A entrada de dados é equivalente para todas as normas disponíveis, sendo necessário somente que o usuário defina qual modelo normativo que pretende considerar na hora do dimensionamento. A partir do momento que o usuário insere os dados do problema, o painel “A”, responsável pela apresentação da geometria da seção e características do problema, é preenchido automaticamente. Uma vez que os dados estejam carregados, os botões referentes ao dimensionamento se habilitam para aplicação, fornecendo ao usuário a resolução do problema.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	DADOS LINEARES		DADOS DO PERFIL					
2	trechos=	3			Cálculo via:	NBR 8800		
3								
4	L1=	4						
5	L2=	4		bf=	0.2		tw=	0.0063
6	L3=	4		tf=	0.0095		ry=	0.0452
7	q1=	100		h=	0.381		Wx=	0.00087
8	q2=	100		d=	0.4		lx=	1.74E-04
9	q3=	100		d'=	0.381		Área=	0.0062
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
31								

DADOS GERAIS	
Interação=	completa
Lb máx=	1
tc=	0.1
Nº barras=	21
Ø barras=	0.0125
c=	0.025
fucs=	415000
Ø conector=	0.019
y conector=	1.25

MATERIAIS	
fck=	20000
yc=	1.4
E aço=	210000000
fy=	250000
ya=	1.1
E armadura=	210000000
fs=	500000
ys=	1.1

Figura 18 – Modelo para entrada de dados via arquivo .xls/x

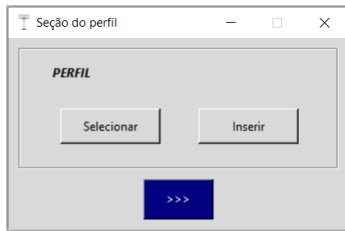


Figura 19 – Janela seção do perfil

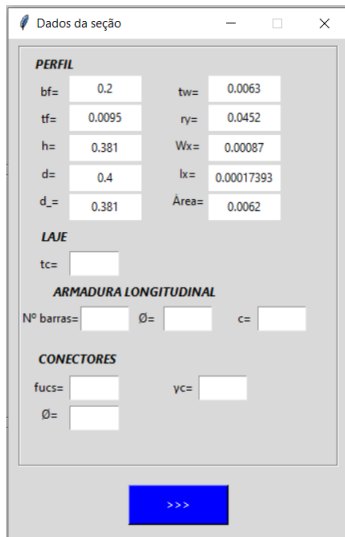


Figura 20 – Janela dados da seção

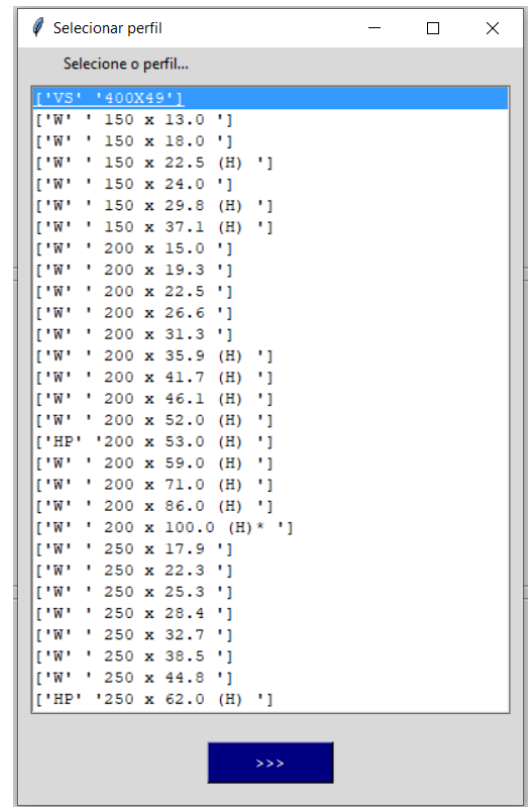


Figura 21 – Janela selecionar perfil

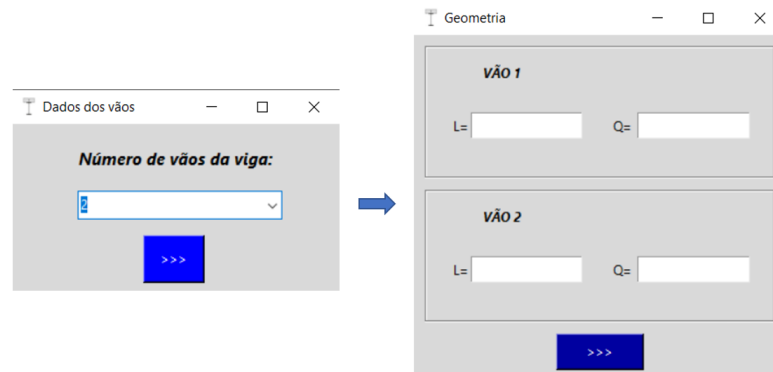


Figura 22 – Janela para entrada de vão e carregamentos

3.3 SOLUÇÃO

O software COMBEAMS foi dividido em duas grandes rotinas, a 1ª responsável pelo funcionamento da interface gráfica aplicada, já a 2ª tem atribuições quanto ao algoritmo de cálculo geral. Na 2ª rotina, existem diversas sub-rotinas referentes ao dimensionamento propriamente dito, além de entradas e saídas de dados. Tal organização foi empregada no intuito de elevar a velocidade de processamento, visto que alguns cálculos são similares ou efetivamente idênticos.

Ao executar o software tem-se acesso à página inicial, a partir disso o usuário dispõe de dois caminhos: inserção manual dos dados de entrada ou importação de arquivo em formato *.xlsx*.

No momento em que se chama uma destas funções, o software inicia a rotina do cálculo geral ilustrada na Figura 23.

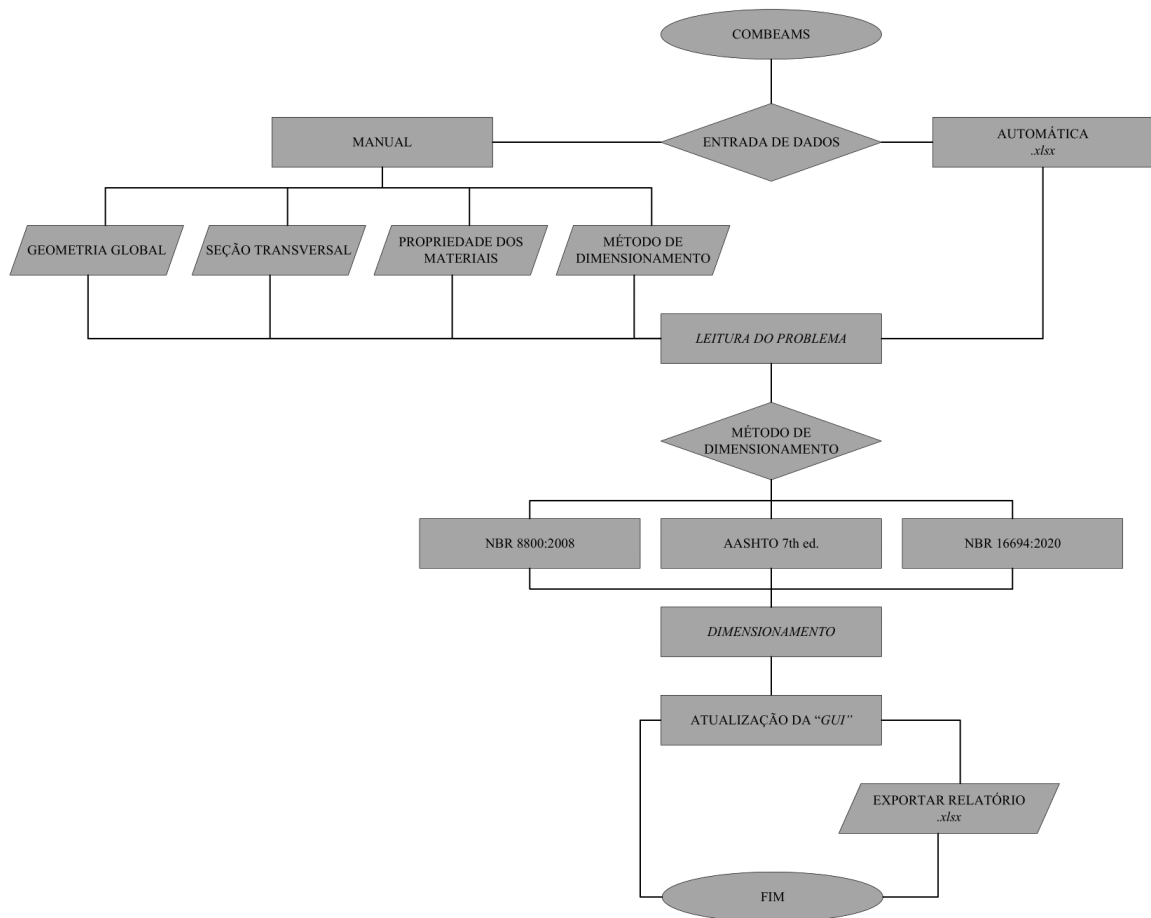


Figura 23 – Fluxograma da rotina geral COMBEAMS

Uma vez fornecido ao programa os dados iniciais juntamente com o método de cálculo desejado, o mesmo realiza a organização dos dados, criação de matrizes e nomeação de variáveis. A partir disso, sem qualquer intervenção o software aguarda que o usuário selecione uma das opções de solução do painel “B” para iniciar o dimensionamento e apresentação dos resultados.

Ao pressionar um dos botões de solução, a rotina é ramificada para acesso às sub-rotinas correspondentes a cada uma das normas consideradas, algumas funções semelhantes são preparadas fora do laço de cada norma no sentido de utilizar os mesmos atributos, este é o caso dos esforços atuantes não ponderados que são calculados igualmente para todas as normas, bem como a função responsável pela definição e cálculo das propriedades elásticas e plásticas da seção.

A Figura 24, Figura 25 e Figura 26 demonstram uma representação esquemática e resumida da estrutura interna das sub-rotinas utilizadas pelas normas NBR 8800 (2008), AASHTO (2007) e NBR 16694 (2020), respectivamente.

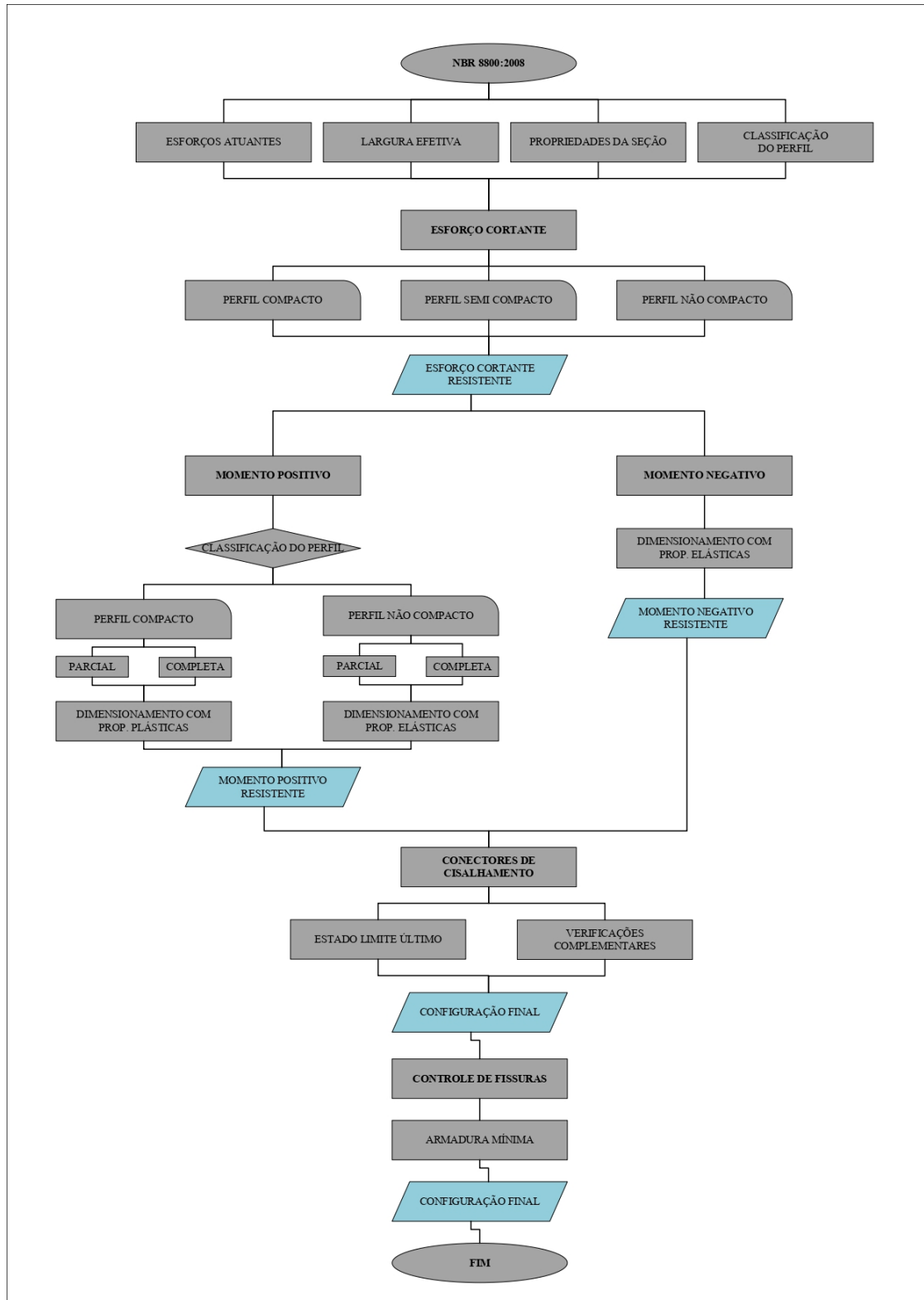


Figura 24 – Fluxograma da sub-rotina NBR8800:2008

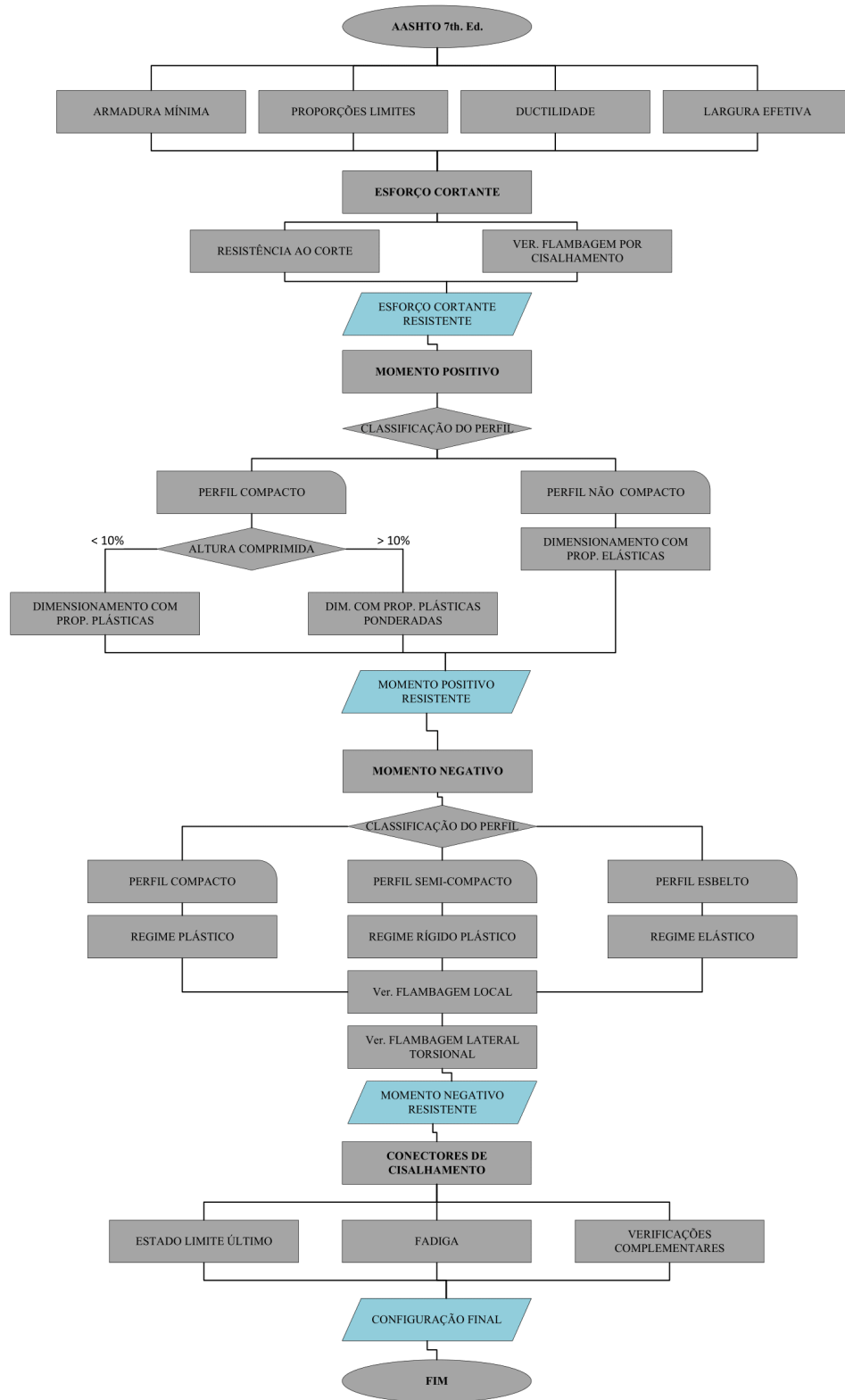


Figura 25 – Fluxograma da sub-rotina AASHTO

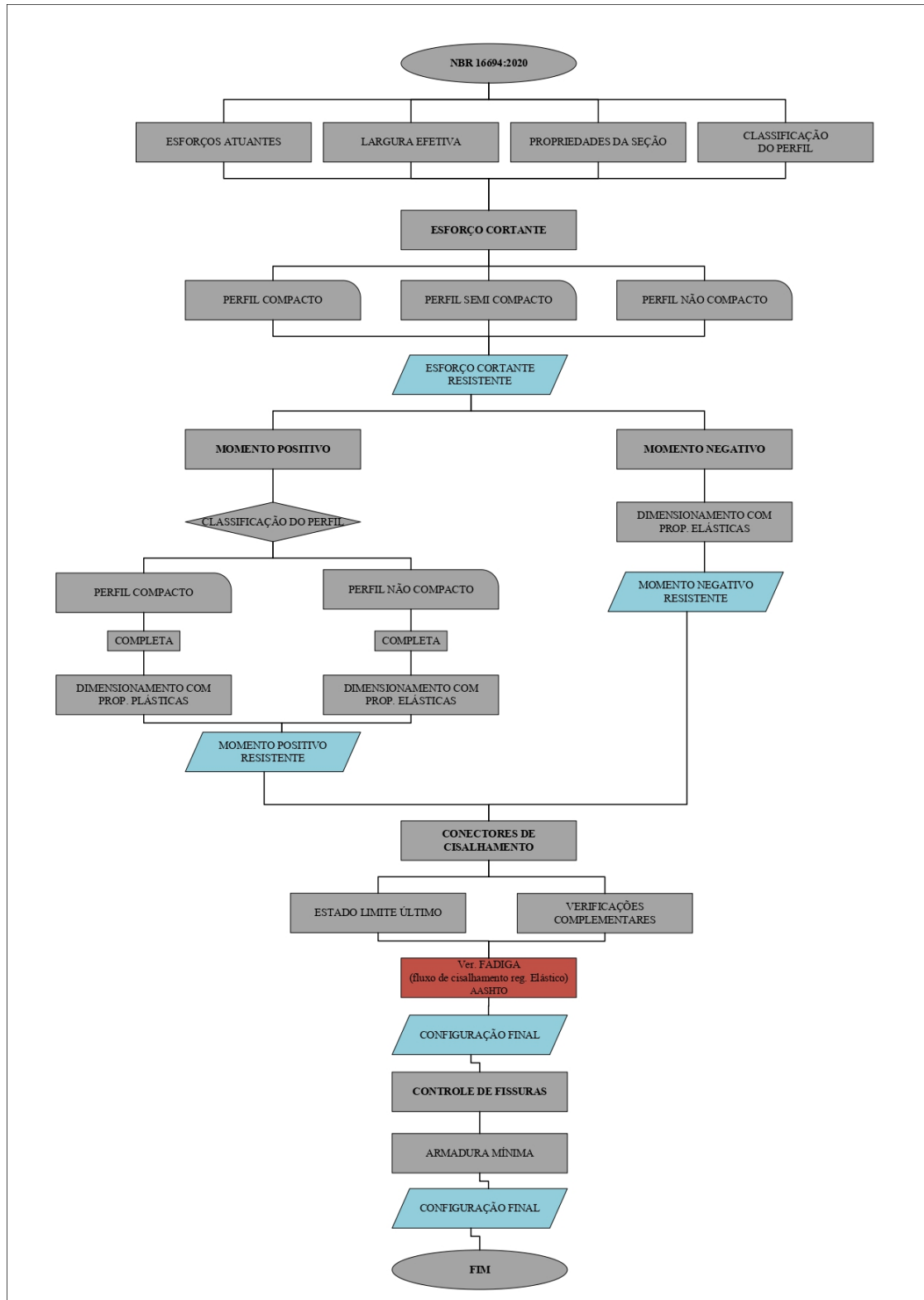


Figura 26 – Fluxograma da sub-rotina NBR16694:2020

A partir da inserção das características geométricas da viga, definição das propriedades pertinentes dos materiais, escolha da norma a ser considerada e requisição da análise, a interface é atualizada de acordo com a Figura 27.

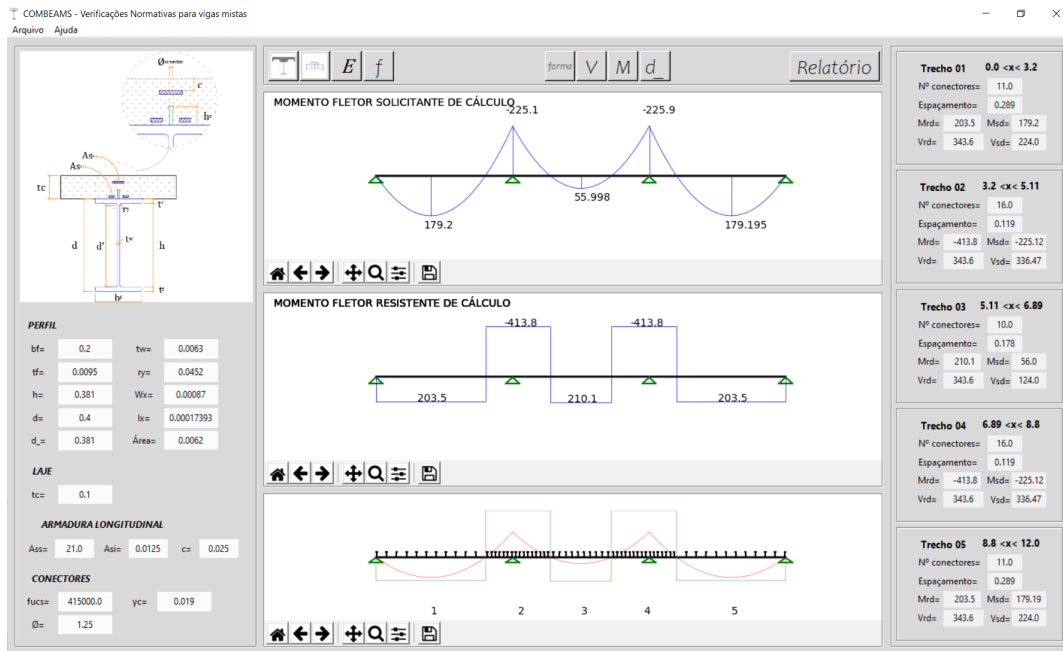


Figura 27 – Janela resultados COMBEAMS

A plotagem dos diagramas resistentes e atuantes podem ser alternados entre momento fletor e diagrama de corte. Na parcela inferior da tela é possível ver os respectivos diagramas de esforços atuantes e resistentes de maneira cruzada, o que facilita a visualização de pontos críticos da viga.

Como mencionado, no lado direito da interface é possível ter mais detalhes dos resultados trecho a trecho. Estes valores são definidos entre os intervalos de momentos máximos e momentos nulos conforme as normativas os definem.

A limitação de espaço para exibição dos dados de cálculo na interface gráfica levou à necessidade da implementação de uma sub-rotina responsável pela extração de dados. Esta função é acessada pelo botão “relatório” que gera um arquivo no endereço de instalação do software em formato *.xlsx*. Neste documento estão disponíveis todos os dados de cálculo, geometria da seção e desenvolvimento completo da solução do problema em análise.

4 MODELO NUMÉRICO VIA ELEMENTOS FINITOS

A investigação desenvolvida neste trabalho está baseada na comparação de resultados obtidos através da aplicação de modelos em elementos finitos baseados nos resultados obtidos pela aplicação das normas NBR 8800 (2008), NBR 16694 (2020) e AASHTO (2007). Os modelos numéricos foram desenvolvidos no código computacional VIMIS.

4.1 ESTRUTURA INTERNA DO PROGRAMA VIMIS

Os estudos sobre vigas mistas com a utilização do MEF no CEMACOM/PPGEC seguem duas linhas gerais de evolução. A primeira é baseada no aperfeiçoamento de técnicas para modelagem e análise no *software ANSYS* a segunda linha é fundamentada na otimização de um código computacional próprio, inicialmente desenvolvido por Tamayo (2011), na linguagem Fortran90, que é denominado VIMIS. A versão inicial deste código apresentava possibilidades de análise para vigas mistas aço-concreto com comportamento não linear submetidas a cargas de curta duração. A evolução geral do VIMIS é apresentada na Figura 28.

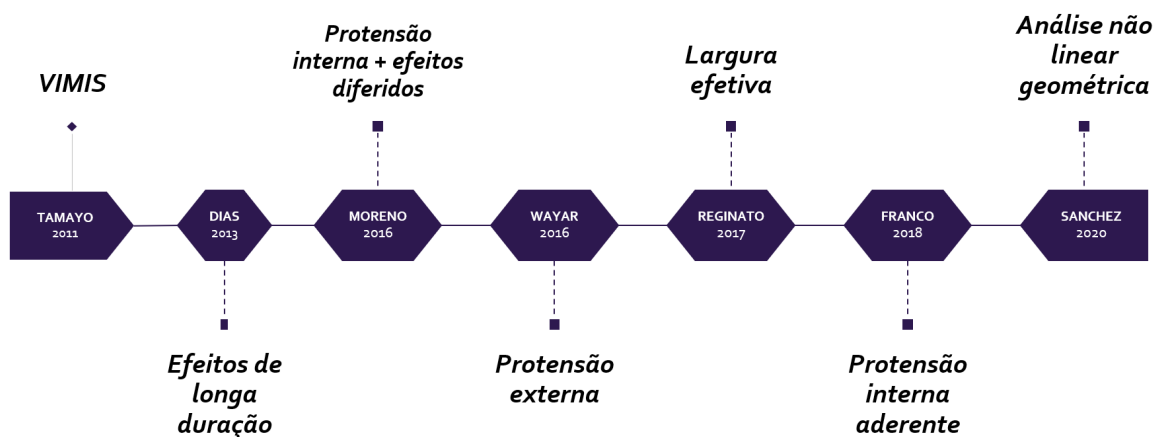


Figura 28 – Evolução dos trabalhos realizados no VIMIS

Dias (2013) continuou o trabalho anterior, implementando o uso do software GiD para as tarefas de pré e pós processamento, além de incorporar os efeitos de longa duração (fluência e retração) com base no código modelo CEB-FIP 90.

Moreno (2016) ampliou a análise com efeitos diferidos bem como acrescentou ferramentas estatísticas no intuito de sofisticar a análise dos resultados, além disso, implementou uma rotina inicial para consideração da protensão interna. No mesmo ano, Wayar (2016) implementou recursos que permitiram a consideração de protensão externa.

Reginato (2017) estudou métodos para o estabelecimento da largura efetiva de lajes de concreto para vigas mistas, apresentando em seu trabalho evidências claras de potenciais falhas em métodos até então consolidados. Este estudo foi desenvolvido e adicionado ao código computacional VIMIS.

Franco (2019) implementou rotinas para consideração da protensão interna aderente e não aderente, além disso, no intuito de minimizar o tempo necessário para análise incluiu-se o solucionador de sistemas de equações lineares PARDISO, que utiliza armazenamento de matrizes esparsas e soluciona os sistemas de equações lineares via memória distribuída entre multiprocessadores, assim reduzindo o uso de memória no armazenamento da matriz de rigidez global.

O código computacional VIMIS é empregado nesta pesquisa, excluindo-se casos com protensão, desta maneira faz-se necessário a explanação acerca do funcionamento e considerações substanciais para a ideal operação do mesmo.

Conforme remodelado por Dias (2013), o programa faz uso das ferramentas de pré e pós processamento através do software Gid, para tal, foi empregado o processo programável *Problem Type* que permite ao usuário personalizar a entrada e saída de dados do código conforme a Figura 29.

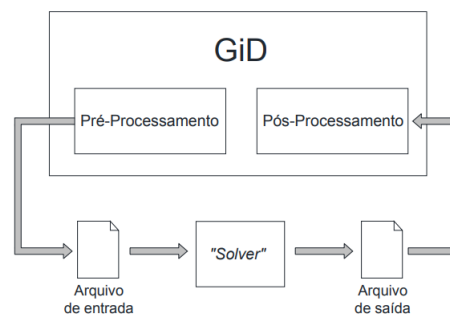


Figura 29 – Integração do Gid
(Fonte: Dias (2013))

No pré-processamento, existem etapas vitais para o processo de análise numérica: desenvolvimento da malha de cada elemento distinto, mesclagem das malhas, configuração do *Problem Type*, incorporação das propriedades da estrutura e das condições globais do problema. Além disso, caso se façam necessários testes considerando efeito diferido no concreto, é acrescentada uma etapa para inclusão dos dados referente a análise ao longo do tempo.

O desenvolvimento da malha de elementos finitos pode ser realizado diretamente no *software* Gid, o qual dispõe de sistema próprio para a concepção geométrica. Inserido a esta proposta, existe a possibilidade de se programar comandos referentes ao sistema de design do Gid em um arquivo do tipo *.bch, sendo que este se apresenta como um arquivo de texto padrão contendo

informações referentes às coordenadas de nós, barras e superfícies. Outra possibilidade é a consideração de um arquivo CAD externo, no formato *.dxf contando também com coordenadas e referências para a concepção do problema.

Como especificado, a malha de cada tipo de elemento finito considerado para modelar a viga mista, deve ser gerada de modo individual, logo é importante para a união das malhas que as mesmas sejam compatíveis na ligação dos conectores, com nós presentes nas respectivas posições da viga de aço e laje de concreto. A malha de cada elemento pode ser concebida como uma malha estruturada, a qual garante a divisão de elementos conforme o usuário especifica, ou ainda pode ser semi-estruturada ou não estruturada, sendo estas usadas geralmente para exemplos com geometrias complexas. Nas Figuras 30, 31 e 32 estão expostas as geometrias e malhas dispostas de forma estruturada.

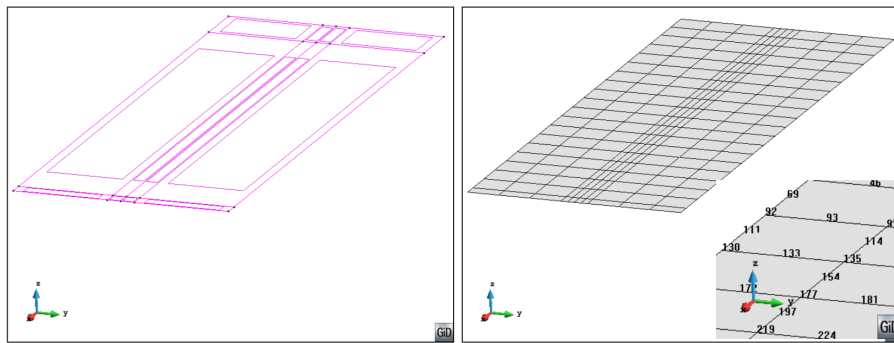


Figura 30 – Geometria e malha da laje de concreto

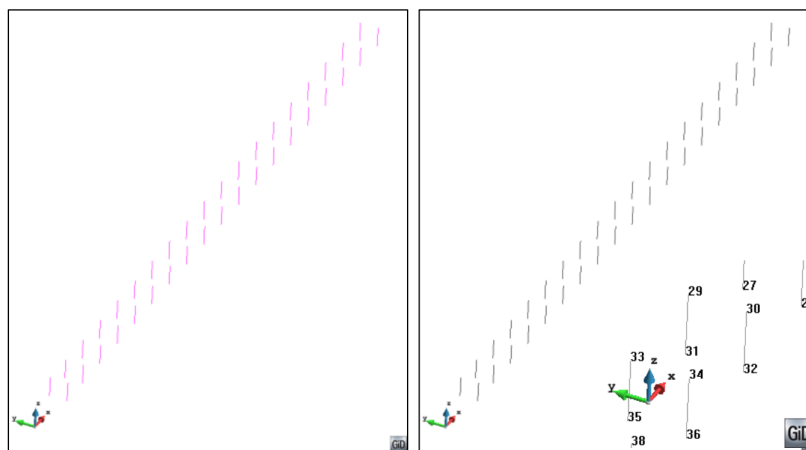


Figura 31 – Geometria e malha dos conectores

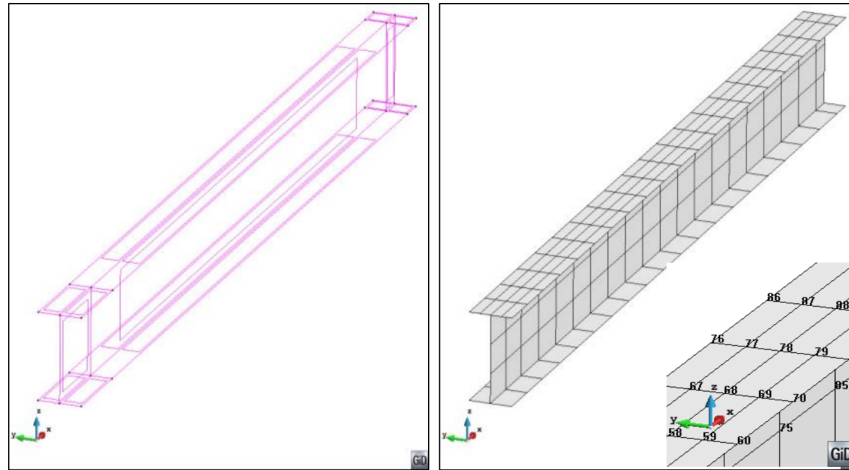


Figura 32 – Geometria e malha da viga de aço

A união exposta anteriormente gera duplicação dos nós devido à posição dos conectores, assim, é necessário a eliminação e readequação das posições para concepção do modelo numérico da viga mista. A Figura 33 apresenta a malha de uma das vigas deste trabalho depois desta etapa.

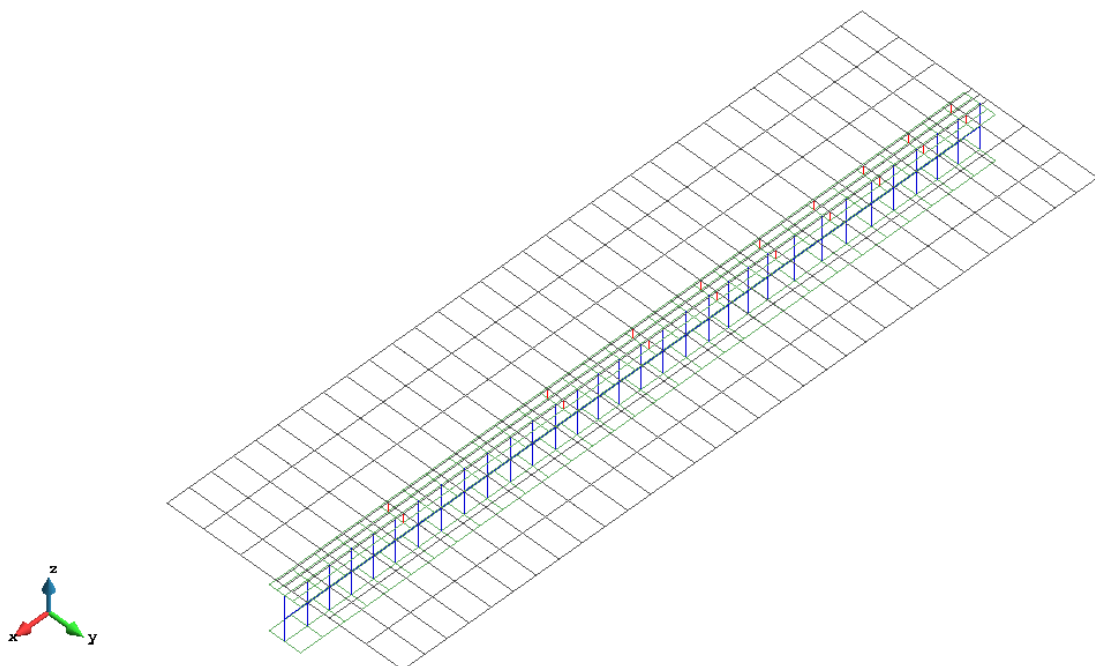


Figura 33 – Malha final de viga mista

A partir da malha estabelecida é possível definir o tipo de problema, anexar os dados de cada material, condições de contorno, tipo de integração e demais informações pertinentes à solução do problema numérico. Assim, o arquivo de entrada **.dat* utilizado no VIMIS é gerado pelo GiD e o processo de solução pode ser executado.

O *software* VIMIS possibilita a solução de dois tipos de problemas. O primeiro tipo está ligado ao Estado Limite Último de vigas mistas e o segundo tipo está associado com o estado limite de

serviço, no qual os efeitos de longa duração no concreto são considerados. O pós processamento também associado ao GiD pode apresentar mapas de tensões e representações das deformadas das vigas.

Os recursos de pré-processamento, pró-processamento e análise foram testados e validados pelos autores envolvidos no desenvolvimento do código computacional VIMIS. Para informações mais completas e detalhadas deve-se consultar os trabalhos de Tamayo (2011), Dias (2013), Moreno (2016), Wayar (2016), Reginato (2017), Franco (2019) e Sánchez (2020). A seção 4.2 expõe resumidamente os dados, características e modelos constitutivos utilizados no programa.

4.2 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Considerando o uso do VIMIS, o perfil de aço é modelado por elementos de casca plana de quatro nós com seis graus de liberdade por nó, a laje de concreto é modelada com elementos de casca degenerada com oito nós e 5 graus de liberdade por nó (três deslocamentos e duas rotações), os conectores são modelados por elementos de viga-coluna com dois nós, sendo o primeiro nó ligado ao plano médio da laje de concreto e o segundo nó é ligado ao plano médio da mesa superior do perfil I. A Figura 34 ilustra a ideia do modelo numérico empregado, considerando inclusive a possibilidade da configuração de elementos de protensão, os quais não são empregados nesta pesquisa.

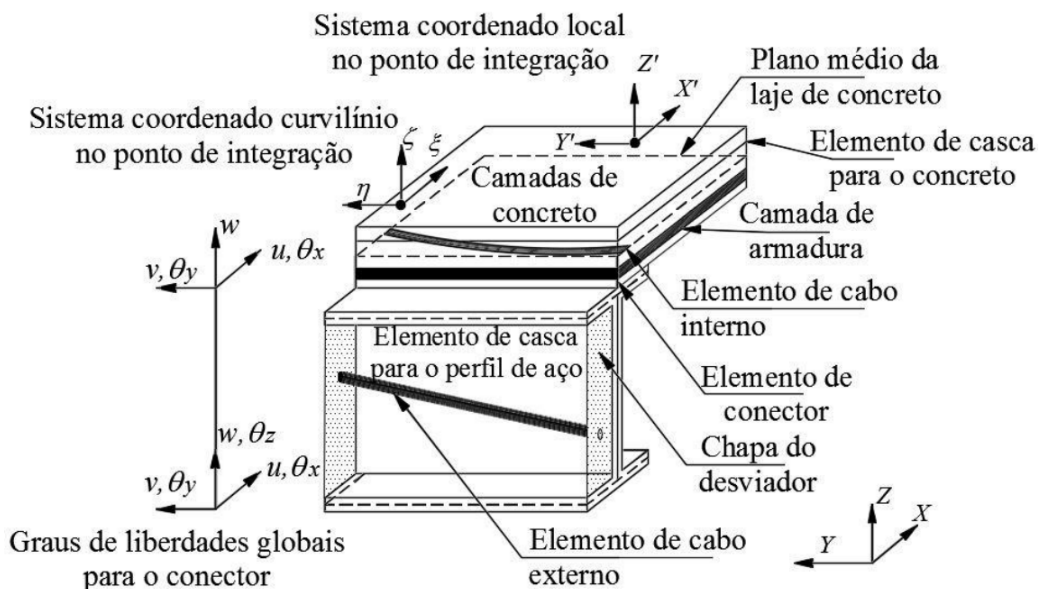


Figura 34 – Modelo numérico VIMIS
(fonte: Reginato (2017))

Os itens 4.2.1 e 4.2.2 apresentam resumidamente os modelos constitutivos dos materiais que compõem a viga mista, bem como os elementos finitos empregados para modelar a mesma.

4.2.1 LAJE DE CONCRETO

Para a consideração do concreto sob compressão é empregada a Teoria da Plasticidade Associada adotando um critério de plastificação do tipo Drucker-Prager com endurecimento não linear. Para estabelecer as relações constitutivas do tipo incremental, foram consideradas três leis: 1ª Critério de plastificação, 2ª Lei de fluxo plástico e 3ª Lei de endurecimento.

