

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**ANDRESSA COSTA DA SILVA
JÉSSICA SAYONARA DA ROSA**

**MODELAGEM DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO AVALIANDO A
PRESENÇA DE FUROS E ABERTURAS ATRAVÉS DO MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS**

**PATO BRANCO
2015**

**ANDRESSA COSTA DA SILVA
JÉSSICA SAYONARA DA ROSA**

**MODELAGEM DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO AVALIANDO A
PRESENÇA DE FUROS E ABERTURAS ATRAVÉS DO MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, *Câmpus* Pato Branco.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

PATO BRANCO

2015

TERMO DE APROVAÇÃO

No dia 18 de junho de 2015, às 14h45min, na Sala de Treinamento da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, este trabalho de conclusão de curso foi julgado e, após arguição pelos membros da Comissão Examinadora abaixo identificados, foi aprovado como requisito parcial para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, conforme Ata de Defesa Pública nº 12-TCC/2015.

Orientador: Prof. Dr. GUSTAVO LACERDA DIAS (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 1 da Banca: Prof. Msc. PAULO CÉZAR JÚNIOR (DACOC/UTFPR-PB)

Membro 2 da Banca: Prof^a. Dr^a. PAÔLA REGINA DALCANAL(DACOC/UTFPR-PB)

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradecemos a Deus por ter nos dado oportunidades e nos guiado em todos os caminhos que escolhemos, agradecemos também por todas as pessoas que Ele colocou em nossas vidas.

Agradeço profundamente aos nossos pais, por nos apoiarem sempre em nossas decisões, acreditarem em nós e nos darem forças para que pudéssemos concluir nossa formação acadêmica.

Agradecemos ao professor Diego Rizzotto Rossetto, pela atenção, paciência e apoio, sempre compartilhando seu conhecimento.

Aos nossos amigos pelo apoio e motivação e ao professor orientador Gustavo Lacerda Dias por nos orientar.

Reverenciamos todos os professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - *Campus* Pato Branco, por todo o empenho e dedicação.

Por fim, gratificamos a todos que de alguma forma colaboraram para a realização desse trabalho de conclusão de curso.

RESUMO

ROSA, Jéssica S.; SILVA, Andressa C. **Modelagem de vigas em concreto armado avaliando a presença de furos e aberturas através do método dos elementos finitos**. 2015. 129f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Pato Branco, 2015.

Os inúmeros projetos que compõem as etapas de uma edificação são frequentemente elaborados por profissionais distintos. Essa terceirização de projetos pode ocasionar a falta de compatibilização entre os mesmos. Um exemplo disso é a passagem de tubulações por elementos estruturais sem a devida previsão de furos ou aberturas. A partir disso, o presente trabalho traz uma verificação das influências que essas aberturas e furos podem causar em vigas de concreto armado sujeitas aos esforços de flexão. As influências verificadas referem-se às deformações totais, e as alterações de tensão normal ao longo da peça quando os furos ou aberturas são inseridos em locais distintos da viga. A realização desse estudo contou com uma análise linear através do método dos elementos finitos no *software ANSYS 14.0*. Observaram-se alterações no fluxo das tensões no entorno do furo e das aberturas, verificando o comportamento não-linear das tensões quando há uma mudança brusca na seção de concreto, afetando consideravelmente o comportamento da peça. Com relação às deformações, os resultados não apresentam grandes variações para os furos e aberturas estudados. As tensões nas armaduras sofrem alterações, porém, sem aproximar-se da tensão de escoamento do aço.

Palavras-chave: Alteração na tensão normal. ANSYS. Deformação total. Esforços de flexão.

ABSTRACT

Most of projects which is part of construction are often created by different professionals. This outsourcing of projects can bring the lack of compatibility among them. For example, the passage of pipe through structural elements without thinking of holes or opening. From there, the current work brings a verification from influences that openings and holes can cause in reinforced concrete beams that receive bending forces. The checked influences are related to deformity, and concentrations of tensions around holes in different parts of piece. As part of this study, we did a linear analysis through the finite elements using a software called ANSYS 14.0. After analysis, we noticed alterations in the tension flow around the hole and then, we confirmed the nonlinear performance of tension when there is a change abrupt in concrete section. As result, it affects the performance of piece. Regarding the deformations, the results do not show great changes for the holes and openings in study. The amount of stresses applied in the reinforcing steel suffer alterations, but the values of stress does not pass through the tensile strength of steel.

Keywords: Change in normal stress. ANSYS. Total strain. Bending stress.

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 2.....	72
Gráfico 2- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 3.....	75
Gráfico 3- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 4.....	78
Gráfico 4- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 5.....	82
Gráfico 5- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 6.....	84
Gráfico 6 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 7.....	87
Gráfico 7 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 8.....	89
Gráfico 8- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 9.....	92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Nomenclatura utilizada nos resultados.....	62
Tabela 2 - Propriedades do concreto utilizadas	64
Tabela 3 - Propriedades do aço CA-50 utilizadas	65
Tabela 4 - Número de elementos e nós gerados	66
Tabela 5 - Verificação dos valores obtidos.....	69
Tabela 6 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 2	72
Tabela 7 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 2.....	73
Tabela 8 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 3	74
Tabela 9 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 3.....	75
Tabela 10 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 4	77
Tabela 11 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 4	78
Tabela 12 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e as Vigas com abertura na direção da altura da peça.....	79
Tabela 13 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 5	81
Tabela 14 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 5.....	83
Tabela 15 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 6	84
Tabela 16 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 6	85
Tabela 17 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 7	86
Tabela 18 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 7	87
Tabela 19 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 8	89
Tabela 20 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 8	90
Tabela 21 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 9	91
Tabela 22 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 9	92
Tabela 23 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e as Vigas com furo na direção da largura da peça.....	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Viga de concreto simples (a) Viga de concreto armado (b)	16
Figura 2 - Módulo de Elasticidade.	20
Figura 3 - Relação tensão-deformação do concreto	20
Figura 4 - Variação da tensão de flexão.....	23
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação.....	24
Figura 6 - Deformação sofrida pela barra ao ser submetido à uma carga P de tração e de compressão.....	25
Figura 7 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).....	27
Figura 8 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).....	28
Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).....	28
Figura 10 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	29
Figura 11 – modos de ensaio de resistência do concreto à tração	35
Figura 12 - Analogia da treliça.....	38
Figura 13 – Tensões de compressão atravessando diagonalmente as fissuras	38
Figura 14 - Viga com aberturas sob flexão pura.....	41
Figura 15 – Pequenas aberturas que não prejudicam a resistência da peça	41
Figura 16 – Pequenas aberturas que prejudicam a resistência da peça	42
Figura 17 – Considerações para grandes aberturas	42
Figura 18 – Os dois modos de ruptura por cisalhamento em pequenas aberturas ...	43
Figura 19 - Esforços para dimensionamento das seções $S_1 - S_1$ e $S_2 - S_2$	44
Figura 20 – Detalhamento da armadura de reforço do furo	44
Figura 21 – Viga com furos que atravessam na direção da sua altura.....	46
Figura 22 - Elementos finitos nos formatos hexaédrico e tetraédrico.....	48
Figura 23 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura - Obra "A"	49
Figura 24 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura - Obra "B"	50
Figura 25 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura- Obra "C"	50
Figura 26 - Passagem de tubulação no sentido da largura da viga- Obra "B".....	51
Figura 27 - Passagem de tubulação no sentido da largura da viga - Obra "B".....	51
Figura 28 - Viga adotada para estudo	52

Figura 29 - Detalhe do projeto elétrico na viga estudada	52
Figura 30 - Viga em estudo no projeto estrutural	53
Figura 31 - Esquema estrutural da viga	56
Figura 32 - Diagrama de momento fletor.....	56
Figura 33 - Seção transversal de uma viga	58
Figura 34 - Seção transversal da viga.....	60
Figura 35 - Geometria da viga sem furos no ANSYS 14.0	63
Figura 36 - Geometria da viga com furo no ANSYS 14.0.....	63
Figura 37 - Detalhe da malha de elementos finitos gerada para o concreto	65
Figura 38 - Detalhe da malha de elementos finitos gerada para a armadura.....	66
Figura 39 - Reações de apoio obtidas no ANSYS.....	68
Figura 40 - Reações de apoio obtidas no Ftool.....	69
Figura 41 - Gráfico de momento fletor com carga majorada (kN.m)	69
Figura 42 - Valor de tensão máxima de compressão no modelo	70
Figura 43 - Viga 2.....	71
Figura 44 - Viga 3.....	74
Figura 45 - Viga 4a.....	76
Figura 46 - Viga 4b.....	77
Figura 47 - Viga 5.....	81
Figura 48 - Viga 6.....	83
Figura 49 - Viga 7.....	86
Figura 50 - Viga 8.....	88
Figura 51 - Viga 9.....	91

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
1.1	OBJETIVOS	12
1.1.1	Objetivo Geral.....	12
1.1.2	Objetivos Específicos	13
1.2	JUSTIFICATIVA	13
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	15
2.1	COMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS.....	15
2.2	CONCRETO ARMADO	15
2.2.1	Agressividade do ambiente	17
2.2.2	Cobrimento da armadura	17
2.2.3	Módulo de elasticidade.....	19
2.2.4	Materiais dúcteis e frágeis.....	22
2.2.5	Tensão Normal.....	22
2.2.6	Deformação.....	24
2.2.7	Coeficiente de Poisson.....	24
2.2.8	Massa específica.....	26
2.2.9	Estádios de cálculo	26
2.2.10	Domínios de estado-limite último de uma seção transversal	29
2.2.11	Limites para redistribuição de momentos e condições de utilidade.....	31
2.3	CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO ENDURECIDO	32
2.3.1	Resistência à compressão	33
2.3.2	Resistência à tração	34
2.4	SISTEMAS E ELEMENTOS ESTRUTURAIS	35
2.5	ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS	36
2.5.1	Cisalhamento	36
2.5.2	Flexão	39

2.6	FUROS E ABERTURAS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO	40
2.6.1	Recomendações da NBR 6118:2014 para furos que atravessam a viga na direção da largura	45
2.6.2	Recomendações da NBR 6118:2014 para furos que atravessam a viga na direção da altura	45
2.7	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	46
2.7.1	ANSYS.....	47
3	MÉTODOS DE TRABALHO.....	49
3.1.1	Levantamento de Cargas	54
3.1.2	Diagramas de esforços da viga	56
3.1.3	Dimensionamento da viga	56
3.2	VARIAÇÕES EM ESTUDO.....	60
3.2.1	Furos que atravessam a viga na direção da altura	60
3.2.2	Furos que atravessam a viga na direção da largura	61
3.2.3	Nomenclaturas utilizadas	61
3.3	MODELAGEM COMPUTACIONAL	62
3.3.1	Propriedades dos materiais.....	64
3.3.2	Malha de elementos finitos.....	65
3.3.3	Aplicação da carga e condições de apoio	66
4	ANÁLISE DOS RESULTADOS	68
4.1	VALIDAÇÃO DA MODELAGEM COMPUTACIONAL.....	68
4.2	VIGAS COM ABERTURA NA DIREÇÃO DA ALTURA.....	71
4.2.1	Alterações da Viga 2 com relação à Viga 1	71
4.2.2	Alterações da Viga 3 com relação à Viga 1	73
4.2.3	Alterações da Viga 4 com relação à Viga 1	76
4.2.4	Comparação de alterações nas vigas com abertura na direção da altura.....	79
4.3	VIGAS COM ABERTURA NA DIREÇÃO DA LARGURA.....	80
4.3.1	Alterações da Viga 5 com relação à Viga 1	80

4.3.2 Alterações da Viga 6 com relação à Viga 1.....	83
4.3.3 Alterações da Viga 7 com relação à Viga 1.....	85
4.3.4 Alterações da Viga 8 com relação à Viga 1.....	88
4.3.5 Alterações da Viga 9 com relação à Viga 1.....	90
4.3.6 Comparação das alterações nas vigas com furo na direção de sua largura	93
5 CONSIDERAÇÕES FINAIS	95
6 REFERÊNCIAS.....	97
APÊNDICE A - Resultados extraídos da simulação - Viga 1.....	101
APÊNDICE B - Resultados extraídos da simulação - Viga 2.....	104
APÊNDICE C - Resultados extraídos da simulação - Viga 3	107
APÊNDICE D - Resultados extraídos da simulação - Viga 4	110
APÊNDICE E - Resultados extraídos da simulação - Viga 5.....	113
APÊNDICE F - Resultados extraídos da simulação - Viga 6.....	116
APÊNDICE G - Resultados extraídos da simulação - Viga 7	119
APÊNDICE H - Resultados extraídos da simulação - Viga 8	122
APÊNDICE I - Resultados extraídos da simulação - Viga 9.....	125
ANEXO A - Tabela KMD	128

1 INTRODUÇÃO

O processo de planejamento de uma obra está dividido em vários projetos, como arquitetônico, estrutural, hidrossanitário, elétrico, dentre outros. Esses projetos são concebidos, na maioria das vezes, por profissionais diferentes, devido à terceirização dos mesmos.

A falta de compatibilização de projetos pode ser uma consequência dessa terceirização, o que ocasiona vários problemas que muitas vezes só serão percebidos na fase de execução. Esses problemas geram transtornos como o aumento nos custos, mudanças nos projetos, assim como o atraso da obra, o que poderia ser prevenido ainda em fase de projeto. É comum que essas falhas ocorram pela falta de comunicação entre os profissionais envolvidos.

Nas obras de construção civil existe a necessidade da continuidade das tubulações, que sem a compatibilização dos projetos, geralmente são executadas de forma indevida, como por exemplo, por meio de furos e aberturas aleatórios em elementos estruturais.

A Norma Brasileira: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014, p.75), estabelece que “quando forem previstos furos e aberturas em elementos estruturais, seu efeito na resistência e na deformação deve ser verificado e não podem ser ultrapassados os limites previstos nesta Norma”. Os limites previstos pela NBR 6118:2014 estão descritos no decorrer do trabalho.

A definição para furos e aberturas apresentada na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014, p.75) diz que os “furos têm dimensões pequenas em relação ao elemento estrutural enquanto as aberturas não. Um conjunto de furos muito próximos deve ser tratado como uma abertura”.

O presente trabalho traz um estudo através da modelagem computacional no *software ANSYS 14.0* de uma viga de concreto armado em diferentes situações. No primeiro caso a viga está localizada acima de uma caixa de passagem de tubulações, que apresenta grande quantidade de eletrodutos que atravessam a mesma na direção de sua altura, variando as posições da abertura ao longo da viga.

No segundo caso, essa mesma viga apresenta passagem de um tubo na direção de sua largura, que pode ser utilizado em projetos hidrossanitários, variando-se também a posição do furo na viga.

Após as modelagens, o estudo trará uma análise comparativa dos resultados apresentados na simulação computacional no *software ANSYS 14.0* por uma viga apresentando furo e abertura nas diferentes situações à que foi submetida, respondendo a pergunta problema: Qual a influência causada na deformação total (flecha) e nas tensões normais pelos furos e aberturas não previstos em vigas de concreto armado?

O desenvolvimento deste trabalho apresenta as seguintes fases (i) Revisão bibliográfica sobre o concreto e suas propriedades, além das especificações da NBR 6118 (2014) para furos e aberturas em elementos estruturais; (ii) Registro fotográfico de ocorrências de furos e aberturas em vigas de concreto armado no município de Pato Branco - PR; (iii) Definição da viga a ser analisada; (iv) Construção dos modelos a serem simulados no *software ANSYS 14.0*; (v) Simulação computacional dos casos em estudo; (vi) Comparação e análise dos resultados obtidos.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos gerais e específicos do presente trabalho serão expostos a seguir.

1.1.1 Objetivo Geral

Analisar o comportamento de uma viga em concreto armado fazendo-se uma simulação computacional no *software ANSYS 14.0*, identificando os efeitos causados pelos furos e aberturas em diferentes situações na deformação total e nas tensões normais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Identificar e fotografar casos reais em que furos foram executados sem a previsão em projeto.
- Realizar revisão bibliográfica da Norma Brasileira: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 6118 (2014), identificando as considerações que a mesma prevê para os furos e aberturas nas estruturas de concreto armado, além das recomendações de outros autores.
- Modelar as vigas tridimensionalmente no *software ANSYS 14.0*.
- Comparar os resultados apresentados na simulação computacional no *software ANSYS 14.0* para a viga de concreto armado em três situações: (i) a forma com que foi projetada (sem considerar furos e aberturas); (ii) variando a posição da abertura no sentido da altura da peça; (iii) variando a posição do furo no sentido da largura da viga.

1.2 JUSTIFICATIVA

O crescente avanço do setor da construção civil, que requer projetos mais elaborados e novas técnicas de edificação, causa uma preocupação com a forma de projeto e execução de obras, que sem a devida eficiência dos mesmos, pode comprometer a qualidade e garantia das edificações, além de colocar em risco a segurança dos usuários.

Nas edificações há a necessidade da continuidade das tubulações de um pavimento para outro. Essa continuidade geralmente se dá por meio de furos e aberturas em elementos estruturais, que muitas vezes poderiam ser evitados com a compatibilização dos projetos. Além disso, geralmente não ocorre uma previsão desses furos e aberturas, não atendendo as recomendações expostas na Norma Brasileira Projeto de estruturas de concreto - Procedimento NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

A importância deste estudo está na verificação do comportamento da viga na presença de furos na direção de sua largura, e aberturas na direção de sua altura, em comparação a estrutura com seção plena.

Tendo em vista a facilidade de encontrar casos em que não há previsão desses furos e aberturas em vigas de concreto armado, verifica-se que, em geral, não há uma preocupação de projetistas e executores com a influência que esses furos podem causar nos elementos estruturais.

O *software ANSYS 14.0* utilizado nesse trabalho foi disponibilizado pelo Departamento Acadêmico de Engenharia Mecânica da Universidade Tecnológica Federal do Paraná *Câmpus Pato Branco*, tornando assim, esse trabalho viável.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 COMPATIBILIZAÇÃO DE PROJETOS

Segundo o SEBRAE (1995) a compatibilização pode ser definida como o perfeito ajuste entre o gerenciamento e a integração dos projetos, obtendo os padrões de qualidade de uma obra.

Para Ávila (2011) a compatibilização tem como princípio a verificação de conflitos dos diversos projetos resultando nas adequações necessárias entre as especialidades envolvidas, facilitando a execução.

Ainda na parte de desenvolvimento dos projetos a compatibilização atua como ferramenta fundamental, “detectando e eliminando problemas ainda na fase de concepção, reduzindo retrabalhos, o custo da construção e prazos de execução, qualificando o empreendimento e aumentando sua competitividade frente ao mercado” (ÁVILA, 2011, p.12).

2.2 CONCRETO ARMADO

O concreto é um material que possui elevada resistência aos esforços de compressão, porém apresenta baixa capacidade de resistir aos esforços de tração. Para suprir essa necessidade utilizam-se armaduras, geralmente de aço, material este, que possui alta resistência à tração, formando assim o elemento composto concreto armado (BASTOS, 2006).

Segundo Fusco (2013) quando alguns níveis de solicitação são superados em peças de concreto estrutural, essas peças sofrem um processo de fissuração. Para que a integridade da peça não seja comprometida, passa a ser necessário o emprego de armaduras de aço que serão responsáveis por absorver os esforços de tração que não podem mais ser resistidos pelo concreto fissurado.

A Figura 1a ilustra a ruptura de uma viga de concreto simples, quando a tensão de tração atinge a resistência do concreto a esse esforço, rompendo

bruscamente, logo após o surgimento da primeira fissura. Quando a armadura correspondente aos esforços de tração é associada ao concreto simples, há um aumento na resistência do elemento, conforme mostra a Figura 1b (PFEIL, 1989).

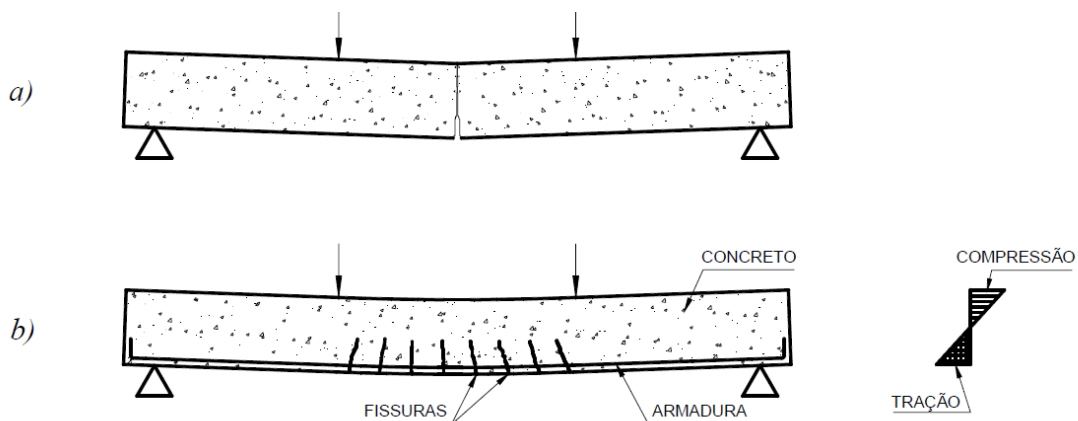


Figura 1 - Viga de concreto simples (a) Viga de concreto armado (b)
Fonte: Pfeil (1989).

De acordo com Bastos (2006) deve-se considerar a aderência entre o aço e o concreto, uma vez que a mesma é essencial para que os materiais trabalhem de forma conjunta.

"O trabalho conjunto do concreto e do aço é possível porque os coeficientes de dilatação térmica dos dois materiais são praticamente iguais" (BASTOS, 2006, p.8).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) o concreto estrutural deve atender três requisitos de qualidade, sendo eles:

- Capacidade resistente: relacionada à segurança à ruptura.
- Desempenho em serviço: a capacidade da estrutura manter-se em condições de utilização por toda sua vida útil.
- Durabilidade: a estrutura deve suportar as ações ambientais previstas em projeto.

2.2.1 Agressividade do ambiente

Relaciona-se a agressividade do meio ambiente “às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas” (ASSOCIAÇÃO..., 2014, p.16). A classe de agressividade ambiental pode ser definida de acordo com o Quadro 1.

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Quadro 1 - Classes de agressividade ambiental

Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

2.2.2 Cobrimento da armadura

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) a durabilidade da estrutura depende diretamente das condições do concreto e do meio ao qual está submetido. Para isso, apresenta o Quadro 2 com as recomendações de acordo com a classe de agressividade ambiental e qualidade do concreto.

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40
^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655. ^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado. ^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.					

Quadro 2 - Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

A durabilidade do concreto é influenciada por diversos fatores. Entre eles cita-se o cobrimento das armaduras, que ajuda a proteger a estrutura, evitando assim, o surgimento de patologias (WEBER, 2014).

A corrosão das armaduras consiste "na perda progressiva da seção das barras de aço" (SILVA, 2012, p.28). Para o autor, o processo de corrosão tende a se agravar com o tempo podendo levar a estrutura ao colapso, principalmente quando a armadura se apresenta exposta ao meio ambiente. O risco de corrosão é minimizado quando a armadura é associada ao concreto, pois este protege o aço das ações externas.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) prescreve o valor do cobrimento para diferentes peças estruturais de acordo com a classe de agressividade ambiental, conforme mostrado no Quadro 3.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

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

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

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

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

Quadro 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

2.2.3 Módulo de elasticidade

"O módulo de elasticidade é um parâmetro numérico relativo à medida da deformação que o concreto sofre sob a ação de tensões, geralmente tensões de compressão" (BASTOS, 2006, p.67).

"A maioria dos materiais da engenharia apresentam relação linear entre tensão e deformação na região de elasticidade. Conseqüentemente, um aumento na tensão provoca um aumento proporcional na deformação" (HIBBLER, 2004, p.70). Conhecida como Lei de Hooke, o trecho reto do diagrama tensão-deformação até o limite de proporcionalidade (Figura 2) é representado pela Equação 1

$$\sigma = E \cdot \varepsilon$$

Equação 1 - Lei de Hooke

Na qual, σ é a tensão, ε a deformação específica e E o módulo de elasticidade, que indicia a rigidez do material.

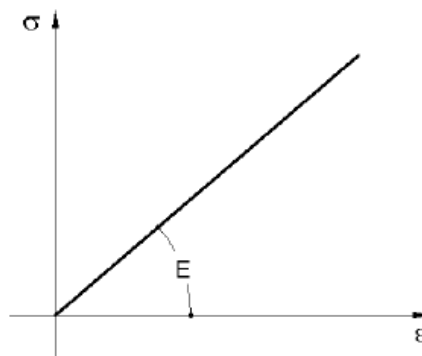


Figura 2 - Módulo de Elasticidade.
Fonte: Pinheiro, Muzardo e Santos (2007).

O módulo de elasticidade é uma propriedade determinante na análise dos impactos de manutenção e desempenho das estruturas de concreto, e está diretamente relacionado com "a propriedade da pasta de cimento, a rigidez dos agregados selecionados e o método de determinação do módulo" (ALMEIDA, 2012, p.53).