O critério de plastificação é incluído considerando duas superfícies de plastificação. A primeira que determina o início da deformação plástica e a segunda que separa o estado de endurecimento não linear e o estado de comportamento elasto-plástico perfeito (TAMAYO, 2011). Tais superfícies são definidas pela função de plastificação $f(I_1, J_2)$ que representa uma variação do critério de Drucker-Prager, que se dá em função do 1º invariante do tensor de tensões I_1 e do 2º invariante do tensor de tensões desviadoras J_2 conforme a Equação 4.1:

$$f(I_1, J_2) = (3J_2 + \alpha I_1)^{1/2} = \sigma_0 \quad (4.1)$$

Os parâmetros α e β são função do material. Baseado em resultados experimentais são usualmente fixados como $\alpha = 0,355\sigma_0$ e $\beta = 1,355$. Já a variável σ_0 representa a tensão equivalente do critério, a qual deve acompanhar a lei constitutiva uniaxial do material. (TAMAYO, 2011).

Atingindo a superfície de plastificação inicial, o processo elasto-plástico inicia-se com a expansão da superfície conforme a lei de endurecimento adotada, simulando a ocorrência de deformações plásticas até o início do comportamento elasto-plástico perfeito, quando se alcança a superfície de plastificação limite, até que a condição de esmagamento do concreto à compressão seja verificada.

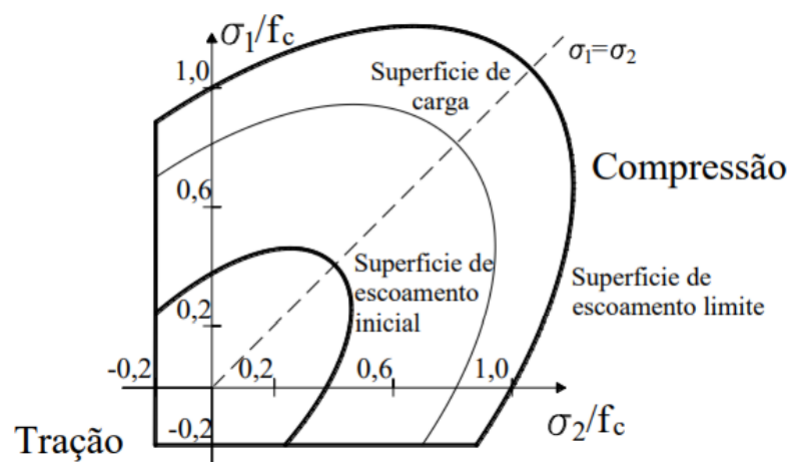


Figura 35 – Superfície de plastificação definida no espaço das tensões principais.

A segunda lei define o incremento da deformação plástica relacionado ao vetor de tensões que o material está sujeito como:

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f(\sigma)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.2)$$

A constante de proporcionalidade $d\lambda$ determina a amplitude do incremento de deformação plástica e o gradiente $\partial f(\sigma) / \partial \sigma_{ij}$ define sua direção perpendicular à superfície de plastificação considerada.

A lei de endurecimento considera o concreto como um material de endurecimento isotrópico e define o movimento da superfície de plastificação de acordo com a evolução das deformações plásticas como:

$$F(\sigma, k) = f(\sigma) - \sigma_y(k) = 0 \quad (4.3)$$

Sendo σ_y a tensão de escoamento relacionada ao parâmetro k de endurecimento correspondente à deformação plástica efetiva. A evolução de σ_y com a deformação plástica efetiva se dá através da lei constitutiva uniaxial em compressão mostrada na Figura 36.

Na determinação do critério de esmagamento, conforme exposto por Tamayo (2011), converteu-se o critério de plastificação, em termos das tensões para deformações conforme a Equação 4.4:

$$1,355(\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y) + 1,01625(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2) + 0,355\varepsilon_u(\varepsilon_x + \varepsilon_y) = \varepsilon_u^2 \quad (4.4)$$

Quando alcançada a deformação última, o concreto perde a sua rigidez e resistência. Então, o amolecimento do material pode ser considerado quando o concreto atinge o valor máximo de f_c e assim o patamar de escoamento pode ser em parte substituído por uma reta descendente até atingir a deformação última $\varepsilon_u = 0,01$ conforme a Figura 36.

Já para o concreto sob o esforço de tração foi empregada a configuração do concreto com fissuração distribuída. Para tal, a relação tensão-deformação após a ocorrência da fissuração (quando a tensão principal máxima supera a resistência à tração do material f_t) é atualizada, deste modo se evita a necessidade de alteração da malha de elementos finitos. Esta abordagem considera o critério de tensão máxima e estabelece a superfície de fratura por tração do concreto.

Desta maneira, a aderência estabelecida entre a armadura e o concreto responde pela capacidade de retenção das tensões normais atribuídas ao concreto fissurado (TAMAYO, 2011). A modelagem desta configuração é feita indiretamente através da relação estabelecida para as componentes normais dos estados de tensão e de deformação coincidentes com a direção do plano da fissura.

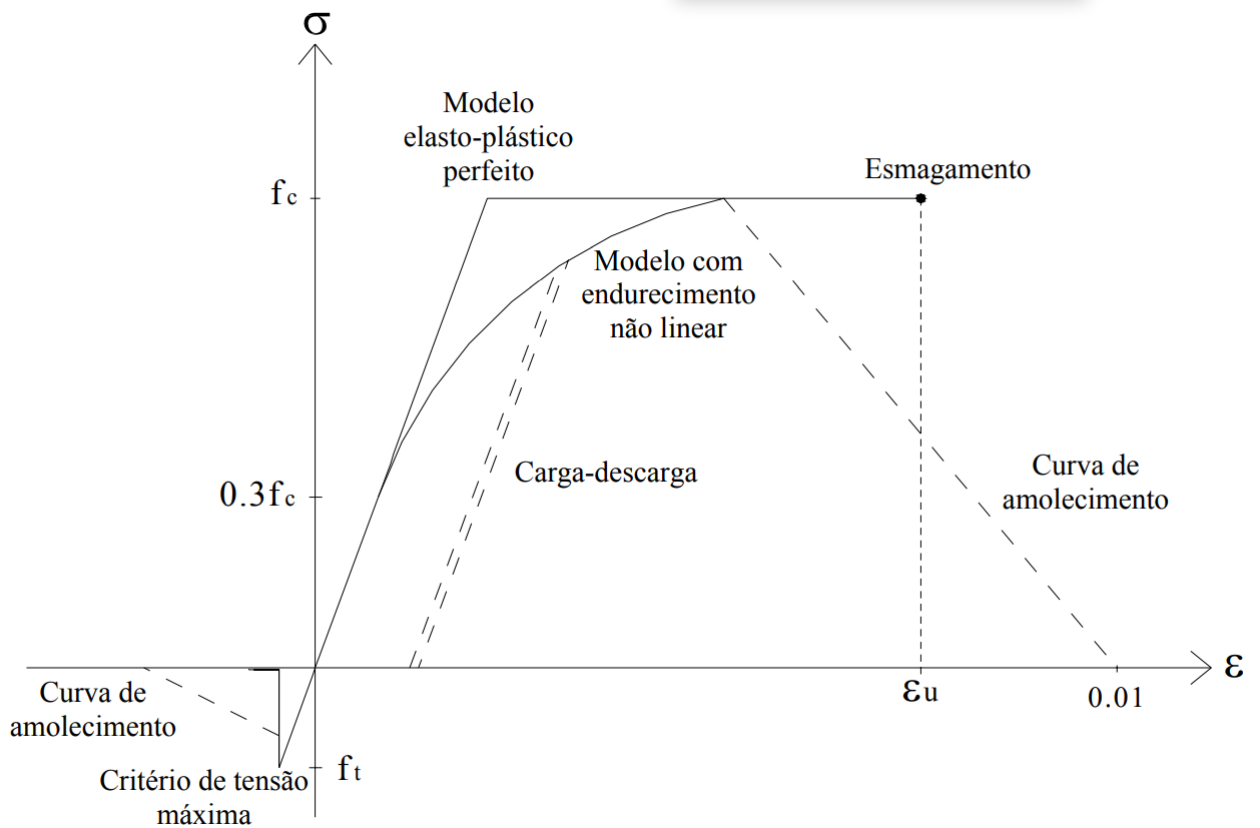


Figura 36 – Diagrama unidimensional tensão-deformação para o concreto comprimido (adaptado de Tamayo (2011))

No lado esquerdo da Figura 37 está ilustrado o diagrama de retenção de tensões no concreto fissurado, sendo f_t a resistência máxima à tração do concreto, ϵ_{ct} a deformação correspondente ao pico de tensão máxima e E_c é o módulo de elasticidade do concreto. Para zonas de concreto simples, pode-se utilizar o diagrama do lado direito da mesma figura, a fim de considerar a objetividade dos resultados da malha de elementos finitos através da energia de fratura G_f do material. Sendo que neste caso, o valor da deformação última ϵ_{tm} é determinado automaticamente.

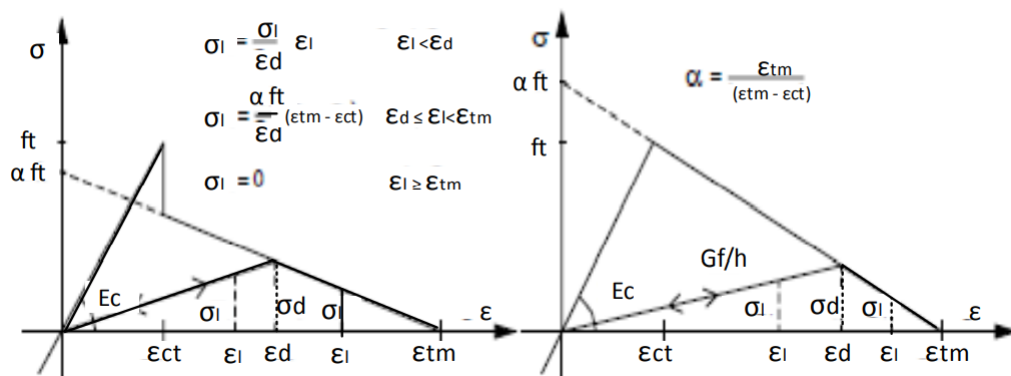


Figura 37 – Diagrama de retenção de tensões no concreto fissurado.

Levando em conta os dados utilizados para caracterização do concreto, existe a necessidade de considerar modelos uniaxiais para descrever o comportamento do aço de reforço. Assim, foram implementados diagramas de tensão-deformação bi-linear e tri-linear conforme apresenta a Figura 38, na qual E_s é o módulo elástico do aço, E'_s é a inclinação do 2º tramo da curva e E''_s a inclinação no 3º tramo.

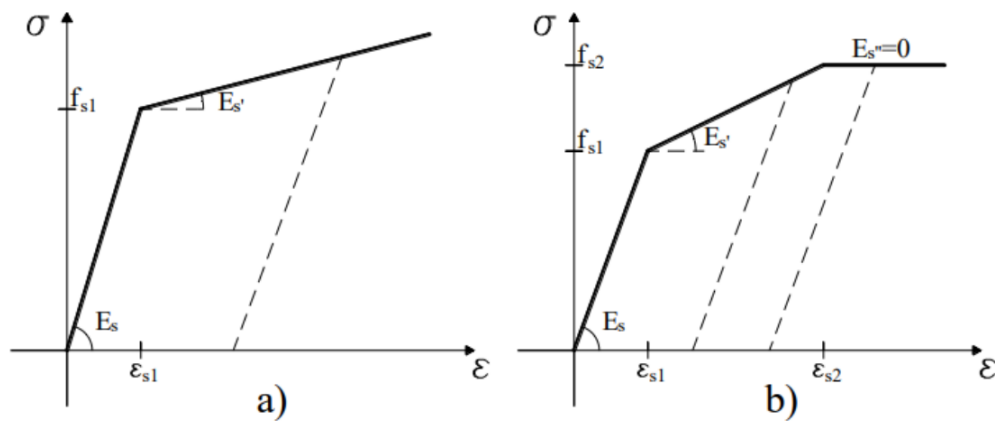


Figura 38 – Diagrama tensão-deformação para o aço a) bi linear b) tri linear

(fonte: Tamayo (2011))

Conforme já mencionado, o elemento finito utilizado para modelar o concreto armado é um elemento de casca degenerada com funções de forma quadráticas (Figura 39). Na concepção desse elemento são consideradas duas hipóteses básicas. A primeira define que as camadas normais à superfície permanecem praticamente retas depois da deformação. A segunda estabelece que a energia de deformação correspondente à tensão perpendicular à superfície média do elemento é desconsiderada.

Cada nó do elemento apresenta cinco graus de liberdade, sendo duas rotações (β_{1K}, β_{2K}) e três translações globais segundo o sistema Cartesiano definido. A formulação independente entre as rotações e deslocamentos permite a análise com componentes de corte transversal. As funções de forma para os nós dos cantos e os nós intermediários são definidas como:

$$N_k = \frac{1}{4} (1 + \xi \xi_k) (1 + \eta \eta_k) (\xi \xi_k + \eta \eta_k - 1); k = 1, 3, 5, 7 \quad (4.5)$$

$$N_k = \frac{\xi_k^2}{2} [(1 + \eta \eta_k) (1 + \eta^2) + (1 + \eta \eta_k) (1 - \xi^2)]; k = 2, 4, 6, 8 \quad (4.6)$$

Em que ξ e η representam as coordenadas naturais no plano médio de cada camada. O leitor pode encontrar maiores detalhes desta formulação no trabalho de Tamayo (2011).

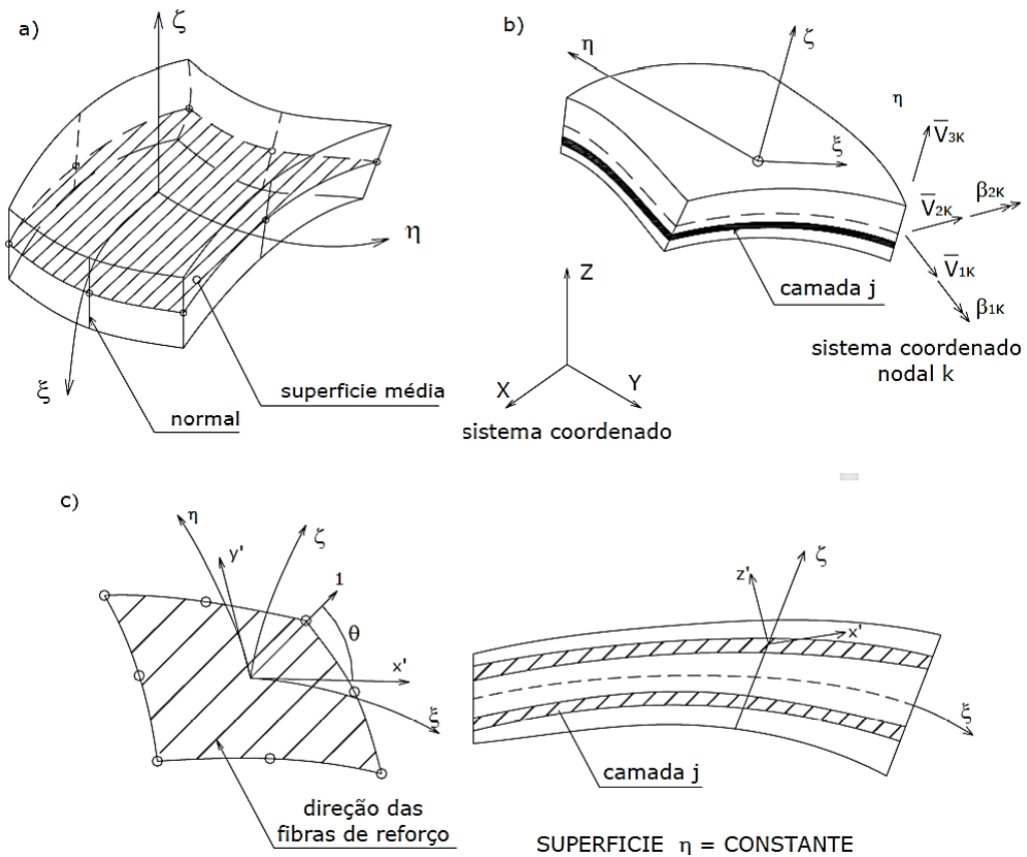


Figura 39 – a) Elemento finito de casca degenerado; b) Sistema de coordenadas global e nodal; c) Sistema de coordenadas local e curvilíneo

(fonte: Sánchez (2020))

A armadura de reforço é representada mediante um modelo distribuído, de maneira que se transformam as barras de aço em uma camada com espessura adimensional equivalente à área real das barras localizadas em uma altura correspondente ao centroide das barras consideradas. A Figura 40 demonstra o modelo considerado.

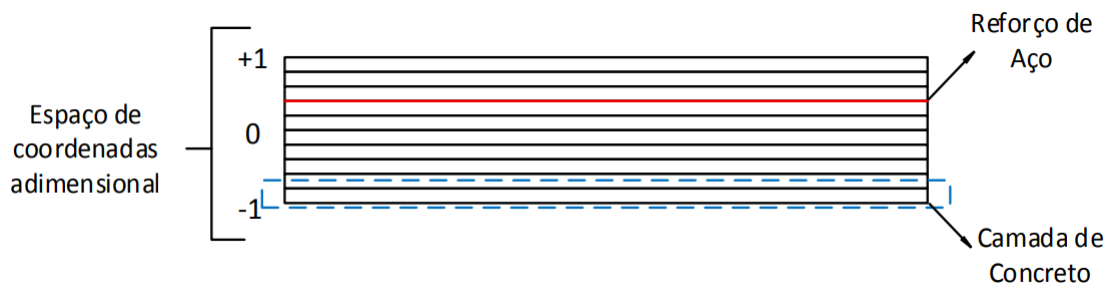


Figura 40 – Esquema em camadas do elemento finito de casca degenerado com camada de reforço

(fonte: (WAYAR, 2016))

4.2.2 PERFIL DE AÇO

O material do perfil de aço é representado como elasto-plástico com endurecimento linear, considerando os seguintes requerimentos básicos:

1) O critério de plastificação é representado pela lei de Huber-von Mises que é expressa em termos das componentes de tensões associadas a um estado plano de tensões, com igualdade para tração e compressão, conforme a equação a seguir.

$$f(\sigma) = \sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2 = \sigma_0 \quad (4.7)$$

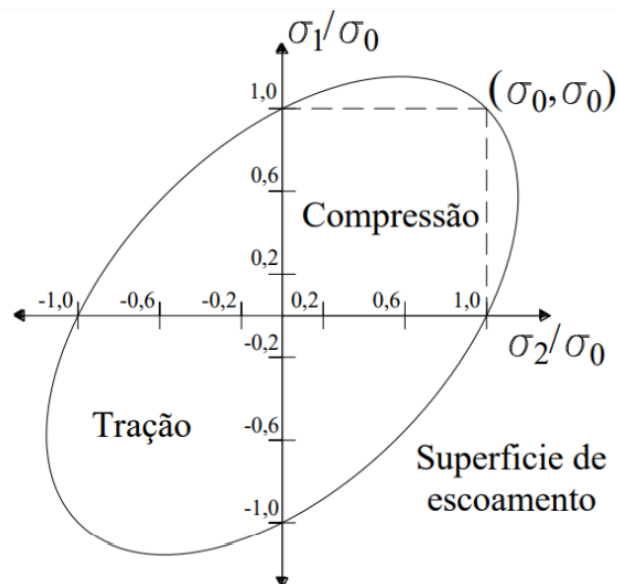


Figura 41 – Critério de escoamento em tração e compressão para o aço estrutural

2) Lei de fluxo plástico, a qual relaciona os incrementos das deformações plásticas com as tensões do material em questão similarmente ao considerado no concreto.

3) Lei do endurecimento, que define o movimento da superfície de escoamento considerando a tensão no incremento de carga k (σ_y^k) dada pelo produto do módulo de endurecimento do material H' pelo o incremento da deformação plástica ϵ_p^k somado com a tensão de escoamento do passo anterior conforme a equação Equação 4.8

$$\sigma_y^k = \sigma_y^{k-1} + H'(\epsilon_p^k) \quad (4.8)$$

Por outro lado, o elemento de casca plana empregado para modelar o perfil de aço é resultado da combinação do elemento de membrana de Ibrahimbegovic et al. (1990), para levar em conta as

translações e a rotação do plano (u, v, θ_z) , com o elemento de placa fina de Batoz e Tahar (1982), que contribui para o deslocamento transversal na direção normal ao plano xy e as rotações em torno dos eixos x e y (w, θ_x, θ_y) . A Figura 42 apresenta a configuração de cada elemento da combinação.

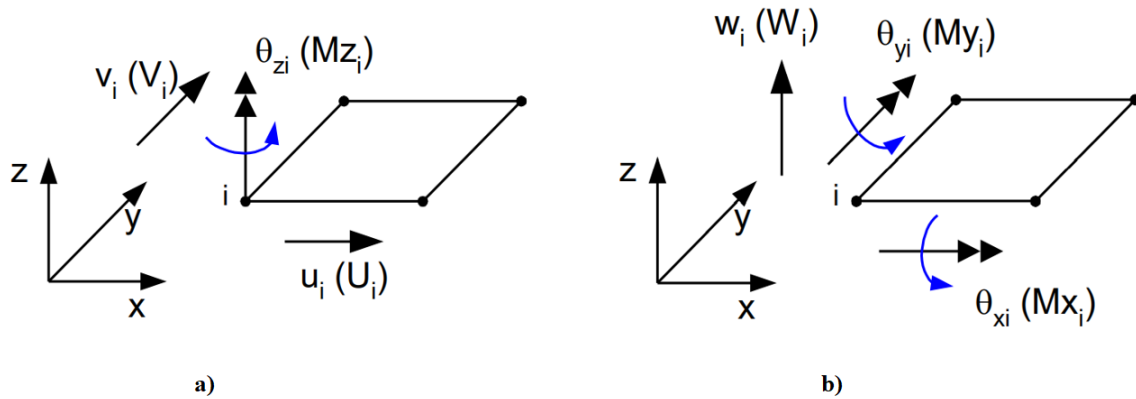


Figura 42 – Graus de liberdade a) Membrana de Ibrahimbegovic et al. (1990). (b) Placa fina de Batoz e Tahar (1982)

A matriz de rigidez deste elemento é avaliada com uma integração Gauss-Legendre 3×3 sobre a área do elemento. Uma regra de integração com cinco pontos é aplicada sob a espessura do elemento com o intuito de levar em consideração a variação das propriedades dos materiais ligados à plastificação do elemento.

Cabe destacar que a matriz de rigidez deste elemento é obtida pela superposição das matrizes de rigidez de membrana e de flexão, as quais não são acopladas num problema linear e elástico.

4.2.3 CONECTORES

Para caracterizar o comportamento dos conectores é necessário simular a variação de rigidez do conector conforme o incremento da força de corte. Para tal faz-se uso da curva força cortante-deslocamento relativo do elemento. O ajuste desta curva pode ser realizado através da equação exponencial dependente dos parâmetros a e b proposto por Yam e Chapman (1968):

$$F_\alpha = a \left(1 - e^{-bs\alpha} \right) \quad (4.9)$$

sendo F_α a força de cisalhamento atuante no conector na direção α , e a e b são constantes que definem o tamanho e a forma da curva com S_α referindo-se ao deslocamento relativo associado à direção α . A Figura 43 representa a curva mencionada com a descrição da rigidez tangente e da rigidez secante, as quais podem ser utilizadas para a determinação da rigidez dos conectores de cisalhamento. Para a rigidez tangente admite-se que uma direção qualquer é considerada, determinando a rigidez k conforme a equação a seguir.

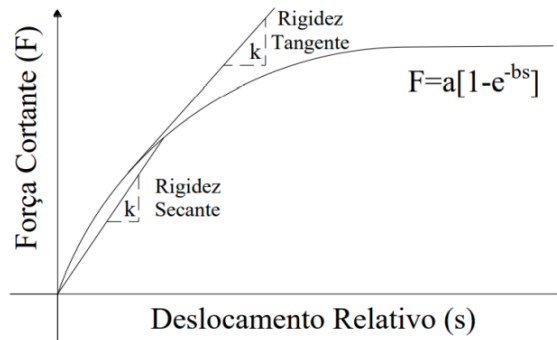


Figura 43 – Curva exponencial ajustada força cortante-deslocamento relativo

(fonte: Moreno (2016))

$$k = \frac{dF}{ds} = abe^{-bs} \quad (4.10)$$

Já a rigidez secante é escrita como:

$$k = \frac{F}{s} \quad (4.11)$$

O elemento selecionado para caracterizar a ligação fornecida pelos conectores de cisalhamento é o elemento de barra tridimensional tendo como comprimento uma aproximação da altura real do conector, uma vez que a ligação é aplicada nos planos médios da laje de concreto e da mesa superior da viga de aço. Logo, para que a localização dos conectores coincida com os nós dos planos médios dos elementos principais, a construção da malha de elementos finitos deve acompanhar a distribuição real dos conectores no sentido longitudinal. O modelo com dois nós e seis graus de liberdade por nó está ilustrado na Figura 44.

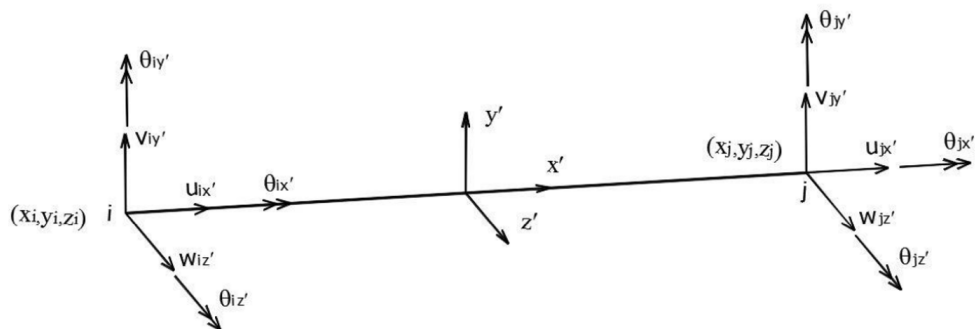


Figura 44 – Elemento de barra para a modelagem do conector
(fonte: adaptado de Tamayo (2011))

5 ESTUDO DE CASOS

O código computacional VIMIS, desenvolvido inicialmente por Tamayo (2011) foi validado considerando as vigas simplesmente apoiadas ensaiadas por Chapman e Balakrishnan (1964), bem como as vigas contínuas avaliadas por Ansourian (1960). Já Dias (2013) validou as rotinas associadas com cargas de longa duração considerando as vigas simplesmente apoiadas testadas experimentalmente por Gilbert e Bradford (1992), bem como as vigas contínuas testadas por Gilbert e Bradford (1995).

As vigas acima apresentadas são a seguir verificadas considerando os procedimentos normativos da NBR 8800 (2008), NBR 16694 (2020) e AASHTO (2007). Na sequência estas vigas também são analisadas via elementos finitos, empregando o código VIMIS, levando em conta alterações no número e na posição dos conectores de cisalhamento. O objetivo aqui é investigar os efeitos da alteração no número e da distribuição dos conectores no comportamento global e local de uma viga mista.

Os casos a serem tratados neste capítulo abrangem diversas circunstâncias possíveis. As vigas caracterizadas pelos autores são reanalisadas a fim de extrair dados de deslizamento relativo e tensões na laje de concreto para diferentes tempos de análise e passos de carga. São modeladas também vigas fieis às premissas dos códigos consultados, além disso, para cada viga dimensionada pelas normas consideradas são extraídos exemplares idênticos exceto no que diz respeito à distribuição longitudinal dos conectores que estão de acordo com o diagrama de corte conservando-se o número de conectores mínimo exigido para interação completa.

A configuração de vigas mistas com distribuição dos conectores de cisalhamento de acordo com o momento fletor atuante foi abordado em várias pesquisas, inclusive nos trabalhos de Zona e Ranzi (2014) e Zona et al. (2017), os quais observaram que esta configuração não fornece bons resultados, levando a maiores deslocamentos verticais, deslizamentos horizontais e redução da capacidade resistente dos exemplares. Assim, tal disposição não é considerada nesta dissertação.

Para reajustar a posição dos conectores de acordo com a distribuição do diagrama de corte mantendo o número mínimo exigido pelas normas consideradas, a Equação 5.1 deve ser aplicada de maneira que a resistência de cada conector seja transformada em uma região do diagrama de corte, sendo A a proporção da área do diagrama de corte referente a um conector e V representa a curva do diagrama de corte atuante no elemento definido entre as seções x_1 e x_2 .

$$A = \int_{x_1}^{x_2} V dx \quad (5.1)$$

Quanto às considerações do fluxo de cisalhamento determinadas na AASHTO (2007) e NBR 16694 (2020), são efetuados modelos extras com número de conectores e disposições especiais, visando estender a aplicação neste assunto.

Para tal avaliação foram consideradas que as vigas mistas se inserem em um contexto de uma rodovia considerando um ciclo de vida infinito, que se refere atualmente a setenta e cinco anos com um fluxo considerado por pesquisadores como o máximo fisicamente possível por faixa de trânsito, apresentando como σ^{TH} (limite admissível da faixa de variação de tensões, para um número infinito de ciclos de sollicitação) com valor igual a 69 MPa. Também foi considerado que a viga nesta circunstância trabalha em regime elástico e que a carga considerada para a análise de fadiga refere-se as cargas de curta duração, ou seja, omitindo para tal análise as cargas de peso próprio e considerando a largura efetiva para curta duração, baseado na razão modular " n " definida pela Equação 5.2.

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (5.2)$$

Sendo:

E = Módulo de elasticidade do perfil de aço;

E_c = Módulo de elasticidade do concreto;

No intuito de verificar o deslizamento relativo entre o perfil de aço e a laje de concreto é necessário transcrever as rotações e deslocamentos dos pontos médios dos elementos em questão.

Como mencionado anteriormente, os conectores de cisalhamento são ligados em pontos situados no plano médio da laje de concreto e no plano médio da mesa superior do perfil de aço. Cabe destacar que estes pontos devem estar associados com as correspondentes malhas de elementos finitos. Neste sentido, o deslocamento longitudinal ao longo da interface é função do deslocamento horizontal da laje e perfil além da rotação sofrida pelos respectivos pontos médios.

Considerando o estudo de Doumia et al. (2021) em relação à capacidade de deslizamento relativo de vigas mistas, tem-se que os deslocamentos longitudinais relativos dos elementos $u(x, z)$, além do movimento transversal dado por $\omega(x)$ são considerados ao longo do comprimento da viga como:

$$u(x, z) = \begin{cases} u_a(x) - (z - z_a)\theta(x), & z \in [0, h], \\ u_b(x) - (z - z_b)\theta(x), & z \in [0, h_b], \end{cases} \quad (5.3)$$

O movimento vertical dado por ω é o mesmo para os dois materiais do conjunto em um determinado ponto transversal da viga devido a restrição do movimento oferecido pelos conectores de

cisalhamento, assim:

$$\omega(x) = \omega_a(x) = \omega_b(x) \quad (5.4)$$

A Figura 45 ilustra as variáveis consideradas.

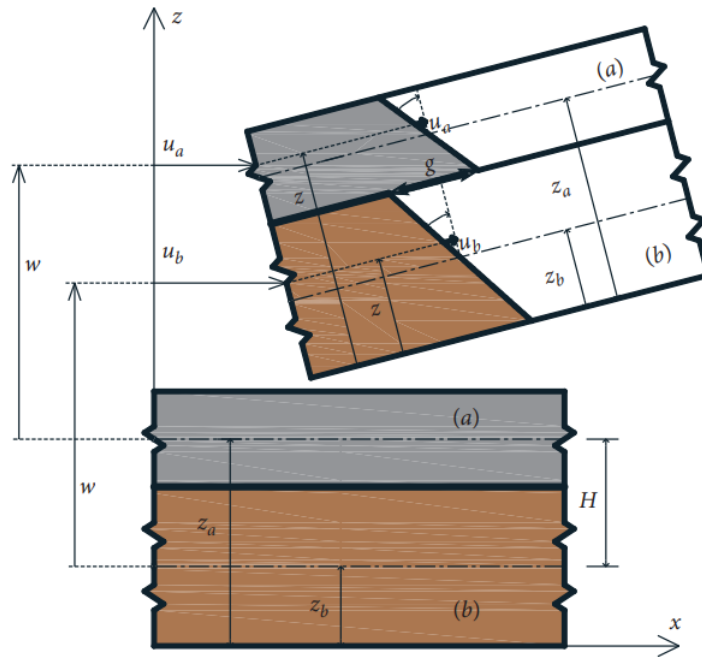


Figura 45 – Configuração da deformação para vigas mistas
(Fonte: Doumia et al. (2021))

As dimensões apresentadas são calculadas como:

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_b ; z_b = \frac{h_b}{2} ; h = h_a + h_b \quad (5.5)$$

sendo, h_a e h_b as distâncias da base ao centro geométrico de cada parcela da viga mista.

Assim, o deslizamento relativo $s(x)$ é definido como a soma das parcelas referidas à distorção angular com a distância relativa dos pontos médios de cada seção:

$$s(x) = H\theta(x) + [u_a(x) - u_b(x)] \quad (5.6)$$

5.1 VIGAS SIMPLEMENTE APOIADAS

As vigas isostáticas estudadas por Gilbert e Bradford (1992) compreendem peças submetidas a cargas de peso próprio e sobrecarga, bem como duas possibilidades quanto ao número de conectores. Quatro vigas denominadas B1, B2, B3, B4 com mesma seção transversal e com 5.9 m de vão foram avaliadas. Foram consideradas somente as vigas com carregamento imposto, as quais são denominadas no texto dos autores como vigas B1 e B3, agora renomeadas de vigas B1GB60 e B1GB20, sendo que GB se referencia aos autores acompanhado do número de conectores da viga, tais vigas dispõem de número de conectores diferentes, mas com distribuição uniforme dos mesmos. A Figura 46 ilustra a seção transversal da viga mista e a Tabela 2 apresenta as propriedades dos materiais empregados na mesma.

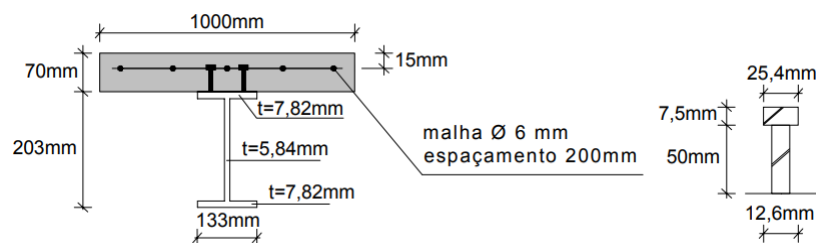


Figura 46 – Seção transversal da viga isostática

Tabela 2 – Propriedades dos materiais da viga isostática

Material	Propriedades		Unidades
Aço Estrutural	Módulo de Elasticidade	$E =$	200000 MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	265 MPa
	Poisson	$\nu =$	0,3
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25 %
Aço de reforço	Módulo de Elasticidade	$E =$	200000 MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	250 MPa
	Tensão Última	$f_u =$	350 MPa
	Poisson	$\nu =$	0,3
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25 %
Concreto	Resistência à Compressão	$f_{cm} =$	31 MPa
	Módulo de Elasticidade	$E_{10} =$	25100 MPa
	Resistência à Tração	$f_t =$	3,1 MPa
	Poisson	$\nu =$	0,25
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	4,5 ‰
Conector de cisalhamento	Espaçamento	$s =$	200 e 600 mm
	Diâmetro x Altura	$d \times h =$	12,6 x 57,5 mm
	Número de Linhas	$n =$	2
	Constante 1	$a =$	120 kN
	Constante 2	$b =$	7 mm ⁻¹

(fonte: Dias (2013))

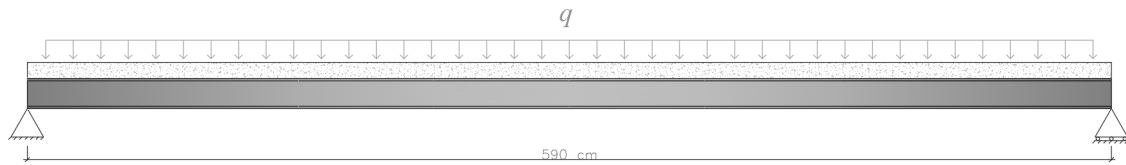


Figura 47 – Geometria viga 1

Conforme Figura 47, a viga é simétrica, logo pode ser analisada utilizando apenas metade da estrutura. Os carregamentos empregados na modelagem e dimensionamento estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Carregamentos da viga isostática

Descrição	Carga (kN/m)
Peso Próprio perfil	0.24
Peso Próprio laje	1.75
Sobrecarga	7.52
TOTAL	9.51

As malhas de elementos finitos das vigas isostáticas (B1), foram modeladas considerando a simetria, deste modo o perfil de aço foi modelado por 128 elementos de casca plana e a laje de concreto por 128 elementos de casca degenerada. O número de elementos de barra empregados para representar os conectores de cisalhamento variou de acordo com o modelo a ser analisado. A laje foi discretizada em 8 camadas de concreto e 2 camadas de aço.

O peso próprio do perfil de aço foi aplicado como carga concentrada em nós igualmente espaçados ao longo da alma da viga. O restante da carga foi aplicado como carga de pressão, sendo o peso próprio da laje de concreto aplicado na área total da laje e a sobrecarga em uma largura central de 60,6 mm da laje.

Para o estudo e análise do padrão de fissuração nas lajes de concreto é adotada a simbologia apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 – Simbologia para fissuração

Símbolo	Significado
/	Fissura simples
L	Fissura dupla
o	Compressão acima do limite elástico ($0,3 f_c$)
*	Esmagamento

A idade de aplicação da carga é de 10 dias se estendendo até 250 dias. É considerada uma temperatura de 20°C, umidade relativa de 65% e cimento do tipo I com endurecimento normal.

O coeficiente de fluência obtido do modelo numérico é apresentado na Figura 48. Já a deformação por retração é mostrada na Figura 49. Como se pode observar o ajuste é aceitável, principalmente para os valores últimos.

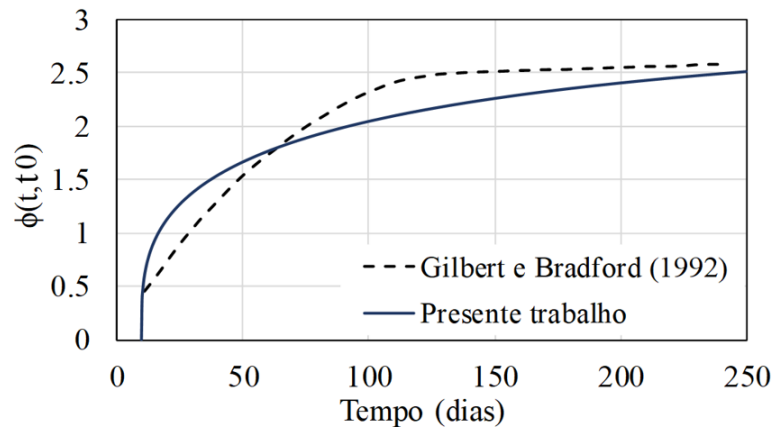


Figura 48 – Curva do coeficiente de fluência das vigas simples B1

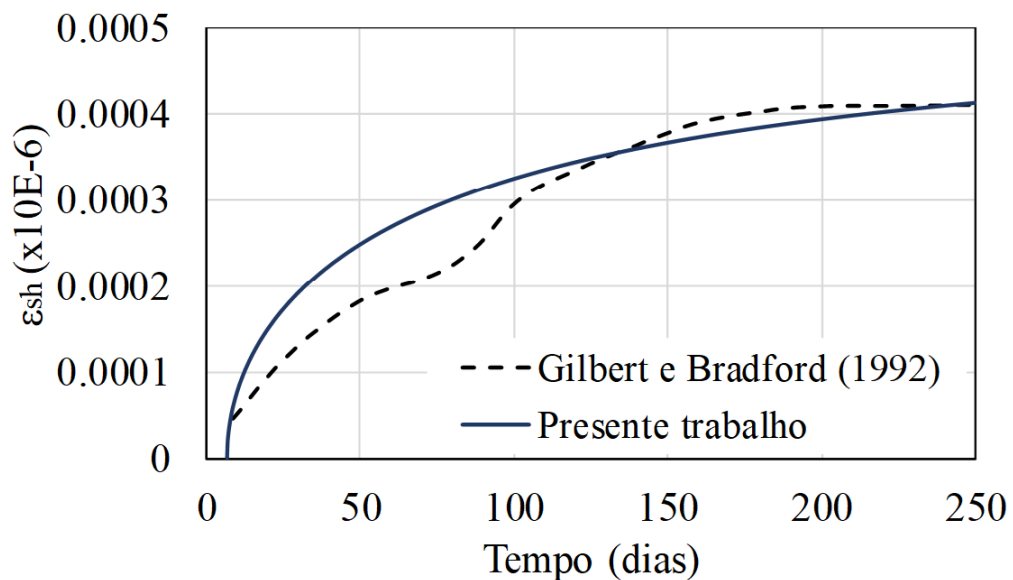


Figura 49 – Curva de deformação por retração das vigas simples B1

Através de testes *push-out*, Gilbert e Bradford (1992) traçaram as características dos conectores utilizados, resultando em uma rigidez ao corte de 84 kN/mm para uma força cortante de 120 kN . A Figura 50 apresenta a curva de rigidez considerada na presente pesquisa.