A resistência à compressão do concreto está diretamente relacionada ao módulo de elasticidade. Sendo assim, os concretos com resistência à compressão mais baixa deformam-se mais que os concretos com maior resistência à compressão (BASTOS, 2006).

Para Almeida (2012) o módulo de elasticidade do concreto é avaliado através do diagrama tensão-deformação, por meio de uma curva da Figura 3, sendo assim não linear. A Figura 3 mostra as três fases da relação tensão-deformação.

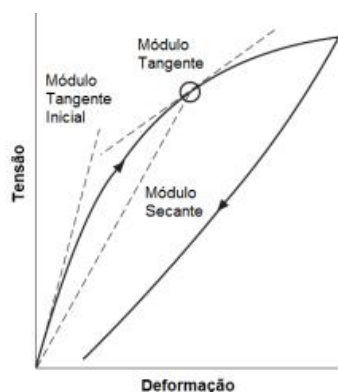


Figura 3 - Relação tensão-deformação do concreto
Fonte: Almeida (2012).

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) recomenda que quando o módulo de elasticidade inicial não for determinado por meio de ensaios, pode-se estimar o valor através das Equação 2, sendo essa formulação para concretos com F_{ck} (resistência característica a compressão) de 20 MPa a 50 MPa.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{F_{ck}}$$

Equação 2 - Módulo de elasticidade inicial

onde,

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) recomenda que o módulo de deformação secante E_{cs} : pode ser adotado como único, tanto para os esforços de tração, quanto aos de compressão, na avaliação da seção transversal ou do comportamento de um elemento estrutural. O módulo de elasticidade secante pode ser obtido por ensaios ou pela substituição na Equação 3 do valor de α_i encontrado na Equação 3.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

Equação 3 - Módulo de deformação secante

sendo,

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$$

Equação 4 - Coeficiente α_i

2.2.4 Materiais dúcteis e frágeis

De acordo com seu comportamento com relação a tensão-deformação, os materiais podem ser classificados como dúcteis e frágeis (HIBBELER, 2004).

Segundo Hibbeler (2004), quando o material sofre grandes deformações antes da ruptura, é chamado de material dúctil. Já os materiais frágeis, apresentam pouca ou nenhuma deformação antes da ruína.

Para efeito de dimensionamento, para materiais dúcteis utiliza-se a tensão de escoamento σ_e . No entanto, os materiais frágeis não possuem um limite definido entre as regiões elástica e plástica, utilizando-se assim, a tensão de ruptura média (HIBBELER, 2004).

O concreto simples é considerado um material frágil apresentando pequena resistência à tração, sendo conveniente a incorporação do aço, que é um material dúctil, para um melhor funcionamento da peça, obtendo-se o concreto armado (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2007).

2.2.5 Tensão Normal

Para vigas de concreto armado sujeitas aos esforços de flexão, a tensão a ser verificada é a tensão normal, que é a força por unidade de área que atua no sentido perpendicular a peça.

A relação que determina a distribuição de tensão nas regiões de uma peça em que a área da seção transversal seja constante ou ligeiramente cônica, com o momento fletor atuante nela é demonstrada pela Equação 5 (HIBBELER, 2004).

$$\sigma = - \frac{M \cdot y}{I}$$

Equação 5 - Tensão máxima

onde,

M - momento interno resultante;

y - distância perpendicular do eixo neutro ao ponto que se deseja obter a tensão normal ;

I - momento de inércia da área da seção transversal.

Hibbeler (2004) explica que essa equação demonstra a tensão normal de um elemento reto, com simetria em relação a um eixo, sendo aplicado um momento fletor perpendicular a um eixo. A convenção de sinal estabelece que valores negativos referem-se as tensões de compressão, e os valores positivos as tensões de tração.

Quando um material é homogêneo, e a Lei de Hooke se aplica a ele, as tensões variam linearmente do centróide da seção transversal, onde as tensões são nulas, até as faces externas da viga, nas quais ocorrem os valores máximos das tensões (HIBBELER, 2004).

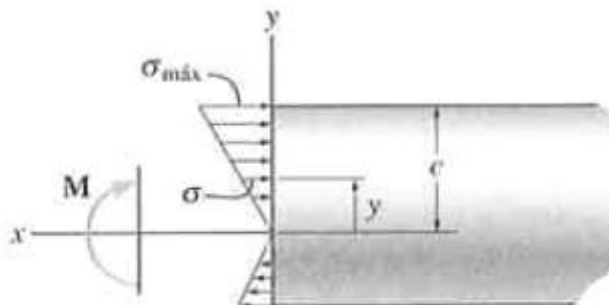


Figura 4 - Variação da tensão de flexão
Fonte: Hibbeler (2004)

Para Hibbeler (2004) as discontinuidades na superfície dos elementos como furos, ou mudanças bruscas nas dimensões, modificam a distribuição de tensão normal e de deformação tornando-as não-lineares nos elemento sujeitos à flexão.

2.2.6 Deformação

Quando um corpo de material dúctil sofre um carregamento e em seguida um descarregamento na região plástica, sua deformação elástica se recupera à medida que o material retorna ao seu estado de equilíbrio. Entretanto, uma deformação plástica permanece, resultando em uma deformação permanente. Essas deformações podem ser observadas na Figura 5 (HIBBELER, 2004).

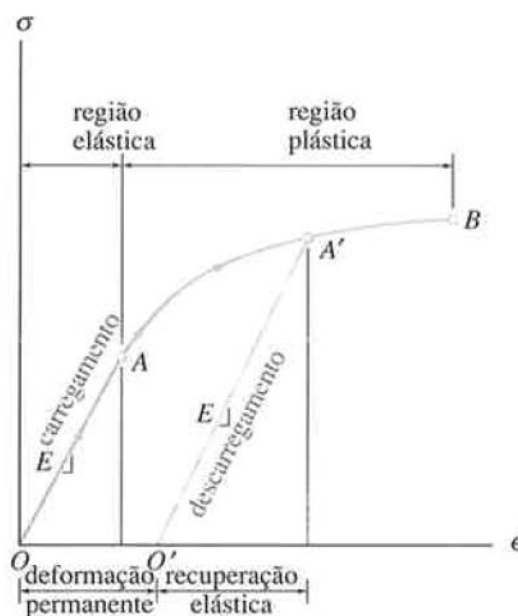


Figura 5 - Diagrama tensão-deformação
Fonte: Hibbeler (2004).

" O limite elástico é a máxima tensão que o material pode suportar sem que se produzam deformações plásticas ou remanescentes"(PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2007).

2.2.7 Coeficiente de Poisson

De acordo com Hibbeler (2004) quando uma força axial de tração é aplicada em um corpo deformável, o mesmo "não só se alonga, como também se contrai

lateralmente". De forma semelhante, quando um corpo é submetido a uma força de compressão ele sofre um encurtamento axial e uma expansão lateral.

Hibbeler (2004) demonstra que quando uma carga P é aplicada a uma barra "muda o comprimento da barra na quantidade δ e seu raio na quantidade δ' ." As deformações respectivas na direção longitudinal e na direção lateral são dadas pelas equações a seguir:

$$\epsilon_{long} = \frac{\delta}{L} \quad \text{e} \quad \epsilon_{lat} = \frac{\delta'}{r}$$

Equação 6 - Deformação longitudinal e lateral

Onde,

L = comprimento da barra;

r = raio da barra.

Os exemplos citados podem ser observados na Figura 6.

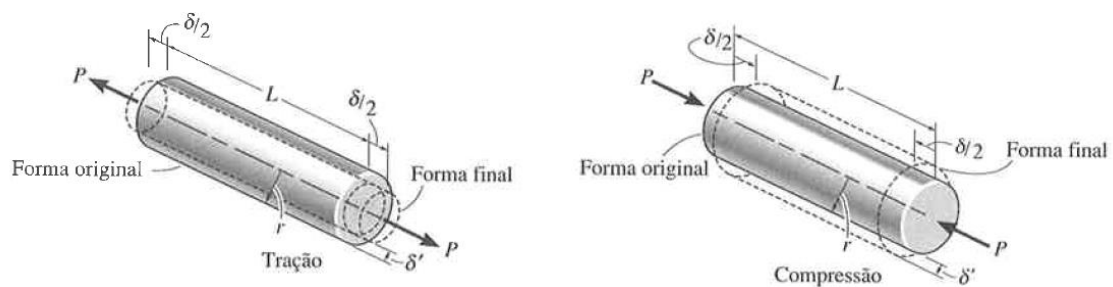


Figura 6 - Deformação sofrida pela barra ao ser submetido à uma carga P de tração e de compressão.

Fonte: HIBBELER (2004)

Hibbeler (2004) destaca que ao início do século XIX, o cientista francês S. D. Poisson verificou que as deformações δ e δ' são proporcionais, portanto a razão entre as mesmas é uma constante, denominada coeficiente de Poisson (ν). Todo material que seja homogêneo e isotrópico, possui um valor numérico para esse coeficiente exclusivo. O coeficiente é obtido pela Equação 7:

$$\nu = - \frac{\epsilon_{lat}}{\epsilon_{long}}$$

Equação 7 - Coeficiente de Poisson.

Segundo Callister (2008) o sinal negativo é para que ν seja sempre um valor positivo, dado que as deformações longitudinal e lateral terão sempre sinais opostos.

Conforme Hibbeler (2004) o coeficiente de Poisson é adimensional, e tem seus valores compreendidos entre 0 e 0,5. Para a maioria dos sólidos não porosos os valores estão entre 0,25 e 0,33.

2.2.8 Massa específica

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) se aplica aos concretos de massa específica normal, que possui valores compreendidos entre 2000 Kg/m³ e 2800 Kg/m³. A mesma afirma que se o valor da massa específica for desconhecido, pode-se adotar para concreto simples o valor de 2400 Kg/m³ e para concreto armado 2500 Kg/m³.

Quando a massa específica do concreto a ser utilizado for conhecida, pode ser utilizado para o concreto armado, o valor conhecido acrescido de 100 a 150 Kg/m³ (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2007).

2.2.9 Estádios de cálculo

Os projetos de estruturas de concreto armado são dimensionados como se a estrutura estivesse prestes a romper, no chamado Estado Limite Último. No entanto, para evitar o rompimento da estrutura é adotada uma margem de segurança, que é a adoção de coeficientes de ponderação ou de segurança, que são valores numéricos, os quais majoram as ações e minimizam as resistências. O Quadro 4 aponta os valores dos coeficientes a serem utilizados (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Combinações	Concreto	Aço
	γ_c	γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Quadro 4 - Valores dos coeficientes relativos à minoração da resistência dos materiais
 Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

Segundo Bastos (2006, p.82) "os estádios podem ser definidos como os vários estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura".

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) o concreto e o aço podem ter seus comportamentos definidos como elástico e linear, podendo assim ter suas deformações específicas determinadas no estágio I, uma vez que não ultrapassem os valores que dão início à fissuração, caso ultrapassem, serão determinadas no estágio II.

No estágio I o concreto absorve as forças de tração e não está fissurado, já no estágio II as forças de tração são absorvidas pela armadura, pois o concreto está fissurado na zona tracionada (LEONHARDT e MÖNNIG, 1982).

No estágio I a seção transversal da peça apresenta um diagrama linear de tensões (Figura 7), representando a Lei de Hooke (PINHEIRO; MUZARDO e SANTOS, 2007).

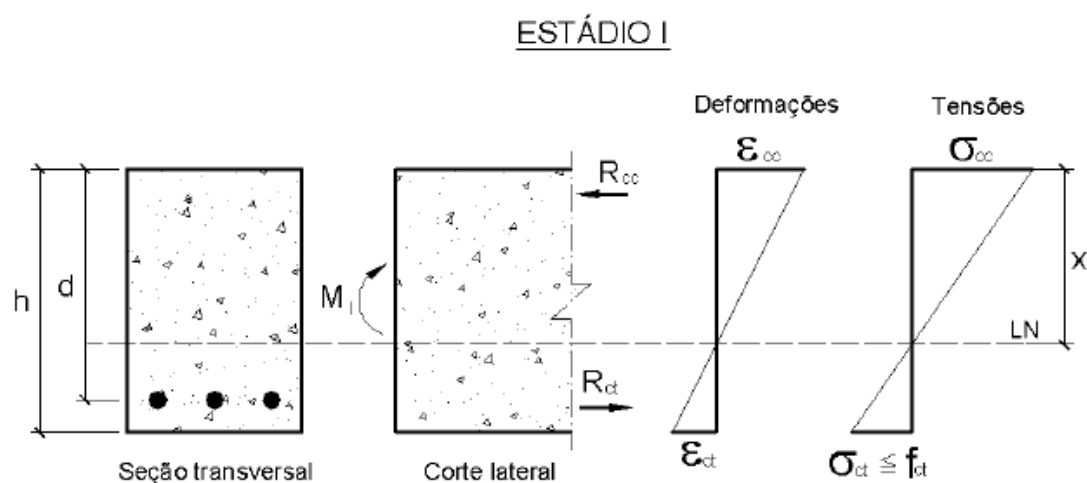


Figura 7 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).
 Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

No estágio II o concreto não resiste mais à tração, porém a parte comprimida ainda apresenta um diagrama linear de tensões (PINHEIRO; MUZARDO e SANTOS, 2007), como pode ser observado na Figura 8.

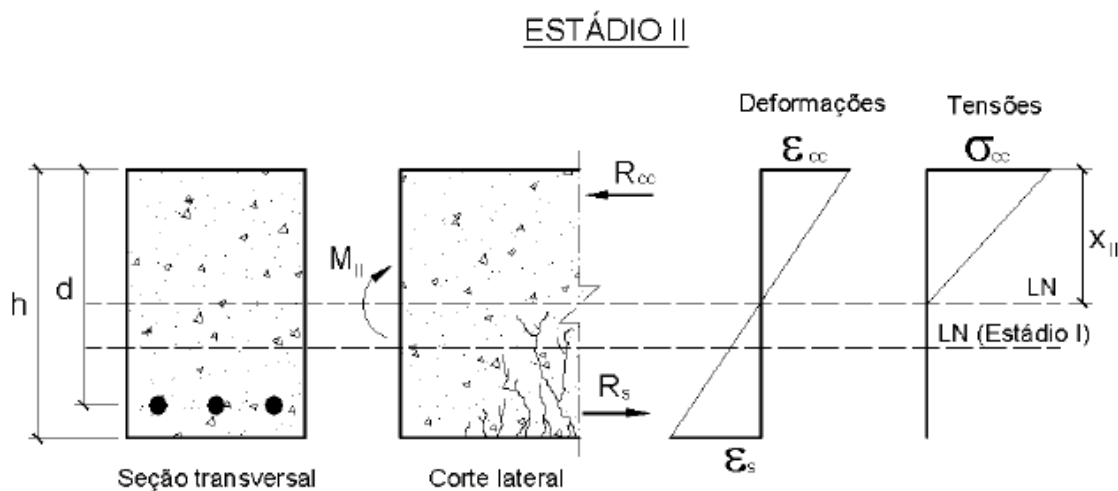


Figura 8 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).
Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

Pinheiro; Muzardo e Santos (2007, p. 6.11) ainda citam um terceiro estágio em que "a zona comprimida encontra-se plastificada e o concreto dessa região está na iminência da ruptura" (Figura 9) onde o diagrama de tensões é admitido como parábola-retângulo.

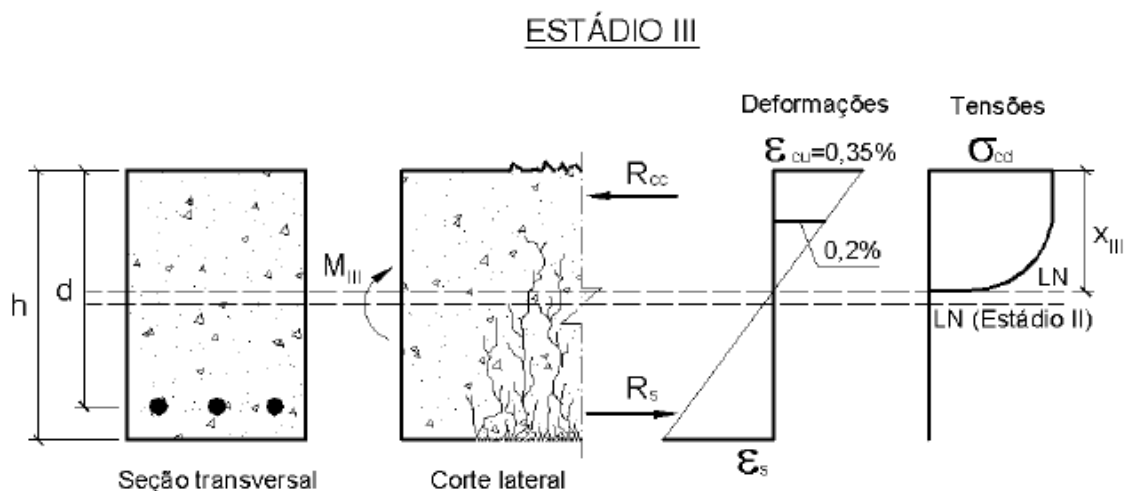


Figura 9 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).
Fonte: PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS (2007).

2.2.10 Domínios de estado-limite último de uma seção transversal

Uma seção em concreto armado solicitada por flexão composta pode variar desde o limite extremo da tração concentrada, passando pela flexo-tração, flexão simples e flexo-compressão, até o limite da compressão concentrada (SÜSSEKIND, 1987, p.68).

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) os diagramas dos domínios correspondentes de deformações específicas ϵ , para concretos de classe até C50, podem ser observados na Figura 10.

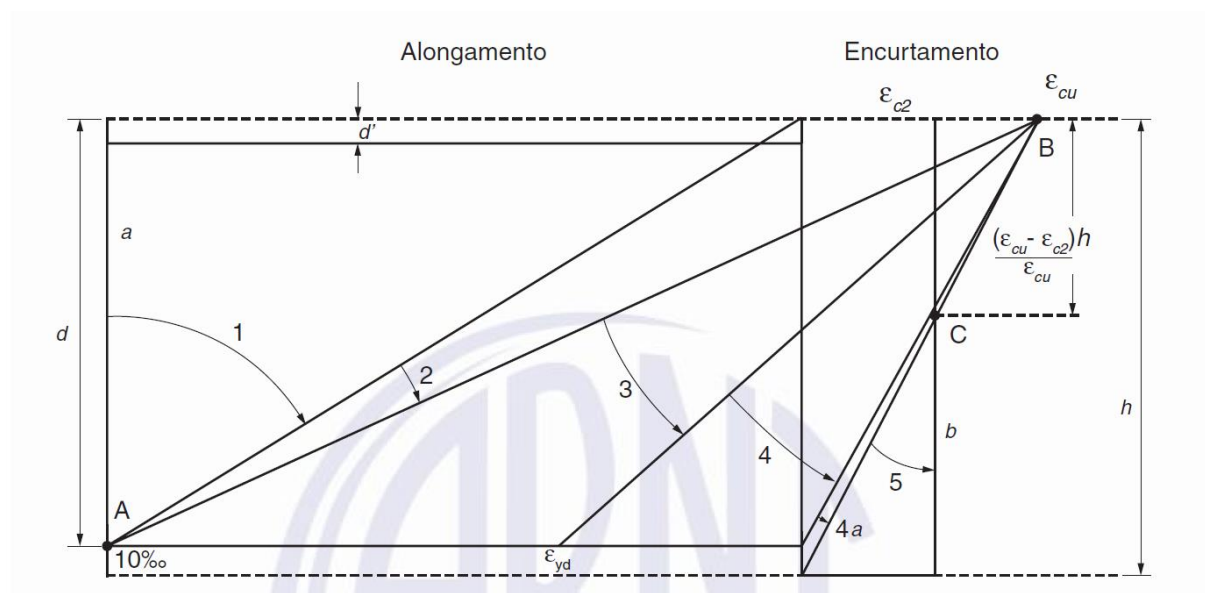


Figura 10 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal
 Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

2.2.10.1 Domínio 1

"É aquele que corresponde à ocorrência de esforço normal de tração na seção". Trata-se do domínio em que o concreto pode estar totalmente distendido e é considerado sem função resistente, a qual é desempenhada pela armadura (SÜSSEKIND, 1987, p.68).

2.2.10.2 Domínio 2

Ocorre o funcionamento simultâneo do concreto e das armaduras. Nesse caso, o aço trabalha em seu estado limite último, sendo que o concreto não o atinge, exemplificando peças subarmadas submetidas à flexão simples ou composta (SÜSSEKIND, 1987).

2.2.10.3 Domínio 3

Nesse caso, ocorre a ruptura do concreto com deformação máxima e o aço está em escoamento, sendo a situação ideal de projeto, apresentando pleno aproveitamento dos materiais, uma vez que ocorre a fissuração aparente e flechas significativas (PINHEIRO, 2007).

2.2.10.4 Domínio 4

No domínio 4, o concreto está em ruptura e o aço apresenta deformação abaixo de ϵ_{yd} , ocorrendo assim, uma ruptura brusca, sem aviso (PINHEIRO, 2007).

2.2.10.5 Domínio 4a

"Estabelece uma fronteira contínua entre os domínios 4 e 5", uma vez que vem caindo o alongamento na armadura tracionada, chegando à situação limite $\epsilon_s=0$ (SÜSSEKIND, 1987).

2.2.10.6 Domínio 5

De acordo com Süssekind (1987), este domínio é referente à seção totalmente comprimida, inclusive as armaduras, variando entre casos de flexo-compressão até o limite de compressão centrada.

2.2.11 Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) a posição da linha neutra (x/d) no estado limite último (ELU) está relacionada com a capacidade de rotação dos elementos estruturais, ou seja, quanto menor for a relação x/d , maior será essa capacidade.

A posição da linha neutra (x/d) no ELU quando deseja-se que o comportamento das vigas e lajes seja dútil, deve obedecer os seguintes limites estabelecidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014):

- $x/d \leq 0,45$, para concretos com $F_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$
- $x/d \geq 0,35$, para concreto com $50 \text{ MPa} < F_{ck} < 90 \text{ MPa}$

Podem ocorrer alterações nesses limites se forem utilizadas armaduras com detalhes especiais.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) recomenda que os limites da posição da linha neutra (x/d) devem ser respeitados para que se possa garantir boas condições de ductilidade em uma viga. Quando houver necessidade a armadura de compressão deve ser utilizada.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) prescreve que nos casos em que a armadura de compressão é inserida para que se garanta o atendimento de valores menores da posição da linha neutra (x/d) e que quando associados aos domínios 2 ou 3 não referem-se a ruptura frágil dos elementos. Essa ruptura está relacionada a posições da linha neutra no domínio 4, seja com ou sem armadura de compressão.

2.3 CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO ENDURECIDO

As características mecânicas são as de interesse principal quando se trata de concreto endurecido, destacando-se as resistências à compressão e à tração. Até o momento não existe uma lei única para determinar a resistência dos materiais para todo o tipo de solicitações possíveis. Nesse sentido, o concreto não permite determinar diretamente a resistência que se tenha obtido em ensaios relativos a uma solicitação, por exemplo, resistência à compressão, quando submetido a outras solicitações como flexão, torção, cisalhamento, etc. (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

Seguindo as orientações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) para o dimensionamento das estruturas de concreto armado, considera-se com aproximação razoável a resistência do concreto para as demais solicitações, em função da sua resistência à compressão. Existe uma série de expressões que fazem essas relações, porém em sua maioria, são empíricas (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

Para Carvalho e Figueiredo Filho (2013), o tempo de duração da solicitação também influencia na resistência do concreto. Lembrando que os ensaios normalmente são realizados de forma rápida, contudo, nas construções, as ações em que o concreto é submetido atuam de forma permanente reduzindo ao longo do tempo sua resistência. Além disso, a resistência medida é influenciada pelas características dos ensaios e a forma do corpo-de-prova.

A distinção entre os esforços de tração e compressão do concreto, faz com que esse material tenha diferentes modos de ruptura. A formação de fissuras decorrente dos esforços de tração geram a ruptura do concreto por esse esforço. Já para ruptura do concreto pela compressão, o comportamento plástico do concreto que é “esmagamento ocasionado pela superação da coesão interna por efeito da tensão de cisalhamento caracterizada por grande quantidade de microfissuras” (LEONEL; RIBEIRO; PAULA, 2003, p.3).

Para uma melhor compreensão, elencam-se as principais propriedades e características do concreto endurecido.

2.3.1 Resistência à compressão

“Resistência é a medida da tensão exigida para romper o material.” (MEHTA e MONTEIRO, 1994, p. 11). No concreto a resistência é considerada sua propriedade mais importante, porém, outras características como impermeabilidade, durabilidade e estabilidade de volume são relevantes. No entanto, por estar relacionada diretamente a estrutura da pasta de cimento, a resistência normalmente dá uma ideia de qualidade do concreto (NEVILLE; BROOKS, 2013).

“Independente do tipo de ensaio ou de solicitação, diversos fatores influenciam a resistência do concreto endurecido, dos quais os principais são a relação entre as quantidades de cimento, agregados e água (chamada de traço) e a idade do concreto” (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.30).

Nas estruturas de concreto, o mesmo é considerado o material que resiste a carga de compressão, sendo por isso especificada a sua resistência nos projetos (MEHTA e MONTEIRO, 1994).

Carvalho e Figueiredo Filho (2013) explicam que a resistência é determinada por ensaios de corpos de prova submetidos à compressão centrada. Por meio desse ensaio também é possível obter outras características, como módulo de elasticidade.

Através de ensaios de curta duração nos corpos de prova, a resistência à compressão pode ser obtida pela Equação 8:

$$F_{cj} = \frac{N_{rup}}{A}$$

Equação 8 – Resistência a compressão do concreto aos j dias de idade.

Em que:

F_{cj} – resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de (j) dias;

N_{rup} – carga de ruptura do corpo de prova; e

A – área da seção transversal do corpo de prova.

“No Brasil são utilizados corpos de prova cilíndricos, com diâmetro da base de 15 cm e altura de 30 cm e também corpos com base de 10 cm e altura de 20 cm”, a resistência à compressão do concreto deve estar relacionada à idade de 28 dias, e

será dada por ensaios com uma quantidade de corpos de prova. Também indicam o uso da NBR 5738 (1994) para a moldagem dos cilindros, e a NBR 5739 (1994) para metodologia dos ensaios (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.30).

Fusco (1994) ressalta que a resistência medida através de corpos de prova não representa diretamente a resistência do concreto na estrutura a qual foi empregada, por ter suas condições de concretagem e de cura diferentes nos dois casos. O que os corpos de prova mensuram é a resistência potencial da mistura, compreendida como o máximo valor que poderia se alcançar se o concreto fosse executado e curado em condições ótimas e padronizadas.

A resistência característica é uma medida estatística que considera não só o valor da média aritmética das cargas de rupturas dos corpos de prova nos ensaios, mas também o desvio dos valores por meio do coeficiente de variação. Assim, usualmente admite-se a probabilidade que 5% dos corpos de prova não vão atingir a resistência característica do lote (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

Para o dimensionamento das estruturas de concreto armado, o engenheiro projetista adota uma resistência característica à compressão, que é definida como um valor de referência e adotada como base para os cálculos (HELENE e ANDRADE, 2010). Posteriormente, cabe ao executor encontrar o traço adequado que atenda esse com concreto com essas características, sendo feito o controle por meio de ensaios para verificar se o concreto utilizado atende à resistência especificada (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

2.3.2 Resistência à tração

Por se tratar de um material que não resiste bem à tração, geralmente não se considera a ajuda dessa resistência. Porém, a resistência à tração pode estar relacionada com a capacidade resistente da peça, quando sujeitas ao esforço cortante, e diretamente a fissuração, por isso é necessário conhecê-la. Para medir a resistência à tração do concreto, há três tipos de ensaios: compressão diametral (tração indireta), tração direta, e por flexo-tração (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013), conforme ilustrado na Figura 11.

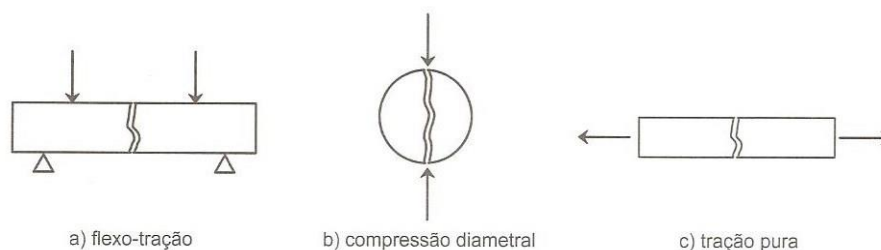


Figura 11 – modos de ensaio de resistência do concreto à tração
Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho (2013) apud Montaya (1991).

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013, p.34) “a resistência à tração pura é, aproximadamente, 85% da resistência à tração por compressão diametral e 60% da resistência obtida pelo ensaio de flexo-tração; este último método não é prático, dada a dificuldade do ensaio”.

2.4 SISTEMAS E ELEMENTOS ESTRUTURAIS

“Elementos estruturais são peças que compõem uma estrutura geralmente com uma ou duas dimensões preponderantes sobre as demais (vigas, lajes, pilares, etc.). O modo como são arrançados pode ser chamado de sistema estrutural” (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.20).

A definição do sistema estrutural está entre as fases mais importantes de um projeto estrutural. Nessa fase, são definidos os elementos estruturais que serão utilizados e suas devidas posições, a fim de formar um “sistema estrutural eficiente” que absorve os esforços e transmite-os ao solo de fundação (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2007, p.29).

Na concepção de um sistema estrutural alguns fatores técnicos ou econômicos devem ser considerados. Os equipamentos que serão utilizados na execução, a mão-de-obra, a disponibilidade dos materiais, entre outros. Esses fatores influenciam diretamente na decisão do sistema estrutural a ser empregado (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2007).

Para Bastos (2006) as vigas são elementos de barra, os quais têm no comprimento uma dimensão consideravelmente maior quando comparada com a espessura e a altura, que possuem uma mesma ordem de grandeza.

Além de suportar o seu peso próprio, as vigas são destinadas a receber as cargas oriundas das reações das lajes, dos elementos que nela se apoiam, do peso de paredes, entre outras, trabalhando assim, geralmente, a flexão e ao cisalhamento (PINHEIRO; MUZARDO; SANTOS, 2007).

Bastos (2006, p.26) define “a função das vigas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações nelas atuantes para os apoios, geralmente os pilares”.

No eixo longitudinal da viga em geral as ações são perpendiculares, podendo ser elas concentradas ou distribuídas, já na direção do eixo longitudinal podem ocorrer as forças normais de tração ou compressão (BASTOS, 2006).

Classificam-se as viga em três tipos: isoladas, contínuas e em balanço. "Vigas isoladas são as que possuem apenas um vão com dois apoios. Vigas contínuas são sustentadas por vários apoios formando dois ou mais vãos. Vigas em balanço são sustentadas por apenas um apoio engastado" (BORGES, 2013, p.52).

Nesse trabalho realiza-se um estudo do elemento estrutural viga, referente ao seu comportamento diante a presença de furos e aberturas. Para isso são necessários conhecimentos sobre os esforços aos quais o elemento está submetido.

2.5 ESFORÇOS E DESLOCAMENTOS

2.5.1 Cisalhamento

Para Kripka (2008, p.58) o esforço cortante “tende a fazer uma seção deslizar em relação à outra”. As vigas de concreto armado, geralmente estão sujeitas a esforços de flexão e esforços cortantes (MESQUITA FILHO, 2004).

Carvalho e Figueiredo Filho (2013, p.248) comentam sobre as influências no estudo do cisalhamento:

- Forma da seção;
- Variação da forma da seção ao longo da peça;
- Esbeltez da peça;
- Disposição das armaduras transversais e longitudinais;

- Aderência; e
- Condições de apoio e carregamento etc.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2013, p.248) “a armadura transversal proporciona segurança frente aos distintos tipos de ruptura e, ao mesmo tempo, mantém a fissuração dentro de limites admissíveis”. Os autores ainda comentam que as peças devem ser dimensionadas para que se atingirem sua ruptura ela seja decorrente do momento fletor, que gera grandes deformações, antes de se romperem por cisalhamento.

A analogia da resistência ao esforço cortante, pode ser feita através da treliça de Ritter-Mörsch, conforme será descrito abaixo.

2.5.1.1 Analogia da Treliça de Ritter- Mörsch

A teoria de W. Ritter e E. Mörsch propôs em torno de 1900 que “para determinar a armadura de cisalhamento necessária ao equilíbrio de uma viga de concreto armado, em que o mecanismo resistente da viga no estágio II (fissurada) pudesse ser associado ao de uma treliça e que as armaduras e o concreto equilibrassem, conjuntamente, o esforço cortante” (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.255).

Os princípios apresentados por Mörsch ainda são utilizados nos dias atuais, algumas alterações foram realizadas após ensaios experimentais. Apesar de simples, o modelo conduz a resultados satisfatórios em relação a quantidade de armadura transversal no estado-limite último (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

Na configuração de ruptura de uma viga, “Mörsch idealizou um mecanismo resistente que assemelha viga a uma treliça, de banzos paralelos e isostática, em que os elementos resistentes são as armaduras longitudinal e transversal e o concreto comprimido (nas bielas e na região da borda superior), cujas interseções formam os nós da treliça” (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.256).

Para os elementos da treliça, o banzo superior é constituído pelo cordão de concreto comprimido, o banzo inferior pela armadura longitudinal de tração. As

diagonais comprimidas são representadas pelas bielas de concreto entre as fissuras, e as diagonais tracionadas pelas armaduras transversais, conforme pode ser visto na Figura 12 (PINHEIRO; MUZARDO e SANTOS, 2007).

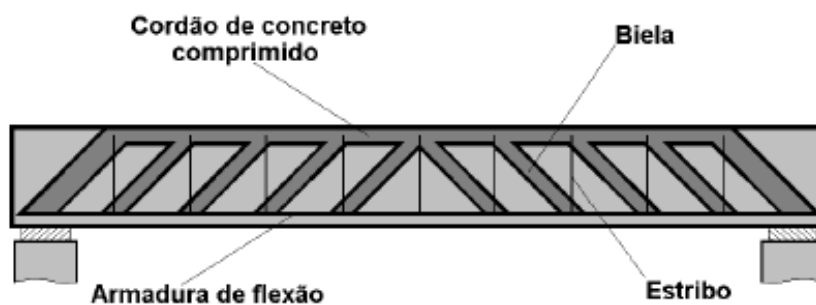


Figura 12 - Analogia da treliça
Fonte: Pinheiro; Muzardo e Santos (2007).

Devido a baixa resistência à tração do concreto, a fissuração ocorre na diagonal nos planos onde atuam as tensões de tração principais, conforme ilustrado na Figura 13 - Tensões de compressão atravessando diagonalmente as fissuras. A resistência à compressão diagonal do concreto fissurado é diminuída pela fissuração provocada pelas tensões. Experimentalmente é observado que “as tensões de compressão atravessam diagonalmente as fissuras, por meio do engrenamento dos agregados” (FUSCO, 1994, p.99).

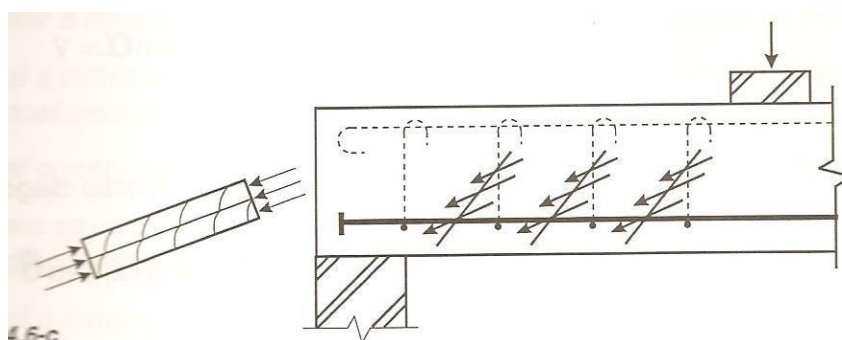


Figura 13 – Tensões de compressão atravessando diagonalmente as fissuras
Fonte: Fusco (1994).

Referente à inclinação da armadura de cisalhamento “está entre 45° (na direção das tensões principais de tração) e 90° , e que os elementos de concreto comprimido estão inicialmente inclinados a 45° (na direção das tensões principais de compressão)”. Algumas experiências demonstram que o ângulo de inclinação das bielas é inferior a 45° (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013, p.256).

2.5.2 Flexão

A flexão é causada devido às cargas que agem perpendicularmente as seções transversais dos elementos estruturais. Um dos pontos mais importantes no detalhamento de armadura das peças de concreto armado é a armadura necessária para resistir ao momento fletor (CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO, 2013).

Para o cálculo dos elementos estruturais, inicialmente é necessário identificar o tipo de flexão que está agindo na peça, conforme Carvalho e Figueiredo Filho (2013) apresentam:

- Flexão normal (simples ou composta): ocorre quando o plano da resultante ou do carregamento é perpendicular à linha neutra;
- Flexão oblíqua (simples ou composta): quando nenhum dos eixos centrais de inércia da seção está contidos no plano do momento.
- Flexão simples: quando ocorre momento fletor sem a presença de esforço normal atuando na seção; pode ser normal ou oblíqua;
- Flexão composta: quando ocorre momento fletor aliado aos esforços de tração ou compressão, chamados esforços normais, com ou sem cisalhamento;
- Flexão pura: pode ser um caso de flexão simples ou composta, em que não há esforço cisalhante atuando na seção; nas regiões da viga que isso acontece há momento fletor constante;
- Flexão não pura: onde há esforço cortante atuando na seção.

2.6 FUROS E ABERTURAS EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO

Para Simões (1997, p.2.1) “na moderna construção de edifícios, usam-se aberturas na alma de vigas, com o objetivo de permitir a passagem de tubulações e dutos de instalações elétricas, hidráulicas e de climatização”. O alvo de estudo desse trabalho são as vigas e a influência dos furos e aberturas levando em consideração os esforços de flexão na peça .

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) permite a presença de furos e aberturas, desde que sejam previstos e detalhados considerando seus efeitos na resistência e deformação, e não ultrapassem os limites estabelecidos por ela.

Souza (2004) explica que "a presença de aberturas na alma das vigas modifica consideravelmente o seu comportamento estrutural, caracterizando a chamada zona de descontinuidade”.

A inclusão de aberturas nas vigas de concreto causa efeitos no comportamento da mesma. Os cantos das aberturas estão sujeitos à uma concentração de tensões que pode ocasionar fissuras e assim, afetar a durabilidade da peça. Porém esses efeitos podem minimizar-se quando há previsão dessas aberturas, dimensionado os reforços de armadura adequadamente (MANSUR, 2006).

Por terem os vértices arredondados as aberturas circulares são mais favoráveis do que as com ângulos retos (LEONHARDT E MÖNNING, 1982).

Mansur e Tan¹ (1999 apud COSTA, 2013) afirmam que caso a abertura permaneça dentro da zona de tração do concreto a disposição da abertura não irá modificar o transporte de carga. Se a mesma estiver na zona de compressão, e assim, reduzir a área de concreto resistente à compressão, essa abertura deve ser considerada no dimensionamento da peça, conforme mostrado na Figura 14.

COSTA, Dirceu Barreto da. **Análise de furos em vigas de concreto armado pelo modelo de bielas e tirantes**. 2013. 78f. Trabalho de Conclusão de Curso. - Engenharia de Produção Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2013.

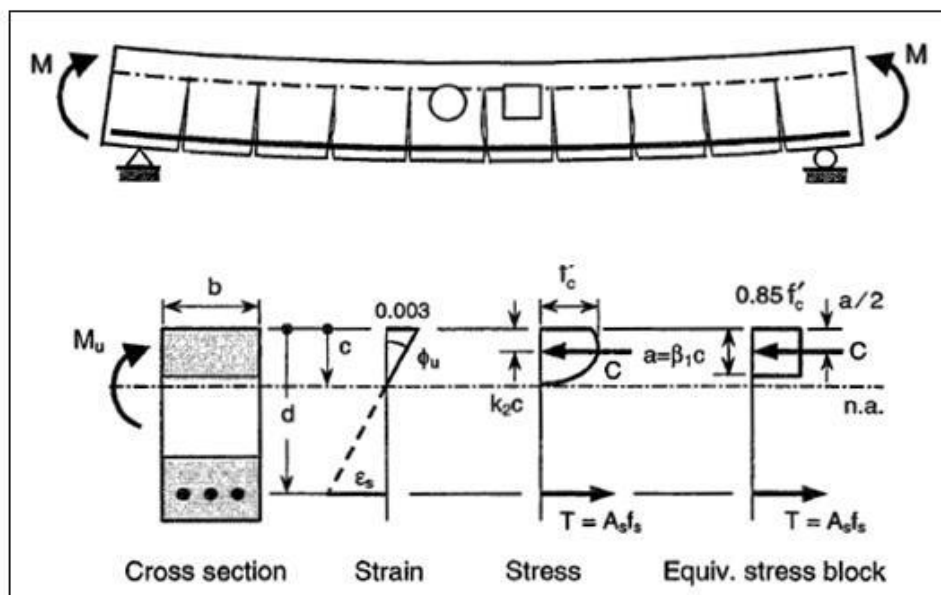


Figura 14 - Viga com aberturas sob flexão pura
Fonte: Mansur e Tan apud Costa (2013).

Para Fusco (1994, p. 332) “quando as aberturas são pequenas, com diâmetros até a ordem de $0,2h$, conforme sua posição, elas podem prejudicar ou não a resistência da peça ao cisalhamento”. A Figura 15 apresenta aberturas que não prejudicam a resistência da peça e a Figura 16 mostra pequenas aberturas que influenciam na resistência da peça:

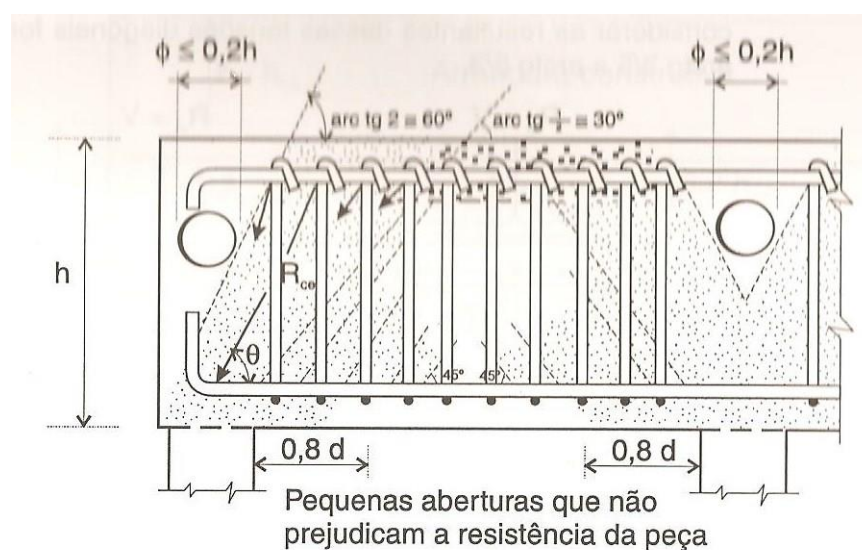


Figura 15 – Pequenas aberturas que não prejudicam a resistência da peça
Fonte: Fusco (1994).

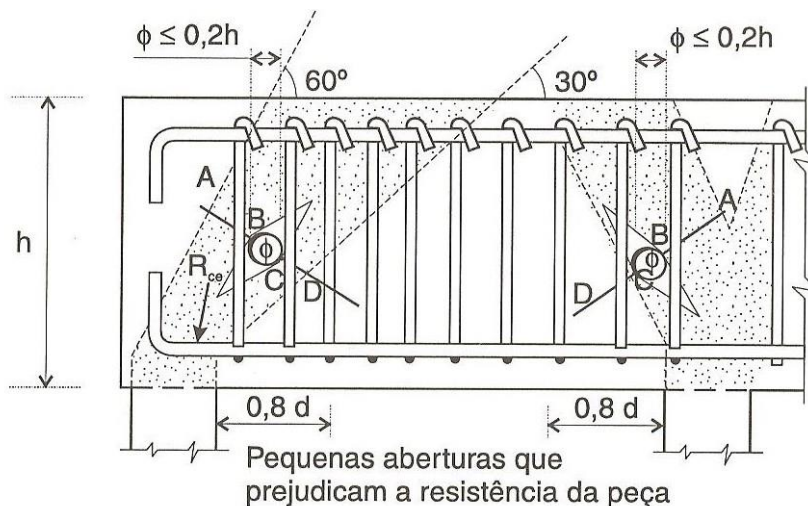


Figura 16 – Pequenas aberturas que prejudicam a resistência da peça
 Fonte: Fusco (1994).

Segundo Fusco (1994, p. 332) “quando as aberturas se localizam em posições críticas ou quando há aberturas múltiplas próximas uma das outras, deve-se tratar o problema como se fosse o de uma grande abertura”. O autor ainda comenta que alguns cuidados devem ser tomados para que não ocorra elevada fissuração nos casos em que não se trata de uma grande abertura, conforme mostrado na Figura 17.

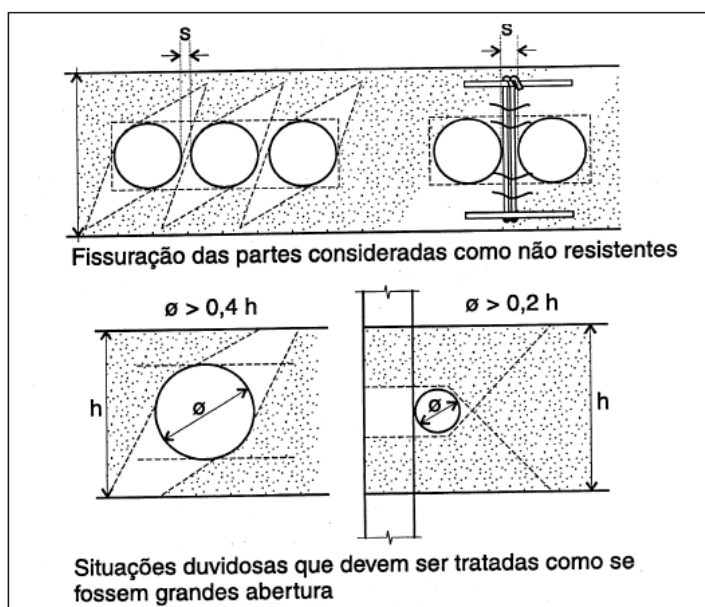


Figura 17 – Considerações para grandes aberturas
 Fonte: Fusco (1994)

Para Simões (1997, p.i) caso a abertura esteja localizada na região onde a solicitação do esforço cortante é maior, acarreta em uma diminuição da seção transversal do concreto, perturbando o “fluxo de tensões de compressão e tração na região da abertura”, implicando em uma concentração de tensões nas extremidades da abertura.

Em regiões onde o esforço cortante é predominante e as aberturas são fechadas por armadura de reforço, podem ocorrer dois tipos de falhas distintas. Na Figura 18a ocorre a comum falha de vigas, sendo o furo inserido na biela de compressão, porém o plano da falha passa pelo centro da abertura. Na Figura 18b ocorre a formação de duas fissuras diagonais independentes, uma em cada reforço da abertura (MANSUR, 2006).

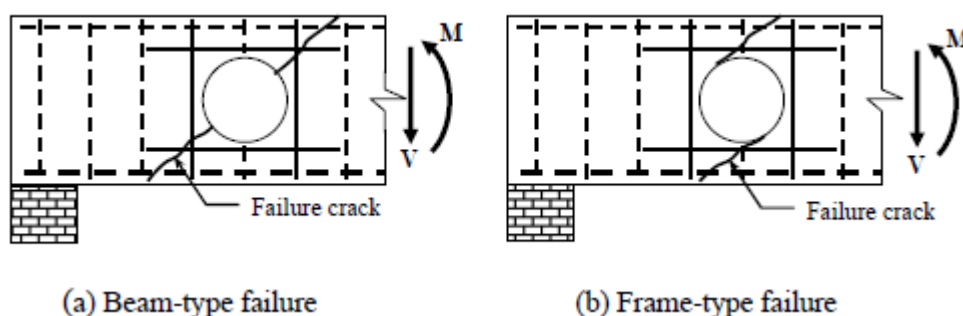


Figura 18 – Os dois modos de ruptura por cisalhamento em pequenas aberturas
Fonte: Mansur (2006).

Segundo Süsssekind (1987) o equilíbrio é obtido através da aplicação dos efeitos dos esforços atuantes na seção, atravessando a viga por um plano que atravessa o eixo do furo.

“O momento fletor está transmitido pelas resultantes D_d e Z_d no concreto e aço” (SÜSSEKIND, 1987, p.161).

“O esforço cortante total Q_d se dividirá em duas frações Q_{1d} e Q_{2d} , proporcionais à rigidez, à flexão das partes superior e inferior ao furo (hipótese de igual deformação vertical de ambas)”. A rigidez da parte comprimida pela flexão é a de uma seção comprimida maciça de concreto, enquanto que a da parte tracionada (fissurada) é, exclusivamente da armadura existente. Afinal, a parcela do cortante transmitida na região comprimida é maior em todos os casos correntes, que se optou por tomar pura e simplesmente $Q_{1d} = Q_d$, adotando-se ainda $Q_{2d} \cong 0,1 Q_d$ (SÜSSEKIND, 1987, p.161). Os esforços podem ser observados na Figura 19.