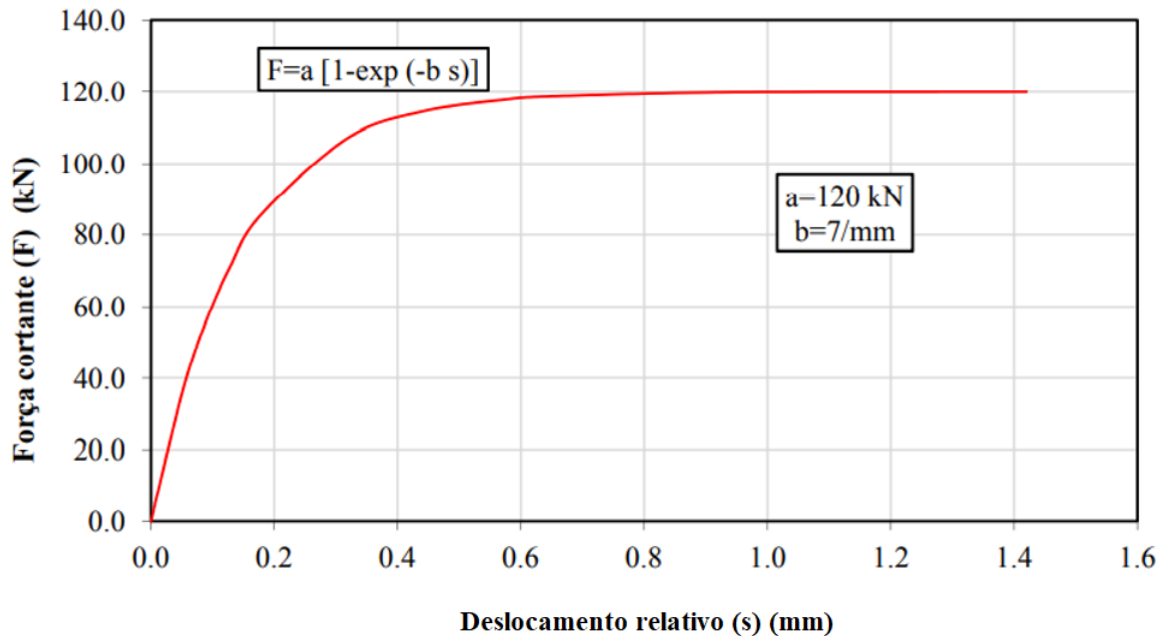


Figura 50 – Curva força cortante-escorregamento do conector das vigas simples B1

A seguir são abordados cinco modelos da viga isostática com variação do número de conectores bem como sua distribuição. Os modelos B1GB60 e B1GB20 representam as vigas com 60 e 20 conectores respectivamente, ambas apresentam conectores de cisalhamento uniformemente espaçados e experimentalmente testadas por Gilbert e Bradford (1992).

As vigas B1NB1/uni e B1NB1/corte representam as vigas dimensionadas de acordo com NBR 8800 (2008), que determina o uso de 34 conectores para interação completa. No entanto para perfeita distribuição e aplicação no modelo de elementos finitos, foram empregados 36 conectores de cisalhamento, assim tem-se que a viga B1NB1/uni apresenta distribuição uniforme dos conectores e a viga B1NB1/corte distribuição de acordo com o diagrama de corte.

As disposições da AASHTO (2007) estabelecem a necessidade de se verificar o número e a distribuição uniforme dada em função do Estado Limite Último (igualmente da NBR8800) satisfaz as demandas geradas pelo fluxo de corte em regime elástico, logo a viga B1/fluxo exige 56 conectores de cisalhamento e vai de acordo com a distribuição do fluxo de cisalhamento para tal situação.

Por fim, a NBR 16694 (2020) determina que sejam levadas em consideração os dimensionamentos para ELU de acordo com a NBR 8800 (2008) e que as características quanto ao fluxo sejam

consideradas de acordo com a AASHTO (2007), logo os modelos acima mencionados suprem tal quesito. A Figura 51 expõe a configuração adotada em cada caso, bem como o número de conectores empregado e o espaçamento s considerado para cada modelo.

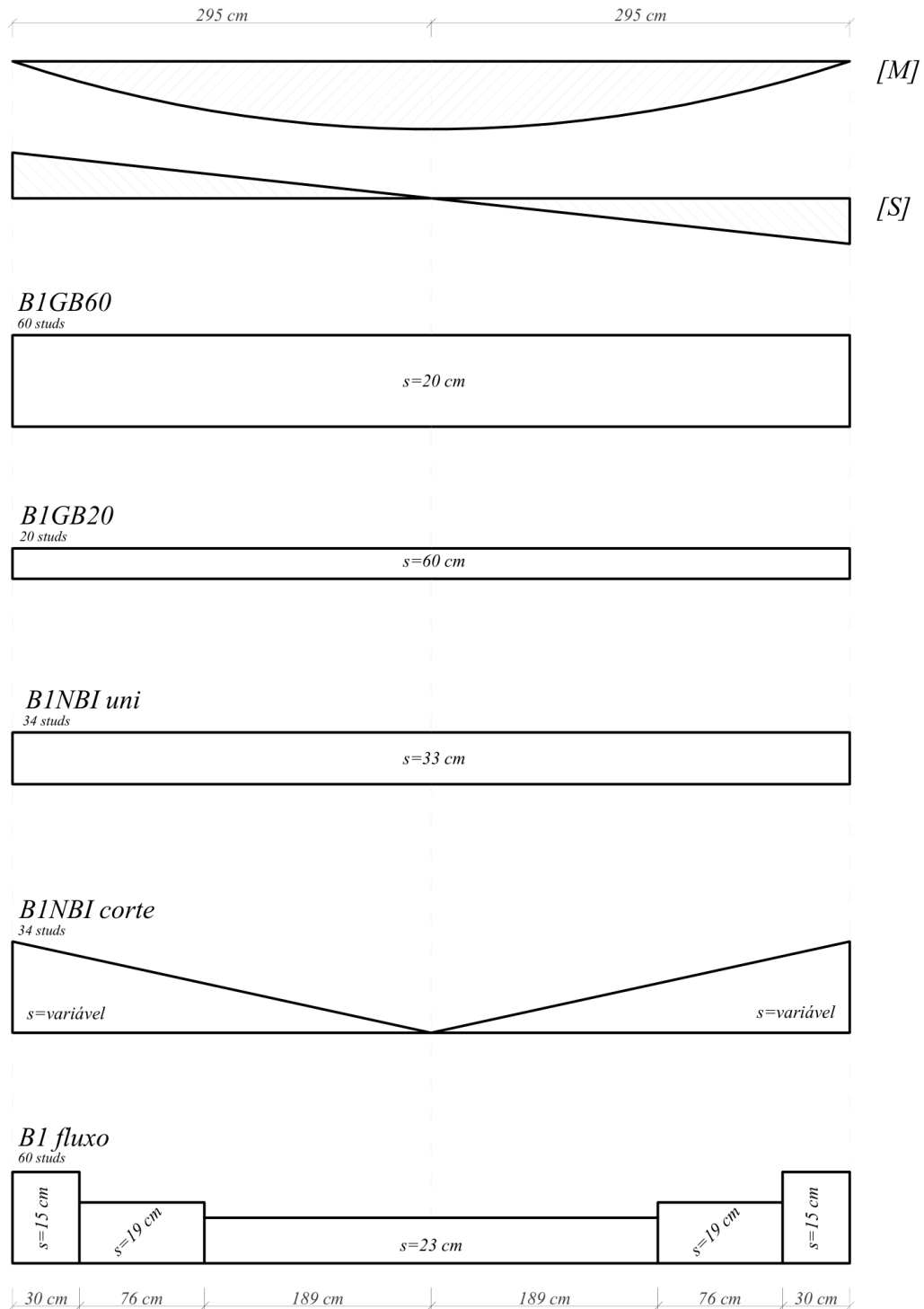


Figura 51 – Configurações adotadas para as vigas isostáticas

5.1.1. Vigas de referência de acordo com Gilbert e Bradford (1992)

Gilbert e Bradford (1992) consideraram em sua pesquisa arranjos de 20 e 60 conectores uniformemente distribuídos em duas linhas longitudinais, com espaçamento de 20 cm e 60 cm, bem como uma distância da borda de 5 cm e 25 cm para as vigas B1GB60 e B1GB20 respectivamente.

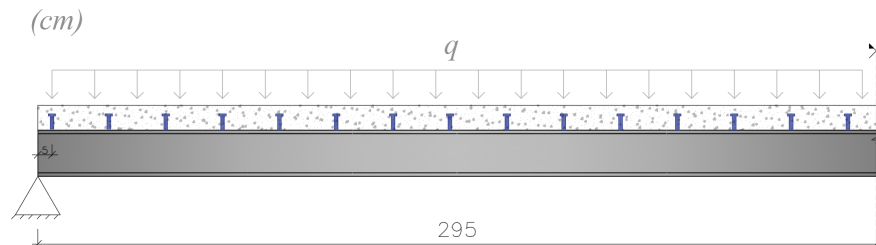


Figura 52 – Geometria viga B1GB60

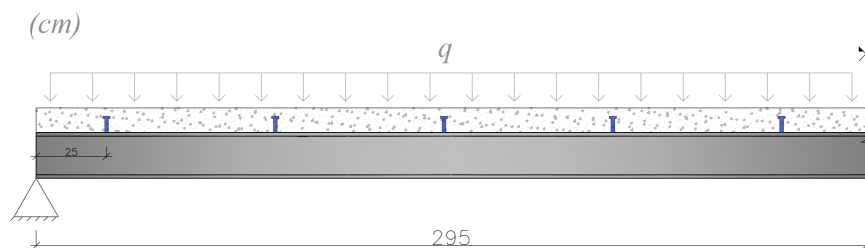


Figura 53 – Geometria viga B1GB20

Para a análise via elementos finitos foram considerados 30 elementos de conectores para a viga B1GB60 apresentada na Figura 54 e 10 elementos de conectores para a viga B1GB20 apresentada na Figura 55.

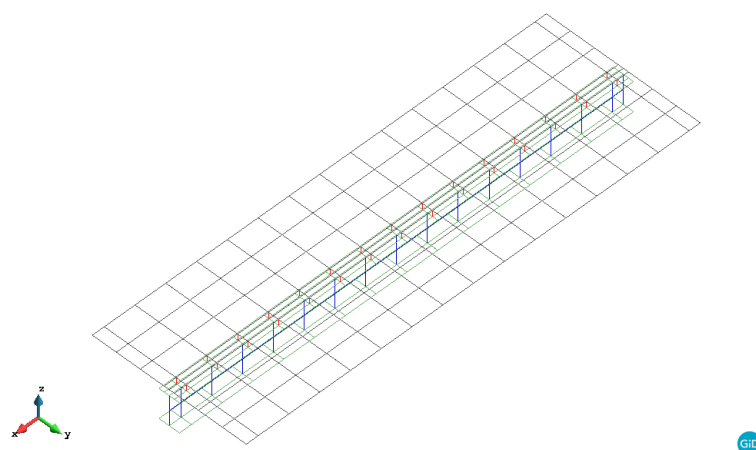


Figura 54 – Malha de elementos finitos viga B1GB60

A viga B1GB60 apresenta característica de interação completa devido ao seu grau de conexão ser superior a 1, ou seja, a somatória das forças resistentes de cálculo do conjunto de conectores ($\sum Q_{rd}$) entre os pontos de momento máximo e nulo é menor que a força de cisalhamento de cálculo (F_{hd}) entre o componente de aço e a laje.

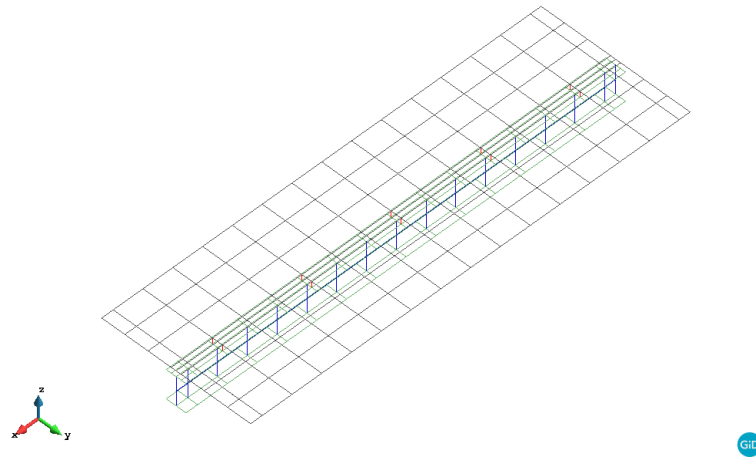


Figura 55 – Malha de elementos finitos viga B1GB20

Já a viga B1GB20 representa a situação de viga com grau de conexão parcial pois a condição observada anteriormente para a viga B1GB60 não se aplica. Segundo a NBR 8800 (2008) o grau de conexão de uma viga (η_i) é dado por:

$$\eta_i = \frac{\sum Q_{rd}}{F_{hd}} \quad (5.7)$$

Assim, considerando os cálculos apresentados no relatório desta viga no Anexo A, tem-se que a razão entre a resistência de um único conector $Q_{rd} = 51,746$, multiplicado pelo número de conectores entre o ponto de momento máximo e nulo (10 elementos), e a força de cisalhamento de cálculo $F_{hd} = 841,165$ dada neste caso em função do escoamento do perfil determinam o grau de conexão da viga em questão.

$$\eta_i = \frac{10 \times 51,746}{841,1365} = 0,62$$

Portanto, considera-se que a viga B1GB20 dispõe de um grau de conexão parcial com 62% de conexão entre o componente de aço e a laje, o que se encontra dentro dos parâmetros da NBR8800 que é de no mínimo 40%.

- Análise numérica para ELS

A Figura 56 e Figura 57 apresentam os resultados obtidos na atual análise via MEF, assim como os valores obtidos experimentalmente por Gilbert e Bradford (1992). O modelo já validado por Dias (2013), apresenta coerência com os dados experimentais. A viga B1GB60 com um número de conectores significativamente superior a viga B1GB20, a qual trabalha em regime de interação parcial, apresenta um deslocamento no centro do vão cerca de 5% menor. Conforme a Figura 56 e Figura 57 a seguir, a viga B1GB60 apresenta um deslocamento de 22.2 mm frente a 23.4 mm da viga B1GB20.

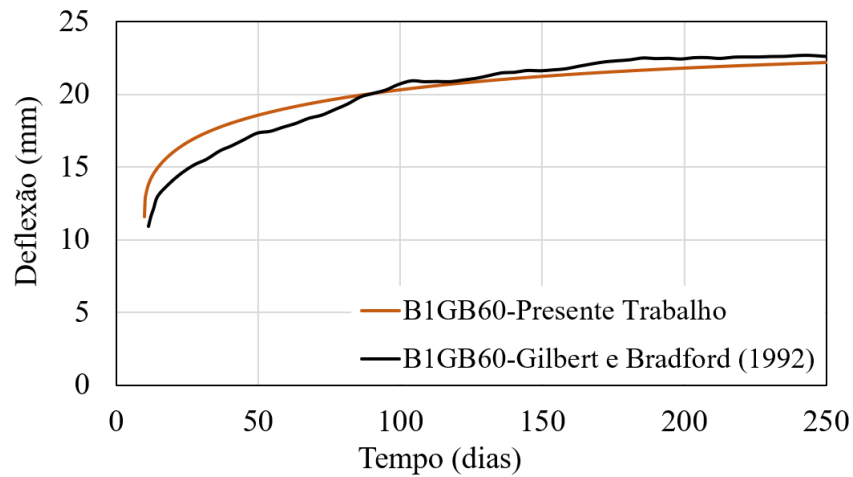


Figura 56 – Deslocamento viga B1GB60 ELS

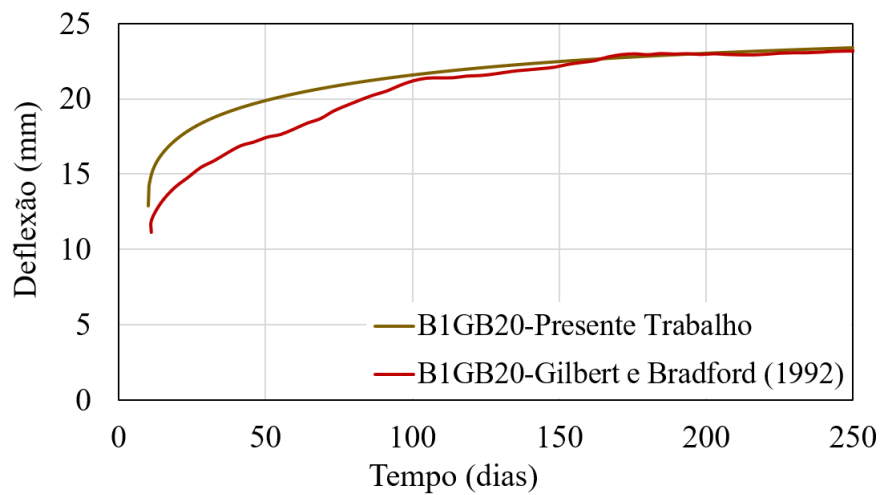


Figura 57 – Deslocamento viga B1GB20 ELS

Considerando as tensões normais na camada inferior da laje de concreto, tem-se que a viga B1GB20 apresenta uma tensão de compressão nos pontos críticos da interface de até $2,4466 \text{ MPa}$, esforço este provocado pelos conectores à laje em pontos pós conexão (trecho ao lado do conector na direção do centro do vão).

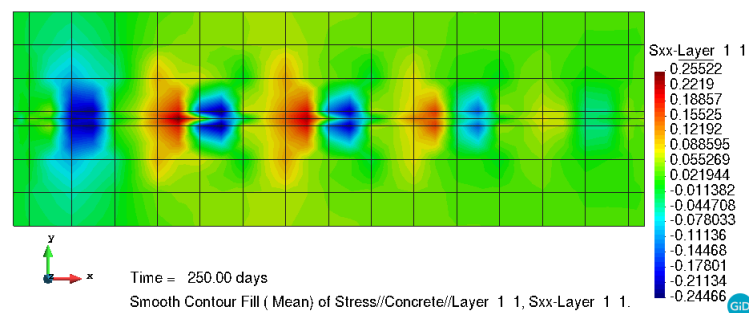


Figura 58 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELS), (kN/cm^2)

A viga B1GB60 apresenta como tensão de compressão máxima na camada inferior o valor de $0,9358 \text{ MPa}$, que ocorre localmente na área de influência da 1ª linha de conectores. Nota-se uma redução de 62% em relação a viga com 40 conectores a menos (B1GB20).

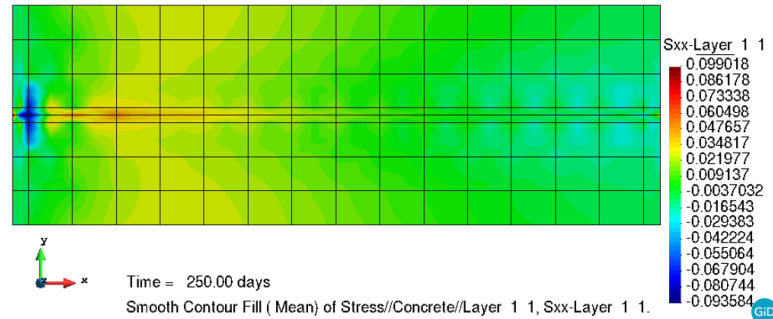


Figura 59 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELS), (kN/cm^2)

- Análise numérica para ELU

As vigas ensaiadas pelos autores B1GB20 e B1GB60 apresentaram respectivamente cargas últimas de 88 kN e 92 kN relacionadas a deflexões máximas ao centro do vão de $15,7 \text{ cm}$ e $19,6 \text{ cm}$ conforme evolução apresentada na Figura 60.

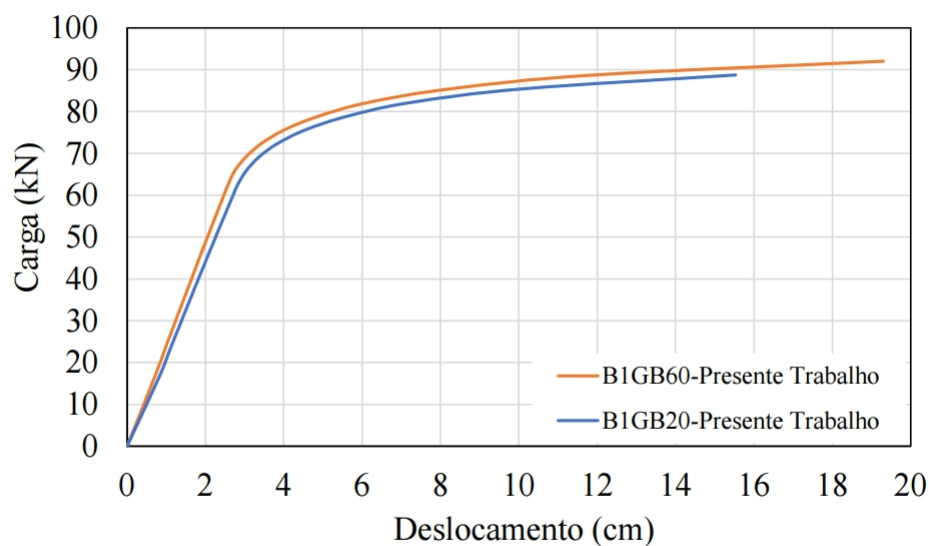


Figura 60 – Deflexão no centro do vão (vigas B1GB20 e B1GB60), (ELU)

Para a consideração visual e analítica de tensões, bem como padrão de fissuração foram considerados o limite anterior à falha da viga com menor patamar útil, o que corresponde ao passo de carga 18 (72,32kN) e o limite de falha para cada viga em particular.

Neste sentido, a viga B1GB20 apresentou tensões extremas, alcançando os limites plásticos de resistência do concreto na região de compressão em torno dos conectores com valores de até 28,8190 MPa no limite de falha (passo 23) conforme a Figura 61. Fornecendo assim, energia suficiente para gerar o esmagamento do concreto na primeira fileira de conectores, a qual se encontra distante da região central comprimida e, portanto, sem interferência direta para tal situação (Figura 62).

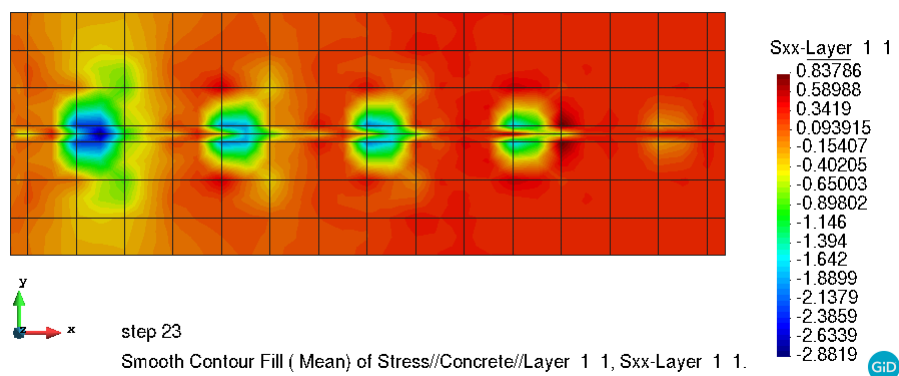


Figura 61 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELU), (kN/cm^2)

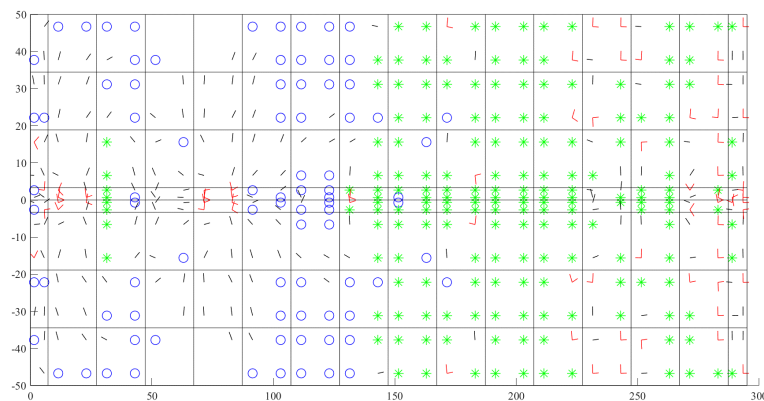


Figura 62 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (ELU)

Considerando o nível de referência, determinado como passo de carga 18, a viga B1GB20 alcançou os limites de resistência do concreto na região de compressão em torno dos conectores com valores de tensão de até 2,0717 kN/cm^2 , o que institui pontos de compressão superior a resistência do concreto em todas as linhas de conectores, conforme ilustra a Figura 63 e Figura 64.

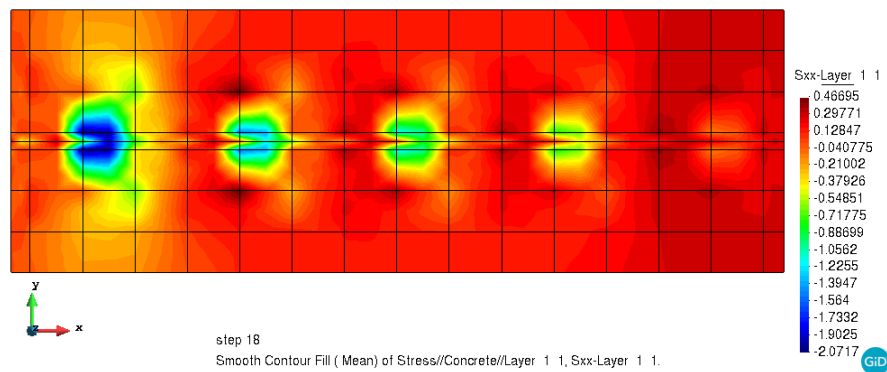


Figura 63 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (passo 18), (kN/cm^2)

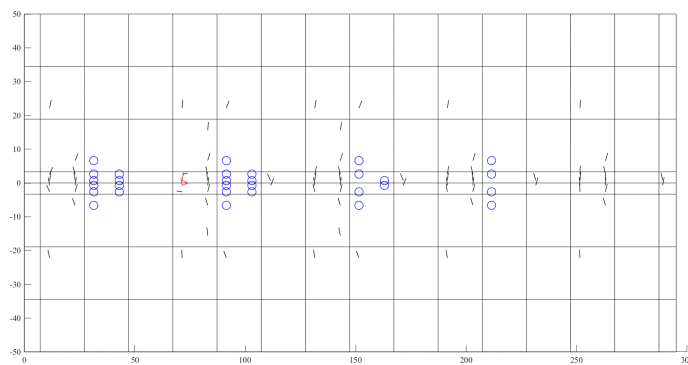


Figura 64 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB20), (passo 18)

A viga com maior número de conectores testada por Gilbert e Bradford (1992) caracterizou falha no passo de carga 24, apresentando compressão significativa na laje de concreto pontualmente na 1ª linha de conectores, com patamar de tensões em $0,920 kN/cm^2$, cerca de 68% menor em relação a viga anterior, o que não é capaz de gerar esmagamento do concreto conforme a Figura 65 e Figura 66.

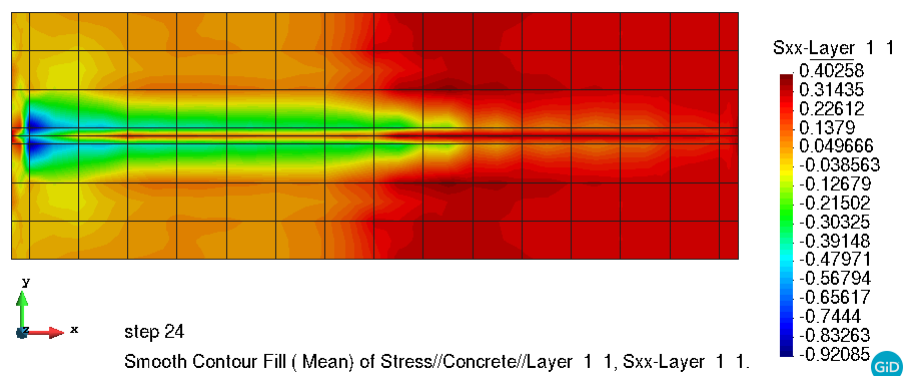


Figura 65 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELU), (kN/cm^2)

Considerando o passo 18, tal viga apresentou tensões mais amenas, bem como se manteve abaixo

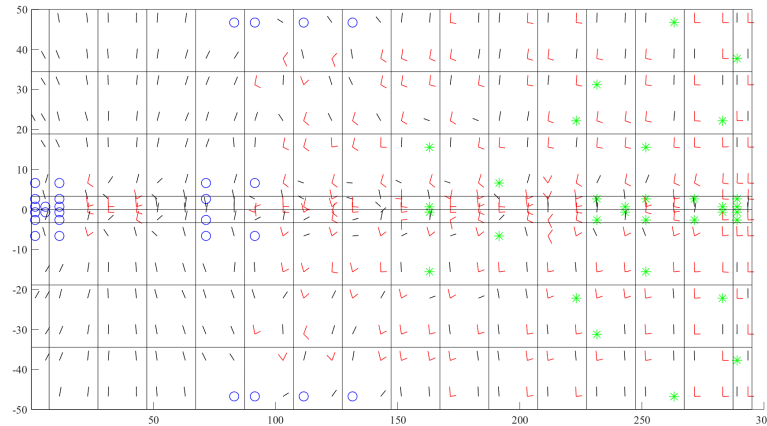


Figura 66 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (ELU)

dos limites elásticos de resistência a compressão do concreto na grande maioria de sua extensão. O pico de esmagamento alcançou os $0,6736 \text{ kN/cm}^2$ na face externa da 1ª linha de conectores.

Para o mesmo carregamento de $72,32 \text{ kN}$ (passo 18) é possível verificar a discrepância no valor de tensão, chegando a uma redução de 67% para a viga com maior conexão. Todavia, a desproporção entre as tensões ligadas as linhas de conectores é visível. A Figura 67 e Figura 68 apresentam as tensões e padrão de fissuração na laje de concreto para a viga B1GB60.

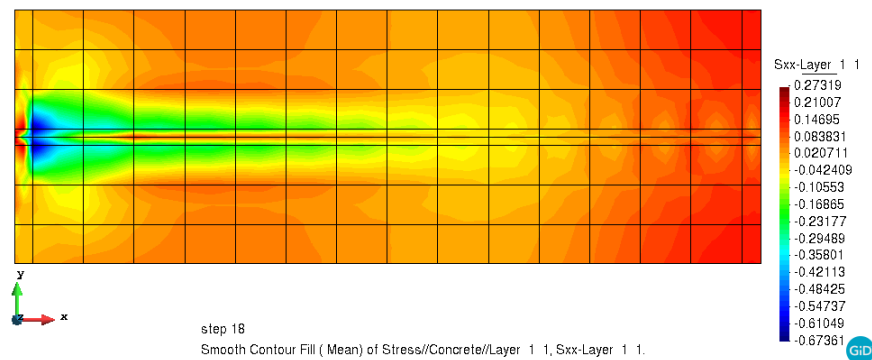


Figura 67 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (passo 18), (kN/cm^2)

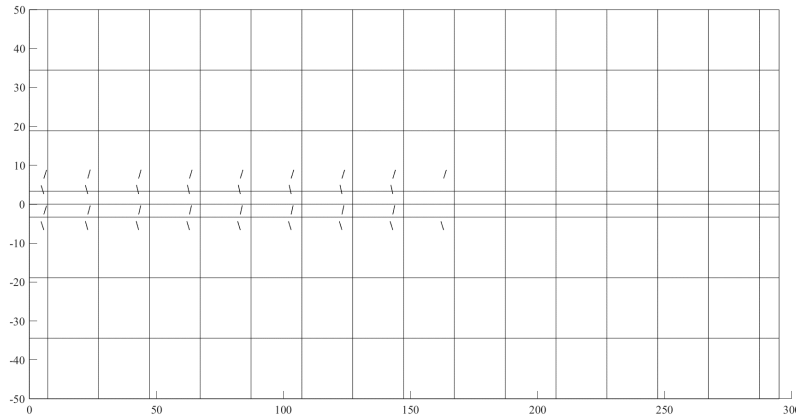


Figura 68 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1GB60), (passo 18)

Tomando como objeto de análise o deslizamento relativo na interface nos pontos de conexão, tem-se que as vigas concebidas pelos autores apresentaram escorregamento máximo desigual para no momento de falha, chegando a $1,5\text{ mm}$ para a viga B1GB20 sob carga de 89 kN e $2,2\text{ mm}$ para a viga B1GB60 sob carga de 92 kN . Contudo, padronizando o ponto de falha da viga menos resistente -B1GB20 sob 89 kN - é possível verificar discrepâncias de até 39% no *slip* relativo, com a viga B1GB60 apresentando deslizamento de $1,08\text{ mm}$. A Figura 69, Figura 70 e Figura 71 representam graficamente estes resultados. Considere que estas figuras que tratam da distribuição do deslizamento relativo (*slip*) no vão e abrangem a viga em sua totalidade e não somente sua metade simétrica.

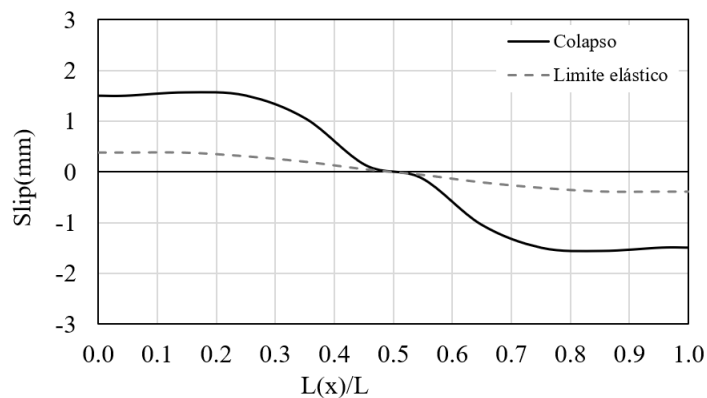


Figura 69 – Distribuição do *slip* no vão (viga B1GB20), (89 kN)

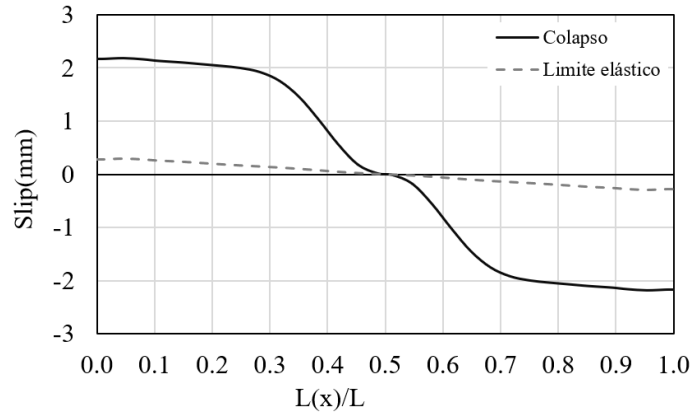


Figura 70 – Distribuição do *slip* no vão (viga B1GB60), (92 kN)

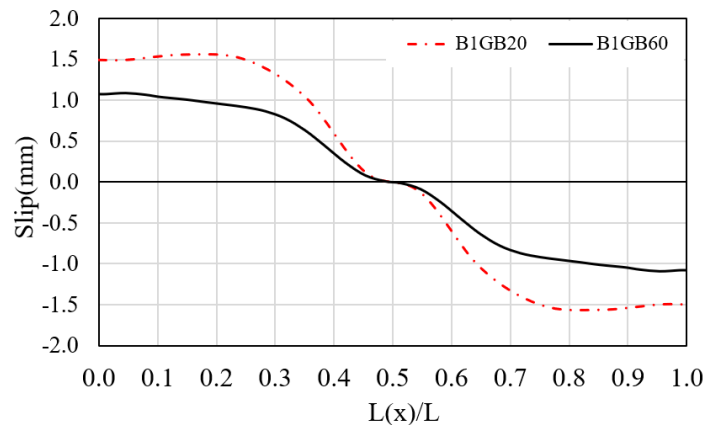


Figura 71 – Distribuição do *slip* no vão (B1GB20 e B1GB60), (89 kN)

A disparidade entre as vigas com diferentes números de conectores se acentua ainda mais na verificação do ponto menos favorável. Considerando o deslizamento relativo no apoio, ou seja, no ponto de máximo esforço cortante (ponto esse que não dispõe de conector) tem-se um aumento do *slip* da viga B1GB20 em relação a viga B1GB60 de 220% dentro dos limites elásticos dos conectores e de 75% ao final do carregamento sob carga de 89 kN, conforme ilustra a Figura 72.

5.1.2. NBR8800

O dimensionamento pela norma brasileira de vigas mistas indica que o limite estabelecido para largura da laje pode ser totalmente operado como largura útil, oferecendo assim uma resistência de 1.844 kN frente a uma força resistente da região tracionada do perfil de 841 kN.

O momento resistente último permitido para esta configuração é de 130 kN.m utilizando os limites plásticos da seção, com uma largura efetiva limite de 1 m.

Em conformidade com as especificações, o número de conectores deve ser estabelecido em função do elemento com menor patamar elástico, sendo assim, o número mínimo de conectores

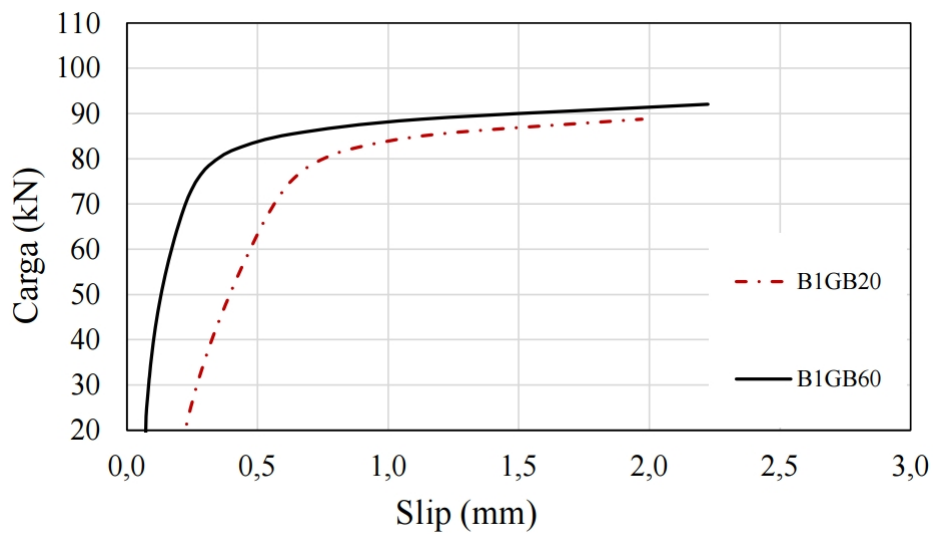


Figura 72 – *Slip* no apoio (vigas B1GB20 e B1GB60), (ELU)

ao longo da viga é de 34 conectores *stud bolt* com características já definidas por Dias (2013).

A distribuição dos conectores como apresentado no capítulo 3 deve ser uniforme. Considerando o adotado por Gilbert e Bradford (1992) e afim de se analisar criticamente os resultados, optou-se por distribuir os conectores com duas linhas longitudinais, formando um conjunto de conectores duplos com 9 fileiras a cada lado da simetria, conforme ilustrado na Figura 73.

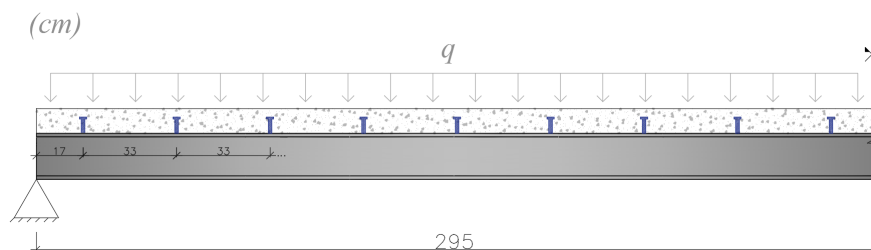


Figura 73 – Geometria viga B1NB1/uni

Segundo Zona e Ranzi (2014), as respostas de vigas mistas com conectores não uniformemente distribuídos apresentaram bons resultados quanto as condições de ELS. Neste sentido, seguindo as disposições do anexo O da NBR8800, a viga mista B1NB1/corte contém o número mínimo de conectores entre o trecho de momento máximo e momento nulo apresentado por esta norma, respeitando também as exigências de espaçamento máximos e mínimos, com distribuição em função da intensidade do corte no trecho. A Figura 74 representa a geometria desta concepção.

Para a análise via elementos finitos foram considerados 18 elementos para representar os conectores de cisalhamento das vigas consideradas neste caso. A Figura 75 e Figura 76 ilustram as correspondentes malhas de elementos finitos.

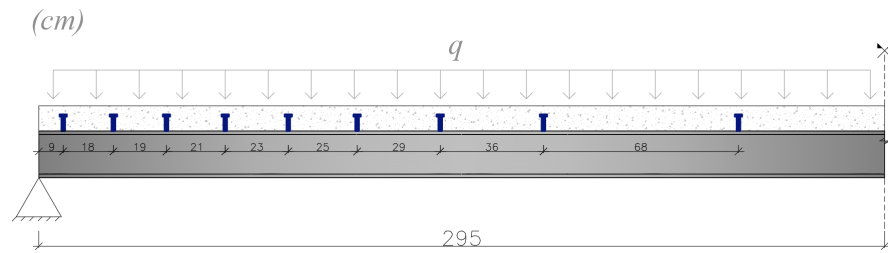


Figura 74 – Geometria viga B1NB1/corte

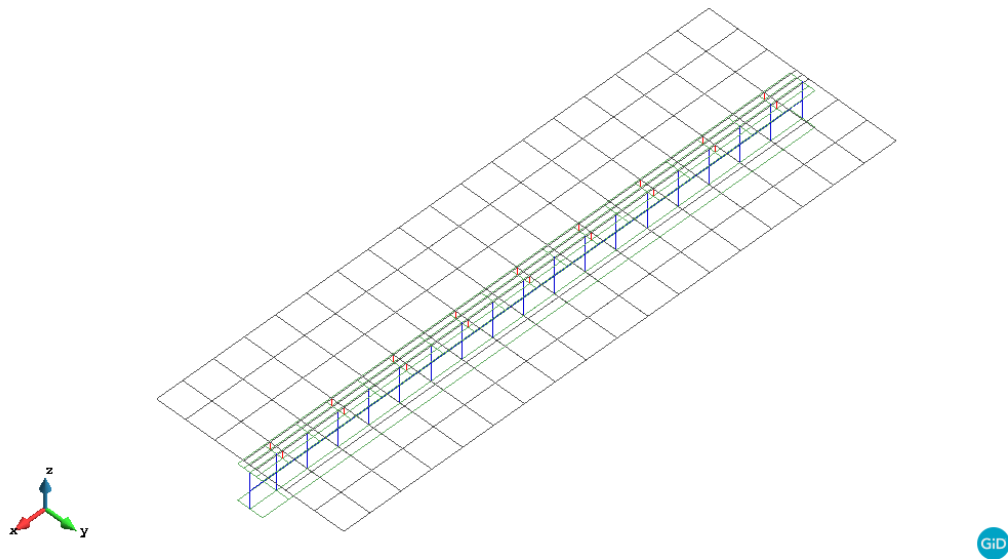


Figura 75 – Malha viga B1NB1/uni

- Análise numérica para ELS

Considerando os efeitos diferidos no concreto e definindo um intervalo de tempo de 250 dias, os modelos propostos apresentaram deformações proporcionais às testadas experimentalmente. A viga com distribuição uniforme dos conectores apresentou deslocamento vertical máximo no centro do vão de $22,7 \text{ mm}$ frente a $21,6 \text{ mm}$ da viga com a distribuição triangular de acordo com o esforço cortante, redução de aproximadamente 5%. A Figura 77 apresenta a evolução do deslocamento no centro do vão ao longo do intervalo de tempo considerado.