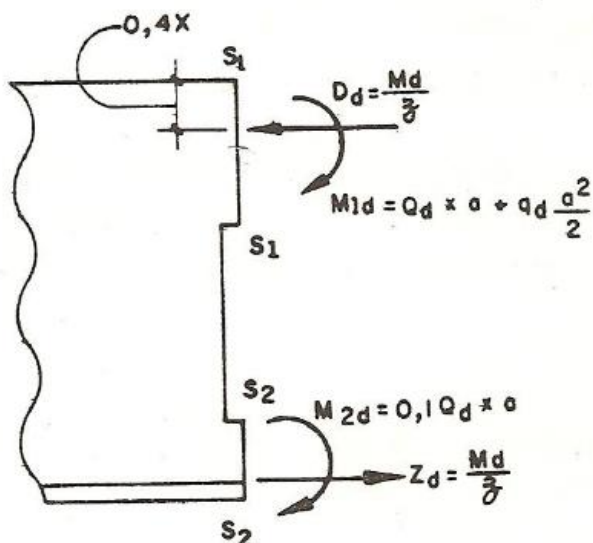


Figura 19 - Esforços para dimensionamento das seções $S_1 - S_1$ e $S_2 - S_2$
Fonte: Süsskind (1987)

Süsskind (1987) ainda apresenta três observações:

- Para não atingir a espessura de concreto comprimido pela flexão e assegurar um tirante mínimo com 10 cm para conter a armadura de flexão, a localização ideal do furo é próxima às regiões de cortante nulo.
- Se a abertura interceptar a região de concreto comprimido M_d , será necessário utilizar armadura de compressão, na região do furo, que eleve a linha neutra até uma posição que não seja interceptada pelo furo.
- Para garantir a totalidade de transmissão do cortante pelo banzo comprimido, é indicado buscar valores baixos para h_2 , conforme ilustrado na Figura 20:

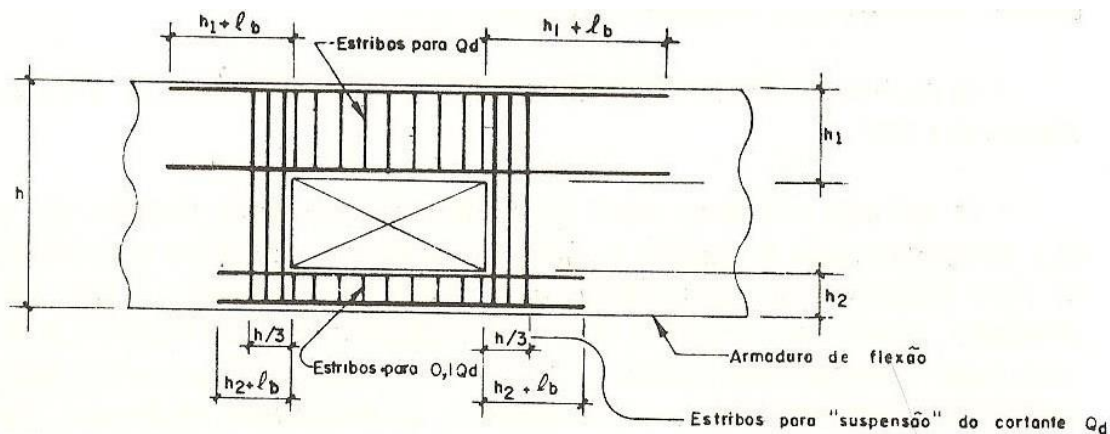


Figura 20 – Detalhamento da armadura de reforço do furo
Fonte: Süsskind (1987).

2.6.1 Recomendações da NBR 6118:2014 para furos que atravessam a viga na direção da largura

Em casos em que os furos atravessam as vigas na direção da largura, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014, p.75), no item 12.2.5.1 estabelece que: a distância de um furo à face mais próxima da viga deve ser, no mínimo, igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto para esta face. A seção remanescente nessa região, descontada a área ocupada pelo furo, deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo, além de permitir boa concretagem.

Prosseguindo com as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), as verificações de resistência e deformação podem ser dispensadas, quando ocorrerem, simultaneamente, as seguintes situações, sendo h a altura da viga:

- Abertura em zona de tração e uma distância da face do apoio de, no mínimo, $2h$;
- Dimensão da abertura de, no máximo, 12cm e $h/3$;
- Distância entre faces de aberturas (em um mesmo tramo) de, no mínimo, $2h$;
- Cobrimentos suficientes e não seccionamento das armaduras.

2.6.2 Recomendações da NBR 6118:2014 para furos que atravessam a viga na direção da altura

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) no item 21.3.3 estabelece que em situações em que os furos atravessam as vigas na direção da altura:

- As aberturas, como furos para passagem de tubulação vertical nas edificações conforme a figura abaixo não devem ter diâmetros superiores a $1/3$ da largura dessas vigas nas regiões desses furos (Figura 21);

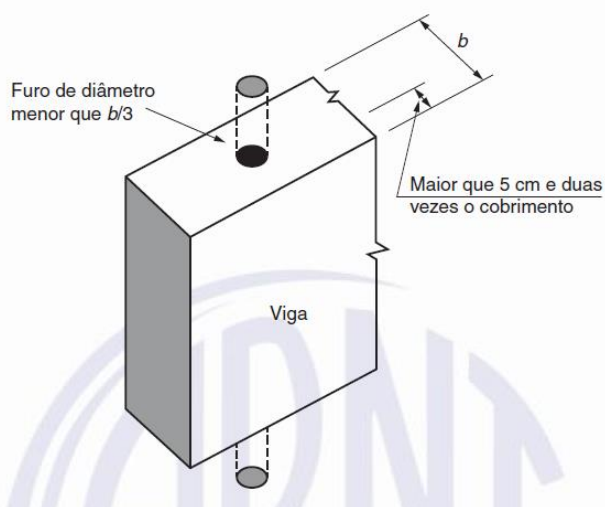


Figura 21 – Viga com furos que atravessam na direção da sua altura
Fonte: NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014).

- Deve ser verificada a redução da capacidade portante ao cisalhamento e à flexão na região da abertura;
- A distância de um furo à face mais próxima da viga deve ser, no mínimo, igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto nesta face; a largura remanescente nessa região deve ser capaz de resistir aos esforços previstos no cálculo, além de permitir boa concretagem;
- No caso em que seja necessário um conjunto de furos, estes devem estar alinhados, e a distância entre suas faces deve ser, no mínimo, de 5 cm ou o diâmetro do furo e cada intervalo deve conter pelo menos um estribo;
- No caso de peças submetidas à torção, esses limites devem ser ajustados de forma a permitir um funcionamento adequado.

2.7 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

“O método dos elementos finitos consiste em dividir uma estrutura em partes não superpostas, de dimensões e quantidade finitas, chamados de elementos finitos (KUNZLER, 2013, p.30)”.

Através do método dos elementos finitos um sólido contínuo é transformado em “uma associação de elementos discretos. Equações de compatibilidade e

equilíbrio são descritas entre os nós que os une". As interpolações dos resultados obtidos para cada um dos nós determinam as deformações e os esforços internos do elemento analisado (KUNZLER, 2013, p.30, 2013).

De acordo com Kunzler (2013), as diferenças entre as resistências de tração e compressão do concreto, a não linearidade da relação tensão-deformação, os fatores afetados pelas condições do ambiente como umidade e temperatura como a retração e a fluência, a fissuração do concreto, entre outros, dificultam a modelagem computacional das estruturas de concreto. Por isso, o método dos elementos finitos possibilita uma análise numérica que "permite a consideração do comportamento não-linear dos materiais concreto e aço, da fissuração do concreto e da plastificação do concreto e do aço" (LAZZARI; FILHO; GASTAL, 2014, p.4).

Inicialmente o método dos elementos finitos foi aplicado "para os problemas planos de tensão, utilizando elementos triangulares e retangulares (SOUZA, 2012, p.94)", sendo que atualmente são utilizadas as mais variadas formas de elementos.

O tamanho da malha utilizada influencia nos resultados que são obtidos pelo método dos elementos finitos, sendo que esse método apresenta resultados considerados de maior precisão quando comparado ao da grelha equivalente (SOUZA, 2013).

2.7.1 ANSYS

O ANSYS 14.0 é um *software* de elementos finitos que pode ser utilizado na análise dos mais diversos problemas de engenharia. No desenvolvimento desse trabalho utiliza-se a análise estática linear para determinar deslocamentos e tensões normais. O carregamento nesse tipo de análise é estático.

2.7.2 Malha

Souza (2008, p.15) define "ao conjunto dos elementos finitos que decompõem o domínio computacional denomina-se malha".

A discretização pode ser feita utilizando elementos de formato hexaédrico, que possuem seis faces, ou tetraédrico, que contém 4 faces. A malha tetraédrica se adapta melhor a estruturas com geometrias complexas, ou superfícies curvas (SOUZA, 2008). Os elementos podem ser visualizados na Figura 22.

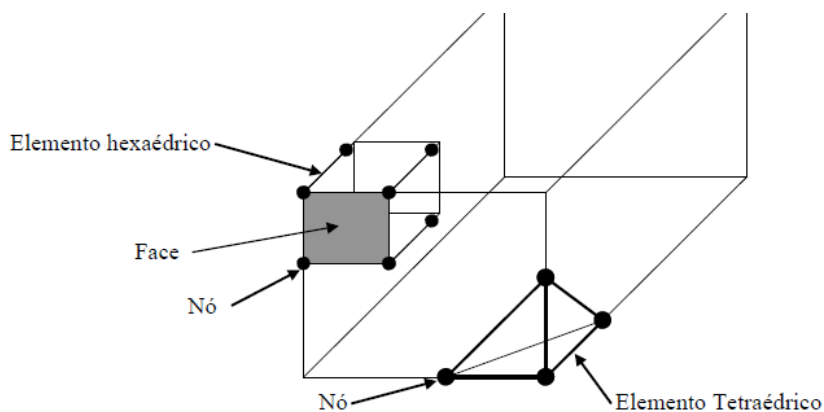


Figura 22 - Elementos finitos nos formatos hexaédrico e tetraédrico.
Fonte: Souza (2008).

O refinamento da malha consiste em aumentar o número de elementos para um mesmo volume do espaço computacional. Esse refinamento aumenta a precisão de resultados, entretanto aumenta consideravelmente o tempo de simulação e volume de armazenamento no computador. Portanto em determinadas estruturas, o refinamento torna-se inviável, uma vez que não apresenta uma melhora significativa nos resultados (OLIVEIRA, 2013).

"Fazer a opção pelo tipo de malha seja ela tetraédrica ou hexaédrica, requer um bom conhecimento tanto da estrutura quanto do comportamento específico de cada elemento" (OLIVEIRA, 2013, p.49).

Para Souza (2003, p.4) "Um dos aspectos mais importantes do MEF diz respeito a sua convergência". O autor ainda comenta que método dos elementos finitos trata-se de um método aproximado, mas, para que uma malha seja consistente, o tamanho do elemento finito deve tender a zero, e por consequência, a quantidade de nós tende ao infinito. Assim, "a solução obtida converge para a solução exata do problema".

3 MÉTODOS DE TRABALHO

Após o embasamento teórico, foi feito o registro fotográfico de casos reais em que se faz uso de furos e aberturas em vigas de concreto armado para passagem de tubulações. Os registros foram feitos no município de Pato Branco, sempre com a autorização das empresas. Algumas imagens podem ser observadas nas figuras a seguir.

A Figura 23 mostra uma viga de concreto armado que apresenta passagem de eletrodutos no sentido de sua altura. Seguindo a recomendação da NBR 6118:2014 no quesito da distância da localização do furo do apoio da viga.



Figura 23 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura - Obra "A"
Fonte: Autoras (2015).

A Figura 24 apresenta outro caso de passagem de tubulações no sentido da altura da viga, que nesse caso não apresentam um distância de duas vezes a altura da peça, como sugere a NBR6118:2014.



Figura 24 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura - Obra "B"
Fonte: Autoras (2015).

A Figura 25 mostra uma grande concentração de tubulações também no sentido da altura da viga, não apresentando o afastamento recomendado entre eles, caracterizando o caso como abertura.

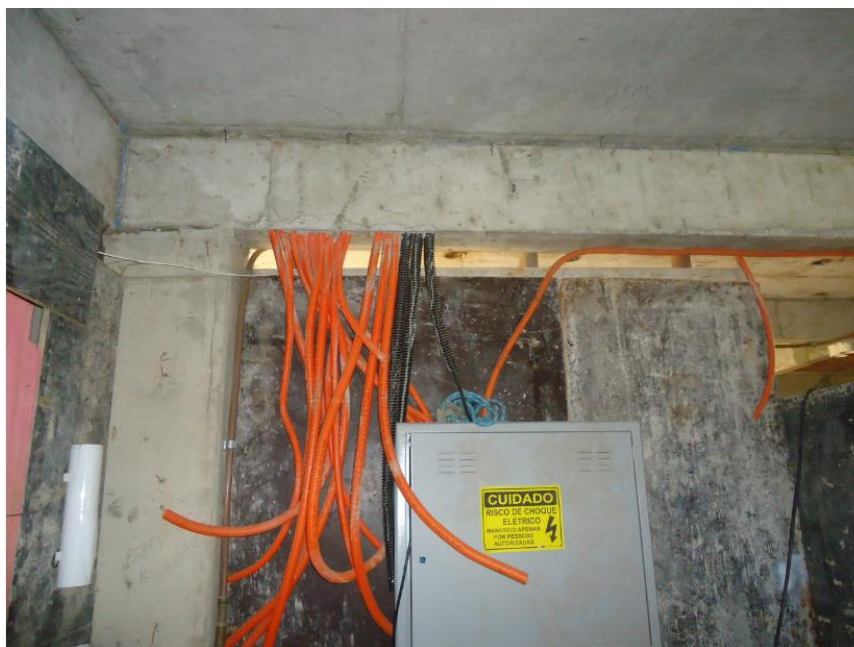


Figura 25 - Passagem de tubulações por meio de vigas no sentido da altura- Obra "C"
Fonte: Autoras (2015).

A Figura 26 traz um caso que apresenta um furo no sentido da largura da viga de 100mm no centro da peça e um de 50mm à sua esquerda.



Figura 26 - Passagem de tubulação no sentido da largura da viga- Obra "B"
Fonte: Autoras (2015).

A Figura 27 apresenta um caso de furo na direção da largura da peça localizado no centro da viga com diâmetro de 100mm.



Figura 27 - Passagem de tubulação no sentido da largura da viga - Obra "B"
Fonte: Autoras (2015).

A partir desta etapa, foi escolhida a viga a ser modelada e analisada. Optou-se por uma que apresentasse abertura e carga de utilização significativas, tornando assim, uma combinação crítica.

A viga adotada (Figura 28) foi encontrada em um edifício em construção, localizado na Rua Tapejara, no centro do Município de Pato Branco. O edifício é

composto por 13 pavimentos, sendo o térreo de salas comerciais e garagem, o segundo e terceiro pavimentos de garagem e os demais são compostos por apartamentos.



Figura 28 - Viga adotada para estudo
Fonte: Autoras (2015).

Por meio do projeto elétrico fornecido pela empresa responsável, verificou-se que abaixo da viga adotada há uma caixa de passagem para fiação do circuito fechado de TV (CPTV-T) e alarme (AT), conforme Figura 29, ambos de eletrodutos com diâmetro de 3/4".

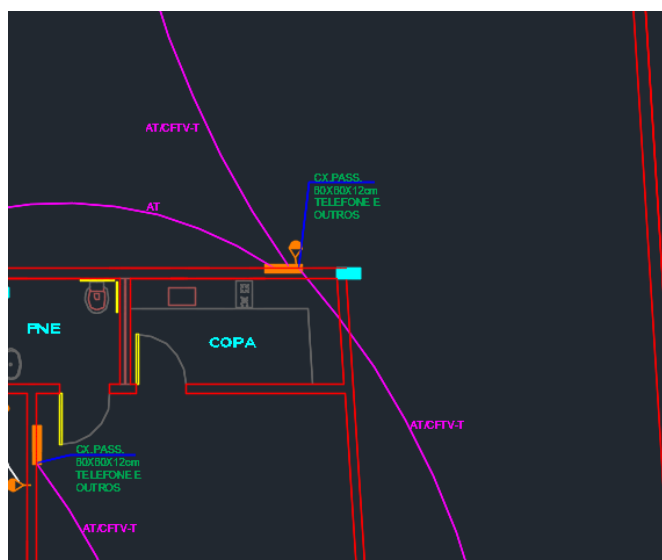


Figura 29 - Detalhe do projeto elétrico na viga estudada
Fonte: Denardi (2012).

A viga adotada está localizada no primeiro pavimento da garagem, sendo a mesma, uma viga contínua composta por dois trechos, V17a e V17b, conforme o projeto estrutural do pavimento, como mostra a Figura 30.

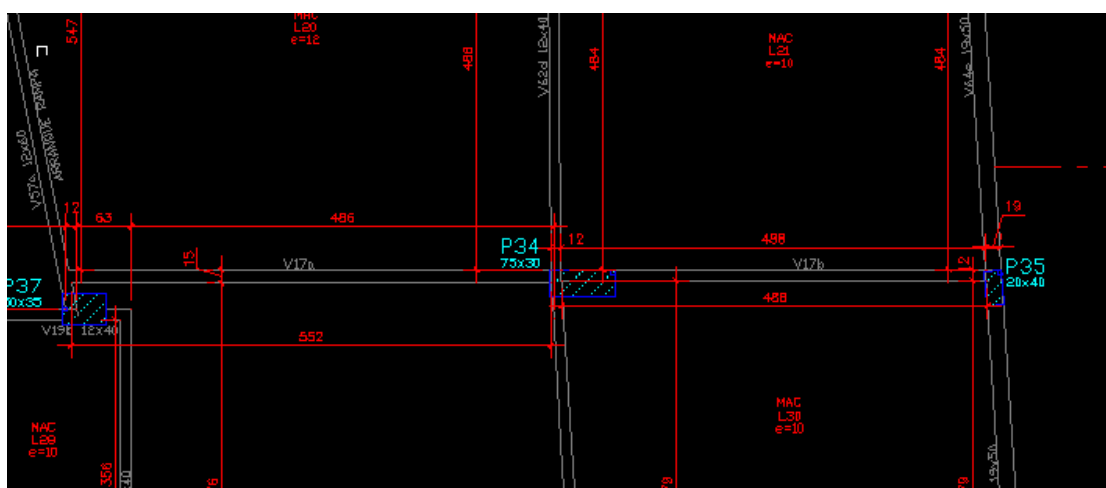


Figura 30 - Viga em estudo no projeto estrutural
Fonte: Mezzomo (2012).

Por ser uma viga contínua, possuir um pilar como apoio intermediário e apresentar os furos localizados no trecho V17a, optou-se por simplificar a modelagem analisando apenas esse trecho.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) orienta que quando há uma quantidade de furos muito próximos, esse conjunto deve ser tratado como uma abertura. Sendo assim, como o espaçamento entre os eletrodutos da viga adotada é de 1,5 cm, e não de 5 cm como recomendado pela NBR 6118 (2014), o conjunto foi considerado como uma abertura única.

O tamanho da abertura foi determinado de acordo com a situação real encontrada, ou seja, multiplicando a quantidade de eletrodutos (nove), pelo seu diâmetro de 3/4". Adicionou-se também o espaçamento entre eles, resultando em uma abertura de 30 cm de comprimento, por 2cm de largura, localizada a uma distância de 40 cm do pilar.

Para complementar o estudo da influência dos furos e aberturas em viga de concreto armado, utilizou-se a mesma viga para verificar a influência dos furos na direção da largura, variando sua posição em relação a zona de compressão, e zona de tração do elemento estrutural.

3.1 DIMENSIONAMENTO DA VIGA

Uma vez que as considerações de cálculo adotadas pelo projetista são desconhecidas, realizou-se o levantamento de cargas considerando a espessura das lajes, a presença de alvenaria sobre a viga, a sobrecarga de utilização do pavimento e o vão que a mesma apresenta, para então dimensionar a viga.

O modelo desconsiderou a presença de armaduras de cisalhamento, uma vez que as verificações a serem feitas levarão em conta apenas os esforços de flexão.

Dados para dimensionamento:

Comprimento da viga (L) = 6,00 m

Resistência característica à compressão do concreto (F_{ck}) = 30 MPa

Cobrimento da armadura (c) = 0,025 m

Largura da alma da viga (b_w) = 0,15 m

Densidade do concreto armado (γ_c)= 2500 Kgf/ m³

3.1.1 Levantamento de Cargas

- Peso Próprio (P_p):

Altura estimada da viga (h_{est}) = 0,50 m

$$P_p = \frac{\gamma_c * b_w * h_{est} * L}{L} = \frac{2500 * 0,15 * 0,50 * 6}{6} = 187,50 \text{ kgf/m}$$

Equação 9 - Levantamento do peso próprio

- Peso Alvenaria (P_{alv}):

Densidade da alvenaria (γ_{alv}) = 1400 Kgf/ m³

Pé direito (H) = 3,00 m

Espessura da alvenaria (b) = 0,12 m

$$P_{alv} = \frac{\gamma_{alv} * b * H * L}{L} = \frac{1400 * 0,12 * 3 * 6}{6} = 504 \text{ kgf/m}$$

Equação 10 - Levantamento do peso da alvenaria

- Carga da laje (Q_L):

Foi considerado que duas lajes desse pavimento descarregam na viga, sendo que ambas estão engastadas em duas bordas. Assim, adotou-se a metade da carga de cada laje.

Espessura das lajes (e) = 0,10 m

Comprimento da laje 1 (L_1) = 4,85 m

Comprimento da laje 2 (L_2) = 4,75 m

$$Q_{L1} = \frac{\gamma_c * e * L_1}{2} = \frac{2500 * 0,10 * 4,85}{2} = 606,25 \text{ kgf/m}$$

Equação 11 - Influência causada pela Laje 1

$$Q_{L2} = \frac{\gamma_c * e * L_2}{2} = \frac{2500 * 0,10 * 4,75}{2} = 593,75 \text{ kgf/m}$$

Equação 12 - Influência causada pela Laje 2

- Sobrecarga de utilização

Segundo a NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ASSOCIAÇÃO..., 1980), a sobrecarga de utilização para garagem é de 300 kgf/m.

- Carregamento total:

O somatório das cargas que ocorrem na viga é de 2192 kgf/m.

Utilizando a relação de 1 Kgf = 10 N, temos 21,92 kN/m.

3.1.2 Diagramas de esforços da viga

Com o carregamento total da viga, e considerando suas dimensões foi possível obter o esquema estrutural da mesma, conforme Figura 31. As condições de apoio foram consideradas como simplesmente apoiada para a extremidade em que a mesma se apoia em uma viga, e como engastada em sua outra extremidade no pilar. Os gráficos foram gerados no Ftool.

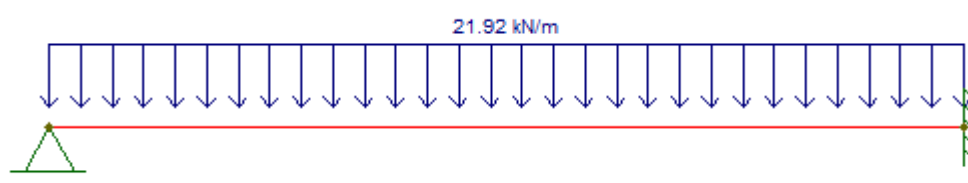


Figura 31 - Esquema estrutural da viga
Fonte: Autoras (2015).

Em seguida, obteve-se o gráfico de momento fletor, que está representado na Figura 32, os valores estão expressos em KN.m.

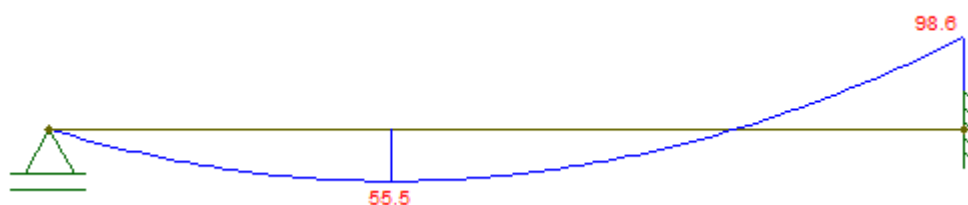


Figura 32 - Diagrama de momento fletor
Fonte: Autoras (2015).

3.1.3 Dimensionamento da viga

- Momento de cálculo (M_d):

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014), o coeficiente de ponderação para o concreto γ_c para condições normais é de 1,4.

Para o momento negativo:

$$M_d = \gamma_c * M_k = 1,4 * 98,60 \text{ KN.m} = 138,04 \text{ KN.m}$$

Equação 13 - Majoração do momento negativo

Utilizando a relação de 1 Kgf = 10 N, temos:

$$M_d = 138,04 \text{ KN.m} = 13804 \text{ Kgf.m}$$

Para o momento positivo:

$$M_d = \gamma_c * M_k = 1,4 * 55,50 \text{ KN.m} = 77,70 \text{ KN.m} = 7770 \text{ Kgf.m}$$

Equação 14 - Majoração do momento positivo

- Tensão resistente de cálculo do concreto à compressão (f_{cd}):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{30}{1,4} = 21,43 \text{ MPa} = 21,43 \times 10^5 \text{ Kgf/m}^2$$

- Tensão resistente de cálculo ao escoamento do aço CA-50 (f_{yd}):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa} = 435 \times 10^5 \text{ Kgf/m}^2$$

- Determinação da altura da viga

Para uma viga com armadura longitudinal com uma única camada, a relação entre a altura da mesma e a altura útil, é mostrada pela Figura 33 e posteriormente pelas equações desse item.

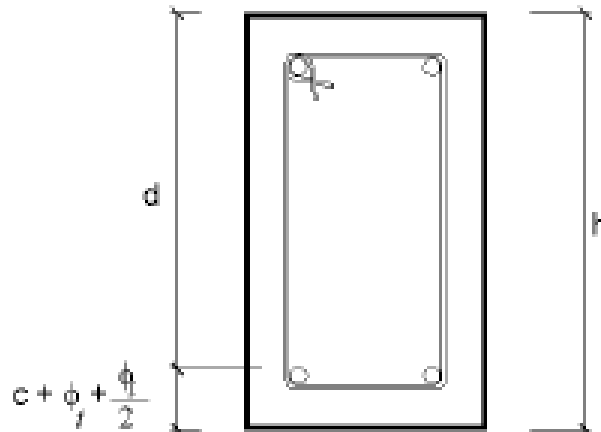


Figura 33 - Seção transversal de uma viga
Fonte: Pinheiro (2007).

A altura útil mínima pode ser determinada através da Equação 15. Trabalhando no estado limite último (ELU) conforme as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO... 2014) que estabelece o valor de $x/d = KX = 0,45$, seguindo os valores da tabela KMD (ANEXO A), obtemos que KMD correspondente vale 0,25.

$$d_{min} = \sqrt{\frac{M_d}{b_w * f_{cd} * KMD}} = \sqrt{\frac{13804}{0,15 * 21,43 \times 10^5 * 0,25}} = 0,4144 \text{ m}$$

Equação 15 - Altura útil da viga

A altura total mínima pode ser obtida através da Equação 16.

$$h_{min} = d_{min} + \frac{\phi_{Lest}}{2} + \phi_{Test} + c = 41,44 + \frac{0,25}{2} + 0,8 + 2,5 = 44,86 \text{ cm}$$

Equação 16 - Altura total mínima

Onde,

ϕ_{Test} = diâmetro do estribo estimado;

ϕ_{Lest} = diâmetro da armadura longitudinal estimado;

c = cobrimento do concreto.

$$h_{adotado} = 45,0 \text{ cm}$$

Recalculando o novo valor a ser atribuído a altura útil (d):

$$d = h_{\text{adotado}} - \frac{\phi_{\text{Lest}}}{2} - c = 45 - \frac{0,25}{2} - 0,8 - 2,5 = 41,57 \text{ cm}$$

Equação 17 - Altura útil da viga

- Determinação da área de aço para o momento negativo (A_s):

$$KMD = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{13804}{0,15 * 0,4157^2 * 21,43 \times 10^5} = 0,25$$

Equação 18 - Definição de KMD

Através da tabela KMD (ANEXO A), obtemos o valor de $KZ = 0,8202$.

$$A_s = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} = \frac{13804 \times 10^4}{0,8202 * 0,4157 * 435 \times 10^5} = 9,31 \text{ cm}^2$$

Equação 19 - Determinação da área de aço necessária

- Determinação da área de aço para o momento positivo (A_s):

$$KMD = \frac{M_d}{b_w * d^2 * f_{cd}} = \frac{7770}{0,15 * 0,4157^2 * 21,43 \times 10^5} = 0,14 \cong 0,15$$

Equação 20 - Definição de KMD

Através da tabela KMD (ANEXO A), obtemos o valor de $KZ = 0,9022$.

$$A_s = \frac{M_d}{KZ * d * f_{yd}} = \frac{7770 \times 10^4}{0,9022 * 0,4157 * 435 \times 10^5} = 4,76 \text{ cm}^2$$

Equação 21 - Determinação da área de aço necessária

- Escolha do arranjo de armaduras:

Para a escolha do arranjo de armaduras optou-se por escolher a área de aço necessária em duas barras. No momento negativo foi adotado duas barras de diâmetro de 25mm. Já para o momento positivo, adotou-se duas barras de diâmetro 20mm, conforme mostra a Figura 34.

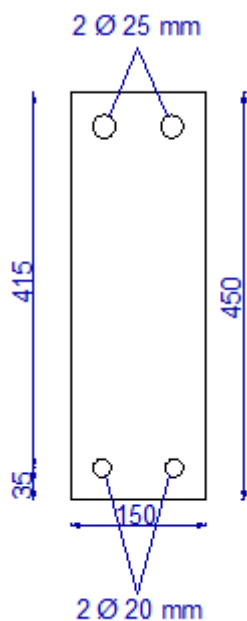


Figura 34 - Seção transversal da viga
Fonte: (Autoras 2015).

Com as dimensões da viga e da armadura, pode-se modelar a geometria das vigas em seção plena ANSYS 14.0 e em seguida definiram-se as variações a serem estudadas.

3.2 VARIAÇÕES EM ESTUDO

Iniciaram-se as verificações com a viga em sua seção plena, visto que seu dimensionamento não levou em consideração os furos e aberturas que serão simulados. Tornando-se assim, o parâmetro para comparação entre os resultados obtidos nas variações.

Dando sequência ao estudo, a localização dos furos e aberturas puderam ser variadas e posteriormente simuladas.

3.2.1 Furos que atravessam a viga na direção da altura

A primeira verificação a ser simulada foi a situação a que a viga foi executada, com a abertura (300x20 mm) situada a uma distância de 40 cm do pilar (engaste), ficando assim, na região do momento negativo.

A segunda variação foi considerando uma outra provável região crítica, onde ocorre o máximo momento positivo, deixando o início da mesma abertura localizado a uma distância de 2 m do apoio.

A terceira variação buscou, através de tentativas, uma localização que causasse uma menor influência no fluxo de tensões. Na análise de resultados será apresentada a considerada como melhor situação.

3.2.2 Furos que atravessam a viga na direção da largura

Inicialmente o furo (100 mm) foi inserido, mantendo a localização de 40 cm de distância do engaste, uma vez que, próximo ao engaste os valores de momento eram maiores do que os momentos encontrados próximo ao apoio.

Na sequência, variou-se a localização do mesmo furo com relação a zona tracionada, comprimida e na posição da linha neutra.

Em seguida, a viga com o mesmo furo de 100 mm foi simulada seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014), deixando-o localizado a 0,90 m (sendo esse o valor correspondente a duas vezes o valor da altura da viga) do engaste, estando situado ainda na zona tracionada.

Por fim, a viga com o furo localizado na linha neutra e na região em que o valor de momento fletor é nulo foi simulada.

3.2.3 Nomenclaturas utilizadas

Para otimizar a apresentação dos resultados, fez-se uso das nomenclaturas indicadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Nomenclatura utilizada nos resultados

	Sentido	Região	Complemento	Nomenclatura adotada
Sem furo	-	-	-	Viga 1
Com furo	Altura	Momento negativo	-	Viga 2
Com furo	Altura	Momento máximo positivo	-	Viga 3
Com furo	Altura	Momento nulo	-	Viga 4
Com furo	Largura	Momento negativo	Zona comprimida	Viga 5
Com furo	Largura	Momento negativo	Linha neutra	Viga 6
Com furo	Largura	Momento negativo	Zona tracionada	Viga 7
Com furo	Largura	Momento negativo	Zona tracionada - segundo NBR 6118	Viga 8
Com furo	Largura	Momento nulo	Linha neutra	Viga 9

Fonte: Autoras (2015).

3.3 MODELAGEM COMPUTACIONAL

Utilizando o *ANSYS Workbench* 14.0, em uma análise estrutural estática, iniciamos a modelagem pela geometria do elemento que será simulado.

O desenho inicial foi planimétrico, e posteriormente extrudado, tornando-se um sólido tridimensional, como mostra a Figura 35. Para retirar o volume de concreto no local onde será inserida a armadura, foi utilizada a ferramenta "Boolean". Em seguida a armadura foi colocada em sua posição na viga de concreto.

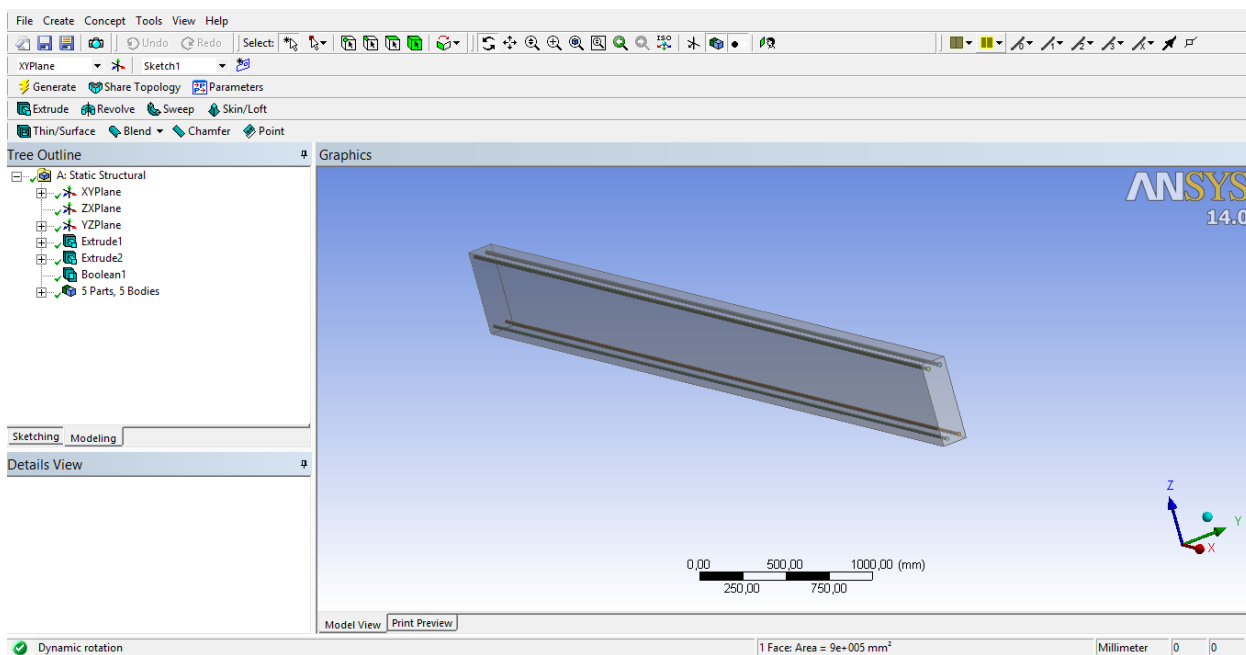


Figura 35 - Geometria da viga sem furos no ANSYS 14.0
Fonte: Autoras (2015).

Nas vigas em que foram inseridos furos ou aberturas, a ferramenta utilizada foi o "Extrude" retirando o material da seção no sentido desejado. Um exemplo de viga com furo pode ser visualizado na Figura 36.

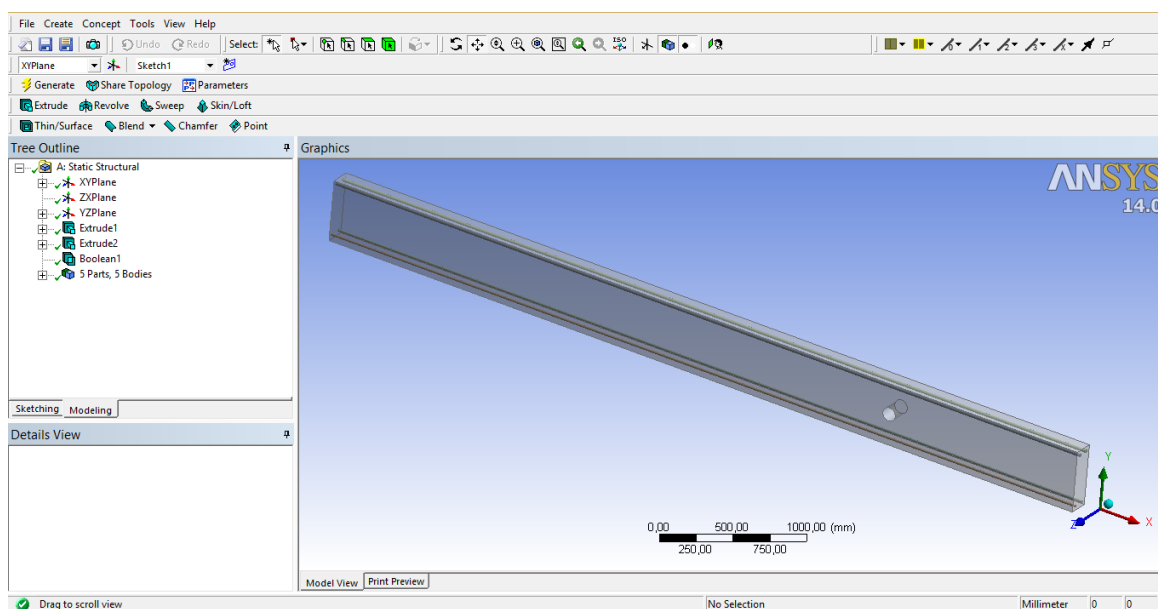


Figura 36 - Geometria da viga com furo no ANSYS 14.0
Fonte: Autoras (2015).

3.3.1 Propriedades dos materiais

Nas propriedades do material concreto, o mesmo foi considerado como isotrópico linear. Uma vez que o módulo de elasticidade não pode ser obtido experimentalmente, as recomendações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO..., 2014) foram seguidas com o equacionamento a seguir. O valor adotado para α_E foi de 1,2, pois o agregado considerado foi o basalto, sendo esse o agregado geralmente utilizado na região.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 1,2 * 5600 * \sqrt{30} = 36806,96 \text{ MPa}$$

Equação 22 - Cálculo do módulo de elasticidade inicial

Como visto anteriormente, o módulo de deformação secante E_{cs} pode ser adotado com mesmo valor para os esforços de tração e compressão na avaliação da seção transversal ou do comportamento de um elemento estrutural. O módulo de elasticidade secante depende do coeficiente α_i que deve ser menor ou igual a 1.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \frac{30}{80} = 0,875$$

Equação 23 - Cálculo do coeficiente α_i

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,875 * 36806,96 = 32206,09 \text{ MPa}$$

Equação 24 - Cálculo do módulo de deformação secante

As demais propriedades do material concreto inseridas na simulação no ANSYS 14.0 são mostradas na Tabela 2.

Tabela 2 - Propriedades do concreto utilizadas		
Propriedade	Valores	Unidade
F_{ck}	30	MPa
Densidade	2400	kgf/m ³
Módulo de elasticidade	32206	MPa
Coefficiente de Poisson	0,2	

Fonte: Autoras (2015).

Para as armaduras o material adotado foi o aço CA-50. As propriedades inseridas no programa são demonstradas na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades do aço CA-50 utilizadas

Propriedade	Valores	Unidade
Densidade	7850	kgf/m ³
Módulo de elasticidade	210000	MPa
Tensão de escoamento	500	MPa
Coefficiente de Poisson	0,3	

Fonte: Autoras (2015).

3.3.2 Malha de elementos finitos

De acordo com a geometria de cada material utilizado foi adotado um tipo de malha. Para o concreto utilizou-se a malha de elementos finitos do tipo hexaédricos, que é mais indicada para geometria retangulares, com dimensão de 25mm (Figura 37).

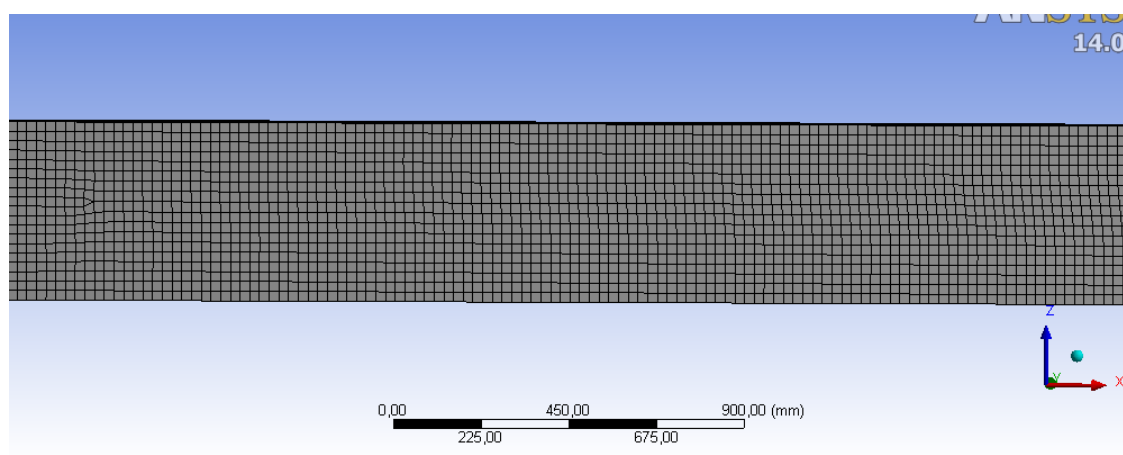


Figura 37 - Detalhe da malha de elementos finitos gerada para o concreto
Fonte: Autoras (2015).

Para o aço, a malha de elementos finitos adotada foi a de elementos tetraédricos, sugerida para elementos curvos. Foi adotada a mesma dimensão do concreto (Figura 38) para evitar problemas no contatos dos nós dos elementos.

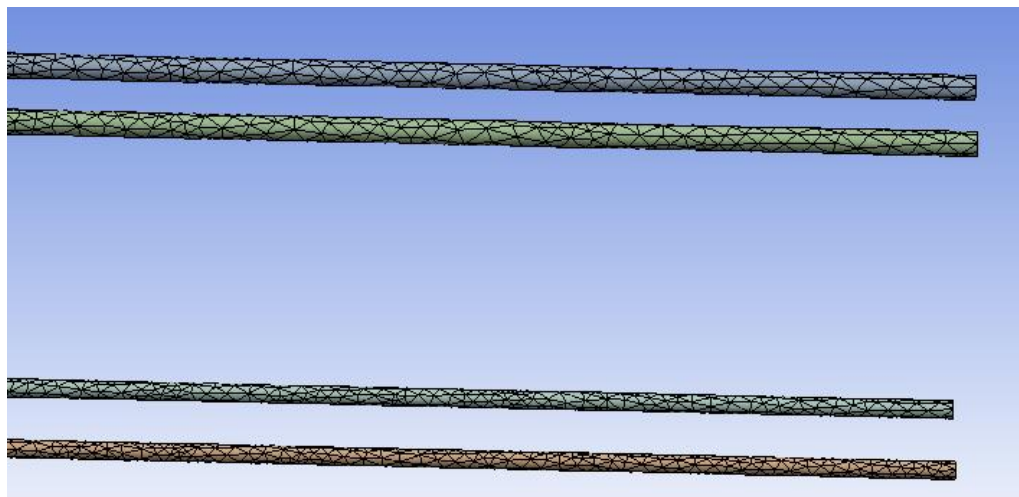


Figura 38 - Detalhe da malha de elementos finitos gerada para a armadura
Fonte: Autoras (2015).

A Tabela 4 mostra o número de elementos e nós gerados em cada uma das simulações realizadas no software. A malha de elementos finitos se adapta a cada geometria utilizada, por isso, há diferença nos números de elementos e nós.

Tabela 4 - Número de elementos e nós gerados		
Viga	Número de Nós	Número de Elementos
1	295311	98908
2	284079	99428
3	283593	98355
4	287512	100178
5	258556	77798
6	261818	79799
7	258443	77886
8	264697	81437
9	256071	77535

Fonte: Autoras (2015).

3.3.3 Aplicação da carga e condições de apoio

Para uma melhor distribuição do carregamento sobre a face superior da viga, a carga linearmente distribuída foi substituída por pressão equivalente. O valor da pressão foi obtido primeiramente majorando a carga com o coeficiente de majoração

das solicitações no concreto (γ_c) e dividindo pela largura da alma da viga (b_w), resultando em um valor de 0,2046 MPa.

Por ser uma viga contínua e a modelagem ter sido feita apenas do trecho com a abertura optou-se por fazer uso de um apoio móvel em uma das faces de extremidade e um engaste na outra.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Com as informações citadas anteriormente fornecidas ao *software*, os resultados referente às tensões e deformações das vigas em estudo puderam ser extraídos.

A conformidade entre os resultados obtidos analiticamente e na simulação foi verificada com a viga em sua seção plena, podendo assim, validar a modelagem computacional.

4.1 VALIDAÇÃO DA MODELAGEM COMPUTACIONAL

A validação do modelo computacional deve ser feita para avaliar se a simulação está representando o comportamento esperado da peça.

Fez-se a comparação entre os valores das reações de apoio levando em consideração a majoração das cargas a que a viga está submetida, apresentadas pelo ANSYS (Figura 39) e as obtidas na resolução das equações de equilíbrio realizadas através do Ftool (Figura 40).

Details of "Force Reaction 2"		Details of "Force Reaction"		Details of "Moment Reaction"	
Definition		Type	Force Reaction	Definition	
Type	Force Reaction	Location Method	Boundary Condition	Type	Moment Reaction
Location Method	Boundary Condition	Boundary Condition	Fixed Support	Location Method	Boundary Condition
Boundary Condition	Displacement	Orientation	Global Coordinate System	Boundary Condition	Fixed Support
Orientation	Global Coordinate System	Suppressed	No	Orientation	Global Coordinate System
Suppressed	No	Options		Summation	Centroid
Options		Results		Suppressed	No
Results		<input type="checkbox"/> X Axis	-24,342 N	Options	
<input type="checkbox"/> X Axis	0, N	<input type="checkbox"/> Y Axis	-480,15 N	Results	
<input type="checkbox"/> Y Axis	0, N	<input type="checkbox"/> Z Axis	1,1594e+005 N	<input type="checkbox"/> X Axis	1,7203e+005 N-mm
<input type="checkbox"/> Z Axis	69199 N	<input type="checkbox"/> Total	1,1594e+005 N	<input type="checkbox"/> Y Axis	1,3712e+008 N-mm
<input type="checkbox"/> Total	69199 N			<input type="checkbox"/> Z Axis	8229,8 N-mm

Figura 39 - Reações de apoio obtidas no ANSYS
Fonte: Autoras (2015).

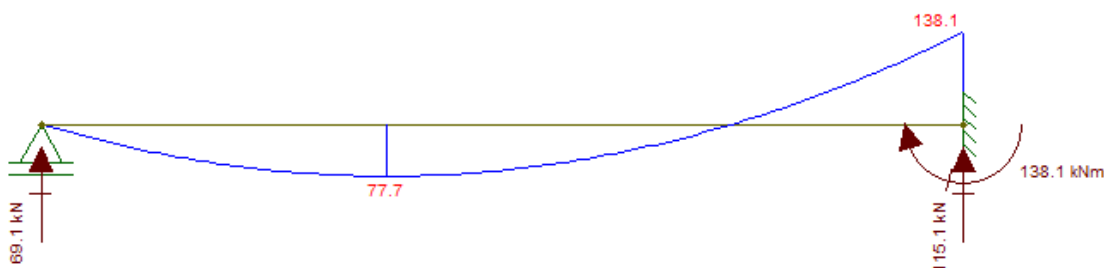


Figura 40 - Reações de apoio obtidas no Ftool
Fonte: Autoras (2015).

A Tabela 5 apresenta uma comparação entre os valores encontrados para as reações:

Tabela 5 - Verificação dos valores obtidos

	Reação no apoio (KN.m)	Reação no engaste (KN.m)	Momento no engaste (KN.m)
ANSYS	69,19	115,94	137,12
Ftool	69,10	115,10	138,10

Fonte: Autoras (2015).

Os valores das reações na simulação foram considerados aceitáveis, visto que se aproximam dos resultados obtidos pelo Ftool.

Além da verificação das reações, os valores de tensão normal foram avaliados, partindo do gráfico de momento fletores da viga dimensionada (Figura 41), considerando os seus respectivos coeficientes de segurança. Optou-se por verificar o valor da tensão na posição do momento máximo negativo, sendo assim na extremidade que está engastada.

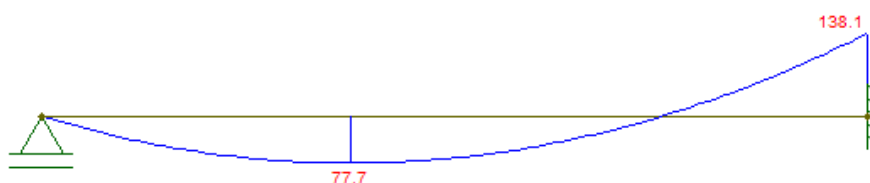


Figura 41 - Gráfico de momento fletor com carga majorada (kN.m)
Fonte: Autoras (2015).

Para avaliar a tensão utilizou-se a relação que determina a distribuição de tensão nas regiões em que a área da seção transversal é constante, conforme a equação a seguir:

$$\sigma = - \frac{M \cdot y}{I}$$

Equação 25 - Tensão normal do concreto

A distância (y) entre o eixo neutro e a extremidade da viga na qual desejou-se saber a tensão normal, foi obtida considerando a viga simétrica, sendo que a variação dos diâmetros das armaduras foi desconsiderada nesse caso. O valor de y é dado por:

$$y = \frac{h}{2} = \frac{0,45}{2} = 0,225 \text{ m}$$

Equação 26 - Distância entre o eixo neutro e a extremidade da viga

Para a obtenção do momento de inércia também considerou-se a viga como simétrica, sendo assim, a inércia de seção retangular é expressa por:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,15 \cdot 0,45^3}{12} = 1,14 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Equação 27 - Momento de inércia

Assim, o valor da tensão para a borda superior da viga no engaste é:

$$\sigma = - \frac{M \cdot y}{I} = - \frac{(138,11 \times 10^3 \cdot 0,225)}{1,14 \times 10^{-3}} = - 27,26 \text{ MPa}$$

Equação 28 - Cálculo da tensão normal

O valor encontrado na simulação para esta posição da tensão é de -27,24 MPa (zona comprimida), conforme mostra a Figura 42. Validando então, a modelagem computacional.