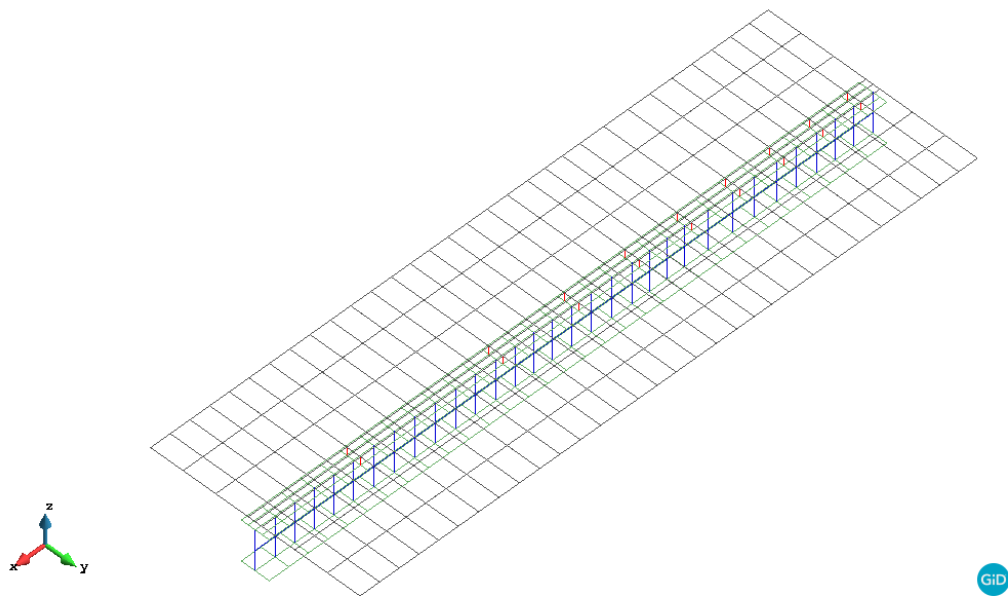


Figura 76 – Malha viga B1NB1/corte

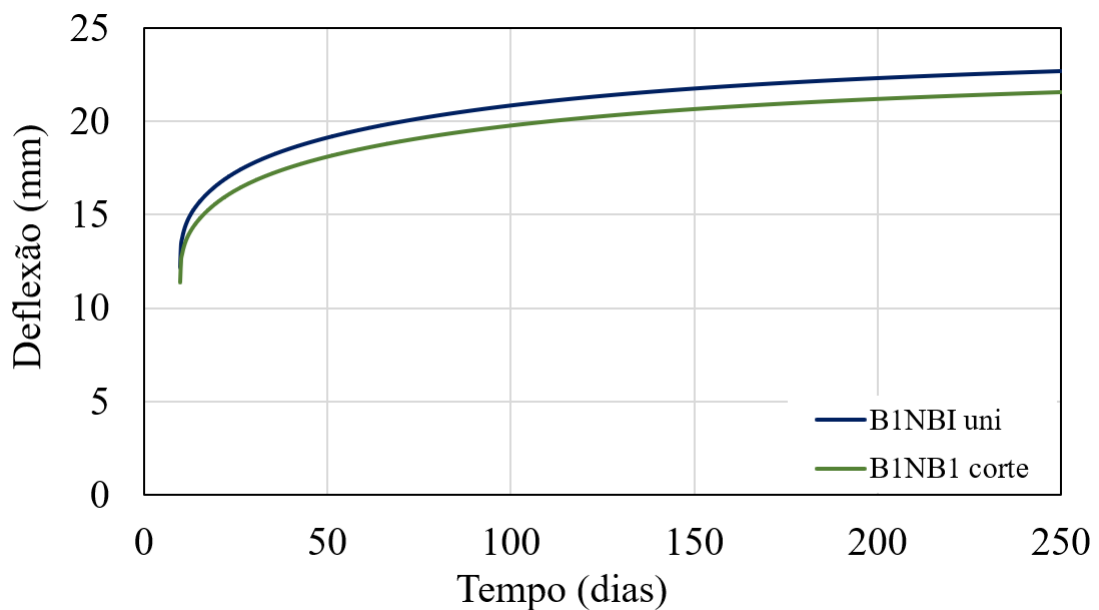


Figura 77 – Deslocamento no centro do vão (viga B1NB1), (ELS)

A tensão de compressão na laje, nas regiões dos pontos de conexão, apresentou variação de aproximadamente 21% entre os dois casos. A viga com conectores uniformemente distribuídos apresentou como pico de tensão de compressão na camada inferior da laje o valor de $0,29204 \text{ kN/cm}^2$, enquanto que a viga alternativa com os conectores distribuídos de acordo com o diagrama de corte reduziu este valor para $0,24284 \text{ kN/cm}^2$. A Figura 78 e Figura 79 ilustram estas distribuições de tensões.

- Análise numérica para ELU

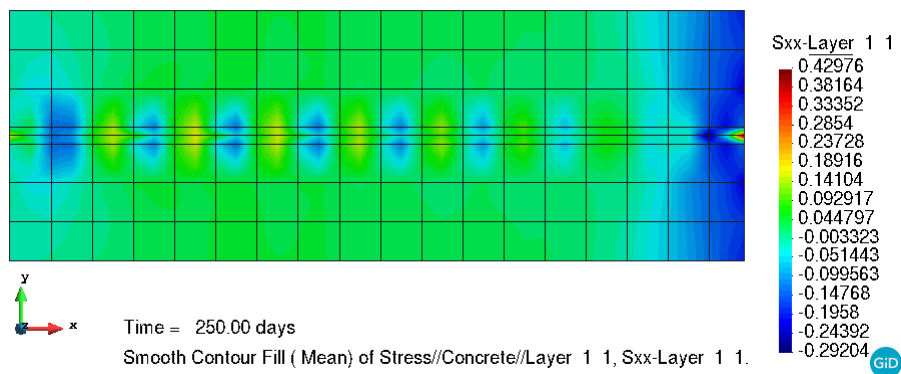


Figura 78 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga), (ELS), (kN/cm^2)

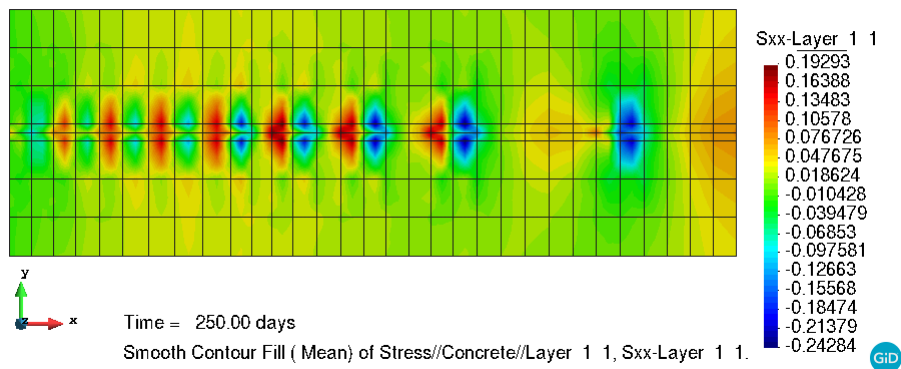


Figura 79 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (ELS), (kN/cm^2)

As vigas que seguiram as considerações das normas NBR 8800 (2008) e NBR 16694 (2020) quanto ao número de conectores, denominadas e B1NB1/corte apresentaram resistência última no passo de carga 18 com 72,3 kN e no passo 22 com 85.5 kN bem como deflexões máximas de 4,19 cm e 9,83 cm respectivamente. A Figura 80 apresenta a curva carga versus deslocamento no centro do vão.

A viga que emprega 36 conectores uniformemente distribuídos apresenta no passo de carga 18, tensões atenuadas e distintas ao longo de um lado da simetria, expondo a primeira fileira de conectores de cisalhamento a tensões de compressão de até 1,3841 kN/cm^2 . Já a viga configurada de acordo com o corte apresenta uma distribuição homogênea entre os pares de conectores ao longo do trecho, com tensões de compressão máximas no valor de 1,1347 kN/cm^2 , cerca de 18% menor. A Figura 81 e Figura 82 ilustram estas distribuições.

O padrão de fissuração apresentado para os dois casos mencionados é similar. Ambas as vigas apresentam esforços de compressão superiores a resistência elástica do concreto. Contudo, é possível verificar que a viga com distribuição uniforme, a qual apresenta a tensão mais elevada, apresenta uma região com tensão de compressão de até 10 cm além da linha dos conectores de

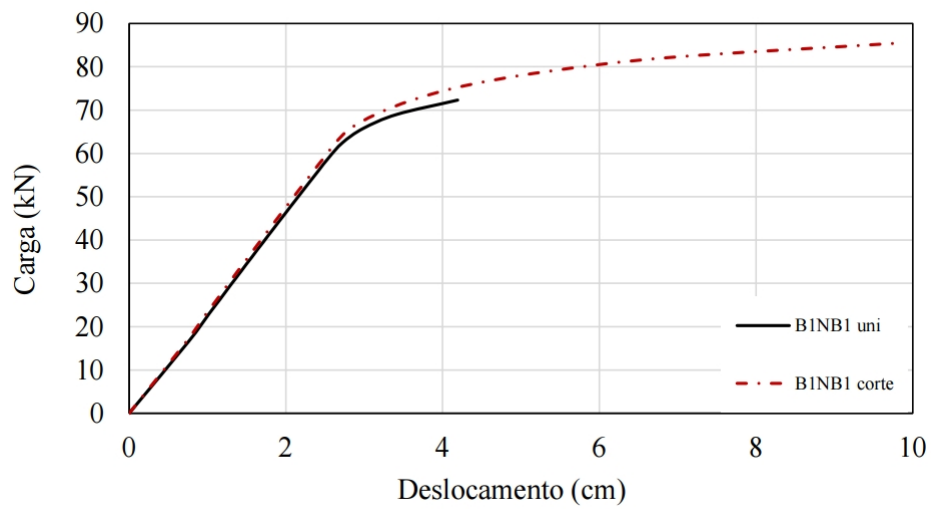


Figura 80 – Deflexão no centro do vão (vigas e B1NB1/corte), (ELU)

cisalhamento. Cabe destacar que a área influenciada por estas tensões de compressão em maior grau se entende além da região em questão, enquanto que os pontos de compressão excessiva para viga com distribuição descontínua limitam-se à linha de conectores.

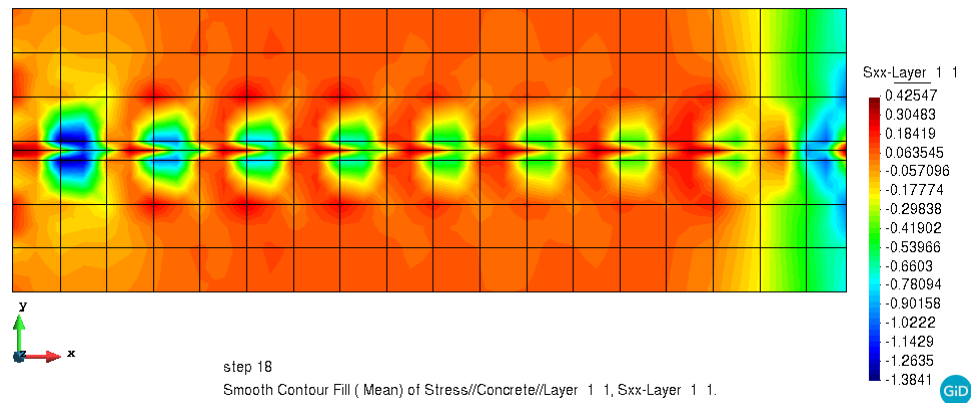


Figura 81 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/uni), (passo 18), (kN/cm^2)

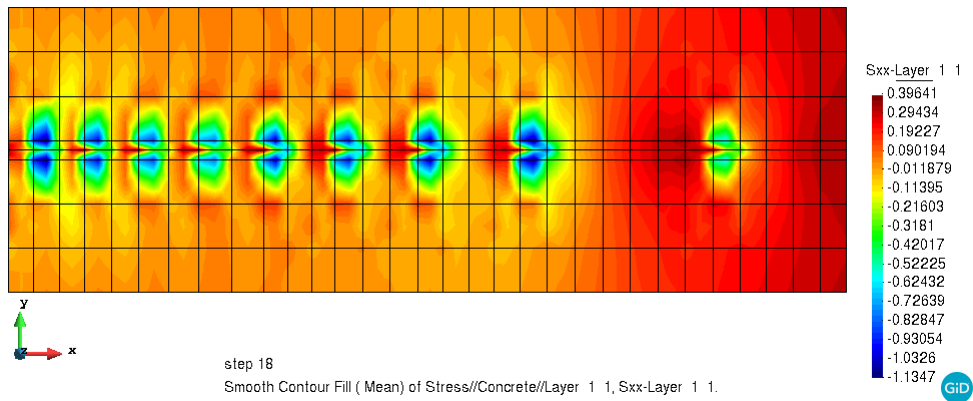


Figura 82 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (passo 18), (kN/cm^2)

Quanto ao deslizamento relativo, as vigas com diferentes distribuições dos conectores apresentaram resultados distintos no que diz respeito a falha do elemento, devido ao rompimento prematuro da viga. Viga esta que manteve os conectores em regime elástico até sua carga última. Levando em conta um passo de carga padrão, assim, é possível constatar um aumento de 36% no *slip* da viga em relação a viga B1NB1/corte.

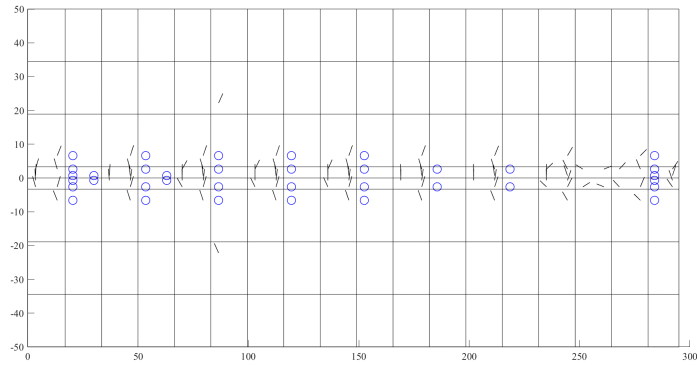


Figura 83 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/uni), (passo 18)

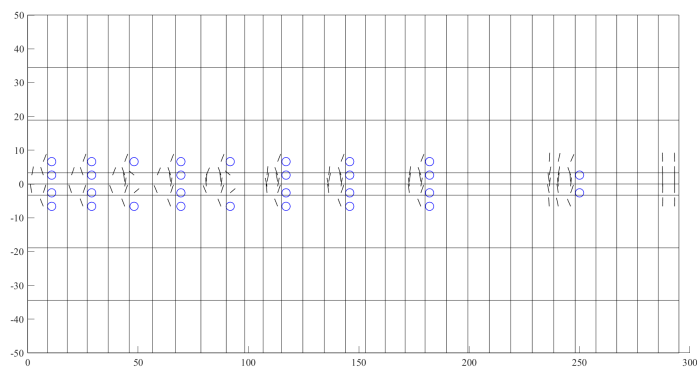


Figura 84 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1NB1/corte), (passo 18)

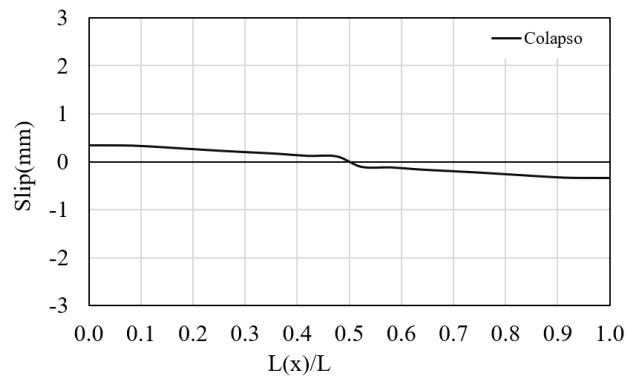


Figura 85 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (viga), (75 kN)

No ponto de máximo esforço cisalhante, as vigas apresentaram ainda maior diferenças de valores de *slip*, com pontos que superam os 85% de aumento do *slip* em relação a viga mais eficiente. A Figura 88 ilustra esta distribuição.

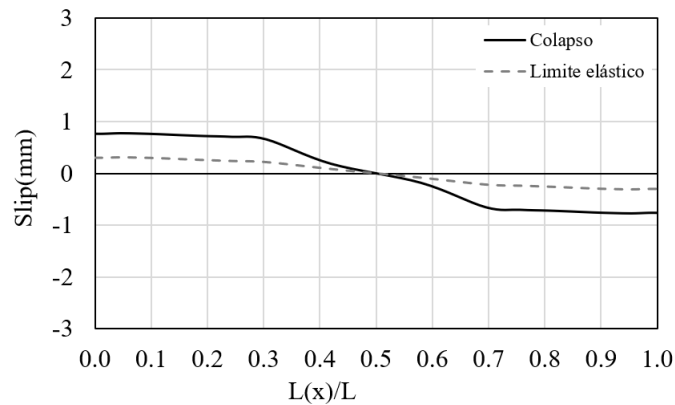


Figura 86 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (viga B1NB1/corte), (85 kN)

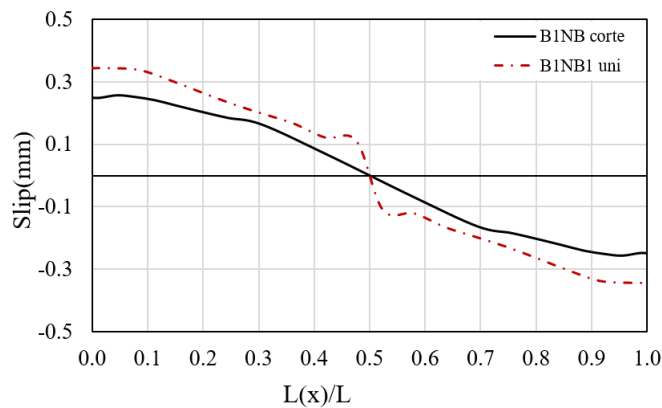


Figura 87 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (vigas e B1NB1/corte), (75 kN)

5.1.3. AASHTO

O dimensionamento de acordo com a AASHTO (2007) considerou como momento fletor último o valor de 124 kN.m, cerca de 5% menor em comparação a NBR 8800 (2008).

As instruções apresentadas pela AASHTO (2007) considerando Estado Limite Último (ELU) em relação ao número e posição de conectores de cisalhamento vão ao encontro do dimensionamento da NBR 8800, apresentando um número mínimo de 34 *stud bolt* uniformemente distribuídos.

Entretanto, no que diz respeito à análise de fadiga, o número e distribuição de conectores de cisalhamento deve considerar o fluxo de cisalhamento longitudinal em regime elástico. Deste modo, o fluxo de cisalhamento foi desmembrado de acordo com a Figura 89, apresentando nesta configuração uma necessidade de 56 conectores de cisalhamento. Este número apresenta um aumento de 65% em função da necessidade dada em ELU, este aumento ocorre em função da carga variável acentuada de 7 kN/m.

Para a análise via elementos finitos a malha foi discretizada de acordo com a Figura 90, com 28

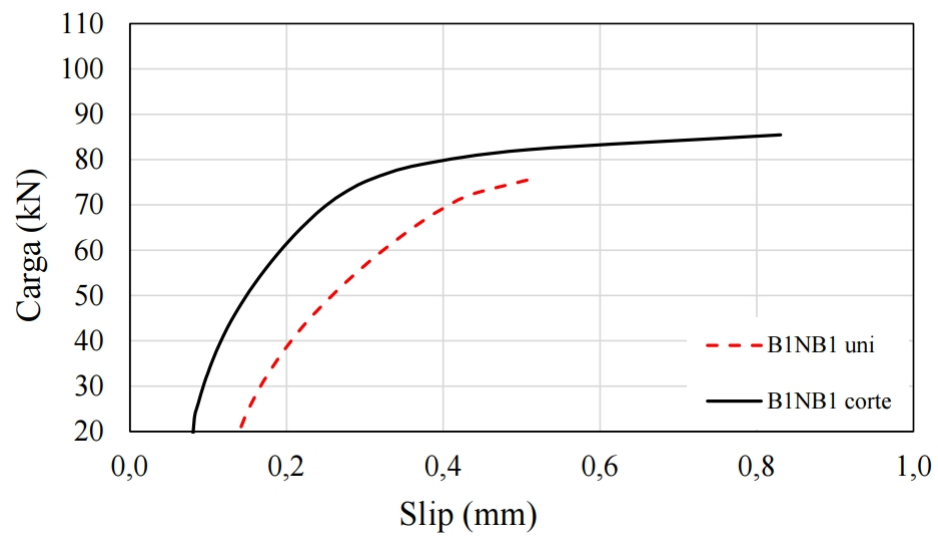


Figura 88 – Slip no apoio (vigas e B1NB1/corte), (ELU)

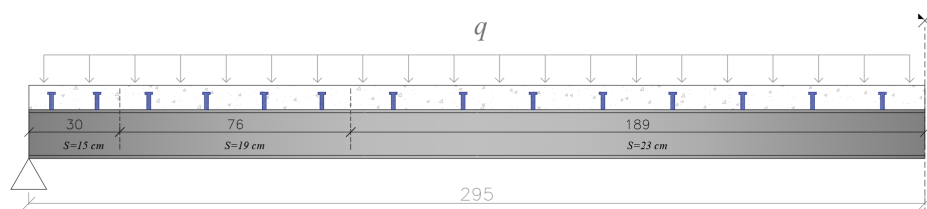


Figura 89 – Geometria viga B1 fluxo

elementos de barras referentes aos conectores de cisalhamento, além de elementos de concreto e aço anteriormente mencionados.

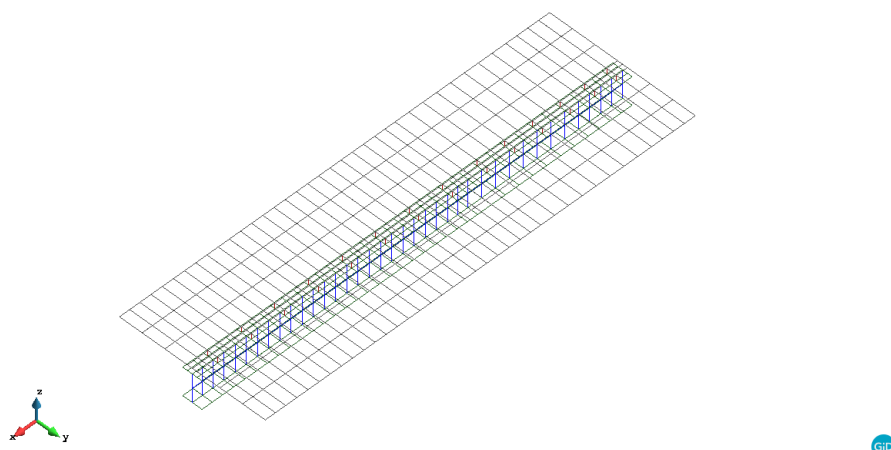


Figura 90 – Malha viga B1 fluxo

- Análise numérica para ELS

A configuração de distribuição respeitando o fluxo de cisalhamento dispôs de um número elevado de conectores de cisalhamento em relação ao considerado para ELU. Os deslocamentos considerando efeitos diferidos no concreto e carregamento de ELS seguiram equivalentes aos anteriormente testados apresentando como deflexão máxima aos 250 dias o valor de 22,9 mm conforme a Figura 91.

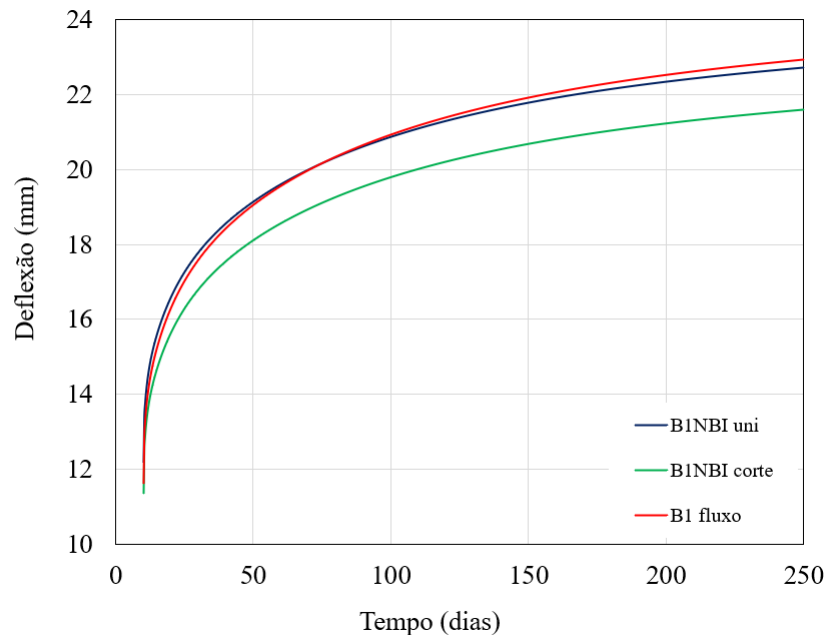


Figura 91 – Deslocamento no centro do vão (viga B1 fluxo), (ELS)

As tensões impostas à laje de concreto devido ao fluxo de cisalhamento na interface chegam a $0,1041 \text{ kN/cm}^2$, o que representa uma redução de aproximadamente 64% frente as vigas B1NBI/uni e B1NBI/corte. Além disso, a viga de acordo com o fluxo de cisalhamento que apresenta características diferentes das vigas mencionadas, com trecho inicial, o qual apresenta maior força cisalhante por unidade de comprimento, não demonstrou excesso de compressão, mas sim o trecho central desta metade simétrica da viga.

- Análise numérica para ELU

A viga mista com distribuição de acordo com o fluxo de cisalhamento apresentou vantagem significativa frente às testadas anteriormente, apresentando resistência última no passo de carga 28 que corresponde a $105,2 \text{ kN}$ com deslocamento de $14,3 \text{ cm}$. A Figura 93 ilustra as curvas carga versus deslocamento no centro do vão.

Para o ELU, é possível perceber uma maior uniformidade nas tensões geradas na laje pelos conectores de cisalhamento, com pico na 1ª linha de $1,3565 \text{ kN/cm}^2$ conforme ilustrado na Figura 94.

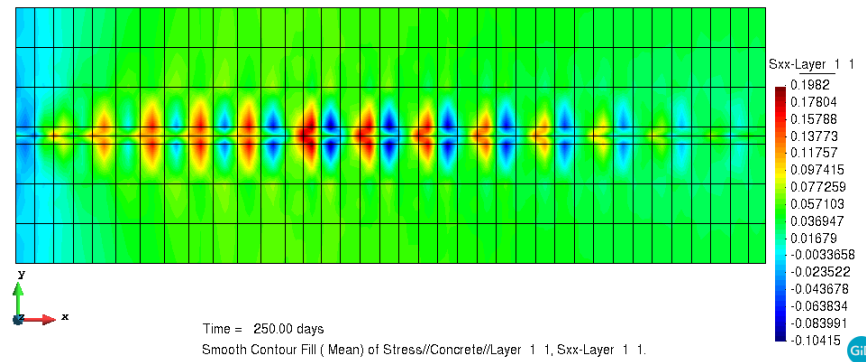


Figura 92 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B1 fluxo), (ELS), (kN/cm^2)

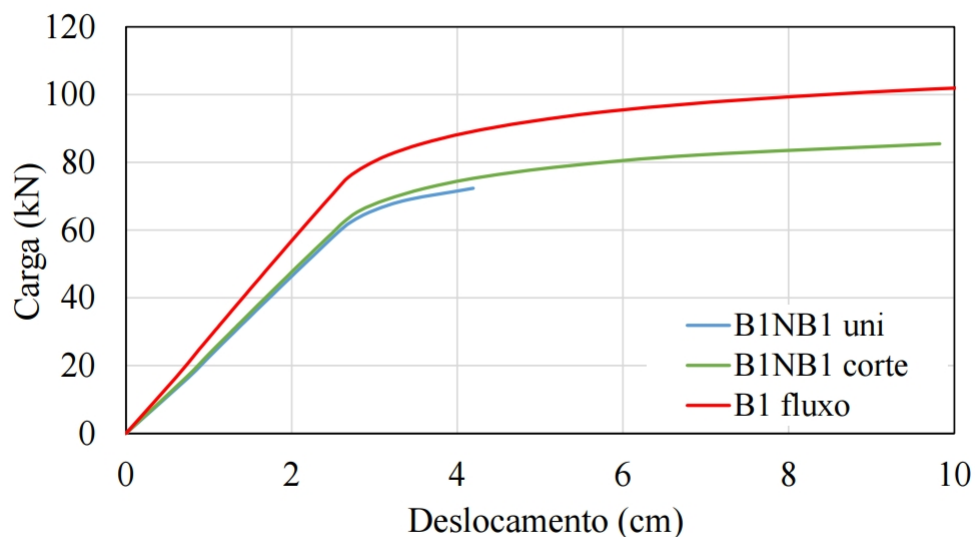


Figura 93 – Deflexão no centro do vão (vigas B1NB1 uni, B1NB1 corte e B1 fluxo), (ELU)

O padrão de fissuração na camada inferior da laje para a viga B1 fluxo, não apresenta pontos de esmagamento do concreto fora do trecho central, aonde a atuação do momento prevalece. Alinhado com os conectores de cisalhamento há esforços de compressão acima da resistência elástica do concreto conforme demonstra a Figura 95.

Analisando o passo de carga anteriormente padronizado há uma descontinuidade nos níveis de tensão ao longo das linhas dos conectores de cisalhamento, estando os primeiros submetidos

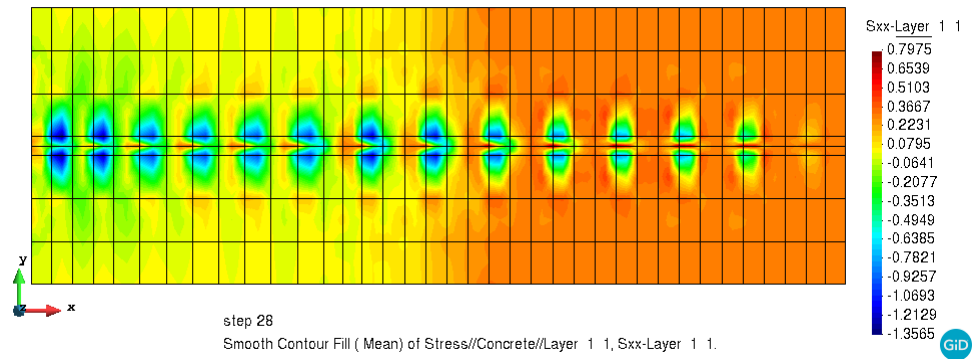


Figura 94 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo ELU, (kN/cm^2)

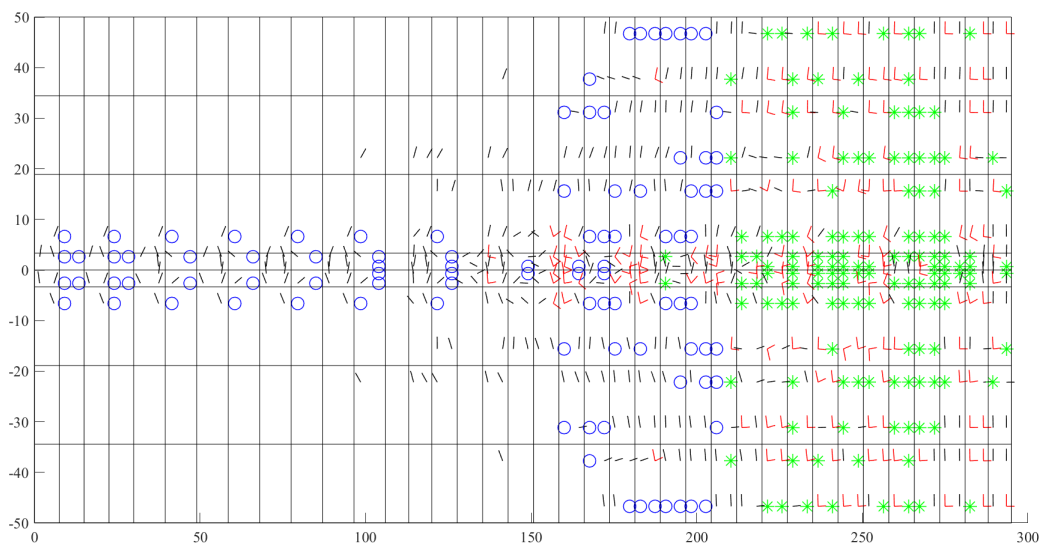


Figura 95 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto (viga B1 fluxo), (ELU)

a $0,88673 kN/cm^2$. Este valor representa uma redução de 36% em comparação com a viga B1NBI/uni. A Figura 96 ilustra esta distribuição de tensões.

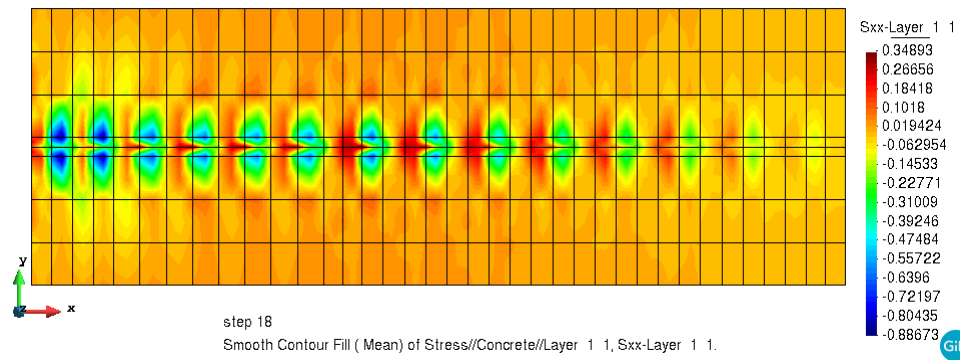


Figura 96 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo (passo 18), (kN/cm^2)

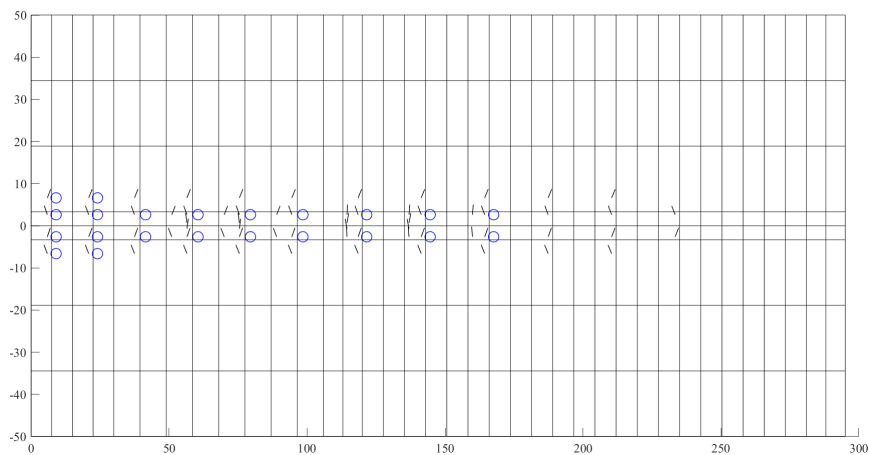


Figura 97 – Padrão de fissuração na camada inferior da laje de concreto da viga B1 fluxo (passo 18)

A verificação do deslizamento relativo dos conectores da viga mista com distribuição de acordo com o fluxo de cisalhamento na interface demonstrou bons resultados. A distribuição do *slip* ao longo do trecho esta apresentada na Figura 98.

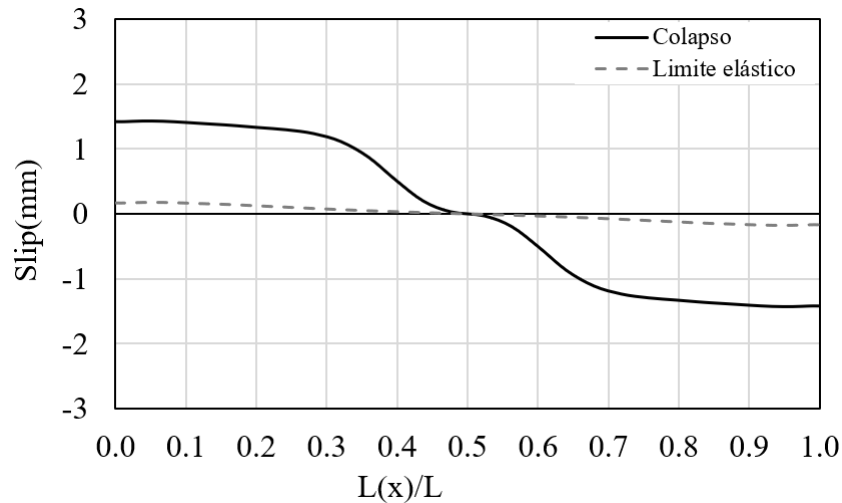


Figura 98 – Distribuição do *slip* no vão (viga B1 fluxo), (105 kN)

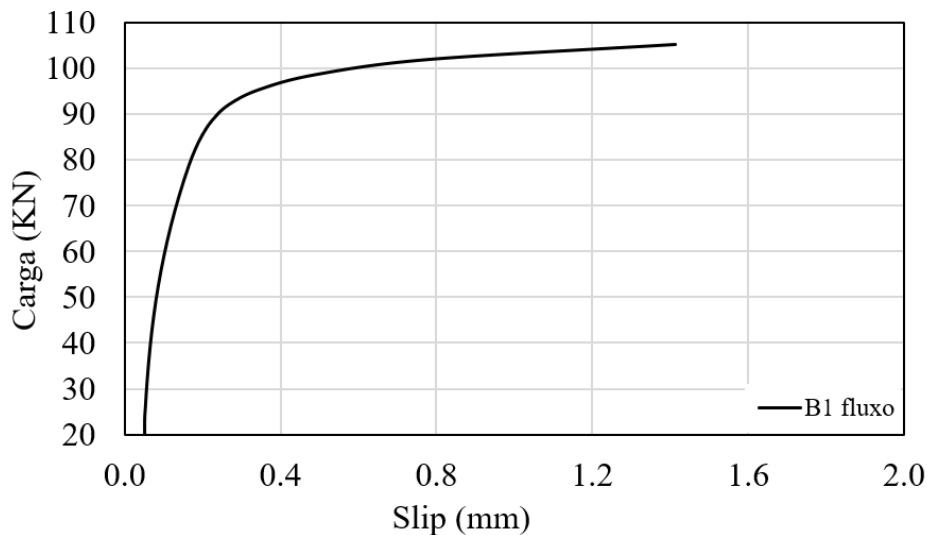


Figura 99 – *Slip* no apoio (viga B1 fluxo), (ELU)

5.1.4. Considerações parciais

Considerando a viga simplesmente apoiada com as diferentes distribuições e quantidade de conectores, a Tabela 5 apresenta um resumo dos resultados encontrados para as análises de ELS e ELU.

A investigação entre a paridade das vigas mistas deste trabalho deve ser realizada com cautela, dado o fato de que o número de conectores por vezes é alterado. Para a configuração em ELS tem-se de maneira geral que a viga com a distribuição de acordo com o diagrama corte, mesmo que com um número de conectores menor que as demais, apresentou o melhor desempenho quanto ao deslocamento vertical máximo, com redução de 3% em relação a viga com 60 conectores e 5% em relação a viga com mesma quantidade de conectores, mas com disposição uniforme. A Figura 100 demonstra tal fato.

Tabela 5 – Resumo de resultados viga isostática

Viga	B1GB20	B1GB60	B1NB1 uni	B1NB1 corte	B1 fluxo
Nº conectores	20	60	36	36	56
Distribuição	uniforme	uniforme	uniforme	corte	fluxo
V_{ELS} (mm)	23.38	22.19	22.71	21.58	22.92
$\sigma_{c\ max\ ELS}$ (kN/cm ²)*	0.2447	0.0936	0.292	0.2428	0.1041
P_{ult} (kN/m)	88	92	72.3	85.5	105.2
V_{ult} (cm)	15.7	19.6	4.19	9.83	14.3
V_{75kN} (cm)	3.83	3.42	4.19	3.61	2.56
$\sigma_{c\ max\ (75kN)\ ELU}$ (kN/cm ²)*	2.0717	0.6736	1.3841	1.1347	0.8867
$ S _{(ult)}$ (mm)	1.5	2.17	0.34	0.76	1.4
$ S _{(75kN)}$ (mm)	0.34	0.24	0.34	0.25	0.15

Nota: *-tensão máxima de compressão na camada inferior da laje.

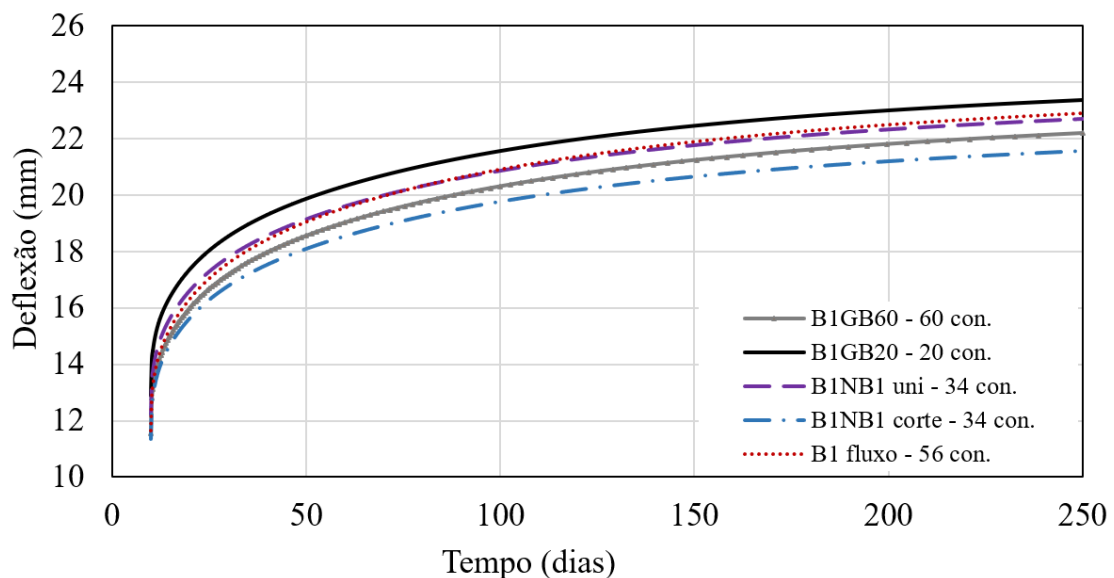


Figura 100 – Deflexão no centro do vão B1 (ELS)

Os ápices nas tensões de compressão atuantes na camada inferior da laje são em sua totalidade provindos do esmagamento do concreto na área que sucede cada conector. Assim, para a configuração de serviço, como o esperado, tem-se uma regressão contínua de tensões em função da quantidade de elementos de conexão disponíveis. levando em conta a influência da disposição dos conectores de cisalhamento e considerando as vigas com mesmo grau de conexão, verificou-se uma redução de 17% quando aplicada a distribuição de acordo com o corte.

Para a investigação de efeitos sob carregamentos extremos e eventual ruptura, as vigas com disposições não uniforme dos conectores se mostraram mais adequadas. A comparação entre as cargas últimas das vigas que detém o mesmo número de conectores, indica uma melhora de 18% para a viga com distribuição de acordo com o corte, resistindo 4 incrementos de carga a mais que a viga com conectores uniformemente distribuídos, além disso, dentre os modelos inseridos no contexto de viga do tipo isostática “B1”, a viga com distribuição de acordo com o fluxo de

cisalhamento (B1 fluxo), mesmo com 4 conectores a menos que a viga B1GB60, apresentou uma vantagem de 20% na resistência última do conjunto.

A deflexão no centro do vão é um parâmetro importante sob a ótica de uma aplicação prática, assim, os resultados devem ser cautelosamente analisados, e cabe a consideração do passo de carga ligado a cada deflexão registrada. Para uma adequada comparação entre as deflexões foi fixado um carregamento imposto de 75 kN , o que forneceu também resultados favoráveis para as conexões não uniformes. A viga apresentou um deslocamento 14% maior que a viga similar com distribuição não uniforme, sendo que a viga B1fluxo obteve efetivamente o menor deslocamento vertical no centro do vão.

Além disso, a viga com distribuição de acordo com o fluxo de cisalhamento, mesmo com menor número de conectores e com carregamento último 20% maior, obteve um deslocamento máximo na condição de falha inferior ao da viga B1GB60 conforme a Figura 101.

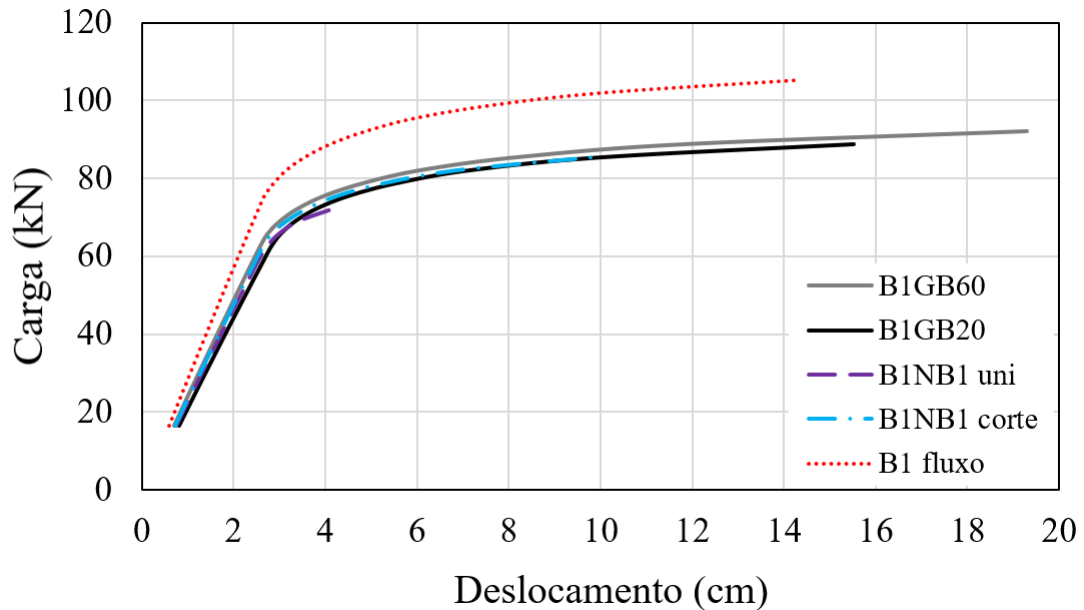


Figura 101 – Deflexão no centro do vão (classe B1), (ELU)

As tensões na camada inferior da laje para ELU seguem o mesmo traçado do exposto para ELS.

Já o deslizamento relativo na interface (*slip*) apresentou manifestações relevantes. Considerando ainda o passo de carga de 75 kN , tem-se reduções significativas para as vigas com distribuição não uniforme dos conectores. As vigas semelhantes apresentaram disparidade de 36% em vantagem para a viga com distribuição de acordo com o corte. Ainda considerando tal passo de carga tem-se que a viga B1NB1/corte, mesmo com 16 conectores a menos, apresentou resultados equivalentes a viga B1GB60 com deslizamento máximo acima do apoio. A viga B1 fluxo apresentou o menor nível de deslizamento relativo, cerca de 38% a menos que a viga B1GB60 mais próxima. As figuras 102 e 103 ilustram estes resultados. É importante destacar que as soluções que apresentam os menores deslizamentos relativos são as soluções que menos violam as condições de dimensionamento usualmente propostas pelas normas.

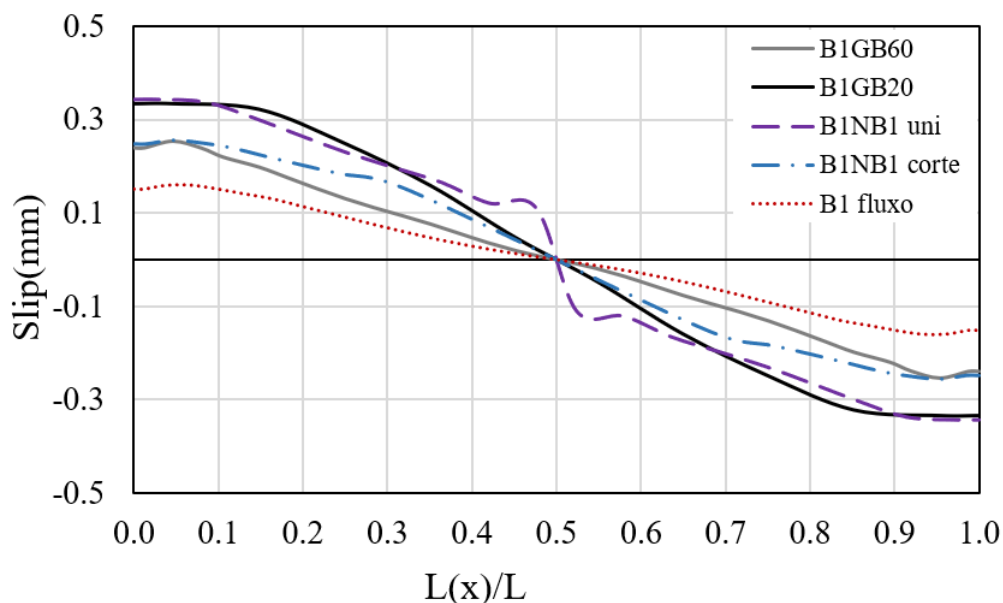


Figura 102 – Distribuição do *slip* B1 (75 kN)

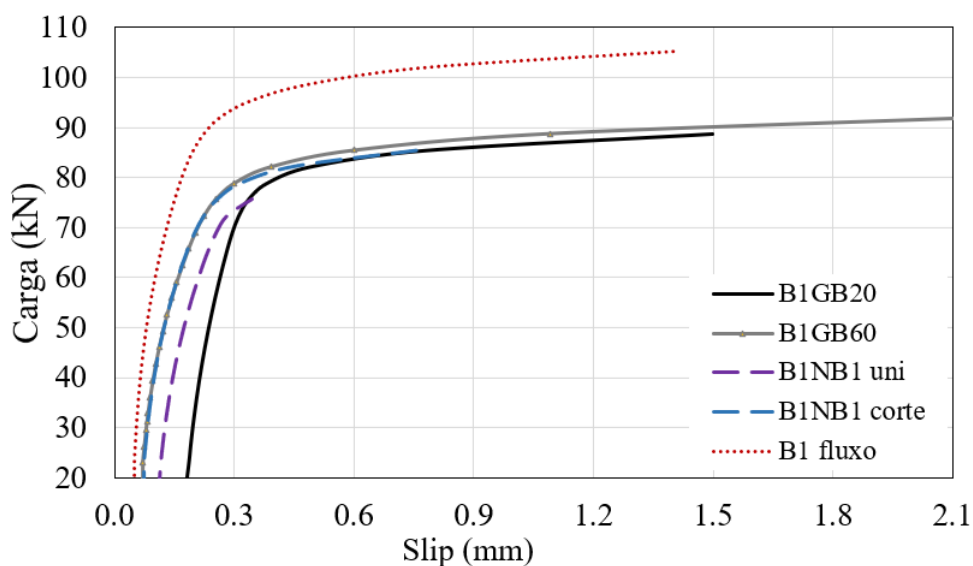


Figura 103 – *Slip* 1º linha de conectores B1 (ELU)

5.2 VIGA CONTÍNUA

Gilbert e Bradford (1995) ensaiaram experimentalmente vigas submetidas a momentos negativos com dois vãos. Nesses testes foram consideradas duas vigas idênticas com variação de carregamento entre peso próprio com uma sobrecarga de $4,75 \text{ kN/m}$ e somente peso próprio. Os carregamentos considerados estão resumidos na Tabela 6, já as propriedades dos materiais empregados na viga mista estão apresentadas na Tabela 7.

A malha de elementos finitos adotada leva em conta a simetria da viga contínua B2 que foi avaliada por Gilbert e Bradford (1995) conforme apresenta a Figura 104. Assim, foram utilizados

Tabela 6 – Carregamentos vigas contínuas

Descrição	Carga (kN/m)
Peso Próprio perfil	0,17
Peso Próprio laje	1,75
Adicional	4,75
TOTAL	6,67

Tabela 7 – Propriedades dos materiais das vigas contínuas

Material	Propriedades			Unidades
Aço Estrutural	Módulo de Elasticidade	E =	200000	MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	280	MPa
	Tensão Última	$f_u =$	350	MPa
	Poisson	$\nu =$	0,3	
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25	%
Aço de reforço	Módulo de Elasticidade	E =	200000	MPa
	Tensão de Escoamento	$f_y =$	280	MPa
	Tensão Última	$f_u =$	350	MPa
	Poisson	$\nu =$	0,3	
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	25	%
Concreto	Resistência à Compressão	$f_{cm} =$	27	MPa
	Módulo de Elasticidade	E_3 ou $E_7 =$	22000	MPa
	Resistência à Tração	$f_t =$	3	MPa
	Poisson	$\nu =$	0,2	
	Deformação Última	$\epsilon_u =$	1	%
Conector de cisalhamento	Espaçamento	s =	145	mm
	Diâmetro x Altura	d x h =	9 x 50	mm
	Número de Linhas	n =	2	
	Constante 1	a =	32	kN
	Constante 2	b =	4,75	mm ⁻¹

(fonte: Dias (2013))

451 elementos de casca plana representando o perfil de aço e 328 elementos de casca degenerada para modelar a laje de concreto. A laje foi discretizada em 7 camadas de concreto com a mesma espessura e 1 camada de armadura conforme a Figura 105. Os conectores de cisalhamento foram representados por elementos de barra, os quais se alteram para cada modelo analisado. A Figura 106 representa a seção transversal da viga contínua.

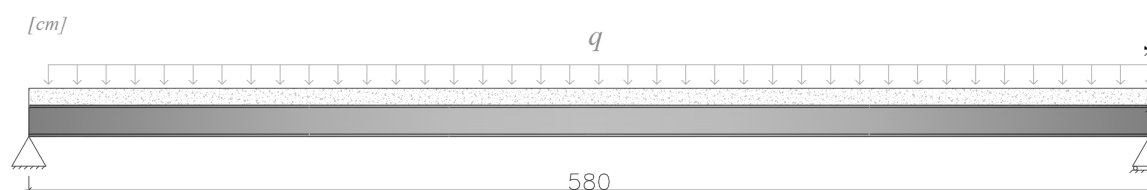


Figura 104 – Geometria viga contínua (classe B2)

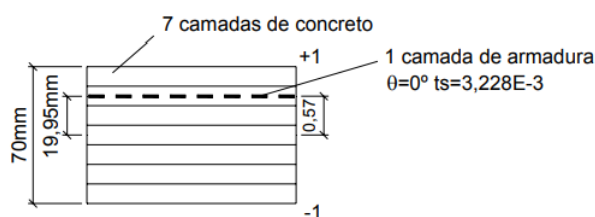


Figura 105 – Configuração das camadas da laje (MEF)

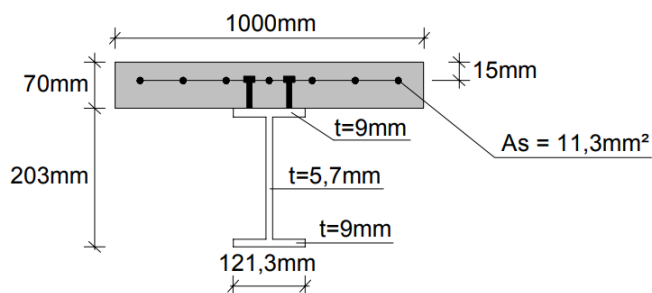


Figura 106 – Seção transversal da viga contínua

De modo similar ao modelo da viga isostática, no modelo da viga contínua foi considerado o peso próprio da laje de concreto como carga de pressão aplicada sobre a área total da camada superior da laje além da sobrecarga também como carga de pressão, aplicada em uma largura central de 60,6 mm da laje. O peso próprio do perfil de aço foi aplicado como carga pontual em 15 nós igualmente espaçados ao longo da alma da viga.

A idade de aplicação da carga é de 3 dias se estendendo até 340 dias, conforme o estipulado por Gilbert e Bradford (1995). Os demais dados para análise dos efeitos diferidos são: temperatura de 20°C, umidade relativa de 65% e cimento do tipo I com endurecimento normal.

Ajustando os coeficientes de fluência e retração verifica-se a necessidade de pequenas correções, assim, obtém-se as curvas de deformação por retração e fluência das vigas do tipo B2, conforme ilustram as figuras 83 e 84.

Conforme exposto por Dias (2013), os dados referentes às características dos conectores para a viga contínua de Gilbert e Bradford (1995) não estão claramente definidos, assim empregou-se a abordagem adotada por Tamayo (2011), com formulação tangente para rigidez dos conectores.

Os exemplos configurados para simulação da viga B2 são provindos de fontes alternadas conforme exposto em capítulos anteriores. Na Figura 110 estão delineados os exemplos, com suas respectivas configurações. A viga B2GB ilustrada nesta figura representa o estudo feito por Gilbert e Bradford (1995), o qual é base para validação do modelo de MEF empregado.

As vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte são as vigas dimensionadas de acordo com a NBR8800

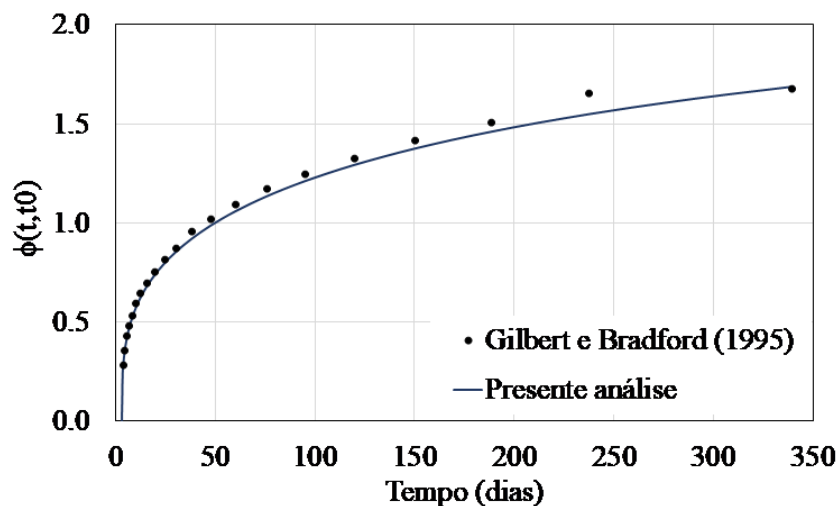


Figura 107 – Curva de deformação por retração das vigas contínuas B2

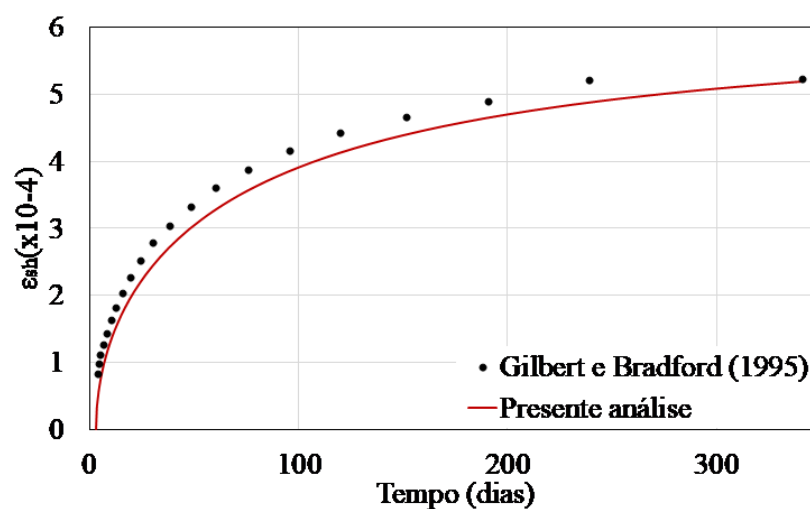


Figura 108 – Curva do coeficiente de fluência das vigas contínuas B2

com distribuição uniforme e com distribuição de acordo com o corte respectivamente. As vigas B2AA/uni e B2AA/corte são as vigas dimensionadas de acordo com a AASHTO (2007), também com a configuração de conectores uniforme e distribuída respectivamente.

AASHTO (2007) ainda prevê a verificação de falha por fadiga, que deve ser realizada com base no fluxo de cisalhamento longitudinal, logo para suprir tal demanda foi modelado a viga B2fluxo que apresenta a distribuição e quantidade de conectores de acordo com o fluxo de cisalhamento atuante.

Por fim, a NBR 16694 (2020) determina que sejam considerados o dimensionamento para ELU de acordo com a NBR 8800 e que as características quanto ao fluxo sejam consideradas de acordo com a AASHTO (2007), logo, os modelos acima mencionadas suprem tal quesito. A Figura 110 expõe a configuração adotada em cada caso, bem como o número de conectores empregado e o espaçamento “s” considerado para cada modelo.

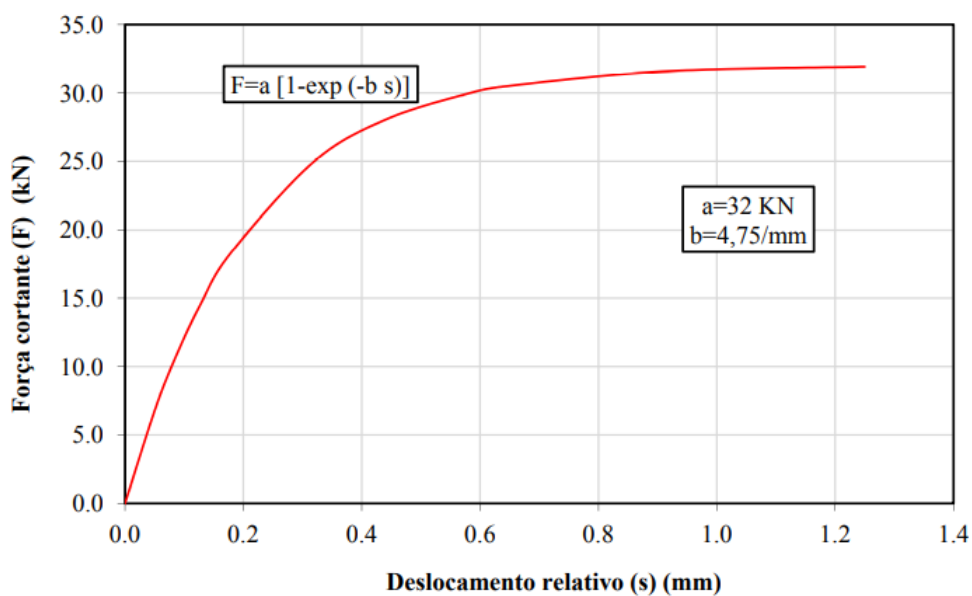


Figura 109 – Rigidez dos conectores das vigas contínuas B2

5.2.1. Vigas de acordo com Gilbert e Bradford (1995)

Para a concepção do modelo proposto pelos autores, foram considerados 160 *stud bolt* igualmente distribuídos em duas fileiras longitudinais conforme apresenta a Figura 111.

A Figura 112 representa a composição da malha de elementos finitos com 80 elementos de barra representando os conectores de cisalhamento uniformemente dispostos sobre o perfil de aço.

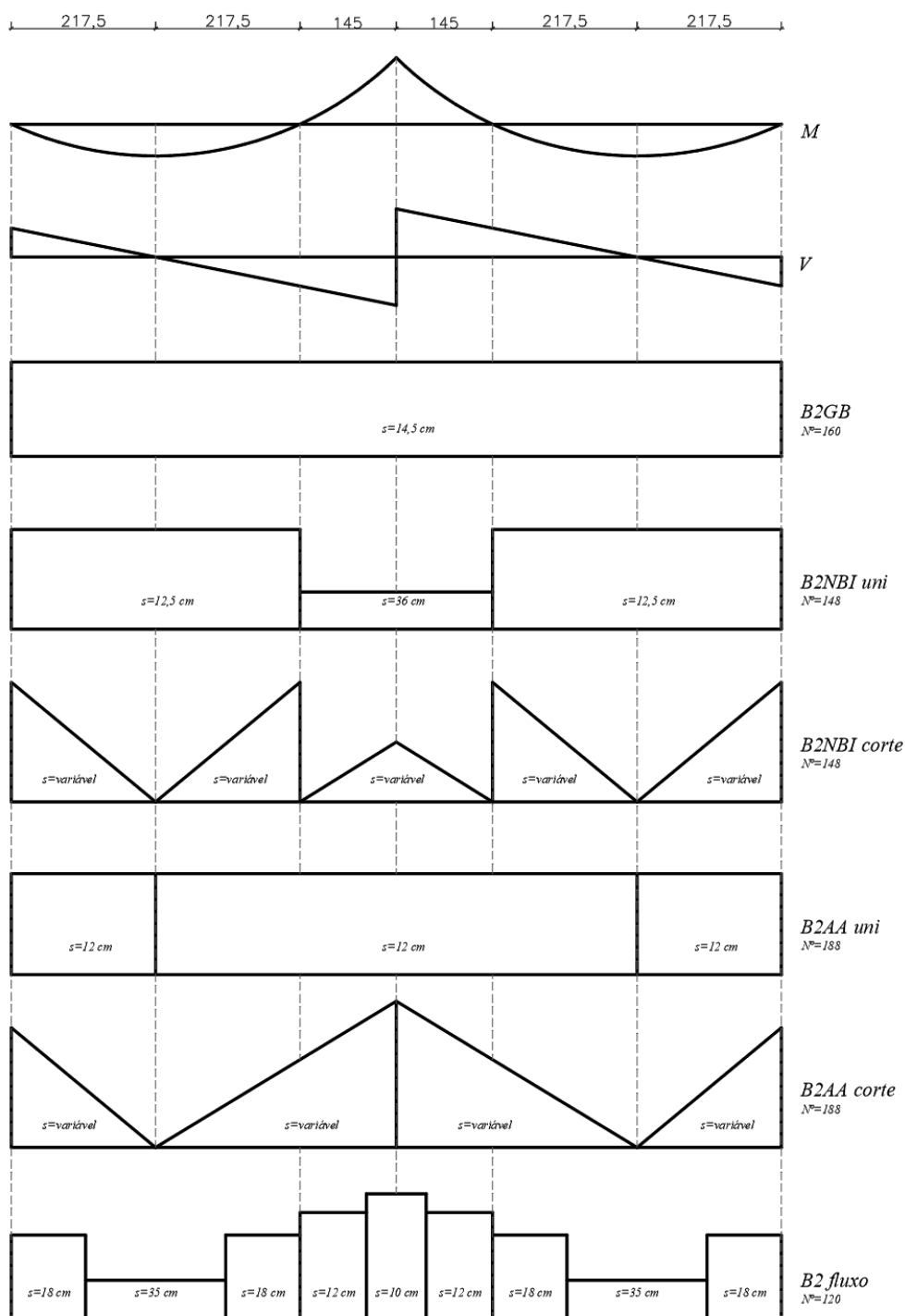


Figura 110 – Configurações adotadas para as vigas contínuas (tipo B2)

- Análise numérica para ELS

A Figura 113 demonstra a coerência entre os resultados obtidos experimentalmente e resultados extraídos do modelo de elementos finitos. Nota-se uma deflexão máxima no vão aos 340 dias de 8,3 cm, ultrapassando o encontrado para a flecha instantânea que corresponde de 3,5 cm aos 3 dias de idade.

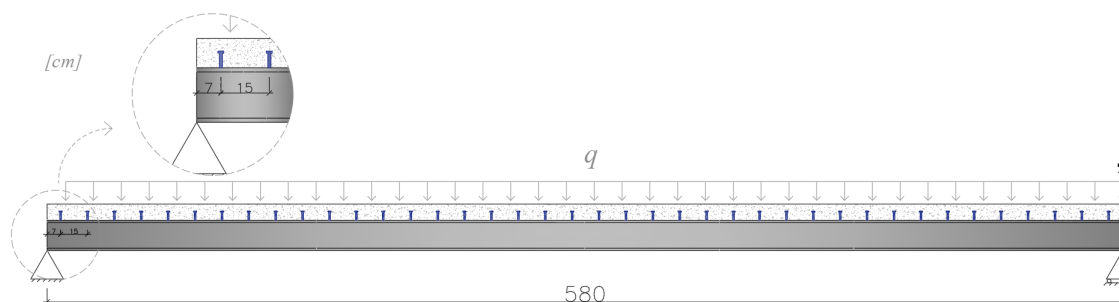


Figura 111 – Geometria viga B2GB

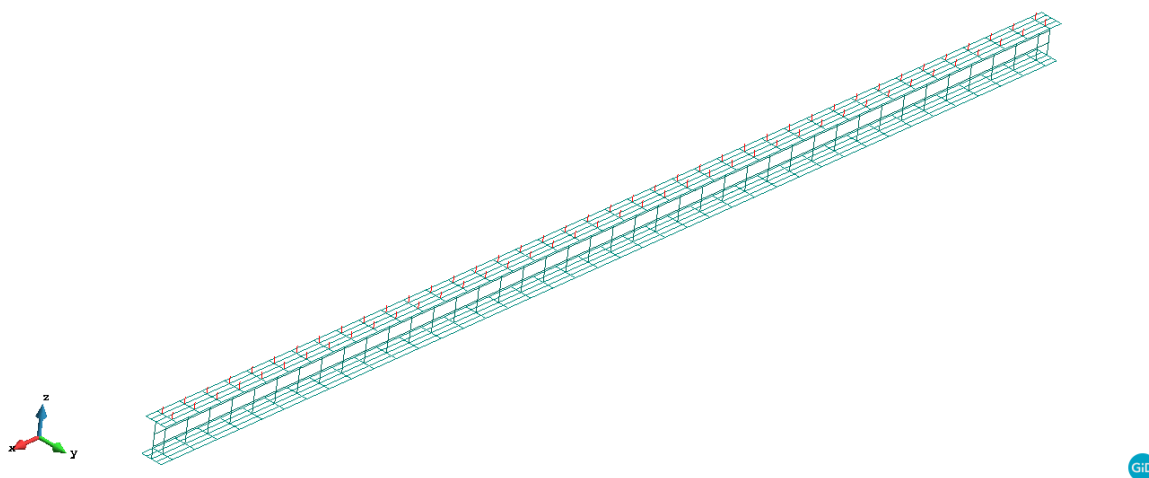


Figura 112 – Malha de elementos finitos viga B2GB

As tensões de compressão que atuam na laje em função do esmagamento nas regiões no entorno dos conectores apresentaram-se reduzidas com pico de $0,13249 \text{ kN/cm}^2$ sem grandes discrepâncias ao longo de seu comprimento. Esta uniformidade é alcançada devido à taxa de conexão elevada oferecida pelo grande número de conectores presentes no modelo. A Figura 114 ilustra a distribuição de tensões consideradas.

- Análise numérica para ELU

O modelo criado para análise da viga experimentalmente testada por Gilbert e Bradford (1995) apresentou falha no passo de carga 65, com carregamento de 267 kN , o que corresponde a uma flecha máxima de 63 cm conforme ilustrado na Figura 115.

Para a viga B2, o campo de tensões no momento da falha exibe uma complexa combinação, o que torna inviável a verificação visual das características fornecidas pelas diferentes configurações de conectores. Assim, são analisados as tensões no passo de carga 48, limite de falha da viga com menor patamar último.

Deste modo, as tensões correspondentes ao passo de carga 48 para a viga B2GB demonstram

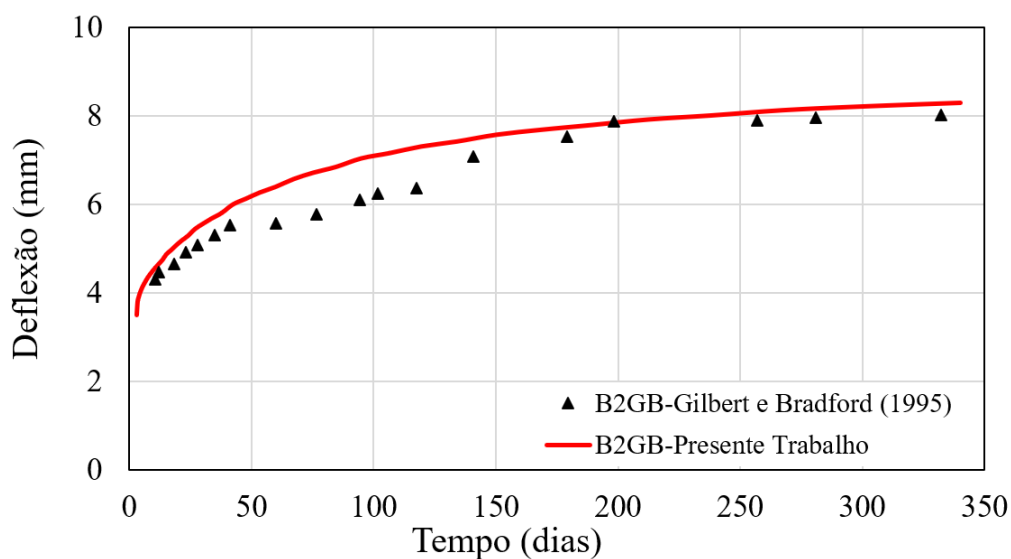


Figura 113 – Deslocamento no centro do vão (viga B2GB), (ELS)

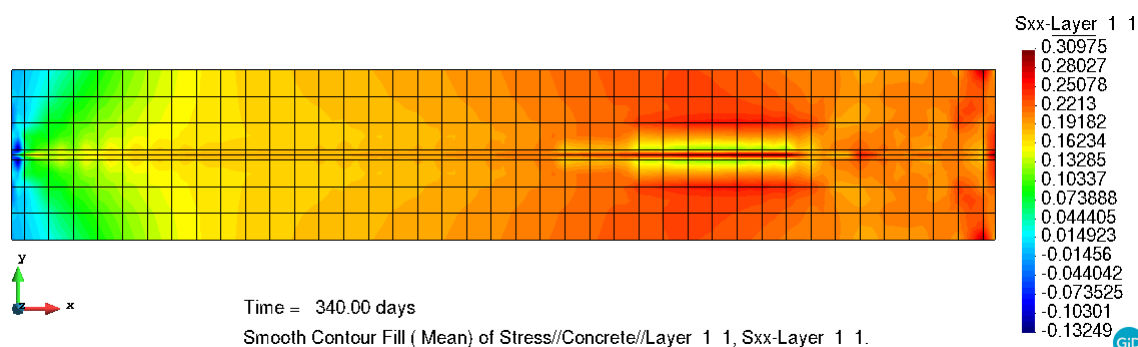


Figura 114 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2GB), (ELS), (kN/cm^2)

concentração de tensões de compressão nos pontos de máximo esforço cortante, com pico de $0,7369 kN/cm^2$.

Levando em conta o deslizamento relativo entre a mesa do perfil e a laje de concreto, a viga B2GB apresentou resultados coerentes conforme a Figura 117, com *slip* máximo na falha sob o apoio externo e interno de $3,2 mm$ e $8,0 mm$ respectivamente indicando a falha do conector.

A rigidez da conexão pode ser analisada com a ilustração gráfica do carregamento em função do deslizamento relativo, a Figura 118 apresenta tal curva para o ponto de máximo esforço cortante posicionado na última linha de conectores acima do apoio central.

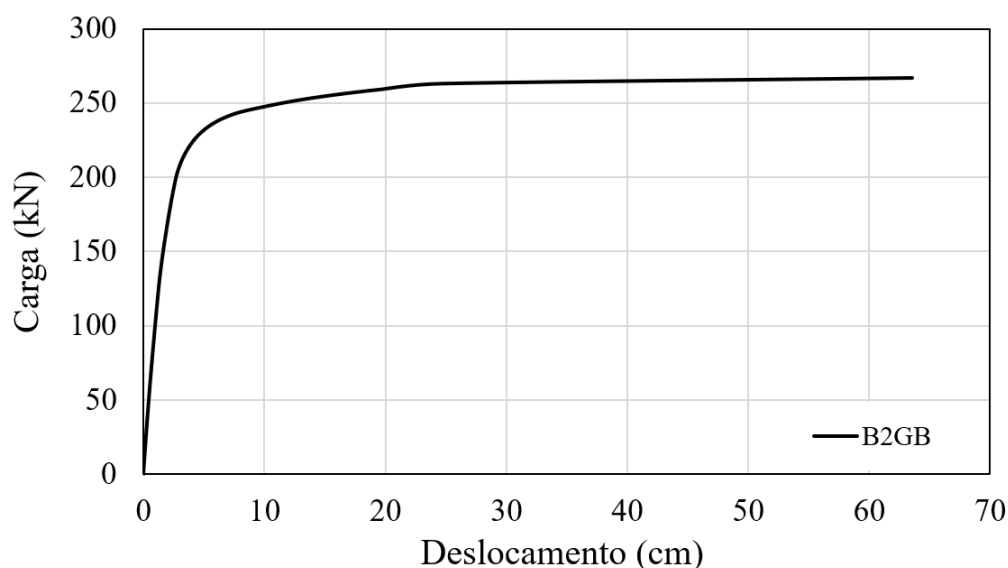


Figura 115 – Deflexão no centro do vão (viga B2GB), (ELU)

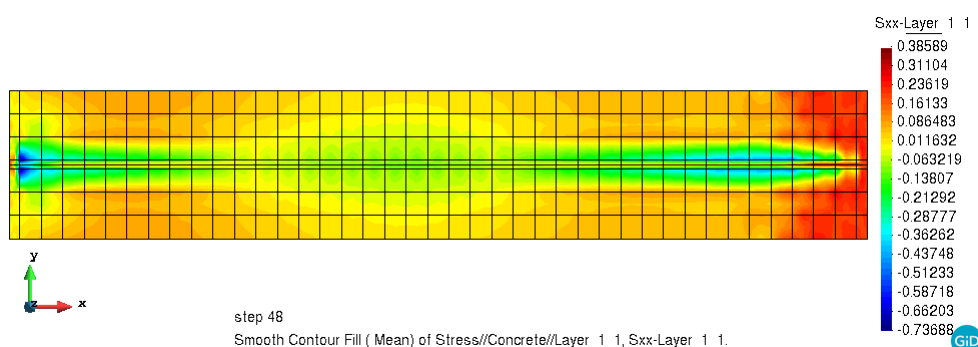


Figura 116 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2GB), (passo 48), (kN/cm^2)

5.2.2. NBR8800

Similarmente a viga B1 testadas anteriormente, o que limitou a resistência do perfil foi a plastificação do perfil de aço, apresentando força resistente de $906,64 \text{ kN}$ enquanto que a resistência ao corte de um conector ficou na ordem de 26 kN , sendo necessário então 35 conectores entre as seções de momento nulo e máximo, totalizando 70 stud bolt no primeiro trecho de momento positivo com extensão de 435 cm . Na totalidade são aplicados 148 conectores ao longo da viga.

Para a seção exposta a momento negativo, conforme a norma específica, o limitante apresenta-se em função do escoamento da armadura longitudinal. Neste ponto, entre a seção de momento nulo e o extremo de momento negativos são prescritos 4 conectores uniformemente distribuídos conforme o dimensionamento detalhado que está apresentado no Anexo A.

O momento último para os trechos de momento positivo e negativo considerados são respec-

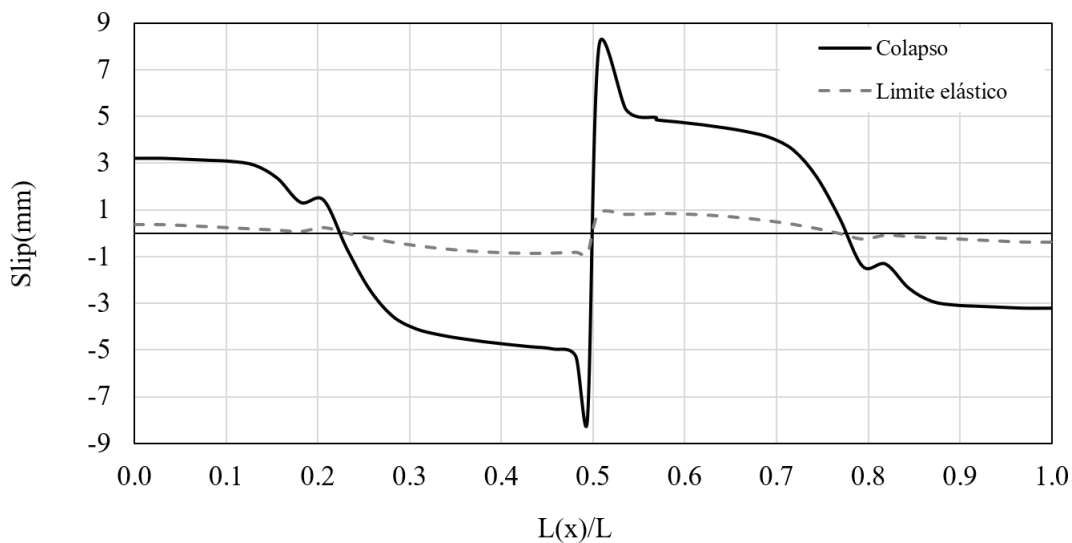


Figura 117 – Distribuição do slip no vão (viga B2GB), (263 kN)

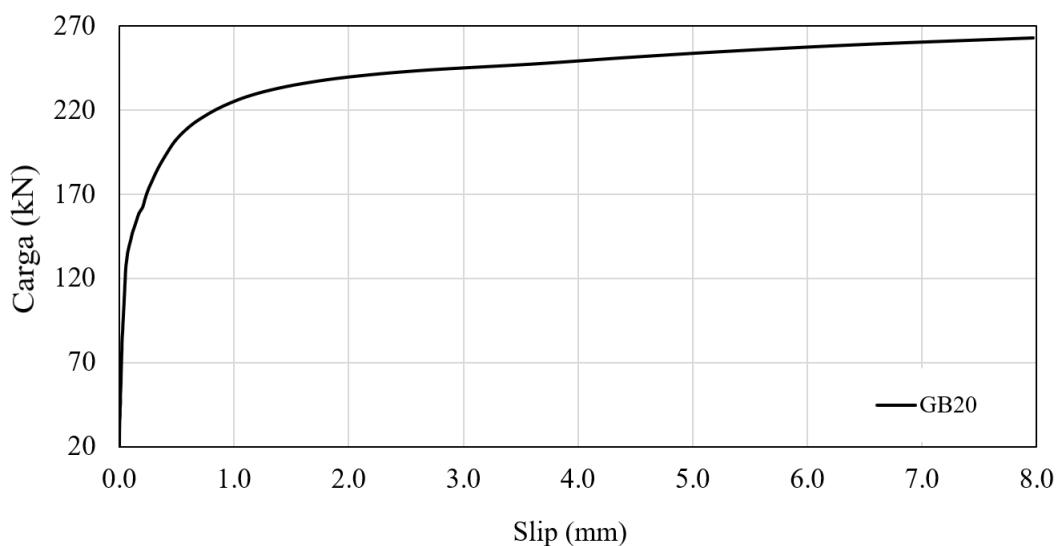


Figura 118 – *Slip* no apoio (viga B2GB), (ELU)

tivamente 138 kN.m e 76 kN.m com a seção atuando em regime plástico. Demais dados do dimensionamento encontram-se no Anexo A.