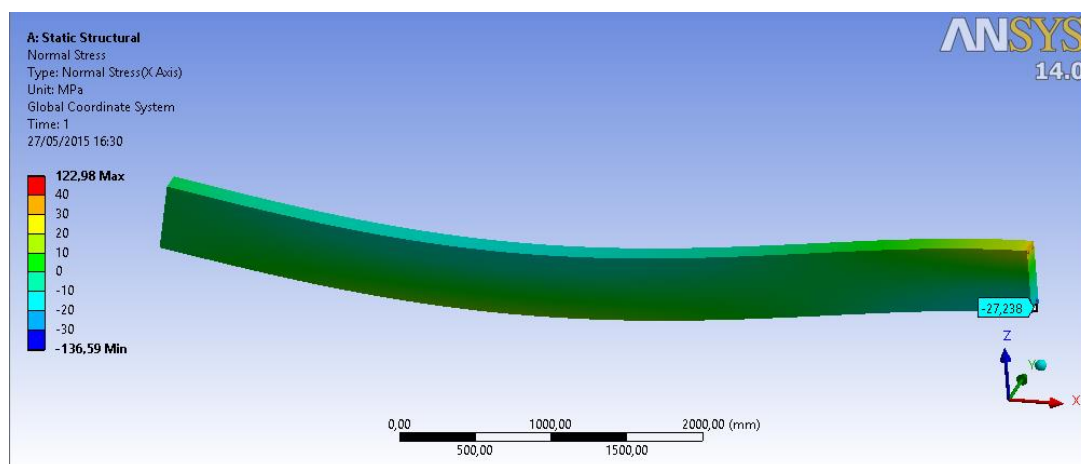


Figura 42 - Valor de tensão máxima de compressão no modelo
Fonte: Autoras (2015).

4.2 VIGAS COM ABERTURA NA DIREÇÃO DA ALTURA

Nesta seção as comparações dos resultados extraídos das vigas com aberturas na direção de sua altura com a viga sem abertura serão apresentados. Para obter os valores das tensões no concreto em cada caso, foi adotada uma linha de tensão na região do furo em sua borda comprimida, a qual era seguida pela malha de elementos finitos, conseguindo assim, a mesma posição das tensões para as vigas a serem comparadas. Essa linha foi adotada de acordo com a posição da abertura, sempre passando pela mesma, para então verificar a variação no seu entorno.

Para a variação de deformação, utilizaram-se os valores gerados na simulação de deformação total de cada caso. Assim como nos valores de tensão nas armaduras, que apresentaram variações em seus valores de máximo e mínimo.

4.2.1 Alterações da Viga 2 com relação à Viga 1

A Viga 2 é o caso que representa a forma com que a viga foi executada, com a inserção da abertura sem a sua previsão. A abertura de 300x20 mm está localizada a 0,40 m da face engastada, ou seja, inicia no $L = 5,30$ m e termina em $L = 5,60$ m. A Figura 43 demonstra a localização da abertura.

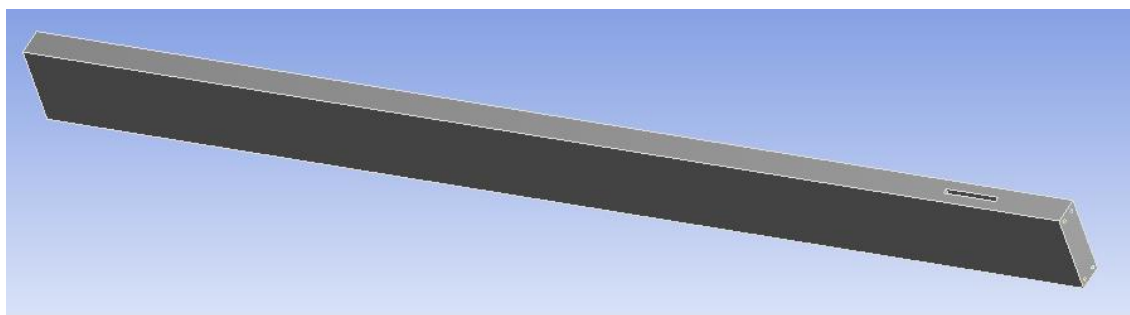


Figura 43 - Viga 2
Fonte: Autoras (2015)

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1, que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 6.

Tabela 6 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 2

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 2 (Mpa)
0,00	0,00	0,00
0,50	4,78	4,83
1,00	8,34	8,42
1,50	10,73	10,81
2,00	11,94	12,06
2,50	12,09	12,12
3,00	10,86	10,95
3,50	8,54	8,66
4,00	5,05	5,10
4,50	0,38	0,47
5,00	-5,45	-5,44
5,30	-11,34	-11,00
5,50	-12,49	-15,45
5,60	-14,39	-18,38
6,00	-27,24	-27,61

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 1.

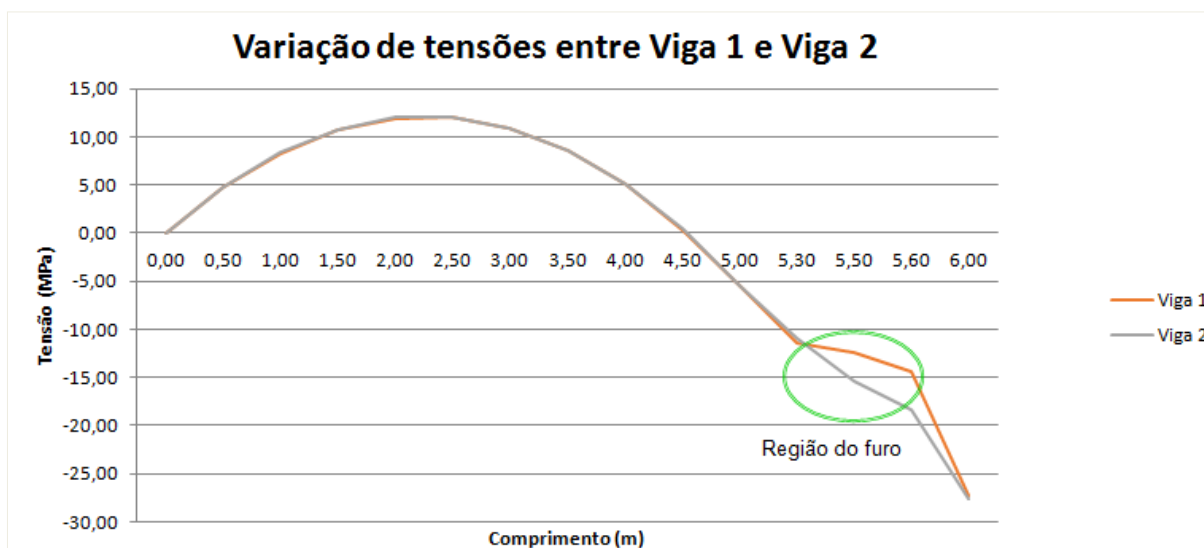


Gráfico 1 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 2

Fonte: Autoras (2015).

Com esses resultados pode-se perceber que a abertura afeta o comportamento das tensões no concreto, perturbando o fluxo das mesmas de forma mais crítica na região da abertura e alterando em pequenas proporções o comportamento de toda a viga.

No início da abertura o valor da tensão diminui, porém nas demais regiões da abertura possui um aumento significativo, mostrando que há uma perturbação nas tensões. A situação mais crítica apresentada nessa comparação é na borda do final da abertura onde ocorre um aumento de 27,73% nas tensões do concreto.

Na Tabela 7 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 7 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 2

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 2	27,61	120,45	136,99	4,91

Fonte: Autoras (2015).

Pode-se observar que a abertura causa influência também na deformação máxima da peça, apresentando um aumento de 0,08 mm.

Referente ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferenças nos valores, não são consideradas críticas, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos da simulação da Viga 1 podem ser verificadas no APÊNDICE A e da Viga 2 no APÊNDICE B.

4.2.2 Alterações da Viga 3 com relação à Viga 1

O estudo da Viga 3 foi realizado para verificar a influência da mesma abertura em uma outra zona crítica. Nessa situação a abertura encontra-se na região do máximo momento positivo. O tamanho da abertura foi mantido (300x20 mm) e o seu início está em $L = 2,00$ m terminando no $L = 2,30$ m, conforme mostra a Figura 44.

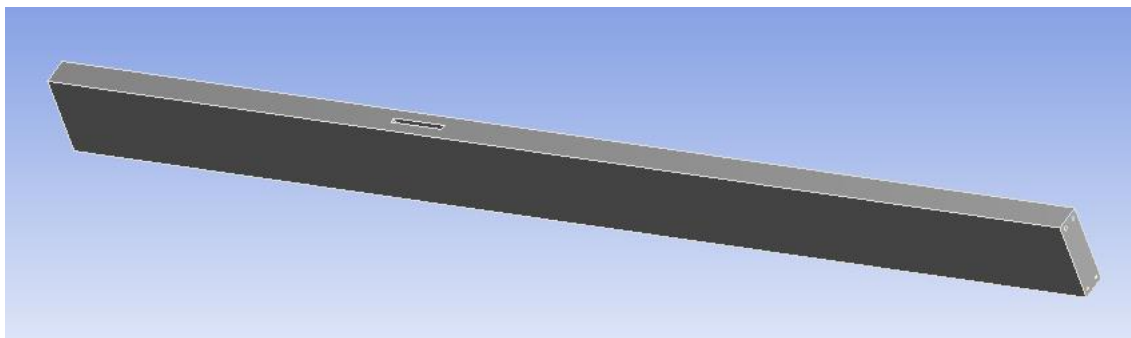


Figura 44 - Viga 3
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 8.

Tabela 8 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 3

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 3 (MPa)
0,0	0,00	0,00
0,5	-4,78	-4,94
1,0	-8,34	-8,60
1,5	-10,73	-10,98
2,0	-11,94	-14,55
2,3	-12,01	-15,05
2,5	-12,09	-12,19
3,0	-10,86	-11,03
3,5	-8,54	-8,61
4,0	-5,05	-4,99
4,5	-0,38	-0,14
5,0	5,45	6,00
5,5	12,49	13,36
6,0	27,24	27,64

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 2.

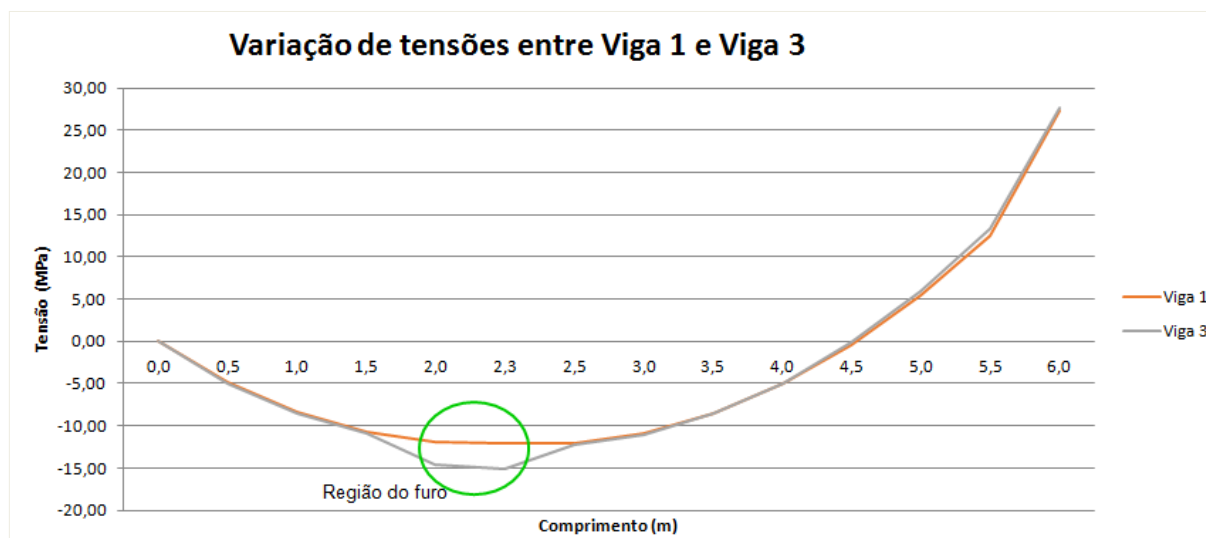


Gráfico 2- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 3
Fonte: Autoras (2015).

Conforme mostrado na avaliação anterior, nota-se que a abertura nessa posição também afeta o comportamento das tensões no concreto, perturbando o fluxo das mesmas de forma mais crítica na região da abertura, mantendo as pequenas alterações ao longo de toda a viga. De forma contrária a viga anterior, no início dessa abertura o valor da tensão já apresenta um aumento, na ordem de 21,86%. A situação mais crítica apresentada nessa comparação é na borda do final da abertura onde ocorre um aumento de 25,31% nas tensões do concreto.

Na Tabela 9 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 9 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 3

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 3	27,64	122,75	139,22	4,84

Fonte: Autoras (2015).

Pode-se observar que a abertura continua influenciando na deformação máxima da peça, nesse caso, de forma menos significativa que a comparação do estudo anterior, apresentando um aumento de 0,01 mm.

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE C.

4.2.3 Alterações da Viga 4 com relação à Viga 1

O estudo da Viga 4 foi realizado para fazer uma sugestão na localização da mesma abertura na viga, onde buscou-se uma posição em que a variação das tensões fossem as menores com relação as apresentadas anteriormente.

Como a NBR 6118 (2014) não faz nenhuma consideração referente a distância da abertura em relação ao apoio para furos e aberturas na direção da altura, foram feitas duas análises para verificar qual a melhor posição.

A primeira tentativa foi adotando a mesma orientação que a NBR 6118 (2014) apresenta para furos na direção da largura da peça, alocando a abertura a uma distância de duas vezes a altura da viga, em $L=0,90$ m, na região do momento positivo, já que nessa região os valores de momento são menores quando comparados aos próximos ao engaste (Figura 45).

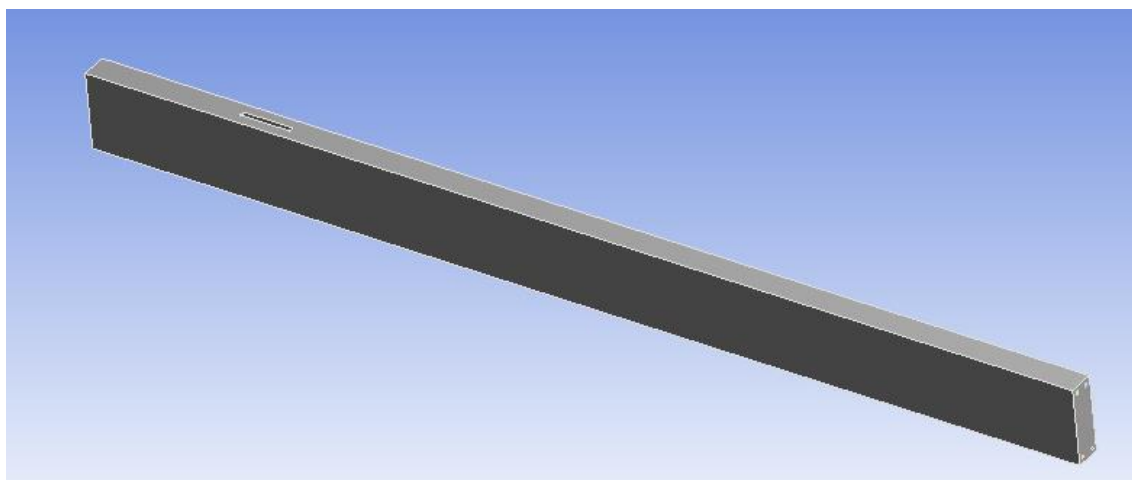


Figura 45 - Viga 4a
Fonte: Autoras (2015).

A segunda tentativa foi localizar o centro da abertura na região em que o momento é nulo, iniciando em $L = 4,35$ m e terminando em $L = 4,65$ m (Figura 46).

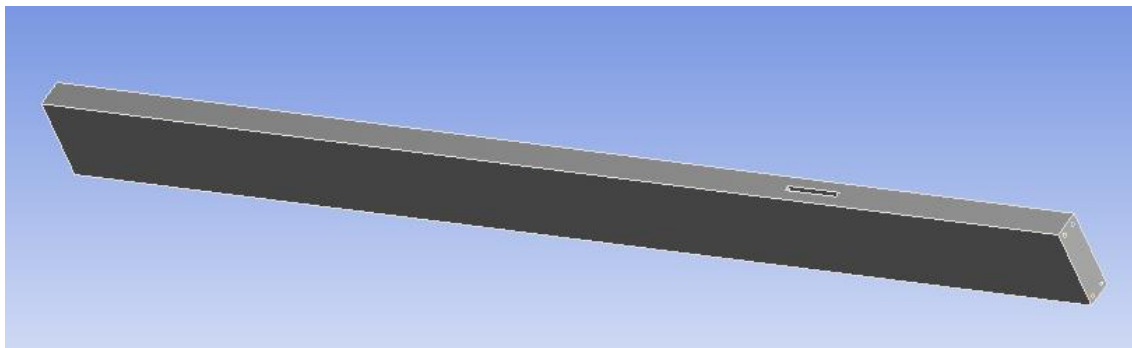


Figura 46 - Viga 4b
Fonte: Autoras (2015).

Os resultados que apresentaram menores variações são os da viga em que abertura está inserida na região de inversão de sinais dos momentos atuantes identificada como Viga 4b. Por isso, apenas esses resultados serão apresentados como a situação menos crítica para local essa abertura (Tabela 10).

Tabela 10 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 4

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 4 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	-4,78	-4,77
1,00	-8,34	-8,36
1,50	-10,73	-10,69
2,00	-11,94	-11,90
2,50	-12,09	-11,90
3,00	-10,86	-10,74
3,50	-8,54	-8,37
4,00	-5,05	-4,78
4,35	-1,40	-1,88
4,50	-0,38	0,00
4,65	1,52	2,32
5,00	5,45	5,69
5,50	12,49	12,69
6,00	27,24	27,50

Fonte: Autoras (2015)

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 3.

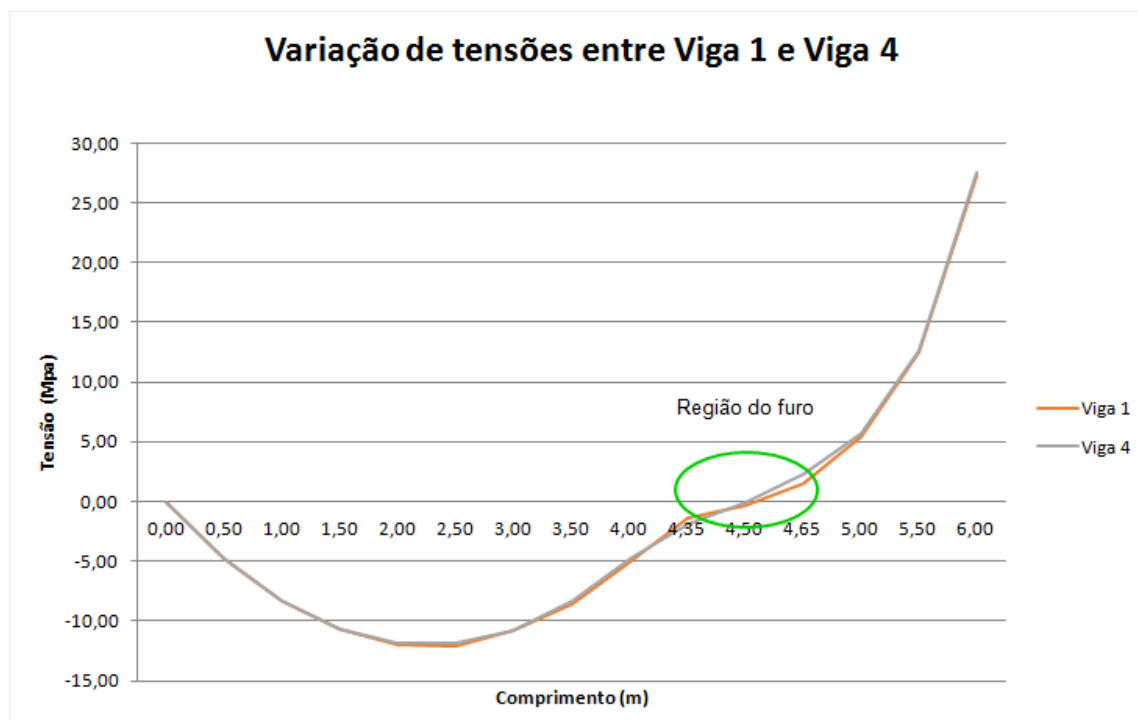


Gráfico 3- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 4
Fonte: Autoras (2015).

Comparando os resultados dessa modelagem, pode-se perceber que a abertura inserida apresentou pequena alteração nas tensões da viga. Esse comportamento pode ser explicado devido a região ser de valores baixos de momento fletor, os quais influenciam diretamente nas tensões. Representando assim, entre os estudos apresentados, a melhor opção para localizar essa abertura .

Na Tabela 11 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 11 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 4

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 4	27,14	122,34	140,04	4,80

Fonte: Autoras (2015).

Pode-se observar que a abertura influencia na deformação máxima da peça de forma contrária que as anteriores, apresentando uma diminuição da deformação de 0,03 mm.

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE D.

4.2.4 Comparação de alterações nas vigas com abertura na direção da altura

Após as simulações feitas em todos os casos analisados de vigas com abertura na direção da sua altura, é possível comparar as alterações dos resultados entre os mesmos. Para isso, a Tabela 12, reúne os valores apresentados anteriormente.

Tabela 12 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e as Vigas com abertura na direção da altura da peça

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 2	27,61	120,45	136,99	4,91
Viga 3	27,64	122,75	139,22	4,84
Viga 4	27,14	122,34	140,04	4,80

Fonte: Autoras (2015).

Em relação à tensão máxima de compressão no concreto, em todos os casos, não houveram grandes variações. Porém, a Viga 4, apontada como sugestão de localização dessa abertura, apresentou leve diminuição na tensão total da peça.

Quanto aos valores da tensão na armadura de tração, os valores da viga com sua seção plena não foram superados por nenhum dos outros casos estudados. Assim, verificou-se que nesse caso, a abertura não aumentou a solicitação dos esforços em relação a tensão de tração na armadura.

Os efeitos na deformação total da peça também ocorreram. A Viga 2 (caso em que a viga representa como a mesma foi executada) apresentou o maior aumento, sendo ele de 0,08 mm. Já a Viga 4 (caso em que se arranja a abertura na posição mais indicada nesse estudo) os valores da deformação total diminuiram em 0,03 mm.

4.3 VIGAS COM ABERTURA NA DIREÇÃO DA LARGURA

Após as verificações dos efeitos das aberturas na vigas no sentido da altura, os mesmos efeitos foram avaliados em relação a presença de um furo de diâmetro 100 mm no sentido da largura em variadas posições, comparando os resultados com a viga em sua seção plena.

Para obter os valores das tensões no concreto em cada caso, foi adotada uma linha de tensão localizada na face lateral da viga, na região onde o furo está localizado. Essa linha foi seguida através da malha de elementos finitos, conseguindo assim, localizar a mesma posição das tensões para a viga a ser comparada.

Para a variação de deformação, utilizaram-se os valores gerados na simulação de deformação total de cada caso. Assim como nos valores de tensão nas armaduras, que apresentam variações em seus valores de máximo e mínimo.

4.3.1 Alterações da Viga 5 com relação à Viga 1

A Viga 5 apresenta um estudo referente a um furo localizado na região comprimida do concreto mantendo a distância de 0,40 m do engaste, sendo essa uma situação não recomendada pela NBR 6118 (2014). A distância do furo do apoio está em $L = 5,50$ m terminando em $L = 5,60$ m (Figura 47).

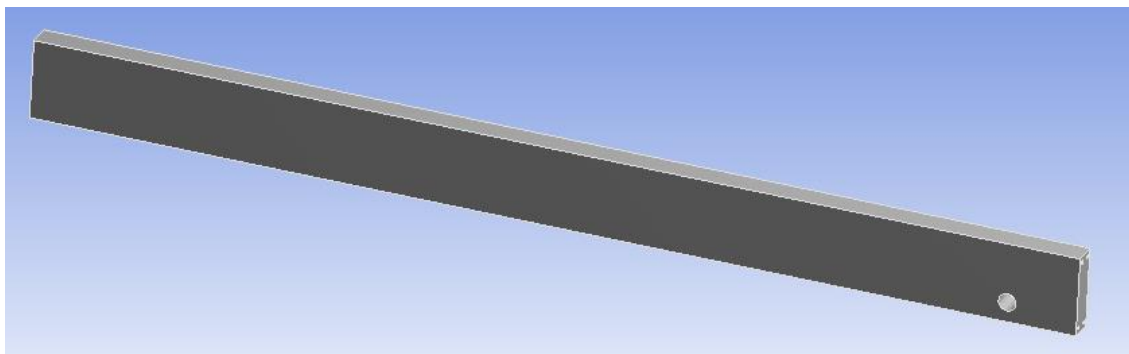


Figura 47 - Viga 5
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 12. Os valores foram obtidos utilizando a mesma linha de tensão, passando pela região do furo.