Como mencionado anteriormente, a fim de se analisar criticamente os resultados expostos buscou-se manter as características consideradas por Gilbert e Bradford (1995). Nesta perspectiva se manteve a configuração de duas fileiras de conectores. No entanto, como o número de conectores prescritos pela NBR 8800 (2008) para trechos de momento negativo é inferior ao utilizado pelos autores, e o espaçamento máximo de oito vezes a espessura da laje foi atingido, foi considerado somente uma fileira centralizada de conectores no trecho de momento negativo das vigas, o que está de acordo com a NBR 8800 (2008). A Figura 119 ilustra esta configuração.

Aplicando a distribuição dos conectores em função do corte atuante, porém conservando o número

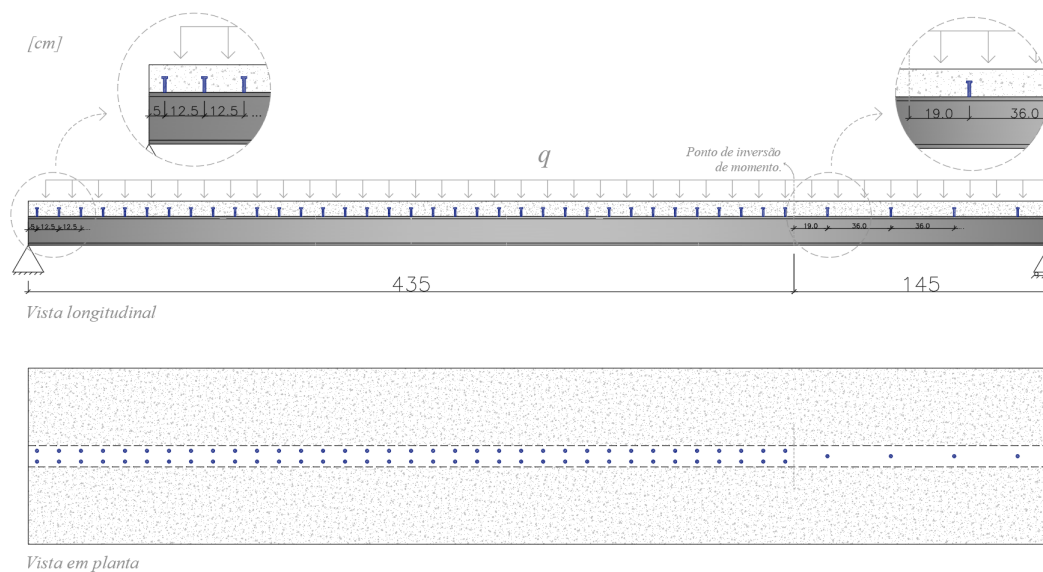


Figura 119 – Geometria viga B2NB1/uni

de conectores e designação de trechos da norma, a concentração dos elementos de conexão próxima aos apoios é maior. Deste modo a caracterização geométrica da viga é apresentada pela Figura 120.

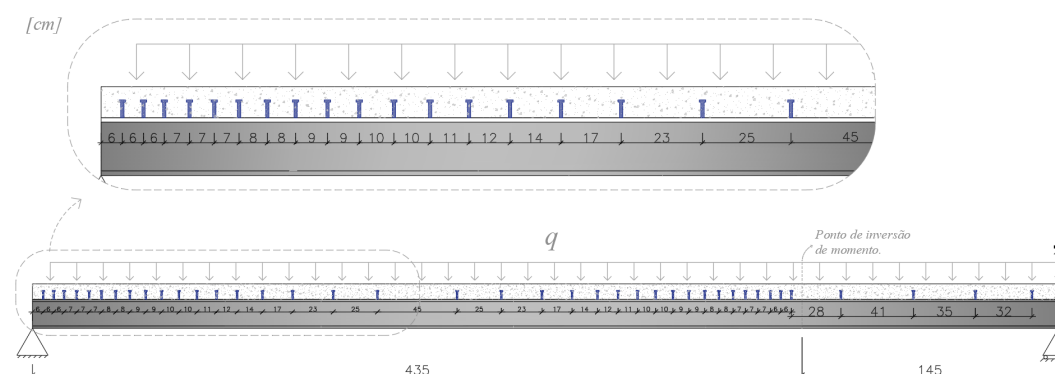


Figura 120 – Geometria viga B2NB1/corte

Para a análise via MEF as seguintes configurações de malhas foram definidas para as vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte.

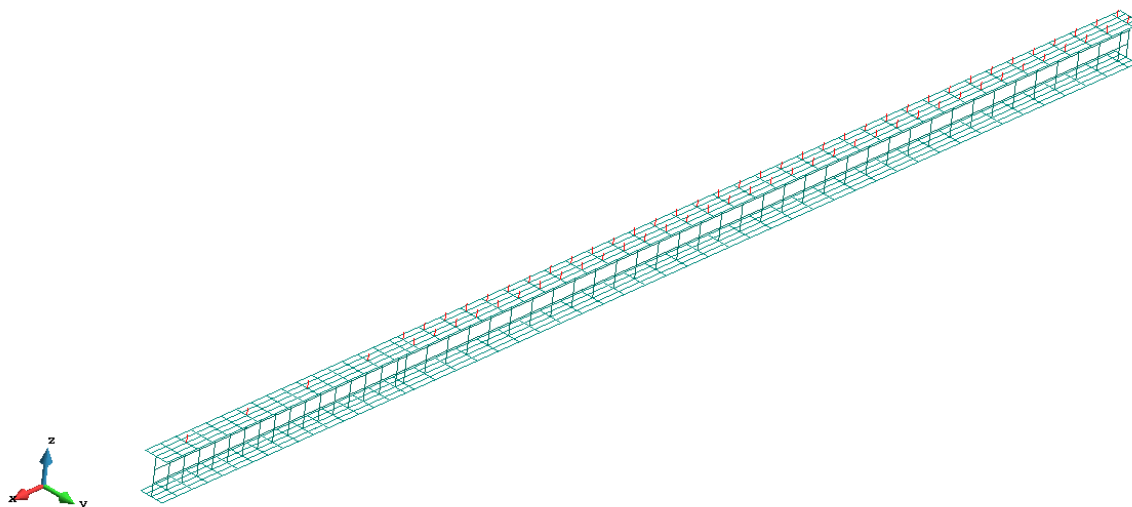


Figura 121 – Malha de elementos finitos (viga B2NB1/uni)

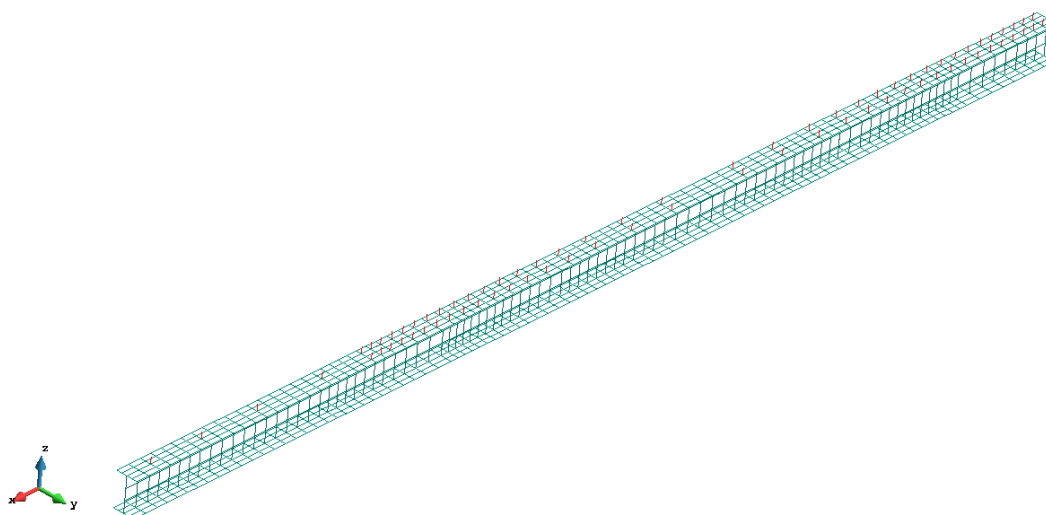


Figura 122 – Malha de elementos finitos (viga B2NB1/corte)

- Análise numérica para ELS

As vigas igualmente dimensionadas pela NBR8800 apresentaram similaridade quando ao deslocamento no centro do vão para a configuração de efeitos diferidos aplicados. Ambas apresentaram deformação máxima aos 340 dias de 82 mm conforme apresenta a Figura 123.

O campo de tensões para as vigas dimensionadas segundo a NBR8800, expõe com clareza o acúmulo de tensões na região de momento negativo, aonde são prescritos somente 4 conectores para cada lado da simetria, os quais podem ser claramente observados em ambas imagens. As tensões de compressão alcançam nestas áreas valores de $1,5789 \text{ kN/cm}^2$ e $1,3669 \text{ kN/cm}^2$ em relação as vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte respectivamente.

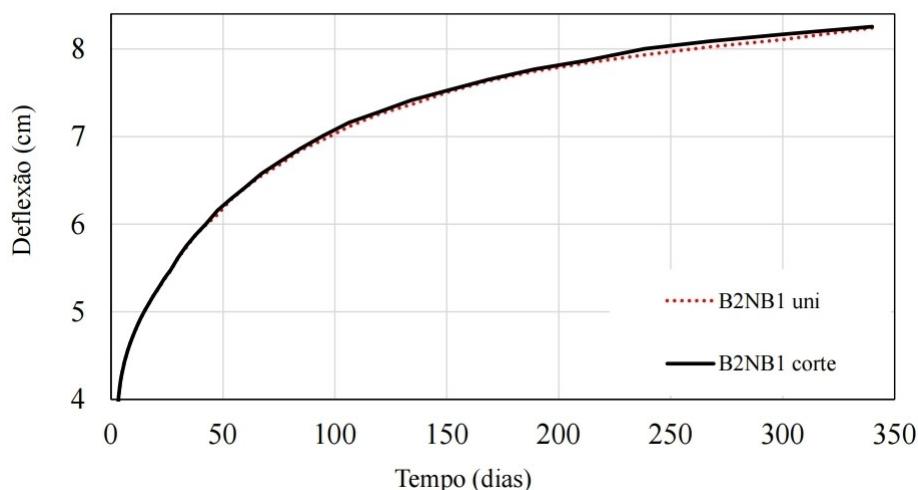


Figura 123 – Deslocamento no centro do vão (vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte), (ELS)

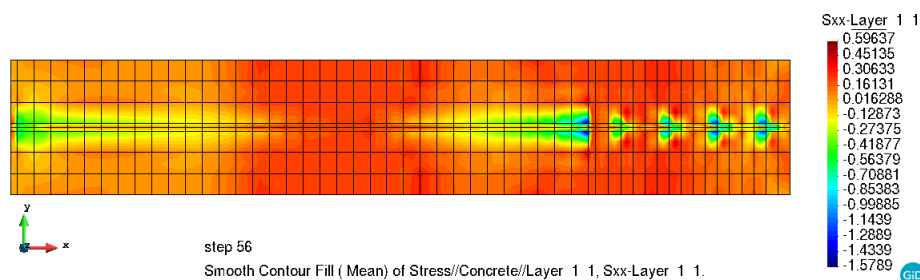


Figura 124 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/uni), (ELS), (kN/cm^2)

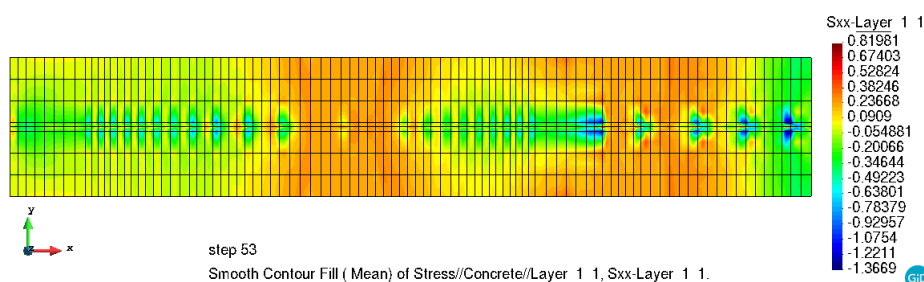


Figura 125 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/corte), (ELS), (kN/cm^2)

- Análise numérica para ELU

Os exemplos determinados em função do número de conectores prescritos pela NBR 8800 (2008) falharam com carregamentos abaixo das vigas testados por Gilbert e Bradford (1995). A viga B2NB1/uni falhou no passo de carga 56 com carregamento de 232 kN , o que corresponde a uma flecha máxima no centro do vão de 6 cm , enquanto que a viga B2NB1/corte apresentou como carga última o valor de 259 kN com deflexão máxima de 25 cm conforme ilustrado na

Figura 126.

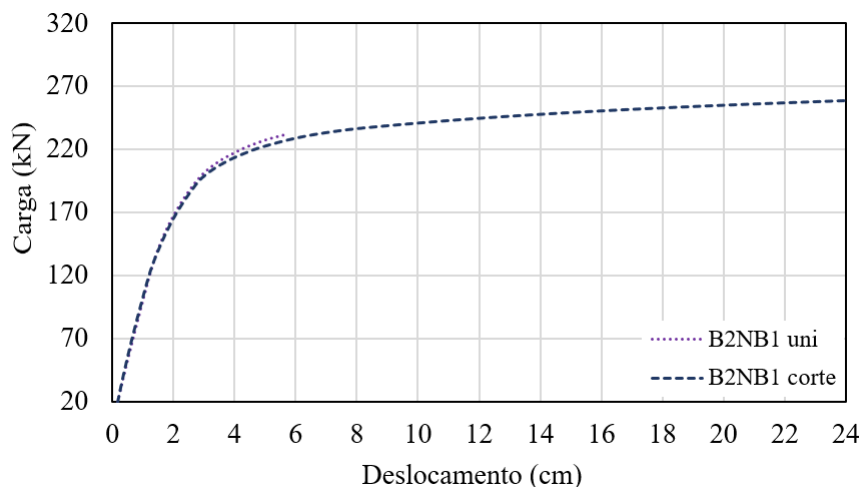
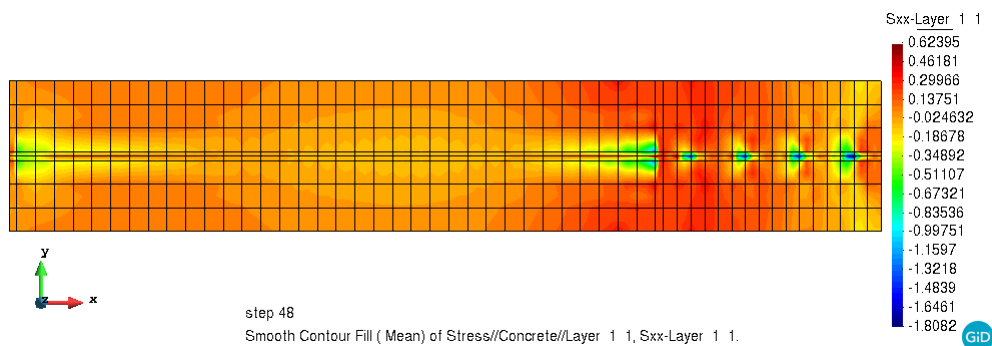


Figura 126 – Deflexão no centro do vão (vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte), (ELU)

Similarmente ao realizado para as vigas simplesmente apoiadas, para que a comparação entre os resultados seja eficiente é necessário padronizar e analisar todas as vigas em um passo de carga comum, assim foi considerado o passo de carga 48 que corresponde a 232 kN .

As tensões atuantes na camada inferior da laje de concreto no passo padronizado apresentam pontos de compressão excessiva no trecho de momento negativo, aonde existe uma redução do nível de conexão, mas não de fluxo cisalhante. Nestes pontos as tensões alcançam o valor de 1,8082 kN/cm^2 e 1,9935 kN/cm^2 para as vigas B2NB1/uni e B2NB1/corte respectivamente.

No trecho de momento positivo, o qual detém número significativo de conectores de cisalhamento, a distribuição de tensões se apresenta de maneira mais adequada e uniforme. A Figura 127 e Figura 128 ilustram tais considerações.

Figura 127 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/uni), (passo 48), (kN/cm^2)

A investigação do comportamento de uma viga mista sob ótica do deslizamento relativo na região de interface deve ser cautelosa, dado o fato de que a medida de tal parâmetro em muitas

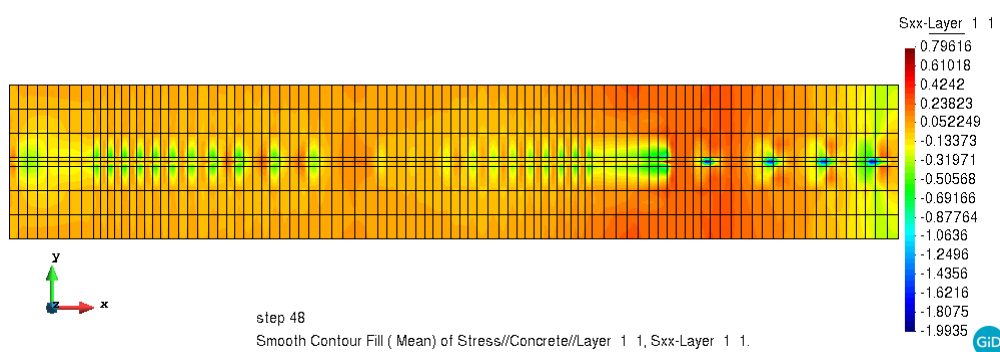


Figura 128 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2NB1/corte), (passo 48), (kN/cm^2)

vezes é caracterizada por décimos ou centésimos de mm. Esta medida é altamente vulnerável aos desvios na deflexão da viga mista, pois depende diretamente da rotação de cada ponto em questão. A viga apresenta falha abaixo das demais vigas por escoamento parcial do perfil. Este fato converteu-se em baixa deflexão, logo, o deslizamento relativo foi rigorosamente afetado. Assim este modelo foi desconsiderado das comparações por apresentar carregamento máximo irregular.

A viga B2NB1/corte, com 74 conectores distribuídos de acordo com o corte de um lado da simetria apresenta resultados similares aos da configuração utilizada por Gilbert e Bradford (1995), com deslizamento máximo de $7,7\text{ mm}$ correspondente a carga de ruptura de 259 kN conforme a Figura 129.

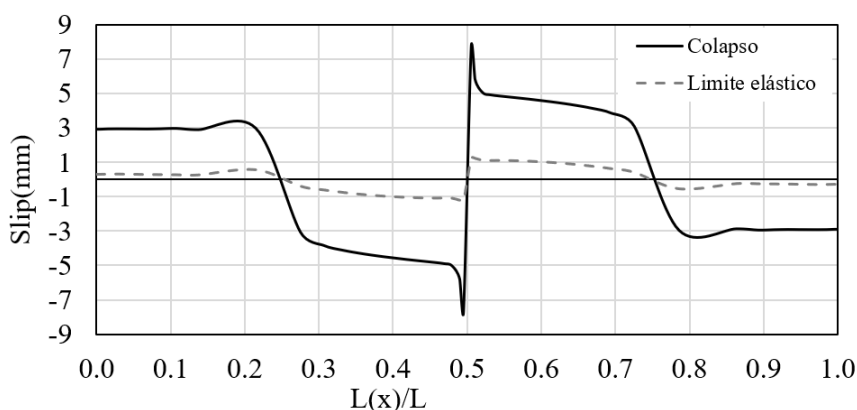


Figura 129 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (viga B2NB1/uni), (259 kN)

Na consideração da rigidez da conexão dada sob o ponto de máximo corte tem-se a característica ascendente da rigidez empregada para os elementos de conexão. A Figura 130 representa o deslizamento relativo sob o apoio interno frente ao carregamento até a ruptura.

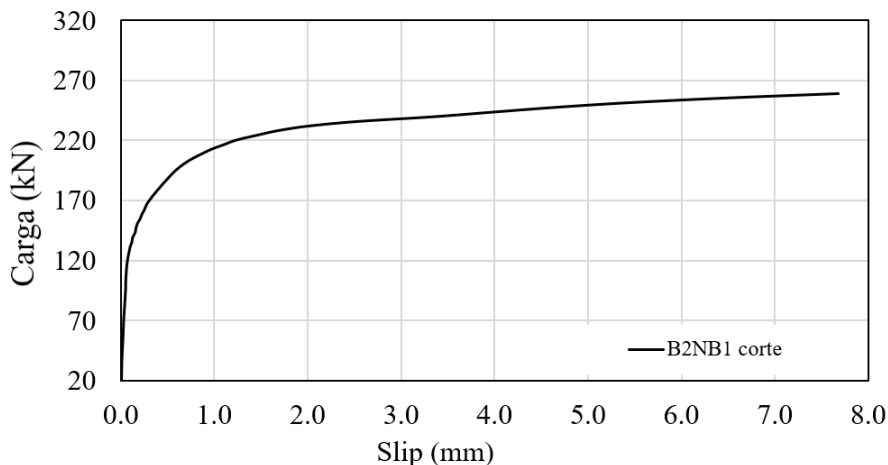


Figura 130 – Slip no apoio central (viga B2NB1/corte), (ELU)

5.2.3. AASHTO

As prescrições apresentadas pela AASHTO coincidem com o que apresenta a NBR 8800 no que diz respeito ao momento resistente último, consolidando-se com uma redução de aproximadamente 8% para momentos positivos, o que se acentua em se tratar do momento negativo em que a redução do momento chega 12%, passando de 76 $kN.m$ para 67 $kN.m$. Esta redução se dá principalmente por dois fatores: a maior restrição quando impostas possibilidades de flambagem lateral torcional e a mudança na altura das armaduras longitudinais, em que neste caso é exigido que sejam distribuídas em duas camadas.

O intervalo dos trechos são divididos de forma diferentes para intervalos que contenham suportes externos e intermediários. Ao se tratar de suportes externos, o intervalo é dado entre o trecho de momento máximo e momento nulo (apoio externo). Já para região com suporte intermediário, o trecho se estende do ponto de momento máximo até o centro do apoio intermediário.

Em espaços de momento positivo até os apoios extremos a AASHTO (2007) apresentou um número mínimo de 35 elementos uniformemente espaçados balizados pelo escoamento do perfil. Para o intervalo entre o momento atuante máximo e apoio interno, tem-se que o limitante é dado pela soma de forças críticas entre o perfil e a laje de concreto, logo o número de conectores é estipulado em 59 elementos, totalizando ao longo da viga um número de 188 *stud bolt*.

A distribuição uniforme entre os pontos de momento máximo e apoios resultou em espaçamento uniforme ao longo do vão, conforme a Figura 131, a qual expõe a geometria aplicada para distribuir os conectores de acordo com o processo determinado pela AASHTO (2007) em termos de ELU.

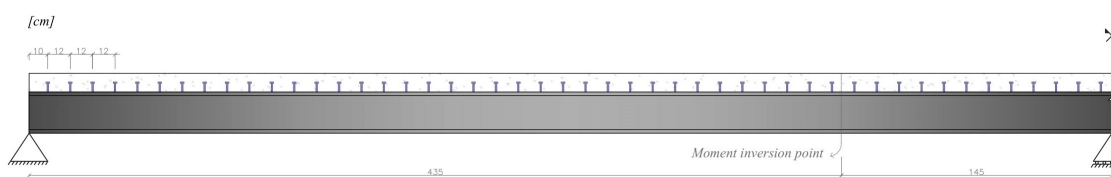


Figura 131 – Geometria viga B2AA/uni

Conforme determinado anteriormente, a distribuição dos conectores de acordo com o corte atuante, mantendo-se as exigências quanto ao número mínimo de conectores é exposta e testada via métodos dos elementos finitos, para tal a geometria considerada é ilustrada na Figura 132.

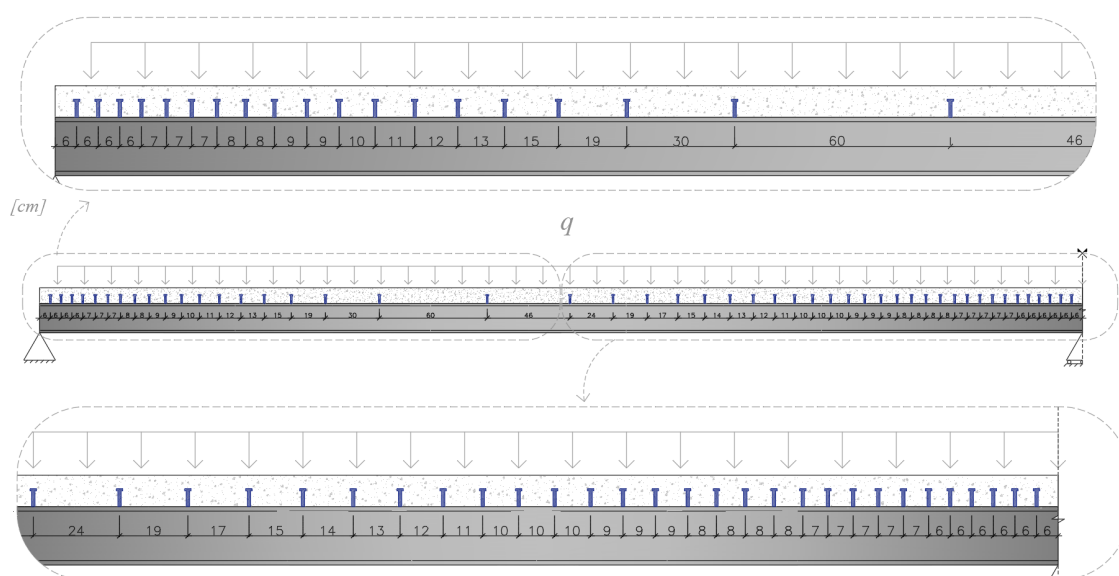


Figura 132 – Geometria viga B2AA/corte

Em termos de análise considerando a falha por fadiga, as considerações normativas determinam a necessidade de verificação quanto ao fluxo de cisalhamento. A Figura 133 apresenta a distribuição ideal de conectores de acordo com o fluxo de cisalhamento, a qual se dispõe em 5 trechos distintos conforme Figura 134. A configuração final da viga emprega um total de 120 *stud bolt*.

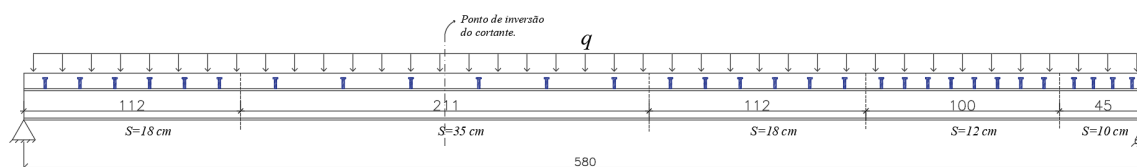


Figura 133 – Geometria viga B2 fluxo

Para análise via MEF foram consideradas as seguintes malhas para as vigas B2AA/uni, B2AA/corte e B2fluxo respectivamente.

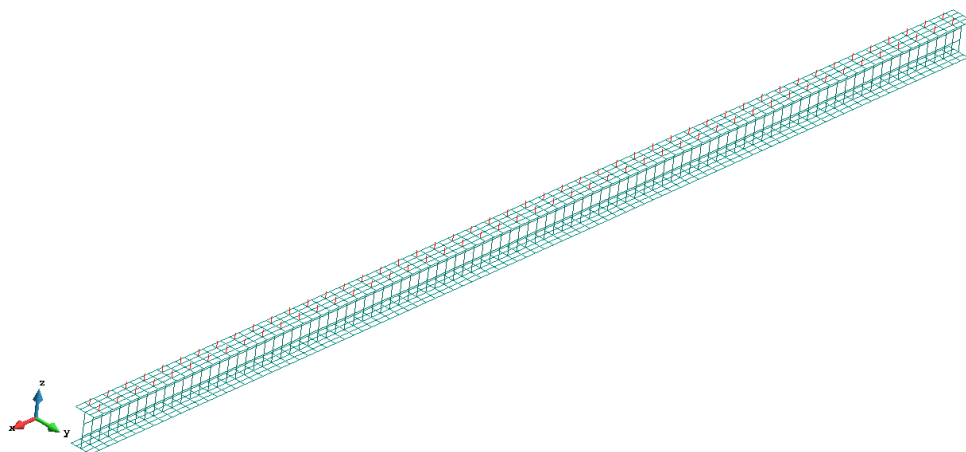


Figura 134 – Malha viga B2AA/uni

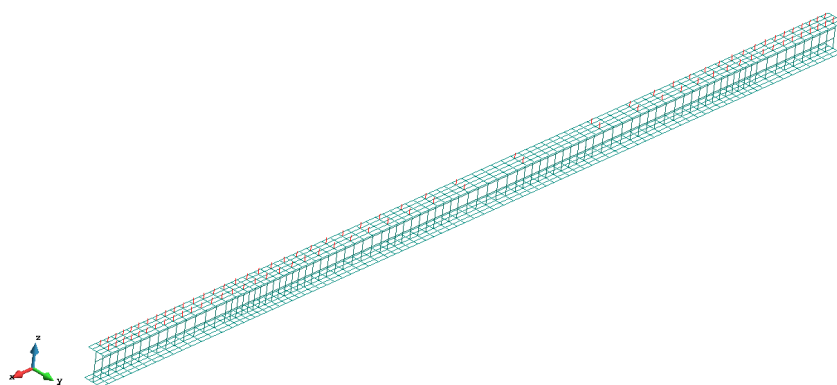


Figura 135 – Malha viga B2AA/corte

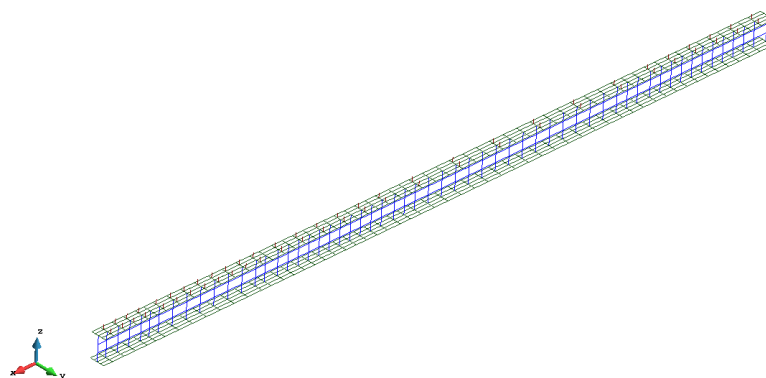


Figura 136 – Malha viga B2 fluxo

- Análise numérica para ELS

Considerando os efeitos diferidos no concreto, é possível verificar que ao longo do tempo a viga com menor número de conectores, mas com distribuição de acordo com o fluxo apresentou melhores resultados, a Figura 137 apresenta a curva de deflexão versus tempo no ponto de maior

deslocamento vertical.

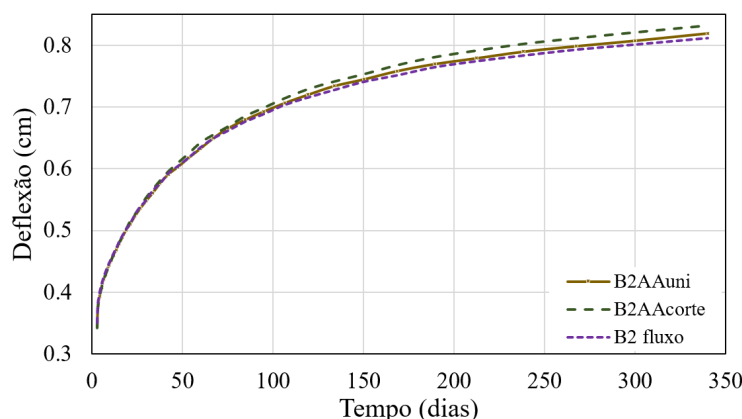


Figura 137 – Deslocamento vigas B2AA/uni, B2AA/corte e B2 fluxo para ELS

As verificações quanto à distribuição de tensões ao longo da viga considerando efeitos diferidos demonstrou que as vigas com mais conectores, casos das vigas B2AA/uni e B2AA/corte realçaram a posição dos conectores na camada inferior da laje de concreto. Com tensões compressivas pós conexão máximas de $0,23857 \text{ kN/cm}^2$ e $0,127 \text{ kN/cm}^2$ respectivamente. A Figura 138 e Figura 139 ilustram os campos de tensões mencionados.

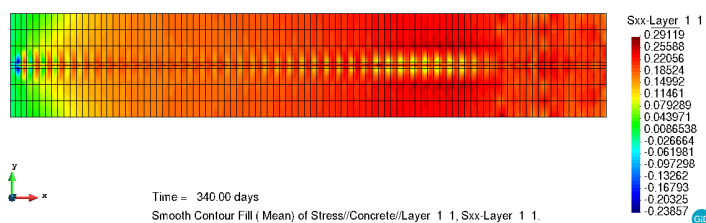


Figura 138 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2AA/uni ELS, (kN/cm^2)

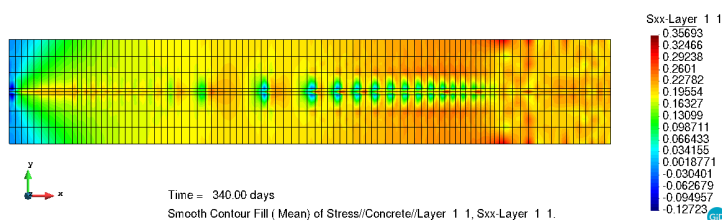


Figura 139 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2AA/corte ELS, (kN/cm^2)

Já a viga com o menor número de conectores de cisalhamento para a classe, apresentou tensões compressivas reduzidas com pico de $0,1447 \text{ kN/cm}^2$, porém com traçado das posições de conexão conforme apresenta a Figura 140.

- Análise numérica para ELU

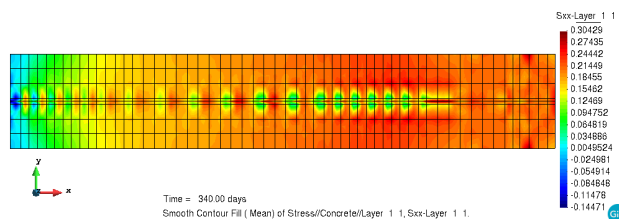


Figura 140 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto da viga B2 fluxo ELS, (kN/cm^2)

Considerando carregamentos sequenciais para análise de Estado Limite Último, as vigas B2AA/uni e B2fluxo suportaram incrementos até o passo 63 cujo carregamento é de 259 kN , os deslocamentos verticais máximos foram de $23,3\text{ cm}$ e $23,0\text{ cm}$ respectivamente. A viga B2AA/corte apresentou vantagem para o mesmo passo de carga, garantindo um deslocamento vertical de $24,8\text{ cm}$

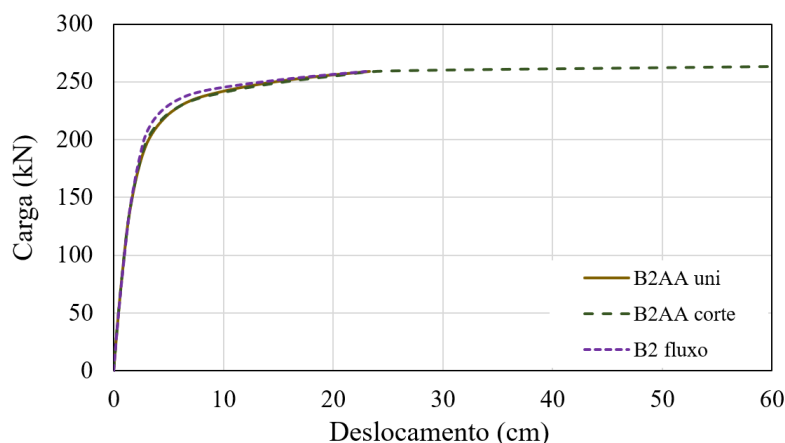


Figura 141 – Deflexão no centro do vão (vigas B2AA/uni, B2AA/corte e B2fluxo), (ELU)

A inspeção do campo de tensões na camada inferior da laje no passo estabelecido conforme a Figura 142 e Figura 143, demonstrou que a viga B2AA/corte apresentou vantagens quanto ao acúmulo de tensões pós conexão, com valores máximos de $0,8018\text{ kN/cm}^2$ frente a $1,267\text{ kN/cm}^2$ da viga B2AA/uni, quanto a oscilação de tensões nas posições de conexão, ambas demonstraram fortes alterações.

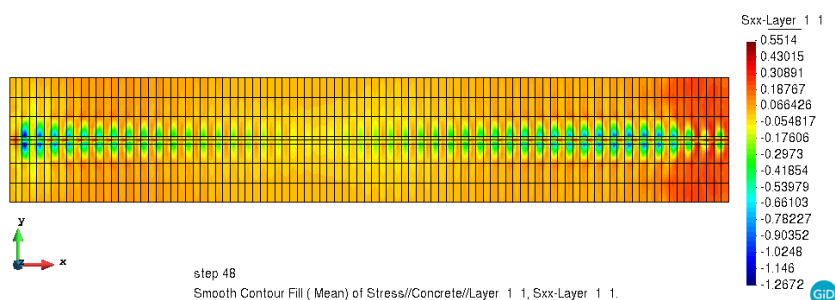


Figura 142 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2AA/uni), (passo 48), (kN/cm^2)

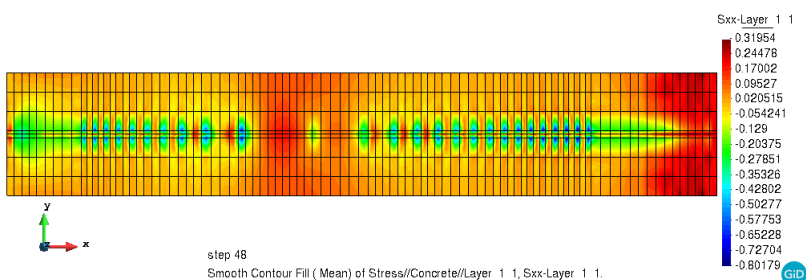


Figura 143 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2AA/corte), (passo 48), (kN/cm^2)

Como esperado, a viga com menor número de conectores e distribuição de acordo com o fluxo de corte apresentou concentração de tensões mais elevadas de até $1,4131 kN/cm^2$ no trecho inicial. A Figura 144 apresenta a distribuição de tensões ao longo de seu comprimento.

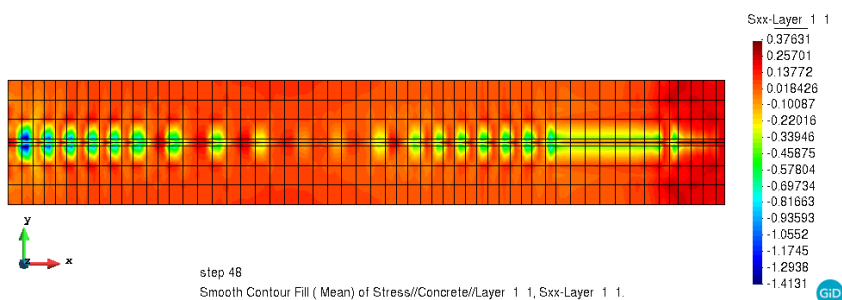


Figura 144 – Tensões normais na camada inferior da laje de concreto (viga B2 fluxo), (passo 48), (kN/cm^2)

As vigas dimensionadas de acordo com a norma AASHTO (2007) apresentaram paridade acentuada, sendo a diferença no ponto crítico dada por décimos de mm. A viga com distribuição uniforme apresentou um deslizamento máximo de $7,43 mm$, a viga B2AA/corte apresentou $7,68 mm$ e a viga B2fluxo apresentou $7,26 mm$, o que já representa um acréscimo de 6% da viga mais eficiente para a menos eficiente.

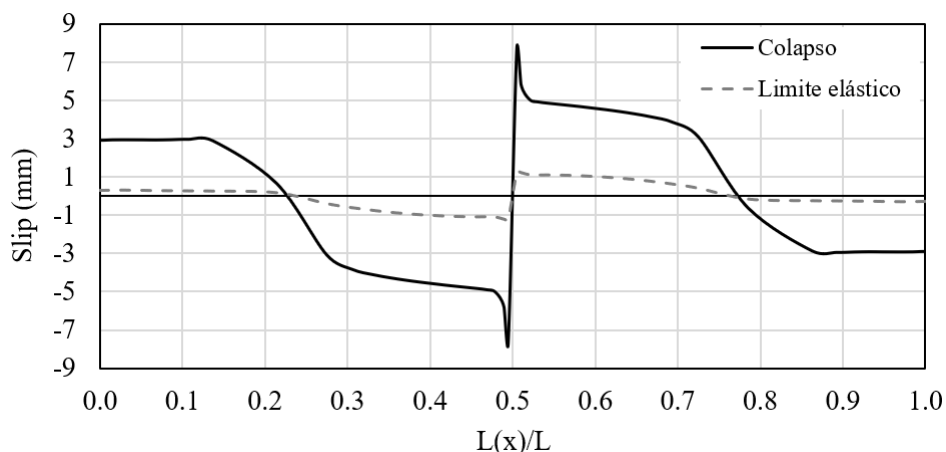


Figura 145 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (viga B2AA/corte), (259 kN)

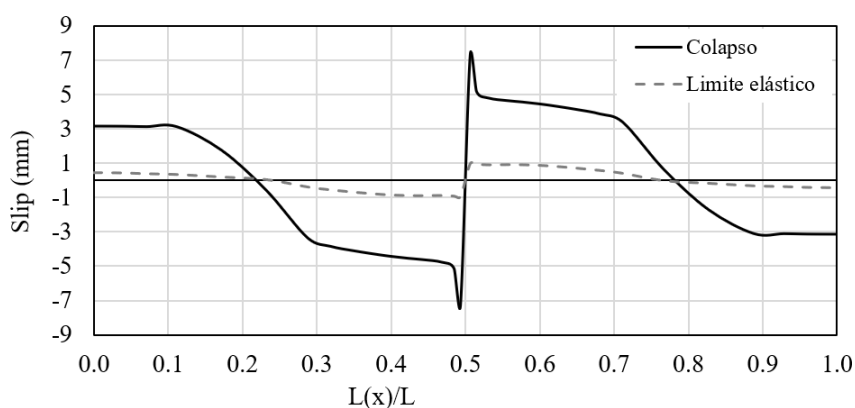


Figura 146 – Distribuição do *slip* ao longo do vão (viga B2 fluxo), (259 kN)

Considerando o deslizamento sobre o apoio central, existe uma equivalência de valores, com exceção de um breve trecho em que a viga B2fluxo apresenta um deslizamento relativo cerca de 25% menor que as demais. A Figura 147 representa estas deformações.