Tabela 13 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 5

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 5 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	3,38	3,28
1,00	5,92	5,84
1,50	7,60	7,46
2,00	8,43	8,34
2,50	8,48	8,42
3,00	7,62	7,50
3,50	5,96	5,90
4,00	3,43	3,49
4,50	0,00	0,22
5,00	-4,12	-3,86
5,50	-9,23	-7,86
5,60	-10,21	-26,60
6,00	-14,00	-17,20

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 4.

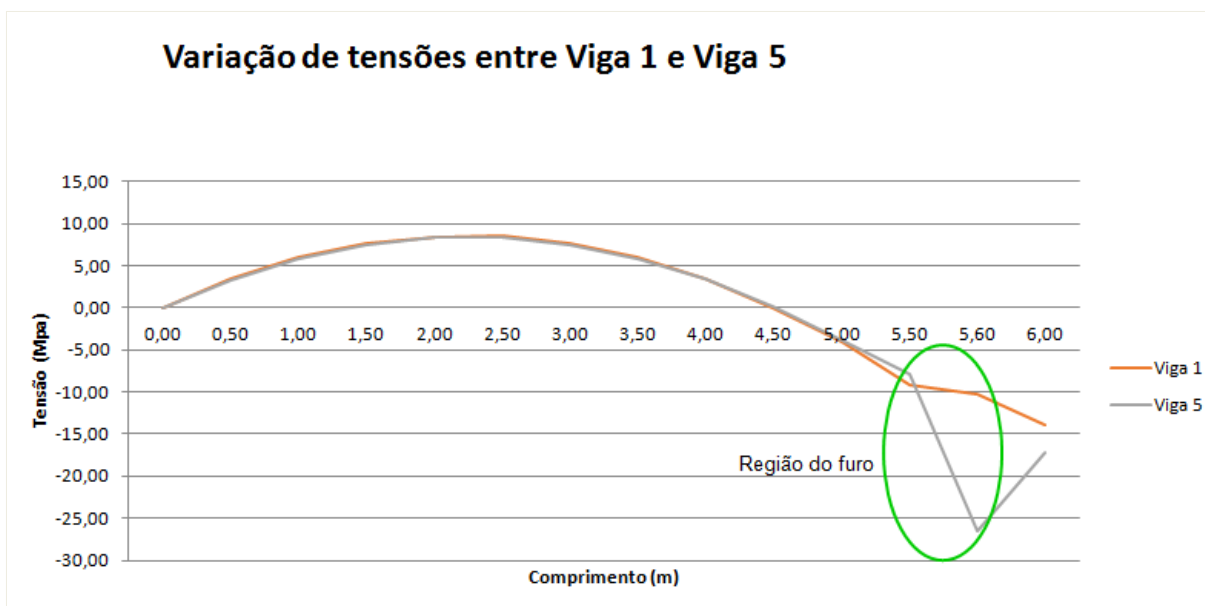


Gráfico 4- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 5
Fonte: Autoras (2015).

Com relação as alterações das tensões percebemos que o furo que está presente na direção da largura da viga, na região de compressão, tem uma área de abrangência maior na alteração do comportamento das tensões do que apenas na região do furo. Observando o comportamento desse furo, verificamos que os valores das tensões elevaram-se em até 160,53% com relação aos valores em que a viga não apresentava o furo. Essa variação elevada deve-se a fatores como o alto valor de momento fletor na região do furo e localização na zona de compressão do concreto, comprovando o que as teorias afirmam, que a zona comprimida deve ser evitada.

O comportamento das tensões no entorno do furo mostrou-se de forma mais conturbada do que nas tensões no entorno da abertura, tendo picos de tensões mais elevadas, além de oscilar mais os valores, quando comparado aos anteriores.

Na Tabela 13 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 14 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 5

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 5	27,41	145,93	132,71	4,90

Fonte: Autoras (2015).

Pode-se observar que o furos na direção da largura também influenciam na deformação máxima da peça, nesse caso, apresentando um aumento de 0,07 mm.

Referente ao aumento das tensões sofrido pela armadura, como nos casos anteriores, observa-se que mesmo apresenta diferença nos valores, porém, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE E.

4.3.2 Alterações da Viga 6 com relação à Viga 1

A Viga 6 avalia os resultados mantendo o mesmo furo ($D= 100$ mm) localizado a distância de 0,40 m do engaste, na região da linha neutra da peça, sendo essa região a que possui menores valores de tensão. A distância do furo do apoio está em $L= 5,50$ m terminando no $L = 5,60$ m (Figura 48).

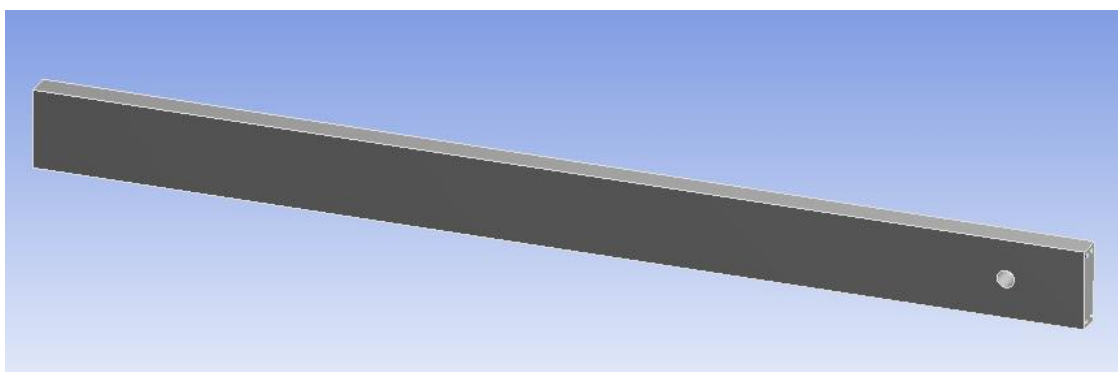


Figura 48 - Viga 6
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 14. Os valores foram obtidos utilizando a mesma linha de tensão, passando pela região do furo.

Tabela 15 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 6

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 6 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	1,20	1,20
1,00	2,10	2,16
1,50	2,70	2,80
2,00	3,07	3,11
2,50	3,07	3,13
3,00	2,73	2,80
3,50	2,16	2,19
4,00	1,36	1,30
4,50	0,03	0,01
5,00	-1,66	-1,65
5,50	-3,70	-4,65
5,60	-4,10	-5,35
6,00	-5,22	-5,13

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 5.

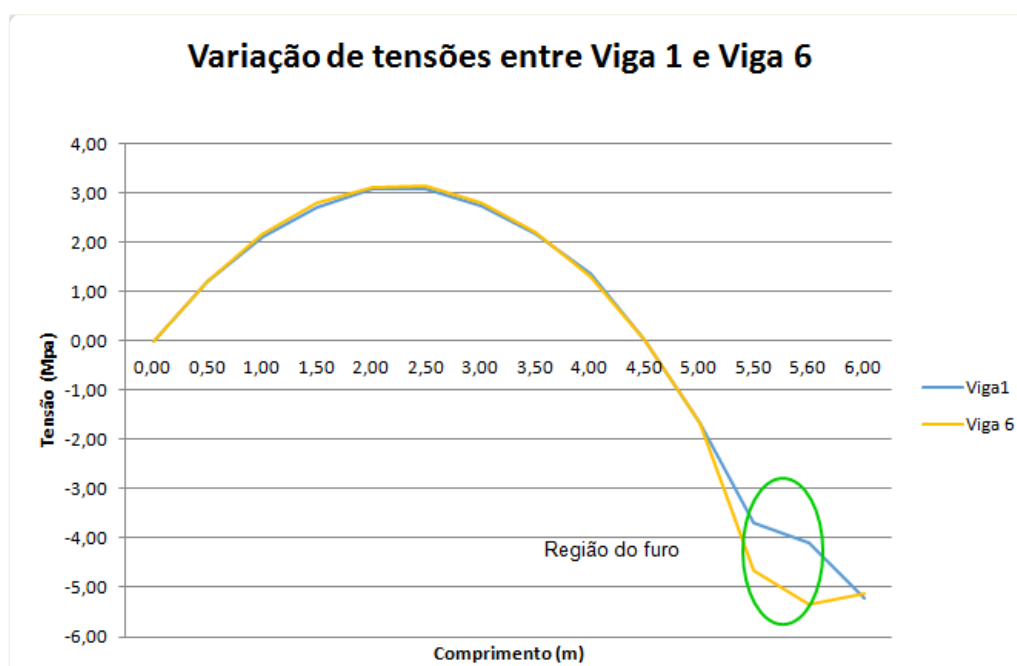


Gráfico 5- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 6
Fonte: Autoras (2015).

A Viga 6 apresentou uma variação significativa nas tensões apenas na região do furo. Em peças de seção plena de concreto os valores da tensão crescem linearmente do eixo neutro para as extremidades, ou seja, na região central apresentam valores baixos de tensão. Assim, por mais que haja alteração nas tensões de compressão do concreto, elas não serão tão críticas quanto as localizadas na zona de compressão. Os resultados expressaram uma variação de 13,05% nas tensões do concreto entre as duas vigas na região do furo.

Na Tabela 15 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 16 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 6

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 6	27,62	141,04	137,19	4,84

Fonte: Autoras (2015).

Observa-se que o furo apresenta influência na deformação máxima da peça, nesse caso, de menor intensidade do que a comparação anterior, apresentando um aumento de 0,01 mm.

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE F.

4.3.3 Alterações da Viga 7 com relação à Viga 1

A Viga 7 demonstra os resultados mantendo o furo (D= 100 mm) localizado a uma distância de 0,40 m do engaste (Figura 49), porém na região tracionada da

peça, sendo essa a zona recomendada pela NBR 6118 (2014) para os furos na direção da largura.

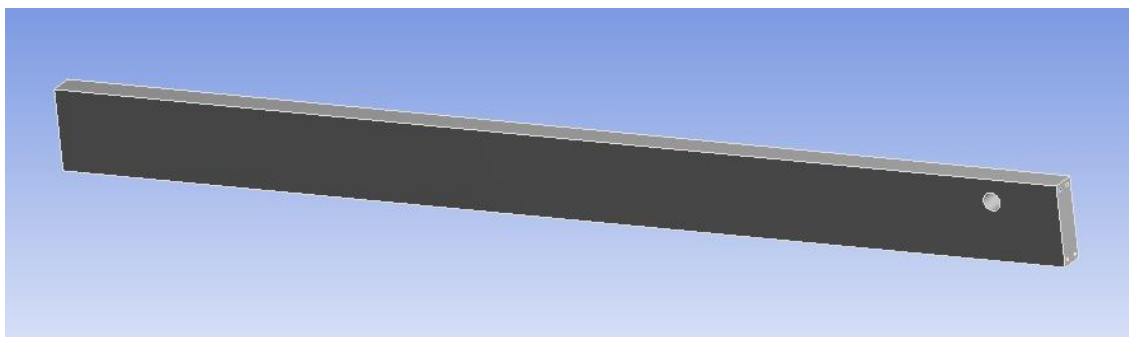


Figura 49 - Viga 7
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 16. Os valores foram obtidos utilizando a mesma linha de tensão, passando pela região do furo.

Tabela 17 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 7

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 7 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	-3,14	-3,11
1,00	-5,47	-5,47
1,50	-7,09	-7,01
2,00	-7,90	-7,73
2,50	-7,95	-7,90
3,00	-7,23	-7,16
3,50	-5,43	-5,47
4,00	-3,33	-3,21
4,50	-0,22	-0,17
5,00	3,66	3,70
5,50	8,49	8,70
5,60	9,33	18,42
6,00	13,49	13,30

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 6.

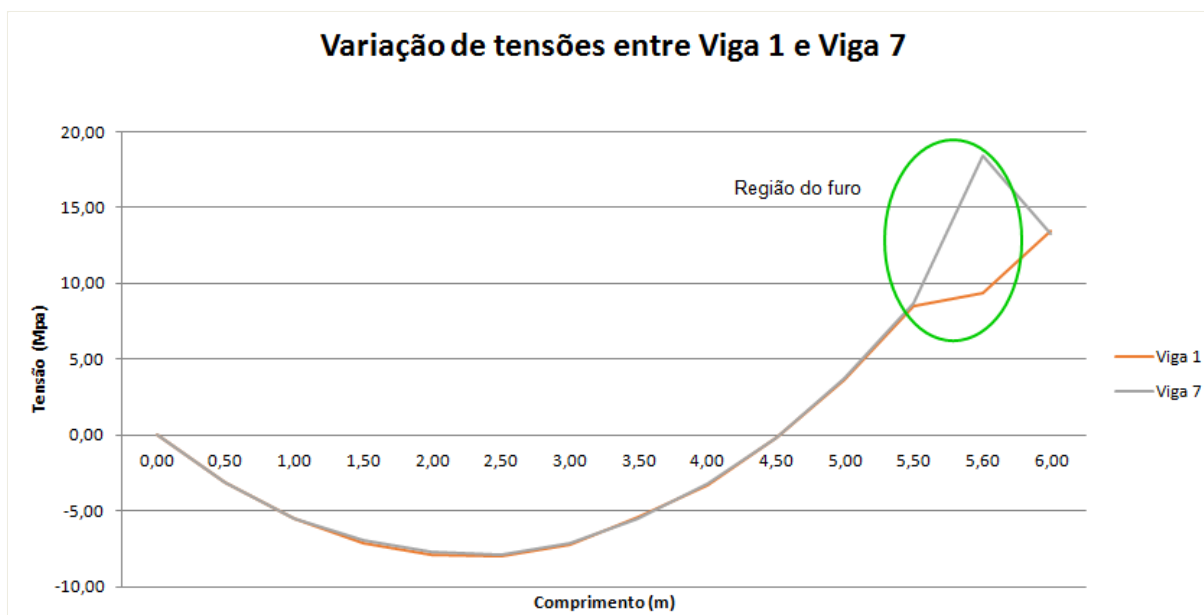


Gráfico 6 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 7
 Fonte: Autoras (2015).

Nos resultados da Viga 7 verificou-se uma variação significativa nas tensões apenas na região do furo. Teoricamente os valores da resistência aos esforços de tração no concreto são desprezados, considerando que a armadura resiste a eles. Porém com uma variação brusca nessas tensões é possível que haja um grande processo de fissuração do concreto ao redor desse furo, prejudicando possivelmente o desempenho da peça. A magnitude da maior variação da peça é de 97,43% nas tensões de tração concreto entre as duas vigas na região do furo.

Na Tabela 17 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 18 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 7

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 7	27,85	144,23	133,54	4,88

Fonte: Autoras (2015).

Observa-se que o furo nessa posição também apresenta influência na deformação máxima da peça, apresentando um aumento de 0,05 mm.

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, comportou-se como os demais casos anteriores, notando que mesmo que apresente diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE G.

4.3.4 Alterações da Viga 8 com relação à Viga 1

A Viga 8 apresenta uma proposta para seguir as orientações da NBR 6118 (2014) inserindo o mesmo furo na zona tracionada e no que se refere a distância do mesmo em relação as extremidades da peça, deixando-o a uma distância de duas vezes a altura da viga (0,90 m do engaste), em $L = 5,00$ m. O furo foi mantido na mesma região de momento negativo, para então verificar as recomendações da norma apresentam condições mais favoráveis (Figura 50).

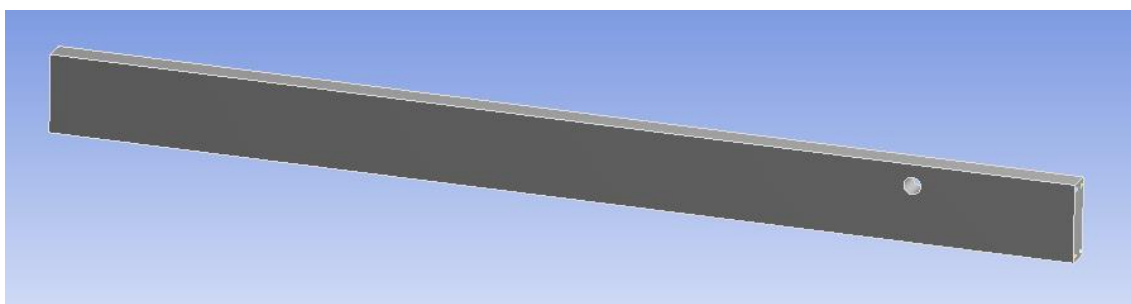


Figura 50 - Viga 8
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 18. Os valores foram obtidos utilizando a mesma linha de tensão, passando pela região do furo.

Tabela 19 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 8

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 8 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	-0,98	-1,06
1,00	-1,64	-1,84
1,50	-2,23	-2,40
2,00	-2,51	-2,78
2,50	-2,58	-2,63
3,00	-2,25	-2,54
3,50	-1,80	-1,90
4,00	-1,10	-1,12
4,50	-0,14	-0,46
5,00	1,37	0,00
5,10	1,67	5,55
5,50	2,91	2,87
6,00	4,65	4,43

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 7.

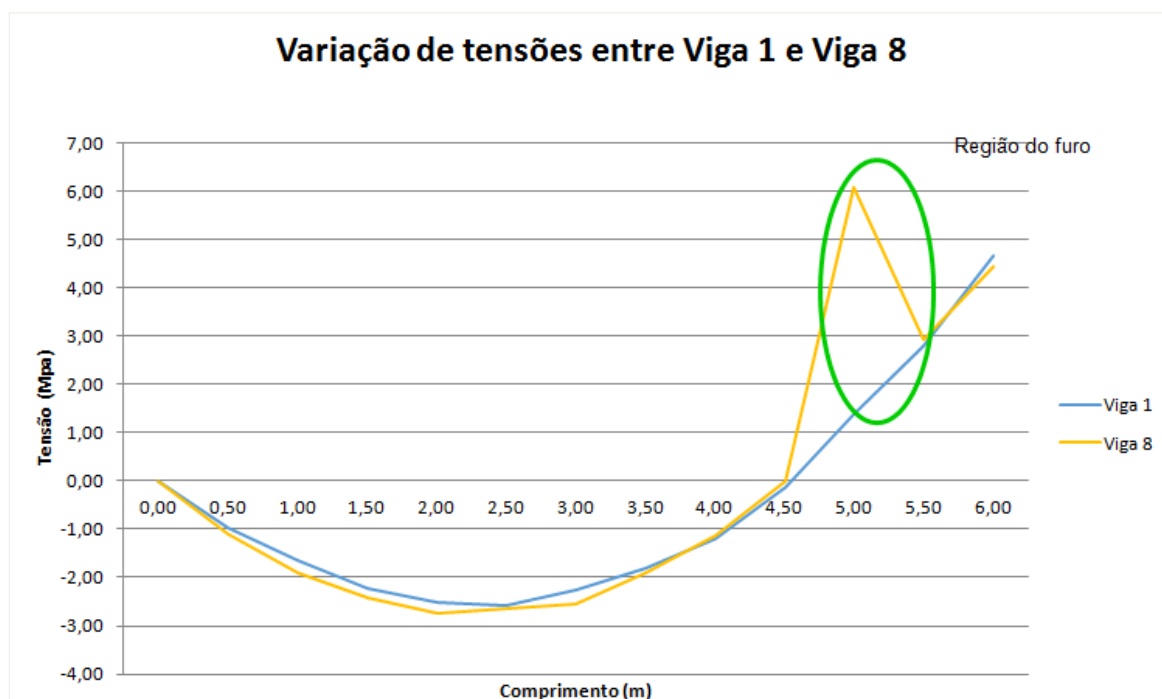


Gráfico 7 - Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 8
 Fonte: Autoras (2015).

Nas análises das tensões da Viga 8 pode-se verificar uma grande variação nas tensões principalmente na região do furo, tendo saltos na tensão. Referente a

variação das tensões do concreto em relação a viga sem o furo, o valor aumentou em 332,33%.

Em relação a magnitude dos valores das tensões, nesse caso são mais baixos do que os valores da Viga 7, que está a 0,40 m do apoio, considerando em ambas a mesma zona de tensão. Isso decorre por a Viga 8 ter o furo em uma posição de menor valor de momento fletor do que a Viga 7.

Na Tabela 19 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 20 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 8

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 8	27,69	141,64	137,32	4,85

Fonte: Autoras (2015).

Pode-se observar que o furo apresenta influência na deformação máxima da peça, sendo esse aumento de 0,02 mm. Ou seja, o furo localizado nessa posição da viga, influencia menos do que a Viga 7, a qual estava fora das recomendações da NBR 6118 (2014).

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE H.

4.3.5 Alterações da Viga 9 com relação à Viga 1

A Viga 9 apresenta a proposta de localização possivelmente mais favorável para o furo de diâmetro de 100 mm nessa viga. O furo está localizado na zona de

linha neutra, além de estar na região em que o momento fletor é nulo, ficando a uma distância $L = 4,45$ m, como mostra a Figura 51.

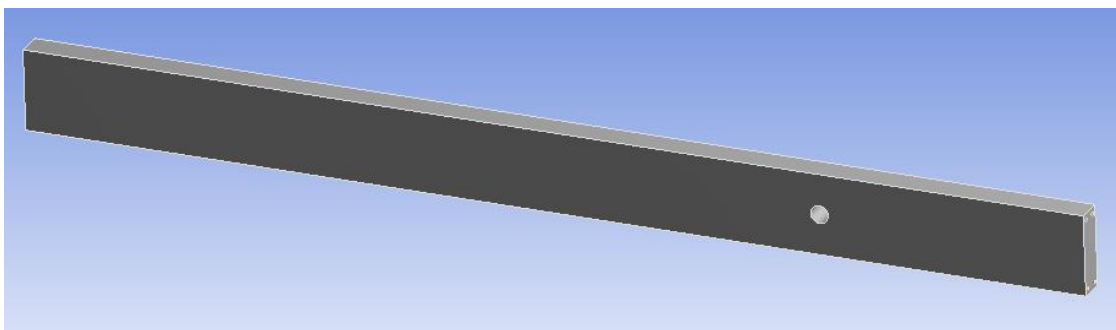


Figura 51 - Viga 9
Fonte: Autoras (2015).

As variações das tensões do concreto comparando com a Viga 1 que tem sua seção plena serão mostradas na Tabela 20. Os valores foram obtidos utilizando a mesma linha de tensão, passando pela região do furo.

Tabela 21 - Tensões no concreto das Vigas 1 e 9

L (m)	Viga 1 (MPa)	Viga 9 (MPa)
0,00	0,00	0,00
0,50	0,15	0,16
1,00	0,22	0,24
1,50	0,24	0,25
2,00	0,27	0,29
2,50	0,20	0,23
3,00	0,19	0,22
3,50	0,18	0,21
4,00	0,13	0,15
4,45	0,00	0,18
4,50	0,05	1,22
4,55	0,20	0,14
5,00	-0,25	-0,44
5,50	-0,73	-0,94
6,00	-0,54	-0,60

Fonte: Autoras (2015).

Posteriormente o gráfico das variações de tensões entre os dois casos foi elaborado, conforme Gráfico 8.

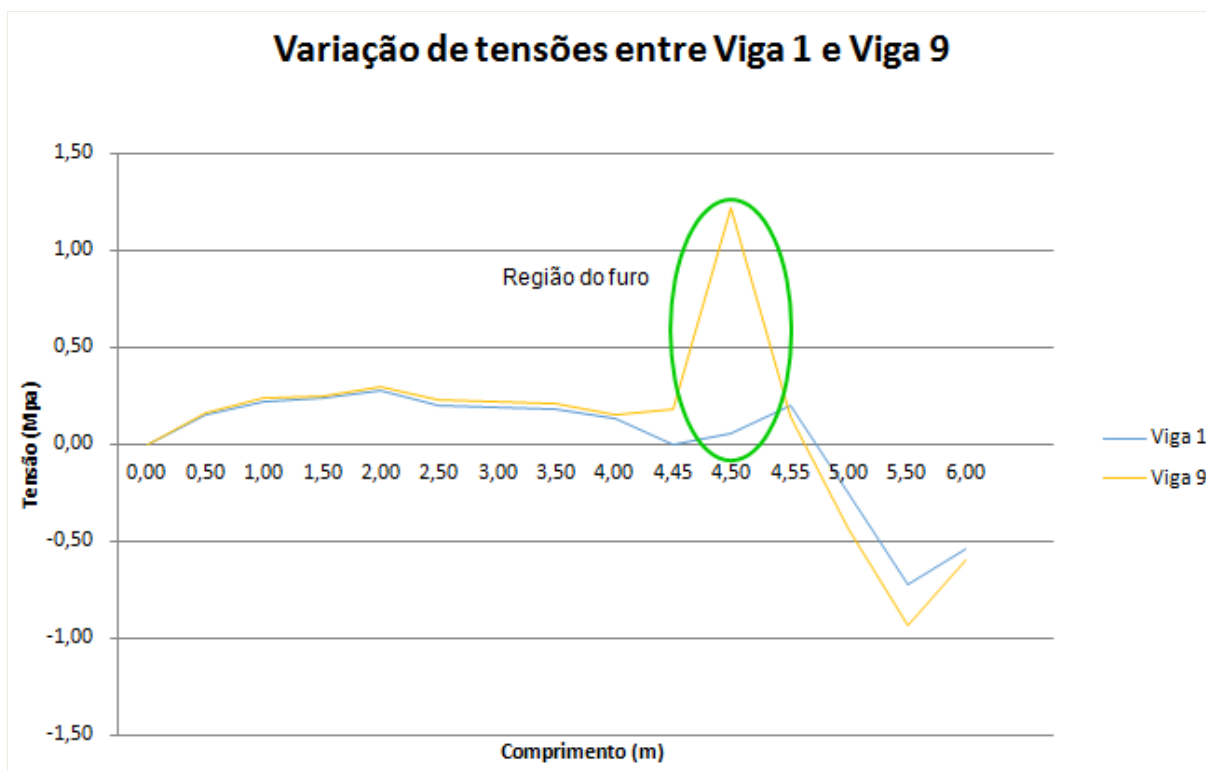


Gráfico 8- Variação de tensões entre a Viga 1 e Viga 9
 Fonte: Autoras (2015).