5.2.4. Considerações parciais

Considerando a viga contínua com as diferentes distribuições e quantidades de conectores, a Tabela 8 apresenta um resumo dos resultados encontrados para as análises de serviço e de Estado Limite Último.

Considerando os estados limites de serviço, foi constatado que a viga com distribuição de conectores de acordo com o fluxo de cisalhamento mesmo que com número de elementos reduzido manteve vantagem sobre todas as vigas da categoria quando se analisa deflexões máximas (Figura 148) e níveis de tensão na camada inferior da laje de concreto.

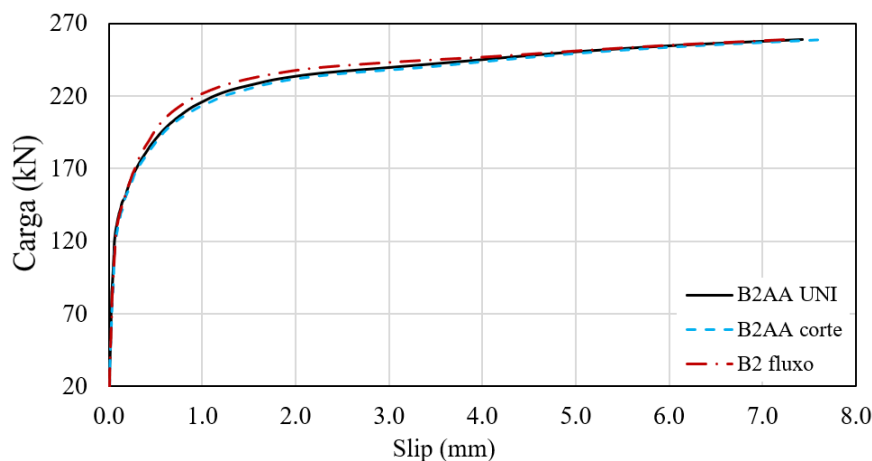


Figura 147 – *slip* sob apoio central (viga B2fluxo), (ELU)

Tabela 8 – Resumo de resultados viga contínua

Viga	B2GB	B2NB1/uni	B2NB1/corte	B2AA/uni	B2AA/corte	B2fluxo
Nº conectores	160	148	148	188	188	120
Distribuição	uniforme	uniforme	corte	uniforme	corte	fluxo
V_{ELS} (mm)	8.3	8.2	8.2	8.2	8.3	8.1
$\sigma_{c\ max\ ELS}$ (N/cm ²)*	132.5	1578.9	1366.9	238.57	127	144.7
P_{ult} (kN/m)	267	232	259	259	263	259
V_{ult} (mm)	63	–	25	23.3	59	23
V_{259kN} (mm)	19.7	–	25	23.3	24.8	23
$\sigma_{c\ max\ (201kN)\ ELU}$ (N/cm ²)*	736.9	1808.2	1993.5	1267	801.8	1413.1
$ S _{(ult)}$ (mm)	8	–	7.7	7.4	7.7	7.3
$ S _{(259kN)}$ (mm)	6.5	–	7.7	7.4	7.7	7.3

Nota: *-tensão máxima de compressão na camada inferior da laje.

Considerando a distribuição de tensões correspondente ao carregamento de serviço, as distribuições de conectores em trechos de momento negativo determinados pela norma NBR 8800 (2008) apresentou discrepância significativa nos resultados, garantindo aumentos de até 10 vezes em relação as demais vigas. A Figura 149 ilustra esta variação.

Na análise de resistência última, com exceção da viga B2NB1/uni tem-se uma uniformidade nos resultados de deflexão máxima e carga de ruptura, com natural redução na deflexão da viga B2GB, a qual emprega 160 conectores.

O deslizamento relativo máximo sob o carregamento de ruptura também demonstrou vantagens da viga B2GB em relação as demais. A Figura 150 representa a evolução do deslizamento relativo na interface sob o apoio central.

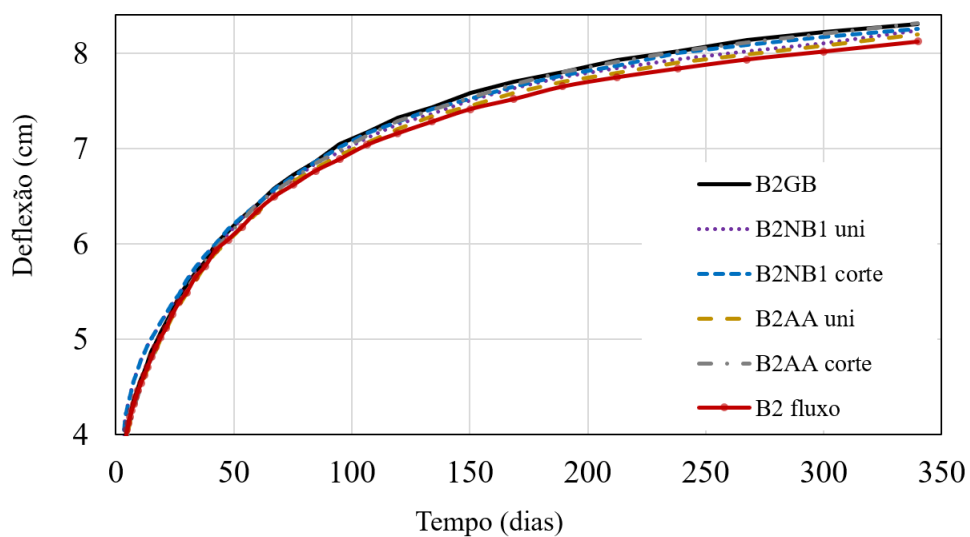


Figura 148 – Deflexão no centro do vão B2 (ELS)

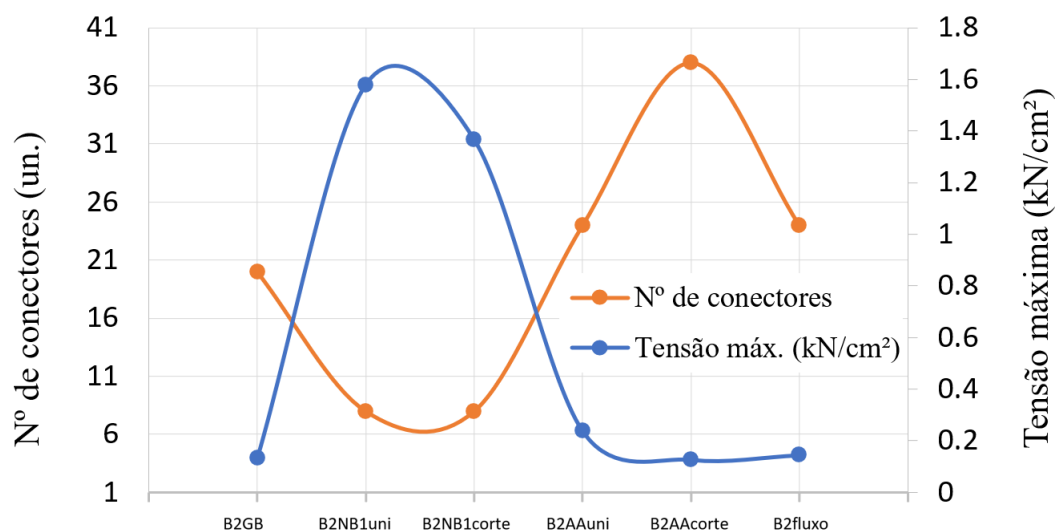


Figura 149 – Tensão na camada inferior (viga B2), (ELS)

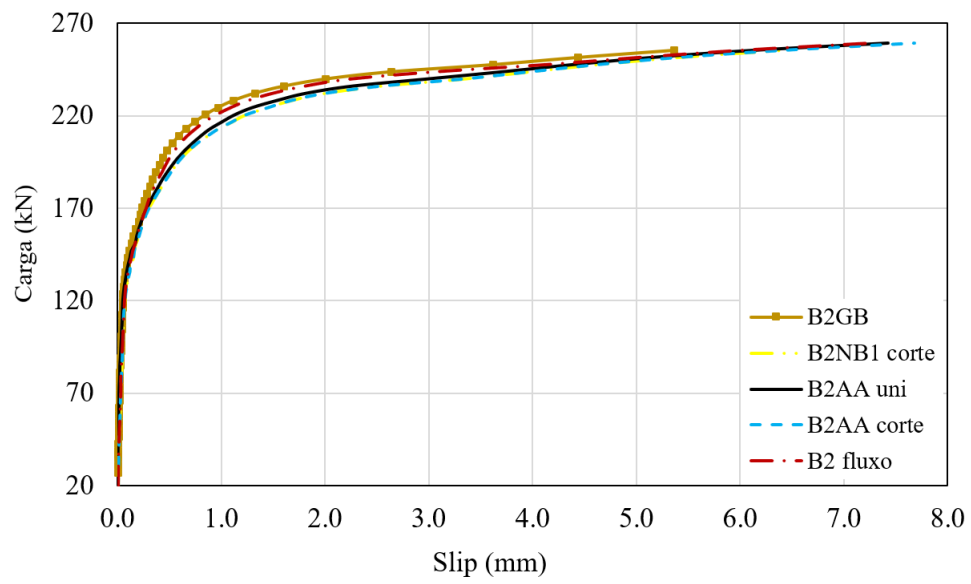


Figura 150 – *Slip* conectores acima do apoio central (viga B2), (ELU)

6 CONCLUSÃO

O uso de vigas mistas de aço e concreto em estruturas de pontes representa uma solução atual, que permite buscar um melhor aproveitamento estrutural dos materiais envolvidos. A recente norma brasileira NBR 16694 (2020) ratifica a importância deste tipo de solução. Quando se aborda o comportamento de vigas mistas de aço e concreto, um componente fundamental é o conector de cisalhamento que faz a ligação da mesa superior do perfil de aço com a laje de concreto.

As instruções normativas conduzem as análises para duas vias de verificações. A primeira ligada ao ELU considerando o grau de conexão tratado no capítulo dois. A segunda via considerando o ELS, avalia a solidez da ligação sob efeito de fadiga em atuação de carregamentos cíclicos ao longo da vida útil da viga mista. Ambas linhas de avaliação consideram a distribuição dos conectores de maneira uniforme, mesmo que se faça presente na segunda abordagem, a verificação da resistência da conexão considerando o fluxo de cisalhamento horizontal em regime elástico.

No entanto, a forma como os conectores são distribuídos podem afetar potencialmente o comportamento local e global da viga. Assim, o objetivo principal do presente estudo é a verificação da influência da distribuição dos conectores de cisalhamento *stud bolt* em vigas mistas aço concreto.

Para tal, foi desenvolvido um código computacional (denominado COMBEAMS) para realizar o dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto de acordo com as normas NBR 8800 (2008), AASHTO (2007) e NBR 16694 (2020). Os relatórios de dimensionamento gerados pelo COMBEAMS serviram de base para a geração de modelos de elementos finitos. Foram considerados diferentes exemplos, respeitando o número de conectores por região, porém as distribuições de conectores se deram de três formas: do tipo uniforme, de acordo com o diagrama de corte e de acordo com o fluxo de cisalhamento longitudinal na interface.

Os modelos de elementos finitos foram desenvolvidos no código computacional VIMIS (CE-MACOM/PPGEC). De modo geral, a laje de concreto é modelada com elementos de casca degenerada, o perfil de aço é modelado com elementos de casca plana e os conectores são representados por elementos de barra, conforme modelos já validados nos trabalhos de TAMAYO (2011) e DIAS (2013).

As análises apresentadas neste estudo consideraram dois modelos genéricos de vigas mistas de aço e concreto. O primeiro consiste numa viga simplesmente apoiada investigada por GILBERT e BRADFORD (1992) considerando duas configurações de conectores com distribuição uniforme: interação parcial (20 conectores) e interação completa (60 conectores). O segundo consiste numa

viga contínua analisada por GILBERT e BRADFORD (1995), a qual emprega um total de 160 conectores uniformemente distribuídos.

No caso da viga isostática foram considerados os seguintes modelos alternativos:

- B1NB1/uni - Viga dimensionada de acordo com a NBR 8800 (2008) com distribuição em conformidade com o especificado (34 conectores);
- B1NB1/corte - Viga com número de conectores de cisalhamento e trechos definidos pela NBR 8800 (2008), mas com distribuição dos conectores de cisalhamento de acordo com o corte apresentado ao longo da seção (34 conectores);
- B1 fluxo - Viga verificada de acordo com o fluxo de cisalhamento longitudinal requerido pela norma NBR 16694 (2020), que estabelece como base o processo de análise a fadiga da AASHTO (2007) (56 conectores);

As instruções da AASHTO (2007) quanto à análise em ELU equivalem ao disposto na NBR 8800 (2008), logo, os modelos determinados são equivalentes aos já considerados, sem a necessidade de novas concepções.

As vigas consideradas contínuas não apresentaram resultados semelhantes para ELU, conforme o modelo anterior, uma vez que as prescrições da norma AASHTO (2007) não coincidem com o especificado pela NBR8800. Deste modo foram consideradas para a análise cinco configurações:

- B2NB1/uni - Viga dimensionada de acordo com a NBR 8800 (2008) com distribuição em conformidade com o especificado (148 conectores);
- B2NB1/corte - Viga com número de conectores e trechos definidos pela norma NBR 8800 (2008), mas com distribuição dos elementos de conexão de acordo com o corte apresentado ao longo da seção (148 conectores);
- B2AA/uni - Viga com distribuição uniforme com dimensionamento de acordo com as prescrições da AASHTO (2007) (188 conectores);
- B2AA/corte - Viga dimensionada de acordo as deliberações da AASHTO (2007), foi considerado um modelo com as mesmas configurações quanto ao número e limitações de trechos do diagrama de momento, mas com distribuição de conectores de acordo com o diagrama de corte (188 conectores);
- B2 fluxo – Viga dimensionada de acordo com a AASHTO (2007), para o ELS a configuração dos elementos de conexão é em função do fluxo de cisalhamento em regime elástico. Esta abordagem resultou em um número reduzido de conectores em relação aos modelos anteriormente propostos (120 conectores);

Quanto às determinações da norma NBR 16694 (2020), conserva-se as prescrições das normas NBR 8800 (2008) para ELU e da AASHTO (2007) para ELS considerado os efeitos da fadiga nos conectores de cisalhamento, assim as vigas supracitadas atendem as demandas de tal normativa.

Tais modelos foram submetidos a análises para carregamentos de serviço considerando os efeitos diferidos no concreto e carregamentos sequenciais até a ruptura, caracterizando o Estado Limite Último da seção.

Levando em consideração os procedimentos para dimensionamento de vigas mistas de aço e concreto apresentados nas normas NBR 8800 (2008), NBR 16694 (2020) e AASHTO (2007), observa-se que o momento resistente de cálculo entre os procedimentos das normas não apresentou uma variação considerável. A norma AASHTO (2007) apresentou resultados aproximadamente 5% mais conservativos que as normas brasileiras. O carregamento último de cálculo foi cerca de 40% do valor encontrado na análise de Estado Limite Último da seção para as verificações via modelo de elementos finitos. É importante destacar que nos procedimentos normativos não foram aplicados ponderadores para majoração da carga e para minoração da capacidade resistente. Além disso, nos modelos de elementos finitos foram considerados os valores médios para as propriedades mecânicas do concreto e do aço.

No caso das vigas isostáticas e considerando o Estado Limite Último, observa-se que a distribuição dos conectores de cisalhamento de acordo com o corte apresenta clara vantagem. As vigas com o mesmo número de conectores, mas com distribuição distinta apresentaram uma diferença significativa quanto à resistência última. Efetivamente a viga com conectores distribuídos de acordo com o corte apresentou uma carga de falha 18% superior que os demais modelos. Além disso, a viga que utilizou da disposição pelo fluxo de cisalhamento quando comparada à viga considerada por Gilbert e Bradford (1992) revelou a maior vantagem, alcançando 20% para resistência última, mesmo com 8% menos conectores.

No caso das vigas contínuas, as variações em termos de carga última em função do número e distribuição dos conectores ficaram limitadas a 1,5% no carregamento último. Quanto à deflexão máxima alcançada pelo modelo de vigas contínuas, tem-se o valor padronizado para comparação. Deste modo, as diferenças são favoráveis em função da viga uniformemente distribuída B2GB, a qual apresentou até 19% menos deslocamento que vigas com mesma distribuição e maior número de conectores. Cabe destacar que, novamente, a viga com distribuição de acordo com o fluxo de cisalhamento apresentou vantagens, com 33% menos conectores que as demais, garantindo bons resultados nos deslocamentos máximos sob carregamento de 259 kN.

Considerando as vigas isostáticas e os deslocamentos máximos observados, nota-se que os modelos com conectores distribuídos de acordo com o fluxo de cisalhamento apresentaram vantagem.

O gradiente de tensões de compressão na camada inferior da laje apresenta nitidamente grandes reduções frente ao acréscimo de conectores de cisalhamento. Além disso, considerando exemplos com mesmo número de conectores, a viga com distribuição destes, pelo corte, chegou a apresentar uma redução na tensão máxima da ordem de 22% para a viga simplesmente apoiada e 58% para a viga contínua.

Considerando o deslizamento relativo máximo, é evidente que as vigas com maior número de conectores garantem menor deslizamento horizontal, com exceção das com distribuição pelo fluxo de cisalhamento, que mesmo com número reduzido de conectores na viga contínua apresentou baixo deslizamento.

Sobre o deslizamento relativo na viga isostática, tem-se também que B1 fluxo obteve os melhores resultados, mantendo-se 60% abaixo do registrado para a viga mais próxima.

Sobre o deslizamento relativo na viga isostática, tem-se também que B1 fluxo obteve os melhores resultados, mantendo-se 60% abaixo do registrado para a viga mais próxima.

Portanto, por meio dos resultados obtidos nesta pesquisa é possível estabelecer algumas conclusões:

- Para as vigas isostáticas, a resistência última foi majorada com a alteração das posições dos conectores de cisalhamento. No caso das vigas contínuas a alteração das posições dos conectores não produziu uma vantagem aparente em termos de resistência última;
- A deflexão máxima das vigas analisadas foi satisfatoriamente reduzida nos casos de distribuições não uniformes dos conectores. Neste caso o destaque ficou por conta do modelo com conectores distribuídos de acordo com o fluxo de cisalhamento horizontal;
- Com o arranjo dos conectores de maneira não uniforme, a distribuição de tensões na camada inferior da laje de concreto se fez reduzida e mais homogênea, especialmente para a situação de vão contínuo;
- O deslizamento relativo horizontal na interface pode ser significativamente reduzido sem a adição de conectores extras. Para tal, basta considerar a distribuição dos conectores de acordo com o fluxo de cisalhamento ou em função do diagrama de corte atuante. Cabe ressaltar que no caso de um dimensionamento de viga mista considerando interação completa, o deslizamento teórico é considerado nulo, logo, o deslizamento observado no modelo numérico representa uma espécie de violação da condição de dimensionamento, assim, as soluções que reduzam essa violação podem ser interessantes;

Por meio dos resultados obtidos nesta investigação é possível concluir que a distribuição dos conectores de cisalhamento é um ponto relevante no comportamento de vigas mistas de aço e

concreto. Além disso, a distribuição uniforme dos conectores nem sempre é a opção mais adequada, principalmente no que se refere às condições de atuação em serviço, ou seja, deformações, deslizamento relativo e tensões atuantes na laje de concreto na região dos conectores.

SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando os resultados apresentados nesta pesquisa, apresenta-se na sequência uma lista de pontos que podem contribuir para o desenvolvimento do conhecimento na área:

- Implementação do processo analítico do Eurocode (2004) na rotina COMBEAMS estabelecida nesta pesquisa, devido a sua relevante influência nos parâmetros globais de dimensionamento de vigas mistas;
- Implementação do processo analítico da norma chinesa GB (2017) na rotina COMBEAMS estabelecida nesta pesquisa, devido a sua data de publicação e por oferecer conceitos diversificados frente a normativas mais antigas;
- Avaliação da influência da distribuição dos conectores sob vigas com aberturas sequenciais na alma;
- Consideração de efeitos cíclicos sob a capacidade das vigas mistas quanto a fadiga;
- Avaliação da possibilidade de disposição de elementos de conexão sob enrijecedores;
- Estudo da intervenção causada pela distribuição alternada de conectores sob vigas mistas que experimentam protensão;
- Avaliar o efeito de uma relação constitutiva específica para um conector de cisalhamento numa região de momento negativo;
- Considerar uma relação constitutiva diferente para os conectores que operam em regiões de momento negativo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO LRFD: Bridge design specifications*, 7th ed. Washington, DC, 2007. 1519 p. Citado 19 vezes nas páginas 20, 22, 25, 39, 40, 42, 43, 44, 48, 53, 66, 67, 72, 73, 90, 103, 115, 120 e 126.

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. 237 p. Citado 22 vezes nas páginas 19, 20, 22, 25, 28, 29, 36, 37, 38, 39, 41, 44, 48, 53, 66, 72, 75, 86, 90, 109, 112 e 122.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimentos*. Rio de Janeiro, 2014. 256 p. Citado 2 vezes nas páginas 37 e 38.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 16694: Projeto de pontes rodoviárias de aço e mistas de aço e concreto*. Rio de Janeiro, 2020. 53 p. Citado 16 vezes nas páginas 20, 22, 25, 38, 39, 40, 41, 44, 48, 53, 66, 67, 72, 86, 103 e 126.

BATOZ, J.-L.; TAHAR, M. B. Evaluation of a new quadrilateral thin plate bending element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 18, p. 1655–1677, 1982. Citado 2 vezes nas páginas 10 e 64.

CHAPMAN, J. C.; BALAKRISHNAN, S. Experiments on composite beams. *The Structural Engineer*, v. 42, p. 369–383, 1964. Citado 2 vezes nas páginas 23 e 66.

DIAS, M. M. *Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos : efeitos de longa duração*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013. Citado 10 vezes nas páginas 17, 53, 54, 57, 66, 69, 75, 83, 101 e 102.

DOUMIA, B. et al. Mathematical and numerical calculation of the interlayer slip of a two-layer glued beam. *Journal of Mathematical Problems in Engineering*, 2021. ISSN 1024-123X. Citado 2 vezes nas páginas 67 e 68.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – part 1-1: General rules and rules for buildings*. [S.l.], 2004. 121 p. Citado na página 24.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Eurocode 2 Part 1-1: Design of concrete structures – part 1-1: General – common rules for buildings and civil engineering structures*. [S.l.], 2005. 227 p. Citado 2 vezes nas páginas 37 e 38.

FRANCO, M. I. E. de. *Análise numérica de vigas mistas aço-concreto com protensão aderente e não aderente pelo método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019. Citado 2 vezes nas páginas 54 e 57.

GILBERT, R.; BRADFORD, M. A. Composite beams with partial interaction under sustained loads. *Journal of Structural Engineering*, v. 118, 1992. Citado 7 vezes nas páginas 66, 69, 72, 74, 75, 79 e 83.

GILBERT, R.; BRADFORD, M. A. Time-dependent behavior of continuous composite beams at service loads. *Journal of Structural Engineering*, v. 121, 1995. Citado 8 vezes nas páginas 66, 100, 102, 104, 106, 109, 112 e 114.

IBRAHIMBEGOVIC, A.; TAYLOR, R. L.; WILSON, E. L. A robust quadrilateral membrane finite element with drilling degrees of freedom. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, v. 30, p. 445–457, 1990. Citado 3 vezes nas páginas 10, 63 e 64.

JOHNSON, R. *Composite Structures of Steel and Concrete*. Wiley, 2004. v. 1. 338 p. ISSN 01410296. ISBN 9781405100359. Disponível em: <<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/book/10.1002/9780470774625>>. Citado 3 vezes nas páginas 18, 33 e 35.

JOHNSON, R. P.; BUCKBY, R. J. Composite structures of steel and concrete. *Blackwell Scientific Publications*, v. 1, p. 188, 1994. ISSN 0-632-02507-7. Citado na página 27.

MAJDI, Y.; HSU, C.-T. T.; ZAREI, M. Finite element analysis of new composite floors having cold-formed steel and concrete slab. *Journal of Engineering Structures*, v. 77, p. 65–83, 2014. ISSN 0141-0296. Citado na página 24.

MALITE, M. *Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios*. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1990. Citado na página 17.

MORENO, J. C. Ávila. *Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos: modelos para os efeitos de longa duração e protensão interna*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Citado 3 vezes nas páginas 53, 57 e 65.

OEHLERS, D. J.; BRADFORD, M. A. Composite Steel and Concrete Structural Members. New York, v. 1, 1995. Citado 4 vezes nas páginas 19, 30, 34 e 35.

OEHLERS, D. J. et al. Partial Interaction in Composite Steel and Concrete Beams with Full Shear Connection. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 41, n. 2-3, p. 235–248, 1997. ISSN 0143974X. Citado 3 vezes nas páginas 19, 20 e 28.

QUEIROZ, G.; PIMENTA, R. J.; MATA, L. A. C. da. Elementos da estruturas mistas aço-concreto. Belo Horizonte, 2001. Citado na página 17.

REGINATO, L. H. *Estudo da largura efetiva de vigas mistas de aço-concreto em carregamento de serviço : método dos elementos finitos versus códigos de projeto*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017. Citado 2 vezes nas páginas 54 e 57.

SLUTTER, R.; DRISCOLL, G. J. Flexural strength of steel-concrete composite beams. *Journal of the Structural Division*, 1965. Citado na página 24.

SLUTTER, R.; FISHER, J. Fatigue strength of shear connectors. *Highway Research Board*, Washington, 1965. Citado na página 43.

SÁNCHEZ, B. dos S. *Implementação de análise não linear geométrica em programa de vigas mistas*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020. Citado 2 vezes nas páginas 57 e 62.

TAMAYO, J. L. P. *Análise numérica de vigas mistas pelo método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011. Citado 10 vezes nas páginas 10, 53, 57, 58, 59, 60, 61, 65, 66 e 102.

TRISTÃO, G. A. *COMPORTAMENTO DE CONECTORES DE CISALHAMENTO EM VIGAS MISTAS AÇO-CONCRETO COM ANÁLISE DA RESPOSTA NUMÉRICA*. Dissertação (Mestrado) — Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Citado na página 31.

VERÍSSIMO, G. *Desenvolvimento de um conector de cisalhamento em chapa dentada para estruturas mistas de aço e concreto e estudo do seu comportamento*. 316 p. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, 2007. Citado na página 19.

VIEST, I. Review of research on composite steel – concrete beams. *Journal of the Structural Division*, v. 86, p. 21, 1960. Citado na página 23.

WAYAR, A. M. M. *Análise numérica de vigas mistas aço-concreto pelo método dos elementos finitos : protensão externa*. Dissertação (Mestrado) — Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Citado 3 vezes nas páginas 53, 57 e 62.

YAM, L. C. P.; CHAPMAN, J. C. The inelastic behaviour of simply supported composite beams of steel and concrete. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, v. 41, p. 651–683, 1968. Citado na página 64.

ZHANG, J. et al. Experimental and theoretical study on longitudinal shear behavior of steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Ltd, v. 171, 2020. ISSN 0143-974X. Citado 4 vezes nas páginas 21, 24, 32 e 33.

ZONA, A.; LEONI, G.; DALL'ASTA, A. Influence of Shear Connection Distributions on the Behaviour of Continuous Steel-concrete Composite Beams. *The Open Civil Engineering Journal*, v. 11, n. 1, p. 13, 2017. ISSN 1874-1495. Citado 2 vezes nas páginas 24 e 66.

ZONA, A.; RANZI, G. Shear connection slip demand in composite steel-concrete beams with solid slabs. *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier Ltd, v. 102, 2014. ISSN 0143974X. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.07.018>>. Citado 3 vezes nas páginas 24, 66 e 83.

Anexos

ANEXO A – RELATÓRIO DIMENSIONAMENTO VIGAS NBR8800

DADOS LINEARES	DADOS DO PERFIL		
----------------	-----------------	--	--

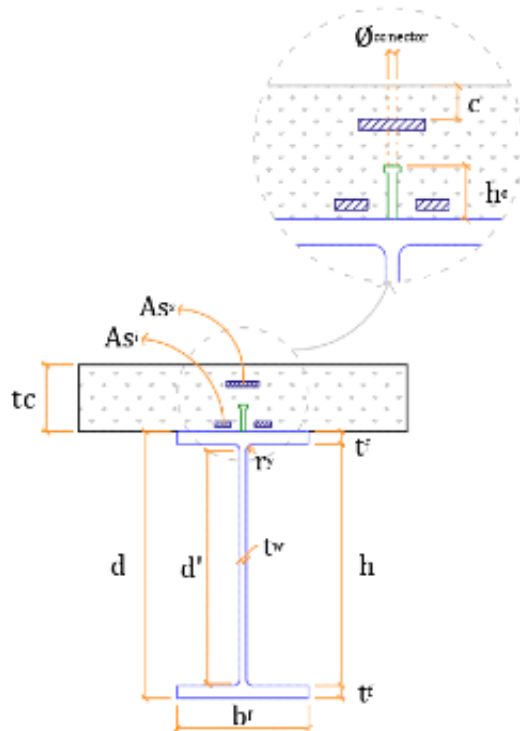
trechos= 1

L1= 5.9

q1= 9.5276

bf= 0.133
 tf= 0.00782
 h= 0.18736
 d= 0.203
 d'= 0.18736

tw= 0.00584
 ry= 0
 Wx= 0.0002268
 Ix= 0.00002302
 Área= 0.0031741



DADOS GERAIS	
--------------	--

Interação= completa
 Lb_máx= 1
 tc= 0.07
 Nº barras= 5
 Ø barras= 0.006
 c= 0.025
 fucs= 415000
 Ø conector= 0.0126
 y conector= 1

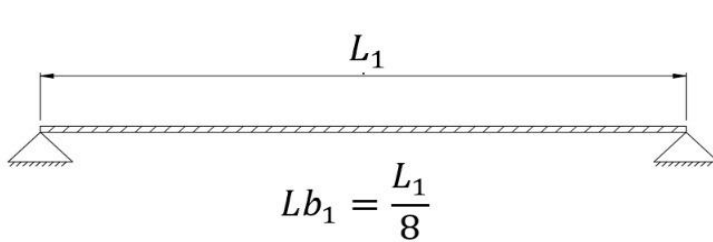
MATERIAIS	
-----------	--

fck= 31000
 yc= 1
 E aço= 200000000
 fy= 265000
 ya= 1
 E armadura= 200000000
 fs= 250000
 ys= 1

OUTROS					
--------	--	--	--	--	--

hf= 0 fcd= 31000 E concreto= 26502558.4 alpha e= 7.54644126
 fyd= 265000 fsd= 250000 Asl= 0.00014137 alpha f= 0.94339623

LARGURA EFETIVA	
-----------------	--



L1 efetivo= 5.9

Lb 1 = 1

CLASSIFICAÇÃO

compacta

 $\lambda=32$ $\lambda_p= 103$ $\lambda_r= 156$ **PROPRIEDADES**

Força resistente de cálculo da laje de concreto

Força resistente de cálculo do perfil

Ccd1= 1844.5

Tad= 841.1365

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão superior ao CG

ws 1= 0.00101533

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão inferior ao CG

wi 1= 0.00034877

ESFORÇO CORTANTE

A força cortante é dada considerando a resistência do perfil metálico!

k= 5

Vpl= 188.49768

Vrd= 188.5

 $\lambda= 34.76$ $\lambda_p= 67.57$ $\lambda_r= 84.16$ **MOMENTO POSITIVO**

Espessura comprimida da seção

Trecho 1

Linha neutra na laje

Hc=

0.0319

Momento resistente

Mrd 1=

130.83

MOMENTO NEGATIVO

VERIFICAÇÕES

Momento fletor			
Trechos	Mrd	Msd	Status
Trecho 0	130.83	41.46	OK!

Esforço Cortante			
Trechos	Vrd	Vsd	Status
Trecho 0	188.5	28.11	OK!

CONECTORES DE CISALHAMENTO

Trechos	Qrd	Nº con.	Pitch	Limitador de conexão
Trecho 0	51.746	34	0.176	Escoamento do perfil

DADOS LINEARES	DADOS DO PERFIL		
----------------	-----------------	--	--

trechos= 2

L1= 5.8

L2= 5.8

q1= 6.67

q2= 6.67

bf= 0.1213

tf= 0.009

h= 0.185

d= 0.203

d'= 0.185

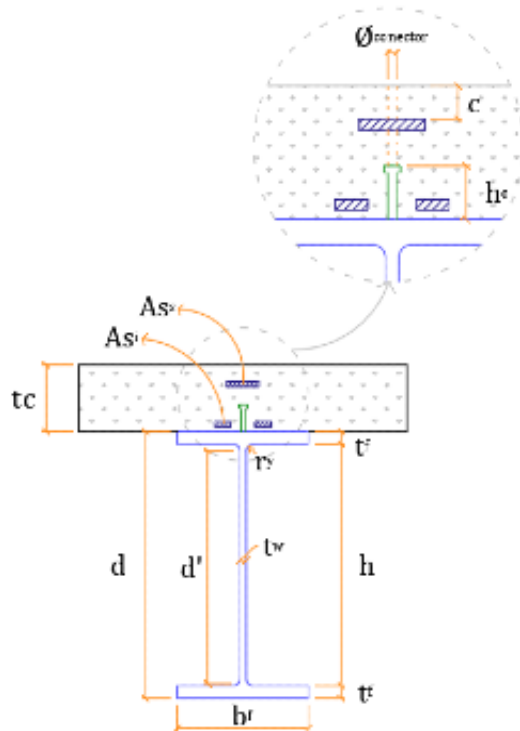
tw= 0.0057

ry= 0

Wx= 0.000232

Ix= 0.0000236

Área= 0.003238



DADOS GERAIS	
--------------	--

Interação= completa

Lb_máx= 1

tc= 0.07

Nº barras= 7

Ø barras= 0.004

c= 0.025

fucs= 415000

Ø conector= 0.009

y conector= 1

MATERIAIS	
-----------	--

fck= 27000

yc= 1

E aço= 200000000

fy= 280000

ya= 1

E armadura= 200000000

fs= 280000

ys= 1

OUTROS					
--------	--	--	--	--	--

hf= 0

fcd= 27000

E concreto= 24733685.5

alpha e= 8.08613822

fyd= 280000

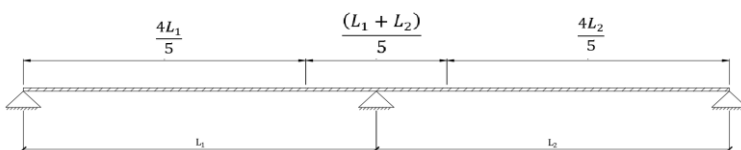
fsd= 280000

Asl= 8.7965E-05

alpha f= 1

LARGURA EFETIVA			
-----------------	--	--	--

$$Lb_1 = \frac{L_1}{8} \quad Lb_2 = \frac{(L_1 + L_2)}{40} \quad Lb_3 = \frac{L_2}{8}$$



L1 efetivo= 4.35

L2 efetivo= 2.9

L3 efetivo= 4.35

Lb 1 = 1

Lb 2 = 0.725

Lb 3 = 1

CLASSIFICAÇÃO

compacta

 $\lambda=32$ $\lambda_p= 100$ $\lambda_r= 152$ **PROPRIEDADES****Força resistente de cálculo da laje de concreto****Força resistente de cálculo do perfil**

Ccd1= 1606.5

Tad= 906.64

Ccd2= tração

Ccd3= 1606.5

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão superior ao CG

Módulo de resistência elástico da seção transversal mista em relação ao eixo de flexão inferior ao CG

ws 1= 0.00098454

wi 1= 0.00035372

ws 2= 0

wi 2= 0

ws 3= 0.00098454

wi 3= 0.00035372

ESFORÇO CORTANTE

A força cortante é dada considerando a resistência do perfil metálico!

k= 5

 $\lambda= 35.61$

Vpl= 194.3928

 $\lambda_p= 65.74$

Vrd= 194.39

 $\lambda_r= 81.87$ **MOMENTO POSITIVO****Espessura comprimida da seção****Momento resistente**

Trecho 1 Linha neutra na laje Hc= 0.0395

Mrd 1= 137.58

Trecho 2 Momento negativo

Momento negativo

Trecho 3 Linha neutra na laje Hc= 0.0395

Mrd 3= 137.58

MOMENTO NEGATIVO

TRECHO 2

Espessura comprimida da seção =	0.10532
d3 = Distância do CG da armadura à linha neutra =	0.14
d4 = Distância do CG da área tracionada à linha neutra =	0.08
d5 = Distância do CG da área comprimida à linha neutra =	0.08
momento fletor resistente de cálculo =	-76.45

VERIFICAÇÕES

Momento fletor			
Trechos	Mrd	Msd	Status
Trecho 0	137.58	15.78	OK!
Trecho 1	-76.45	-28.17	OK!
Trecho 2	137.58	15.78	OK!

Esforço Cortante			
Trechos	Vrd	Vsd	Status
Trecho 0	194.39	14.51	OK!
Trecho 1	194.39	24.21	OK!
Trecho 2	194.39	14.51	OK!

CONECTORES DE CISALHAMENTO

Trechos	Qrd	Nº con.	Pitch	Limitador de conexão
Trecho 0	25.994	70	0.062	Escoamento do perfil
Trecho 1	25.994	8	0.58	Escoamento da armadura
Trecho 2	25.994	70	0.062	Escoamento do perfil

ANEXO B – RELATÓRIO DIMENSIONAMENTO VIGAS AASHTO

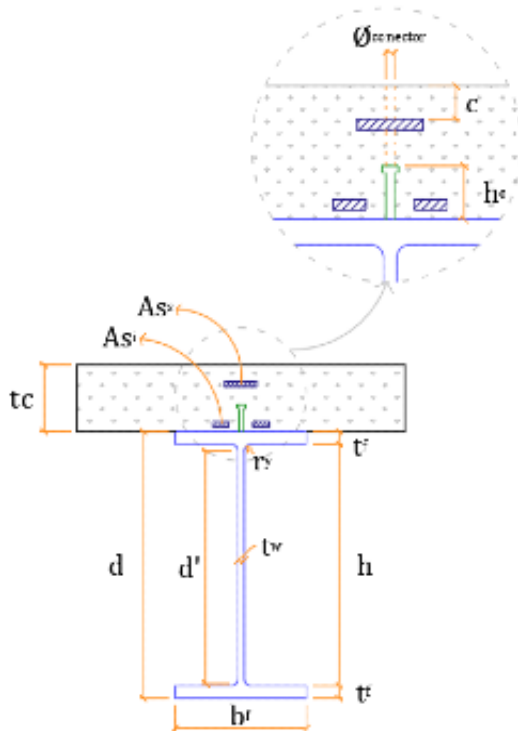
DADOS LINEARES		DADOS DO PERFIL	
----------------	--	-----------------	--

Vãos= 1

L1= 5.9

bf= 133
 tf= 7.82
 h= 187.36
 d= 203
 d'= 187.36

tw= 5.84
 ry= 0
 Wx= 226.81
 Ix= 2302.2
 Área= 31.743024



DADOS GERAIS

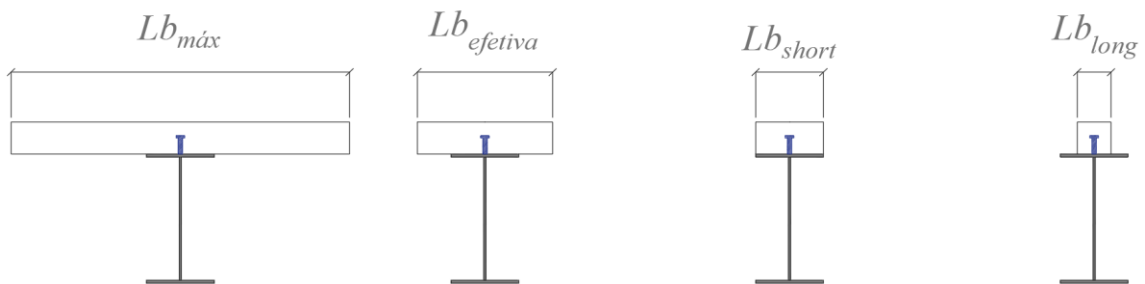
Lb_máx= 1000
 tc= 70
 Nº barras= 5
 Ø barras= 6
 c= 25
 fucs= 415
 Ø conector= 12.6

MATERIAIS

fck= 31
 E aço= 200000
 fy= 265
 E armadura= 200000
 fs= 250

Classe	Trecho 1
Peso perfil	0.26
Peso concreto	1.75
Carregamento	7.52
TOTAL	9.53

LARGURA EFETIVA



Trecho	Lb máx	Lb efetiva	Lb short term (n)	Lb long term (3n)
1	1000	846	113	38

PROPRIEDADES ELÁSTICAS**Seção homogeneizada de curta duração (1N)**

Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Inércia	W/S sup.	W/S inf.
1	74	MESA SUPERIOR	68462332	924117	344177

Seção homogeneizada de longa duração (3N)

Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Inércia	W/S sup.	W/S inf.
1	110	ALMA	50938575	464952	311659

PROPRIEDADES PLÁSTICAS

Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Dcp (mm)	Momento plástico(kN.m)
1	59	LAJE - ALINHADA COM A ARMADURA INFERIOR	0	134

MOMENTO POSITIVO

Trecho	λ_{pw} (Dcp)	Limite CMP	Classificação	Regime de trabalho	Mu(kN.m)
1	20.2	103.3	compacta	Plástico ponderado	124.2

ESFORÇO CORTANTE

A força cortante é dada considerando a resistência do perfil metálico!

k=	5
Coefficiente de flambagem por cisalhamento=	1
Vrd=	182.214424

VERIFICAÇÕES - RESUMO

Momento fletor				
Trechos	Mrd	Msd	Status	Regime de trabalho
Trecho 0	124.2	41.45	OK!	Plástico ponderado

Esforço Cortante			
Trechos	Vrd	Vsd	Status
Trecho 0	182.21	28.1	OK!

CONNECTORES DE CISALHAMENTO

Intervalo	Extensão	Qr	Nº con.	Limitador de conexão
Int. 1	2.95	51.75	17	Escoamento do perfil
Int. 2	2.95	51.75	17	Escoamento do perfil

DADOS LINEARES	DADOS DO PERFIL	
----------------	-----------------	--

Vãos= 2

L1= 5.8

L2= 5.8

bf= 121.3

tf= 9

h= 185

d= 203

d'= 185

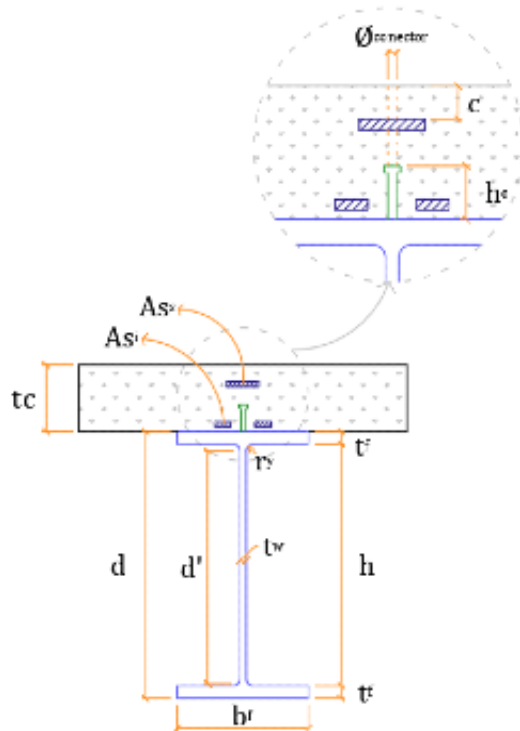
tw= 5.7

ry= 0

Wx= 232.176063

Ix= 2356.58704

Área= 32.379



DADOS GERAIS	
--------------	--

Lb_máx= 1000

tc= 70

Nº barras= 7

Ø barras= 4

c= 25

fucs= 415

Ø conector= 9

MATERIAIS	
-----------	--

fck= 27

E aço= 200000

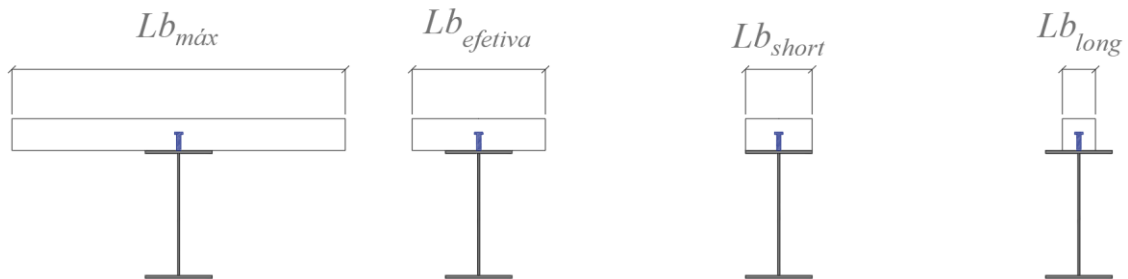
fy= 280

E armadura= 200000

fs= 280

Tabela de carregamentos (kN/m)		
Classe	Trecho 1	Trecho 2
Peso perfil	0.17	0.17
Peso concreto	1.75	1.75
Carregamento	4.75	4.75
TOTAL	6.67	6.67

LARGURA EFETIVA



Trecho	Lb máx	Lb efetiva	Lb short term (n)	Lb long term (3n)
1	1000	846	105	35

2	1000	725	90	30
3	1000	846	105	35

PROPRIEDADES ELÁSTICAS

Seção homogeneizada de curta duração (1N)					
Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Inércia	W/S sup.	W/S inf.
1	77	MESA SUPERIOR	68516955	894299	348891
2	105	ALMA (momento negativo)	25170013	239480	178641
3	77	MESA SUPERIOR	68516955	894299	348891

Seção homogeneizada de longa duração (3N)					
Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Inércia	W/S sup.	W/S inf.
1	113	ALMA	50622350	449752	315514
2	105	ALMA (momento negativo)	25170013	239480	178641
3	113	ALMA	50622350	449752	315514

PROPRIEDADES PLÁSTICAS

Trecho	LN (mm)	Posição da Linha Neutra	Dcp (mm)	Momento plástico(kN.m)
1	56	LAJE - ALINHADA COM A ARMADURA INFERIOR	0	136
2	109	ALMA (momento negativo)	109	76
3	56	LAJE - ALINHADA COM A ARMADURA INFERIOR	0	136

MOMENTO POSITIVO

Trecho	$\lambda_{pw}(Dcp)$	Limite CMP	Classificação	Regime de trabalho	Mu(kN.m)
1	19.6	100.5	compacta	Plástico ponderado	126.8
2	29.7	100.5	_____	Plástico	67.1
3	19.6	100.5	compacta	Plástico ponderado	126.8

MOMENTO NEGATIVO

CLASSIFICAÇÃO DA ALMA SOB COMPRESSÃO

$\lambda_{pw}(D_c)$		λ_{rw}
esbeltes em regime elástico	-≤	Limite para almas não compactas
33.72		152.34

Alma considerada dentro dos limites de almas não compactas, logo:

Regime plástico é admitido

$\lambda_{pw}(D_{cp})$		λ_{rw}
esbeltes em regime plástico	-≤	Limite para almas compactas
38.32		49.77

Alma considerada dentro dos limites de almas compactas, logo:

Fator de plastificação é total

-Trecho	-Rpc	-Rpt
1	----	----
2	1.14	1.52
3	----	----

CLASSIFICAÇÃO DA MESA SOB COMPRESSÃO**RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM LOCAL**

λ_f		λ_{pf}
esbeltes da mesa comprimida	-<	Limite para mesas compactas
6.74		10.16

Mesa considerada dentro dos limites de mesas compactas, logo:

O momento resistente não é penalizado em função da mesa.

Mnc=	76216863.4
-------------	-------------------

RESISTÊNCIA À FLAMBAGEM LATERAL TORSIONAL

Lb		Lr
Comprimento destravado sob compressão	-<	Limite do comprimento destravado para trabalhar em regime elasto-plástico
1450		3505.38

Mnc=	67102595.7
-------------	-------------------

ESFORÇO CORTANTE

A força cortante é dada considerando a resistência do perfil metálico!

k=	5
Coefficiente de flambagem por cisalhamento=	1
Vrd=	187.91304

VERIFICAÇÕES - RESUMO

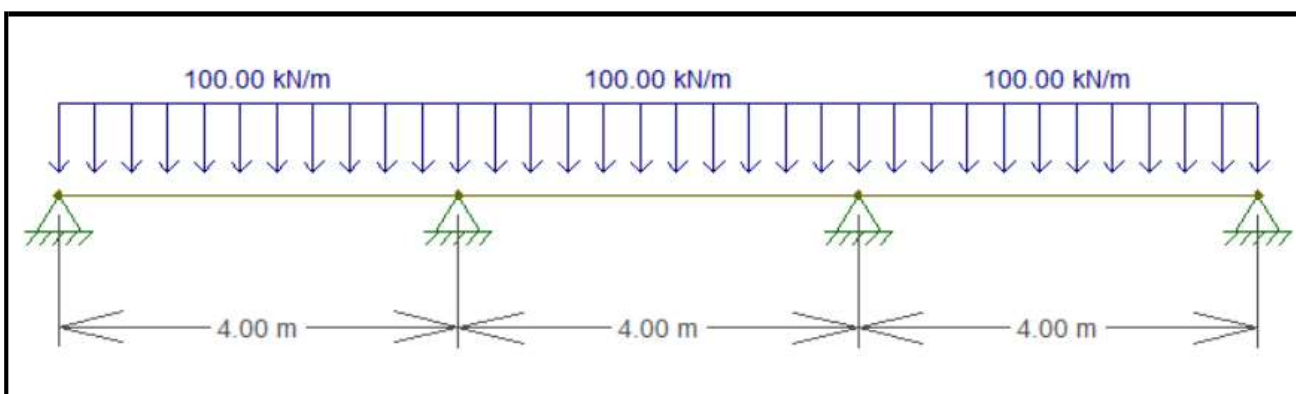
Momento fletor				
Trechos	Mrd	Msd	Status	Regime de trabalho
Trecho 0	126.84	15.78	OK!	Plástico ponderado
Trecho 1	67.1	28.17	OK!	Plástico
Trecho 2	126.84	15.78	OK!	Plástico ponderado

Esforço Cortante			
Trechos	Vrd	Vsd	Status
Trecho 0	187.91	14.51	OK!
Trecho 1	187.91	24.21	OK!
Trecho 2	187.91	14.51	OK!

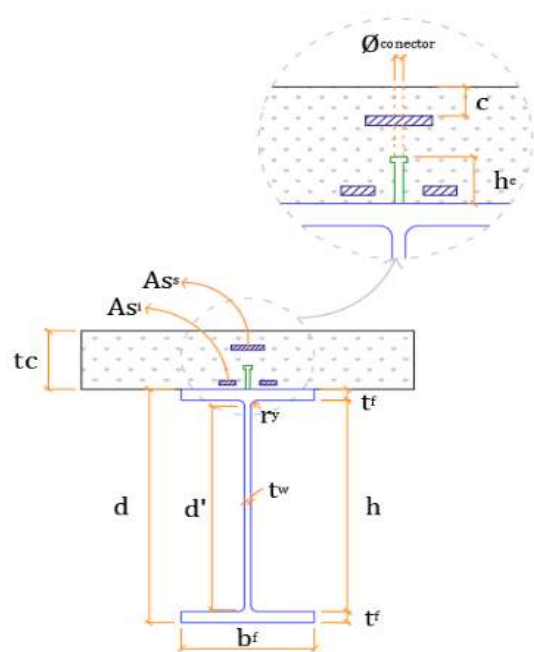
CONECTORES DE CISALHAMENTO

Intervalo	Extensão	Qr	Nº con.	Limitador de conexão
Int. 1	2.175	26.1	35	Escoamento do perfil
Int. 2	3.625	26.1	59	Soma de forças críticas
Int. 3	3.625	26.1	59	Soma de forças críticas
Int. 4	2.175	26.1	35	Escoamento do perfil

ANEXO C – TESTE PARA VALIDAÇÃO DA ROTINA COMBEAMS



DADOS LINEARES	DADOS DO PERFIL	
L1= 4	VS 400x49	
L2= 4	bf= 0.2 m	tw= 0.0063 m
L3= 4	tf= 0.0095 m	ry= 0.0452 m
q1= 100	h= 0.381 m	Wx= 0.00087 m ³
q2= 100	d= 0.4 m	Ix= 0.00017393 m ⁴
q3= 100	d'= 0.381 m	Área= 0.0062 m ²



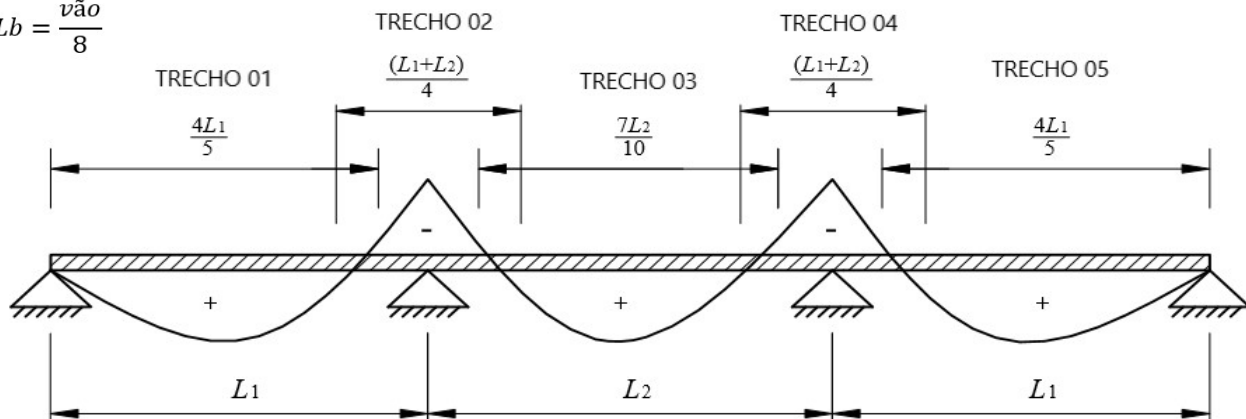
DADOS GERAIS	
Interação:	completa
tc=	0.1 m
Nº barras=	21 m
Ø=	0.0125 m
c=	0.025 m
fucs=	415000 Kn/m ²
Ø conector=	0.019 m
y conector=	1.25

MATERIAIS	
fck=	20000 Kn/m ²
yc=	1.4
E aço=	210000000 Kn/m ²
fy=	250000 Kn/m ²
ya=	1.1
E armadura=	210000000 Kn/m ²
fs=	500000 Kn/m ²
ys=	1.1

OUTROS					
hf=	0	fcd=	14286	E concreto=	21287367
fyd=	227273	fsd=	454545	Asl=	0.0026
				alpha e=	9.9
				alpha f=	2

1- LARGURA EFETIVA

$$L_b = \frac{v\tilde{a}o}{8}$$



Lb 01=	0.8 m
Lb 02=	0.5 m
Lb 03=	0.7 m
Lb 04=	0.5 m
Lb 05=	0.8 m

$$v\tilde{a}o\ 01 = \frac{4L_1}{5} \quad v\tilde{a}o\ 03 = \frac{7L_2}{10} \quad v\tilde{a}o\ 05 = \frac{4L_3}{5}$$

$$v\tilde{a}o\ 02 = \frac{(L_1 + L_2)}{4} \quad v\tilde{a}o\ 04 = \frac{(L_2 + L_3)}{4}$$

A largura efetiva calculada pela norma é a metade da seção de concreto então foi feita a multiplicação por 2

2- CLASSIFICAÇÃO DA SEÇÃO

FLA – Flambagem Lateral da Alma

$$\lambda = \frac{h}{t_w}$$

$$\lambda_p = 3.76 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda < \lambda_p \rightarrow \text{PERFIL COMPACTO}$$

$$\lambda = 63$$

$$\lambda_p = 109$$

PERFIL COMPACTO

3- PROPRIEDADES

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b t_c$$

Ccd 1 =	971
Ccd 2 =	
Ccd 3 =	850
Ccd 4 =	
Ccd 5 =	971

$$T_{ad} = \sqrt{A_a f_{yd}}$$

Tad =	1409
-------	------

3.1 - Propriedades da Laje

Área equiv. concreto 1 =	0.008
Área equiv. concreto 2 =	0.005
Área equiv. concreto3 =	0.007
Área equiv. concreto 4 =	0.005
Área equiv. concreto 5 =	0.008
yc=	0.05
ayc 1 =	0.00041
ayc 2 =	0.00025
ayc 3 =	0.00035
ayc 4 =	0.00025
ayc 5 =	0.00041
ayc2 1 =	2E-05
ayc2 2 =	1E-05
ayc2 3 =	2E-05
ayc2 4 =	1E-05
ayc2 5 =	2E-05
lc 1 =	6.8E-06
lc 2 =	4.2E-06
lc 3 =	5.9E-06
lc 4 =	4.2E-06
lc 5 =	6.8E-06

3.2 - Propriedades do Perfil

yp=	0.3
ayp=	0.0019
ayp2 =	0.0006

3.3 - Propriedades da Seção mista

Área total 1 =	0.014	yi 1 =	0.342
Área total 2 =	0.011	yi 2 =	0.312
Área total 3 =	0.013	yi 3 =	0.333
Área total 4 =	0.011	yi 4 =	0.312
Área total 5 =	0.014	yi 5 =	0.342
ayt 1 =	0.0023	I 1 =	4.00E-04
ayt 2 =	0.0021	I 2 =	3.52E-04
ayt 3 =	0.0022	I 3 =	3.87E-04
ayt 4 =	0.0021	I 4 =	3.52E-04
ayt 5 =	0.0023	I 5 =	4.00E-04
ayt2 1 =	5.8E-04	ws 1 =	0.0025
ayt2 2 =	5.7E-04	ws 2 =	0.0019
ayt2 3 =	5.8E-04	ws 3 =	0.0023
ayt2 4 =	5.7E-04	ws 4 =	0.0019
ayt2 5 =	5.8E-04	ws 5 =	0.0025
lt 1 =	1.81E-04	wi 1 =	0.0012
lt 2 =	1.78E-04	wi 2 =	0.0011
lt 3 =	1.80E-04	wi 3 =	0.0012
lt 4 =	1.78E-04	wi 4 =	0.0011
lt 5 =	1.81E-04	wi 5 =	0.0012
ys 1 =	0.158		
ys 2 =	0.188		
ys 3 =	0.167		
ys 4 =	0.188		
ys 5 =	0.158		

4- VERIFICAÇÃO A FORÇA CORTANTE

kv=	5
Vpl=	378
λ=	63

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 71.29$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} = 88.79$$

para $\lambda \leq \lambda_p$

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 343.6$$

5- VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES POSITIVOS

se $C_{cd} > T_{ad}$ por equilíbrio de tensões a LN está na laje de concreto;

se $T_{ad} > C_{cd}$ existem duas possibilidades, LN na mesa superior ou LN na alma do perfil;

Ccd 1 =	971
Ccd 2 =	
Ccd 3 =	850
Ccd 4 =	
Ccd 5 =	971

<

Tad=	1409
------	------

LN no perfil metalico

$$C_{ad} = \frac{1}{2} * (T_{ad} - C_{cd}) \quad T_{ms} = f_{yd} * b_f * t_f \quad \text{se a tensão resistente da mesa superior foi maior que a do restante do perfil, a LN está na mesa;}$$

$$C_{ad} 1 = 218.8$$

$$C_{ad} 3 = 279.5$$

$$C_{ad} 5 = 218.8$$

$$T_{ms} = 431.8$$

$T_{ms} > C_{ad}$ então a LN está na mesa do perfil;

$$y_p = \left(\frac{C_{ad}}{f_{yd} * b_f * t_f} \right) * t_f$$

Parte comprimida da mesa trecho 1=	0.0048
Parte comprimida da mesa trecho 3=	0.0062
Parte comprimida da mesa trecho 5=	0.0048

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right]$$

y_c é a distância do centro geométrico da parte comprimida do perfil de aço até a face superior desse perfil;

y_t é a distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

y_p é a distância da linha neutra da seção plasticada até a face superior do perfil de aço;

$$y_t = \frac{\left[(t_f * b_f) * \left(\frac{t_f}{2} \right) \right] + \left[(h * t_w) * \left(t_f + \frac{h}{2} \right) \right] + \left[(t_f - y_p * b_f) * \left(t_f + h + \frac{(t_f - y_p)}{2} \right) \right]}{\left[t_f * b_f \right] + \left[h * t_w \right] + \left[(t_f - y_p) * b_f \right]}$$

$$y_t 1 = 0.16367$$

$$y_t 3 = 0.15127$$

$$y_t 5 = 0.16367$$

$$y_c = \frac{y_p}{2}$$

$$y_c 1 = 0.00241$$

$$y_c 3 = 0.00308$$

$$y_c 5 = 0.00241$$

$$M_{rd} 1 = 329.33$$

$$M_{rd} 3 = 322.60$$

$$M_{rd} 5 = 329.33$$

6- VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS FLETORES NEGATIVOS

A linha neutra nos trechos de momento negativo deve ser analisada considerando apenas o perfil metálico e a armadura complementar, ou seja, desconsiderando o concreto.

Para se trabalhar com equilíbrio de tensões é necessário uma uniformidade nas tensões de escoamento dos aços da armadura e do perfil. Para isso, considero a área da armadura complementar maior, de modo que se equilibre as tensões de escoamento dos diferentes materiais.

$$\alpha_f = \frac{f_y}{f_s} = 2 \quad \left| \quad \text{As equivalente} = A_{sl} * \alpha_f = 0.0052 \right.$$

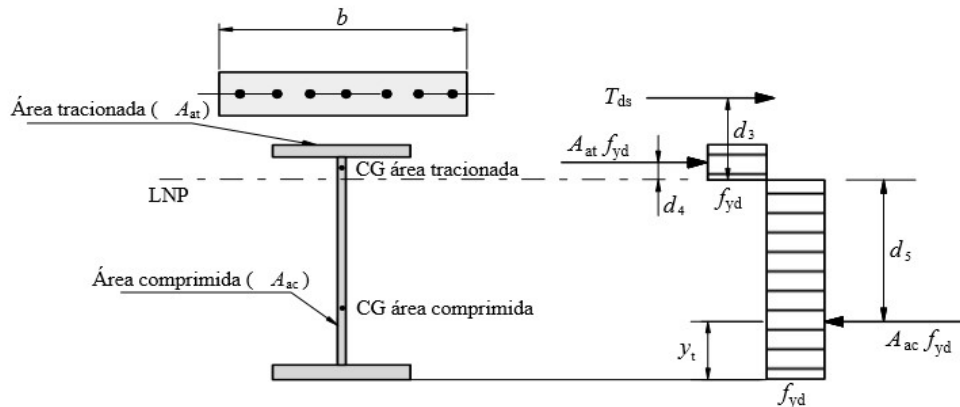


Figura O.7 — Distribuição de tensões para momento fletor negativo

$$y = \frac{[(tf * bf) * (\frac{tf}{2})] + [(h * tw) * (tf + \frac{h}{2})] + [(tf * bf) * (tf + h + \frac{tf}{2})] + [(A_{sl_e}) * (d + tc - c - \frac{\emptyset}{2})]}{[tf * bf] + [h * tw] + [tf * bf] + [A_{sl_e}]}$$

y trecho 2= 0.322

y trecho 4= 0.322

6.1 - Verificações iniciais

$$\frac{bf}{(d - y)} < 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{Essa condição precisa ser satisfeita para que a mesa não sofra flambagem local!}$$

$$\frac{bf}{(d - y)} = 2.564 \quad \left| \quad 0.38 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 11.013 \quad \right| \quad \text{Então OK!}$$

$$\frac{2 * (y - tf) - 2 * ry}{tw} < 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad \text{Essa condição precisa ser satisfeita para que a alma não sofra flambagem local!}$$

$$\frac{2 * (y - tf) - 2 * ry}{tw} = 84.86 \quad \left| \quad 3.76 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 108.98 \quad \right| \quad \text{Então OK!}$$

$$T_{ds} = A_{sl} f_{sd} = 1171.40$$

$$M_{Rd}^- = T_{ds} d_3 + A_{at} f_{yd} d_4 + A_{ac} f_{yd} d_5$$

onde:

A_{at} é a área tracionada da seção do perfil de aço;

A_{ac} é a área comprimida da seção do perfil de aço;

d_3 é a distância do centro geométrico da armadura longitudinal à LNP;

d_4 é a distância da força de tração, situada no centro geométrico da área tracionada da seção do perfil de aço, à LNP;

d_5 é a distância da força de compressão, situada no centro geométrico da área comprimida da seção do perfil de aço, à LNP.

Se $y < (tf + h)$ então a LN está na alma do perfil:

$$A_{ac} = (bf * tf) + ((y - tf) * tw) = 0.0039$$

$$A_{at} = | (bf * tf) + (h * tw) + (bf * tf) - A_{ac} | = 0.0023$$

$$CG_{ac} = \frac{\left\{ \left\{ (tf * bf) * \left(\frac{tf}{2} \right) \right\} + \left\{ [(y - tf) * tw] * \left[\frac{(y - tf)}{2} + tf \right] \right\} \right\}}{[tf * bf] + [(y - tf) * tw]} = 0.087$$

$$CG_{at} = \frac{\left\{ \left\{ [(h + tf - y) * tw] * \left[\frac{(h + tf - y)}{2} + y \right] \right\} + \left\{ [bf * tf] * \left[d - \frac{tf}{2} \right] \right\} \right\}}{[(h + tf - y) * tw] + [tf * bf]} = 0.388$$

$$d_3 = \left(d + tc - c - \frac{\emptyset}{2} \right) - y = 0.147$$

$$d_4 = CG_{at} - y = 0.066$$

$$d_5 = y - CG_{ac} = 0.235$$

$$M_{rd} 2 = 413.81$$

$$M_{rd} 4 = 413.81$$

6.2 - Verificação da flambagem lateral com distorção da seção transversal

$$M_{Sd}^- \leq M_{dist,Rd}^- \longrightarrow M_{dist,Rd}^- = \chi_{dist} M_{Rd}^-$$

- para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658^{\lambda_0^2}$

- para $\lambda_0 > 1,5$: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

Cbdist= 34

Os cálculos podem ser simplificados para seções duplamente simétricas, determinando-se, conservadoramente, λ_{dist} Como:

$$\lambda_{dist} = 5,0 \left(1 + \frac{t_w h_o}{4 b_f t_f} \right) \left[\left(\frac{f_y}{E C_{bdist}} \right)^2 \left(\frac{h_o}{t_w} \right)^3 \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{0,25} = 0.40$$

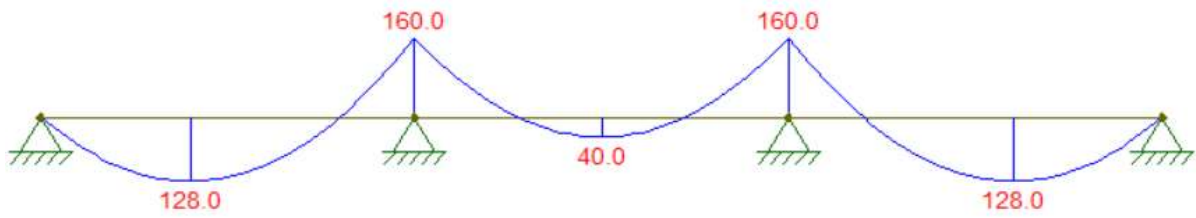
h_o é a distância entre os centros geométricos das mesas do perfil do aço;

Então... - para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658^{\lambda_0^2} = 0.934$

Então...

Mdist_rd 2 =	386.49
Mdist_rd 4 =	386.49

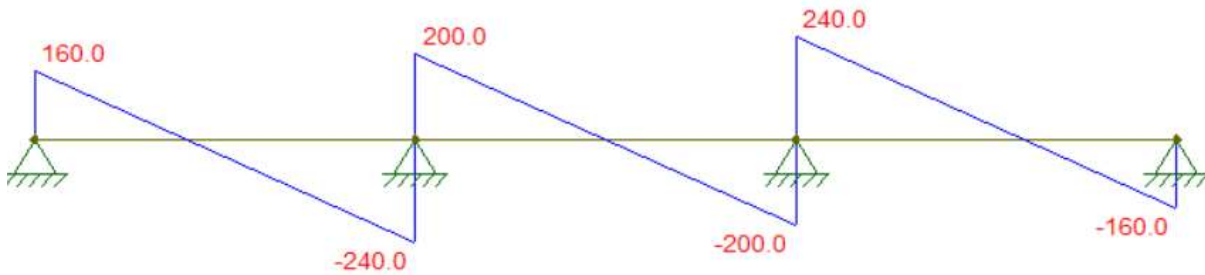
7- VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS



Momento solicitante de cálculo com fator de segurança de 1.4

	Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03	Trecho 04	Trecho 05
MOMENTO RESISTENTE DE CALCULO	329	-414	323	-414	329
MOMENTO SOLICITANTE DE CALCULO	179	-224	56	-224	179
STATUS	OK	OK	OK	OK	OK

8- VERIFICAÇÃO DO CORTANTE



Esforço cortante solicitante de cálculo com fator de segurança de 1.4

	Trecho 01	Trecho 02	Trecho 03	Trecho 04	Trecho 05
CORTANTE RESISTENTE DE CALCULO	344	344	344	344	344
CORTANTE SOLICITANTE DE CALCULO	224	336	210	336	224
STATUS	OK	OK	OK	OK	OK

9- DIMENSIONAMENTO DOS CONECTORES DE CISALHAMENTO

$$Q_{rd} \text{ é o menor valor entre : } \begin{cases} \frac{A_{cs} * \sqrt{f_{ck} * E_c}}{2 * y_{cs}} = 74.0 \\ \frac{R_g * R_p * A_{cs} * f_{ucs}}{y_{cs}} = 94.1 \end{cases}$$

9.1 CONECTORES NOS TRECHOS DE MOMENTO POSITIVO

Se a LN está no perfil metálico e a interação é completa, a resistência total ao corte transversal deve ser maior que a resistência da laje de concreto C_{cd} .

	Trecho 01	Trecho 03	Trecho 05
$\sum Q_{rd} =$	971.4	850.0	971.4
Q_{rd}	74.0	74.0	74.0
$N^{\circ} \text{con}$	27	24	27

Considerando um recuo de 2.5cm nas extremidades e que logo em seguida se encontra um conector de cisalhamento o restante deve dividir igualmente o comprimento restante no trecho.

O espaçamento dos conectores não pode ser menor que 6 vezes o seu diâmetro, nem maior que 8 vezes a espessura da laje de concreto.

$6 * \phi =$	0.11400
$8 * t_c =$	0.8

	Trecho 01	Trecho 03	Trecho 05
$L =$	3.2	1.78	3.2
Espaçamento	0.118	0.074	0.118
Status	OK	ERRO	OK



	Trecho 01	Trecho 03	Trecho 05
$L =$	3.2	1.78	3.2
Espaçamento	0.118	0.114	0.118
Status	OK	OK	OK

Como o espaçamento dos conectores do trecho 3 foi alterado para o valor mínimo, é necessário que também se altere o número de conectores

$$N^{\circ} \text{conectores} = \frac{1.78}{0.114} = 15.61 \approx 15$$

Com um novo número de conectores é necessário novamente definir o espaçamento

$$\text{Espaçamento} = \frac{1.78}{15} = 0.1186$$

	Trecho 01	Trecho 03	Trecho 05
L=	3.2	1.78	3.2
Nºcon	27	16	27
Espaçamento	0.118	0.119	0.118
Status	OK	OK	OK

9.1 CONECTORES NOS TRECHOS DE MOMENTO NEGATIVO

O número de conectores n entre a seção de momento máximo negativo e a seção de momento nulo.

$$\sum Q_{Rd} \geq T_{ds} = 1171.40$$

$$Q_{rd} = 74.0$$

	Trecho 02	Trecho 04
L=	1.91	1.91
Nºcon	16	16
Espaçamento	0.119	0.119
Status	OK	OK

SOLUÇÃO COMBEAMS

Seleção o perfil...

>>>

PERFIL

bf=	0.2	tw=	0.0063
tf=	0.0095	ry=	0.0452
h=	0.381	Wx=	0.00087
d=	0.4	Ix=	0.00017393
dL=	0.381	Area=	0.0062

LAVE

tc= 0.1

ARMADURA LONGITUDINAL

Nº barras= 21 Ø= 0.0125 c= 0.025

CONECTORES

fucs= 415000 yc= 1.25

Ø= 0.019

>>>

Propriedades dos materiais

CONCRETO

fdk= 20000 yc= 1.4

FERRIL

Ea= 210000000 fy= 250000

ya= 1.1

As Complementar

EAs= 210000000 fs= 500000

ys= 1.1

>>>

VÃO 1

L= 4 Q= 100

VÃO 2

L= 4 Q= 100

VÃO 3

L= 4 Q= 100

>>>

Método de cálculo

Cálculo baseado em:

NBR 8800

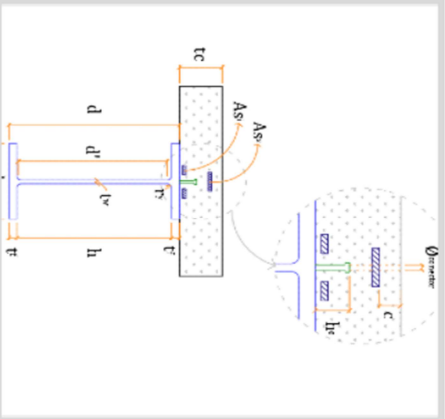
>>>

Método de cálculo

Interação:

completa

>>>



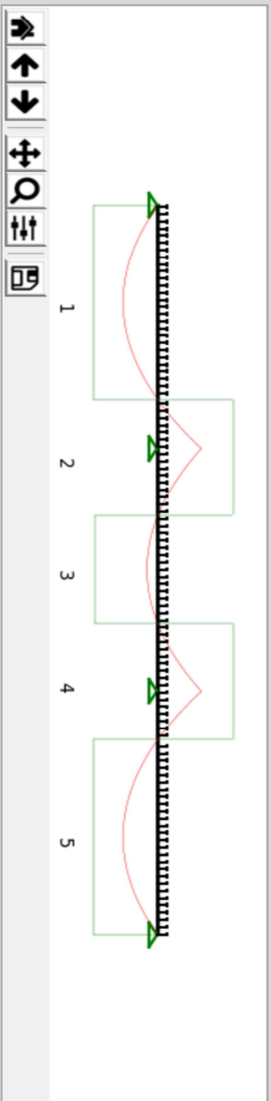
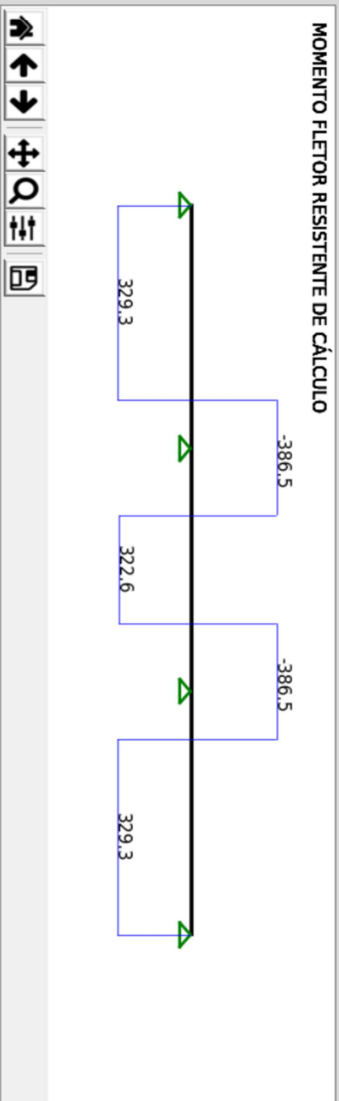
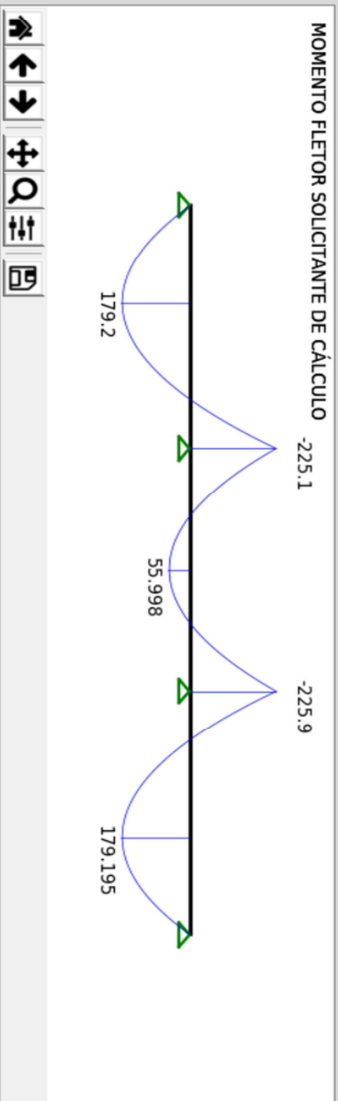
PERFIL

bf=	0.2	tw=	0.0063
tf=	0.0095	η =	0.0452
h=	0.381	Wk=	0.00087
d=	0.4	k=	0.00017393
d _l =	0.381	Áreas=	0.0062

LAVE
tc= 0.1

ARMADURA LONGITUDINAL
Nº barras= 21.0 Ø= 0.0175 c= 0.025

CONECTORES
fucs= 415000.0 yc= 0.019
Ø= 1.25



Trecho 01 0.0 <x< 3.2

Nº conectores=	27.0
Espagamento=	0.118
Mrd=	329.3
Msd=	179.2
Vrd=	343.6
Vsd=	224.0

Trecho 02 3.2 <x< 5.11

Nº conectores=	16.0
Espagamento=	0.119
Mrd=	-386.5
Msd=	-225.12
Vrd=	343.6
Vsd=	336.47

Trecho 03 5.11 <x< 6.89

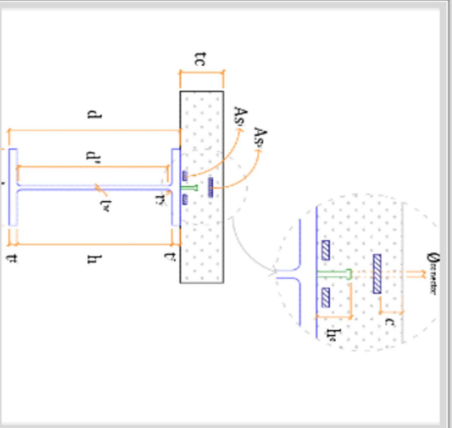
Nº conectores=	15.0
Espagamento=	0.119
Mrd=	322.6
Msd=	56.0
Vrd=	343.6
Vsd=	124.0

Trecho 04 6.89 <x< 8.8

Nº conectores=	16.0
Espagamento=	0.119
Mrd=	-386.5
Msd=	-225.12
Vrd=	343.6
Vsd=	336.47

Trecho 05 8.8 <x< 12.0

Nº conectores=	27.0
Espagamento=	0.118
Mrd=	329.3
Msd=	179.19
Vrd=	343.6
Vsd=	224.0



PERFIL

bf=	0.2	tw=	0.0063
tf=	0.0095	ry=	0.0452
h=	0.381	Wx=	0.00087
d=	0.4	k=	0.00017393
d _l =	0.381	Área=	0.0062

LAJE

tc= 0.1

ARMADURA LONGITUDINAL

Nº Barras= 21.0 Ø= 0.0125 c= 0.025

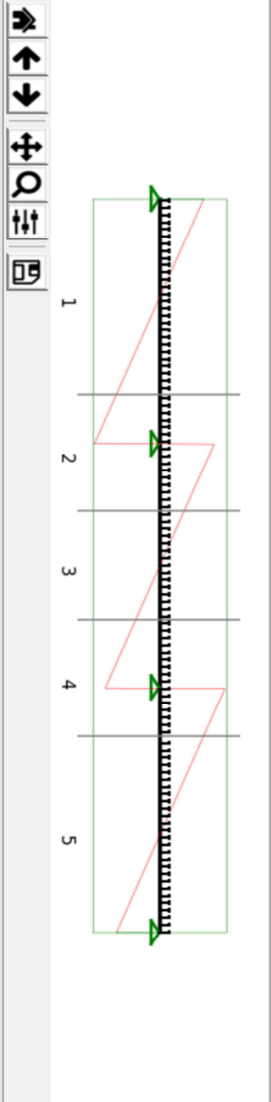
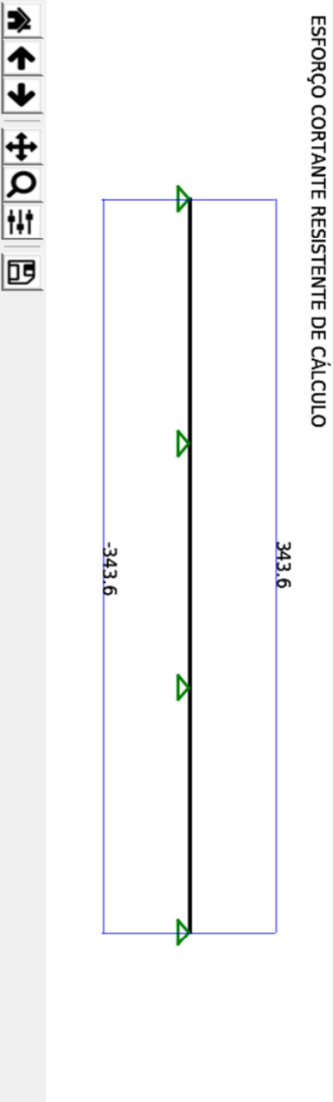
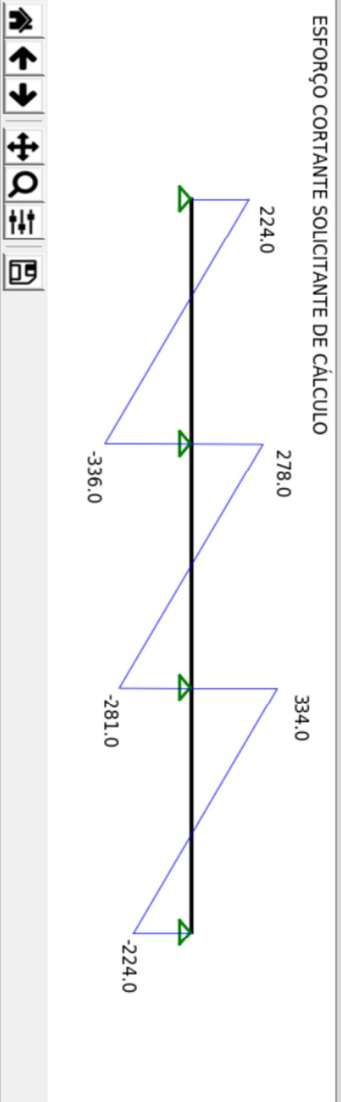
CONECTORES

fucs= 415000.0 vc= 0.019

Ø= 1.25

E f

forma V M d



Trecho 01 0.0 <x< 3.2

Nº conectores=	27.0
Espaçamento=	0.118
Mrd=	329.3
Msd=	179.2
Vrd=	343.6
Vsd=	224.0

Trecho 02 3.2 <x< 5.11

Nº conectores=	16.0
Espaçamento=	0.119
Mrd=	-386.5
Msd=	-225.12
Vrd=	343.6
Vsd=	336.47

Trecho 03 5.11 <x< 6.89

Nº conectores=	15.0
Espaçamento=	0.119
Mrd=	322.6
Msd=	56.0
Vrd=	343.6
Vsd=	124.0

Trecho 04 6.89 <x< 8.8

Nº conectores=	16.0
Espaçamento=	0.119
Mrd=	-386.5
Msd=	-225.12
Vrd=	343.6
Vsd=	336.47

Trecho 05 8.8 <x< 12.0

Nº conectores=	27.0
Espaçamento=	0.118
Mrd=	329.3
Msd=	179.19
Vrd=	343.6
Vsd=	224.0