O comportamento das tensões na região do furo apresentou alterações. Contudo, os valores de tensão encontrados são mínimos, não afetando significativamente o comportamento da peça. Essas variações pequenas são decorrentes das combinações das situações mais favoráveis da peça, ou seja, na região de momento nulo, e na zona neutra (linha neutra). Tornando-se esta, a situação mais favorável verificada nesse estudo.

Na Tabela 21 é possível observar as alterações na deformação e tensões entre as vigas nas situações analisadas.

Tabela 22 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e a Viga 9

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 9	27,29	142,93	132,12	4,84

Fonte: Autoras (2015).

Observa-se que a abertura apresenta influência na deformação máxima da peça, nesse caso, apresentando um aumento de 0,01 mm.

Quanto ao aumento das tensões sofrido pela armadura, observa-se que mesmo apresentando diferença nos valores, o caso não é considerado crítico, uma vez que não se aproximam da tensão de escoamento do aço.

As imagens referentes aos resultados extraídos dessa simulação podem ser verificadas no APÊNDICE I.

4.3.6 Comparação das alterações nas vigas com furo na direção de sua largura

Após as simulações feitas em todos os casos analisados de furos na direção da largura da peça, é possível comparar as alterações dos resultados. Para isso, a Tabela 23 reúne os valores apresentados anteriormente.

Tabela 23 - Comparação geral de resultados entre a Viga 1 e as Vigas com furo na direção da largura da peça

	Tensão máxima de compressão no concreto (MPa)	Armadura		Deformação máxima (mm)
		Máxima tração (MPa)	Máxima compressão (MPa)	
Viga 1	27,24	122,98	136,59	4,83
Viga 5	27,41	145,93	132,71	4,90
Viga 6	27,62	141,04	137,19	4,84
Viga 7	27,85	144,23	133,54	4,88
Viga 8	27,69	141,64	137,32	4,85
Viga 9	27,29	142,93	132,12	4,84

Fonte: Autoras (2015).

Em relação à tensão máxima de compressão no concreto, em todos os casos, não houveram grandes variações, mas todos os valores superaram a tensão máxima a compressão do concreto da viga sem furo.

Quanto aos valores da tensão na armadura de tração, as vigas com furo apresentaram aumentos significativos, porém como mencionado anteriormente, esse aumento não é crítico, visando a tensão de escoamento do aço ser bem superior a esses valores.

Os efeitos na deformação total da peça também ocorreram. Todos os casos apresentaram um aumento na deformação, sendo o caso da Viga 5 (caso em que o furo é inserido na zona de compressão a 0,40 m do engaste) o que apresentou o aumento mais significativo. Complementando, também, que a zona comprimida deve ser evitada.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A passagem de tubulações por elementos estruturais é frequente em nosso município. É comum encontrarmos furos e aberturas em vigas sem ocorrer uma verificação prévia da alteração nos esforços que a peça ficará sujeita.

Com a compatibilização de projetos, casos de passagem de tubulações podem ser evitados, porém quando furos se fazem necessários, a verificação das influências causadas pelos mesmos não podem ser desconsideradas.

Com a utilização da plataforma *ANSYS 14.0*, o comportamento da viga em estudo nas diferentes situações pode ser representado computacionalmente através do método dos elementos finitos de forma semelhante ao seu comportamento real, desde que sejam mantidas na fase de execução, as condições de projeto.

Ao comparar os resultados da viga dimensionada sem a previsão da abertura (Viga 1) com a forma com que foi executada (Viga 2), verificaram-se alterações nas tensões da armadura, deformação total e de forma mais significativa nas tensões do concreto. Como pode ser observado na análise dos resultados dessa viga, a tensão de compressão na região da abertura atinge 18,38 MPa, sendo que na viga sem abertura, nessa mesma localização a tensão é de 14,39 MPa. Assim, a abertura causa uma concentração de tensões no entorno da mesma, porém não o suficiente para levar a peça à ruptura por flexão. Nesse caso também foi obtida a maior alteração na deformação máxima da peça, na ordem de 0,08 mm.

O comportamento das vigas com abertura mostrou-se semelhante em todos os casos, ou seja, em todas as situações houveram alterações nos quesitos avaliados. Isso ocorre, principalmente, pelo fato da carga atuante manter-se a mesma, porém a seção resistente mudar bruscamente nessa região.

Em contrapartida, quando se analisa o melhor local para inserção da abertura, nesse caso, observou-se que pode ocorrer uma menor variação nas tensões no concreto. Podendo, utilizar a viga para passagem dessas tubulações sem maiores danos ao elemento nessa situação.

Em relação aos valores máximos de tensão de compressão no concreto pode-se observar que não sofreram alterações significativas, o que ocorre de forma semelhante com relação às armaduras, contudo, no caso das armaduras, o fluxo de

tensões continua com um comportamento linear, cujos valores não se aproximam de sua tensão de escoamento.

As deformações podem apresentar problemas com relação às fissuras, uma vez que o concreto é considerado um material frágil, porém as alterações entre as situações em relação a deformação foram inferiores a 1 mm.

Ao alterar o sentido do furo para a largura da viga, observou-se maior discrepância nas alterações dos fluxos de tensões em relação a Viga 1. Quanto as deformações sofridas pela peça mantiveram o aumento inferiores a 1 mm.

As recomendações da NBR 6118 (2014) indicam a localização do furo em região tracionada. Além disso, nas vigas estudadas tem-se uma região de momento nulo ao longo da peça, podendo assim, combinar duas situações favoráveis, localizando o furo na região de momento igual a zero e na linha neutra. Verificando esta, como a situação mais indicada, uma vez que o elemento sofre as menores influências.

Os resultados encontrados no decorrer deste trabalho apresentaram-se satisfatórios, uma vez que comprovaram a não linearidade no fluxo de tensões ao alterar bruscamente a seção do material, além de apresentar alterações nas deformações sofridas pelo elemento.

Verificou-se que as regiões que apresentavam maiores valores de momento fletor, como esperado, causaram maiores alterações na concentração de tensões.

Por fim, ressalta-se que este estudo foi desenvolvido em cima de casos específicos, considerando a carga majorada. Por isso, cada situação deve ser analisada com cautela, e o estudo prévio de passagem de tubulações deve ser aliado à compatibilização de todos os projetos envolvidos em uma obra.

6 REFERÊNCIAS

ALMEIDA, Sílvio Martins. **Análise do módulo de elasticidade estático e dinâmico do concreto de cimento Portland através de ensaios de compressão simples e de frequência ressonante**. 2012. 213f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia da UFMG, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6120:1980**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2014.

ÁVILA, V. M., **Compatibilização de projetos na construção civil: estudo de caso em um edifício residencial multifamiliar**. 2011. 86f. Monografia (Especialização em Construção Civil) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011.

BASTOS, Paulo S. Dos Santos. **Fundamentos do concreto armado**.: Notas de aula. Bauru: Unesp, 2006.

BORGES, Alberto Nogueira. **Curso prático de cálculo em concreto armado**.4.impressão.Rio de Janeiro, 2013.

CALLISTER, William D. **Ciência e engenharia de Materiais - uma Introdução**. 7.ed. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Segundo a NBR 6118:2003. 3.ed. São Carlos: EDUFSCar, 2013.

COSTA, Dirceu Barreto da. **Análise de furos em vigas de concreto armado pelo modelo de bielas e tirantes**. 2013. 78f. Trabalho de Conclusão de Curso. - Engenharia de Produção Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2013. Disponível em: http://repositorio.roca.utfpr.edu.br/jspui/bitstream/1/2148/1/CT_EPC_2013_1_19.pdf >. Acesso em: 12 nov 2014.

DENARDI, Peter J. **Projeto elétrico de edifício residencial e comercial**. Pato Branco. 2012.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 1.ed. São Paulo: PINI, 1994.

FUSCO, Péricles Brasiliense. **Técnica de armar as estruturas de concreto**. 2. ed. São Paulo: PINI, 2013.

HELENE, Paulo; ANDRADE, Tibério. **Materiais de construção civil e princípios de ciência e engenharia de materiais**. Editor: G.C. Isaia. 2.ed. São Paulo: IBRACON, 2010. 2v.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 5.ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2004.

KRIPKA, Moacir. **Análise estrutural para engenharia civil e arquitetura: estruturas isostáticas**. Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2008.

KUNZLER, Paulo Schmeling. **Análise paramétrica por elementos finitos de vigas de concreto armado e protendido pré-tracionadas com abertura na alma**. 2013. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

LAZZARI, P. M.; FILHO, A.C.; GASTAL, F.P.S.L. **Análise estrutural não linear de vigas em concreto armado utilizando o ANSYS 14.5**. VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, 2014.

LEONEL, E. D.; RIBEIRO, G. O.; PAULA, F. A. **Simulação Numérica de Estruturas de Concreto Armado por Meio do MEF/ANSYS**. Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, V, Anais. São Paulo: EPUSP, 2003.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1982. 1v.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNING, Eduard. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciência, 1982. 3v.

MANSUR, M. A. **Design of reinforced concrete beams with Web openings**. Disponível em: <http://eprints.utm.my/671/1/MAMansur2006_Designofreinforcedconcretebeams.pdf>. Acesso em 13 mar 2015.

MANSUR, M. A.; TAN, Kiang H. **Beams Concrete with openings: Analysis and Design**. Estados Unidos: CRC Press LLC, 1999.

MEHTA, Povindar Kumar; MONTEIRO, Paulo José Melaragno. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. 1.ed. São Paulo: PINI, 1994.

MESQUITA FILHO, Júlio. **Estudo do esforço cortante**. Disponível em: <<http://www.nepae.feis.unesp.br/Apostilas/Estudo%20do%20esforco%20cortante.pdf>>. Acesso em: 11 nov 2014.

MEZZOMO, Celso A. **Projeto estrutural de edifício comercial e residencial**. Francisco Beltrão. 2013.

NEVILLE, Adam Matthew; BROOKS, J. J. **Tecnologia do concreto**. Tradução: Ruy Alberto Cremonini. 2.ed. Porto Alegre: BOOKMAN, 2013.

OLIVEIRA, Venício Soares. **Aplicação do método dos elementos finitos 3D na caracterização eletromagnética estática de motores de relutância variável com validação experimental**. 2013. 126f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia elétrica, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

PFEIL, Walter. **Concreto Armado**. 5.ed. Rio de Janeiro: LTC, 1989. 3V.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios**. São Carlos, 2007.

SEBRAE/ SINDUSCON – PR (Serviço Brasileiro de apoio às pequenas e micro empresas do Paraná), **Diretrizes gerais para compatibilização de projetos**. Curitiba: 1995.

SILVA, Otávio Saraiva Pinto da. **Cobrimento de armaduras em estruturas de concreto armado: Análise comparativa entre o valor especificado em projeto e o em execução em obras na cidade de Porto Alegre**. 2012. 84f. Trabalho de Conclusão de Curso - Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012. Disponível em:<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/79781/000897504.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 13 mar 2015.

SIMÕES, Ricardo. **Vigas de concreto de alta resistência com abertura na alma**. 1997. 129f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 1997. Disponível em: <<http://www.bibliotecadigital.unicamp.br/document/?code=vtls000114486> >. Acesso em: 11 jan 2015.

SOUZA, Marcelo. **Inclusão do meio UPML no método dos elementos finitos no domínio do tempo aplicado ao eletromagnetismo**. 2008. 60f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Elétrica, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2008.

SOUZA, Rafael A. de. **Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento de Elementos com Descontinuidades**. 2004. 379f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004. Disponível em: <http://www.lmc.ep.usp.br/people/tbitten/gmec/teses/tese_Rafael.pdf >. Acesso em: 13 mar 2015.

SOUZA, Remo M. **O Método dos elementos finitos aplicado ao problema de condução de calor**. Belém. 2003. Disponível em: <http://www.inf.ufes.br/~luciac/fem/livros-fem/ApostilaElementosFinitosNiCAE.pdf> Aceso em: 08 mar 2015.

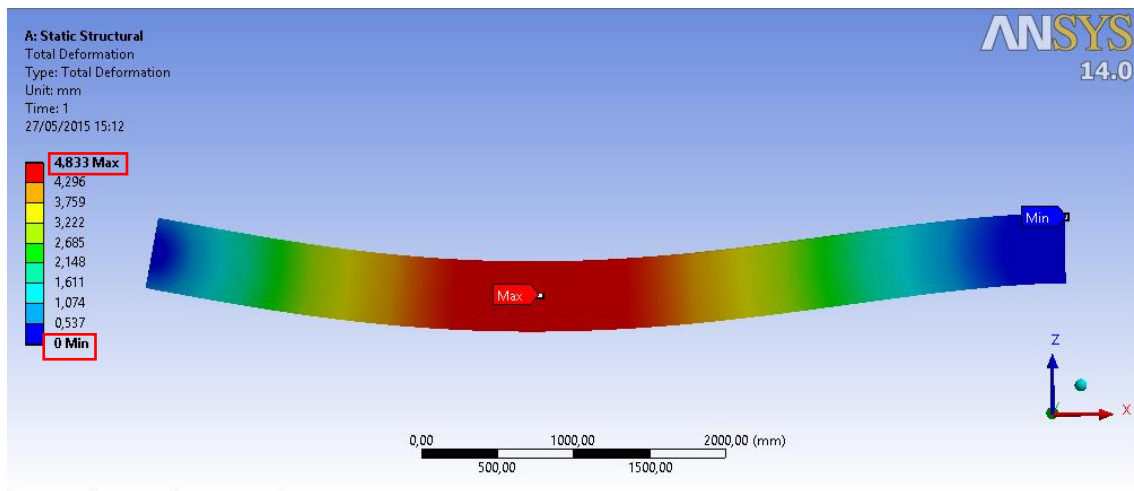
SOUZA, Victor José de Souza. **Contribuição ao projeto e dimensionamento da superestrutura de pontes rodoviárias em vigas mistas de aço e concreto**. 2012. 167f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2012. Disponível em: <http://www.bdt.d.ufscar.br/htdocs/tedeSimplificado//tde_busca/arquivo.php?codArquivo=5071 >. Acesso em: 11 jan 2015.

SÜSSEKIND, José Carlos. **Curso de concreto: concreto armado**. 3.ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987. 2v.

WEBER, Luis Fernando Lucca. **Cobrimento de armadura em estruturas de concreto armado**. análise comparativa entre os valores projetados e executados nas obras do Vale do Taquari. 2014. 97f. Monografia (Graduação) – Curso de Engenharia Civil. Centro Universitário Univates, Lajeado, 2014. Disponível em: <<http://www.univates.br/bdu/handle/10737/643> >. Acesso em: 19 fev 2015.

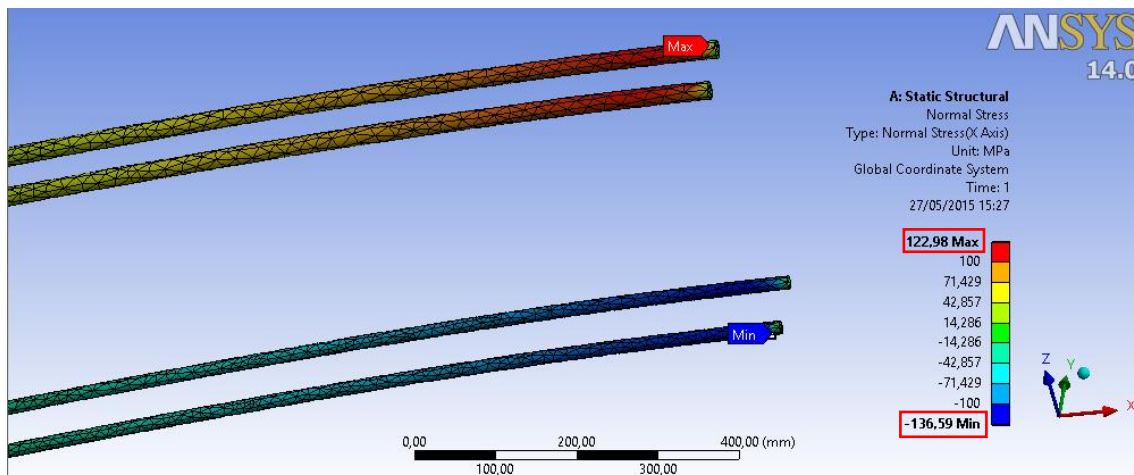
APÊNDICE A - Resultados extraídos da simulação - Viga 1

Deformação total da Viga 1



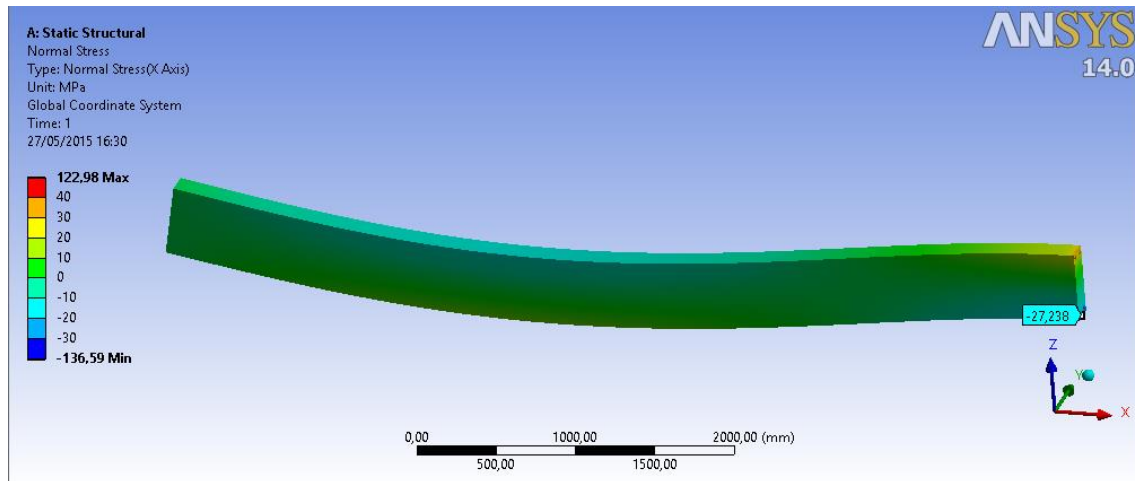
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 1



Fonte: Autoras (2015).

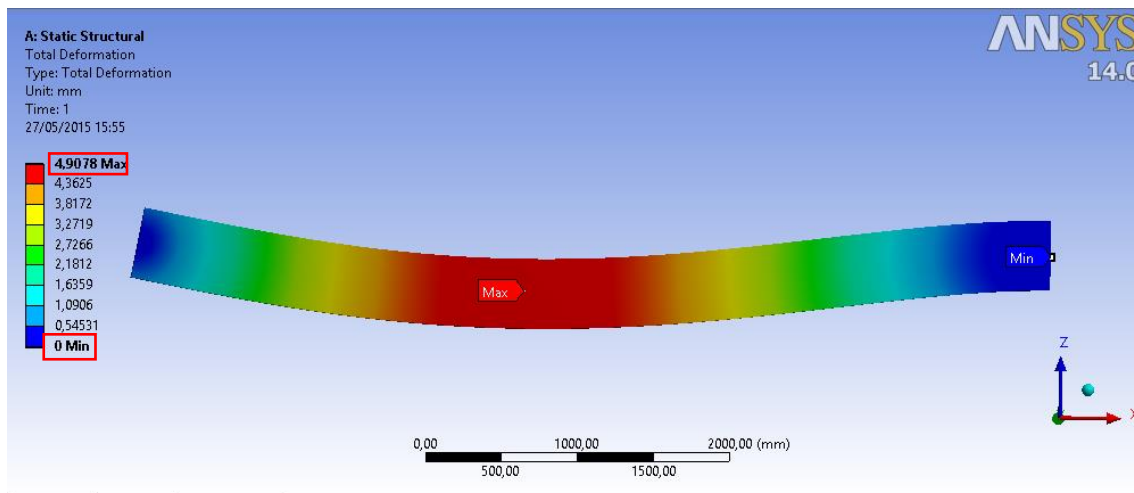
Tensões no concreto da Viga 1



Fonte: Autoras (2015).

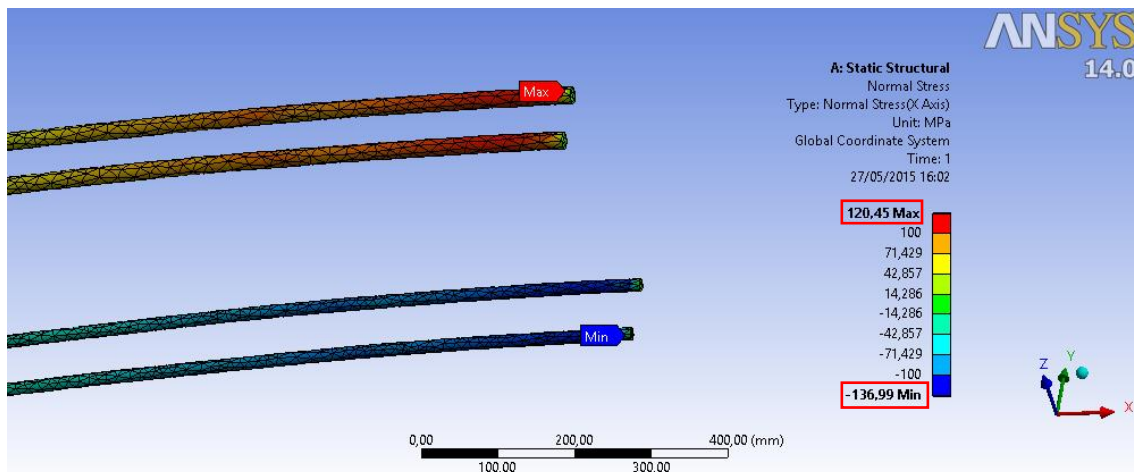
APÊNDICE B - Resultados extraídos da simulação - Viga 2

Deformação total da Viga 2



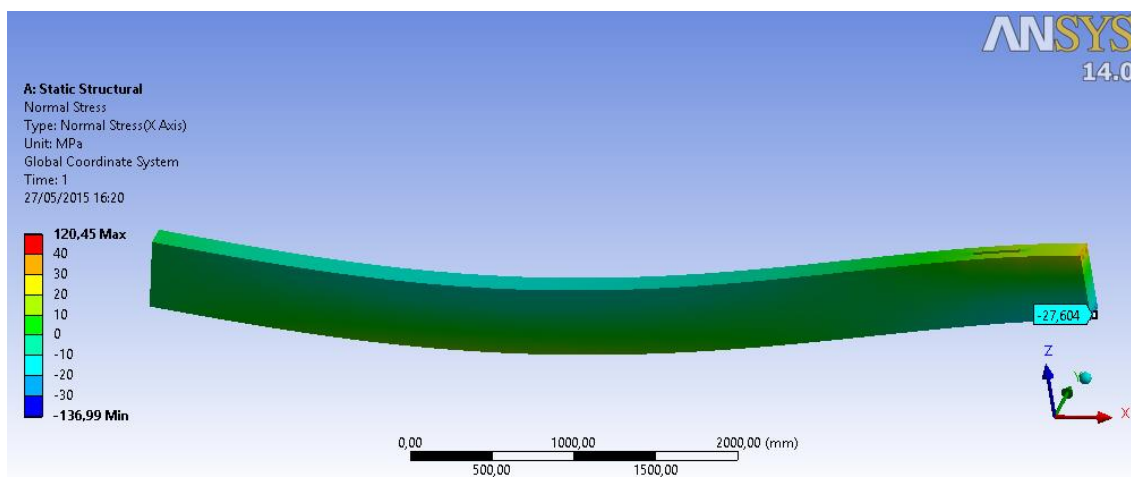
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 2



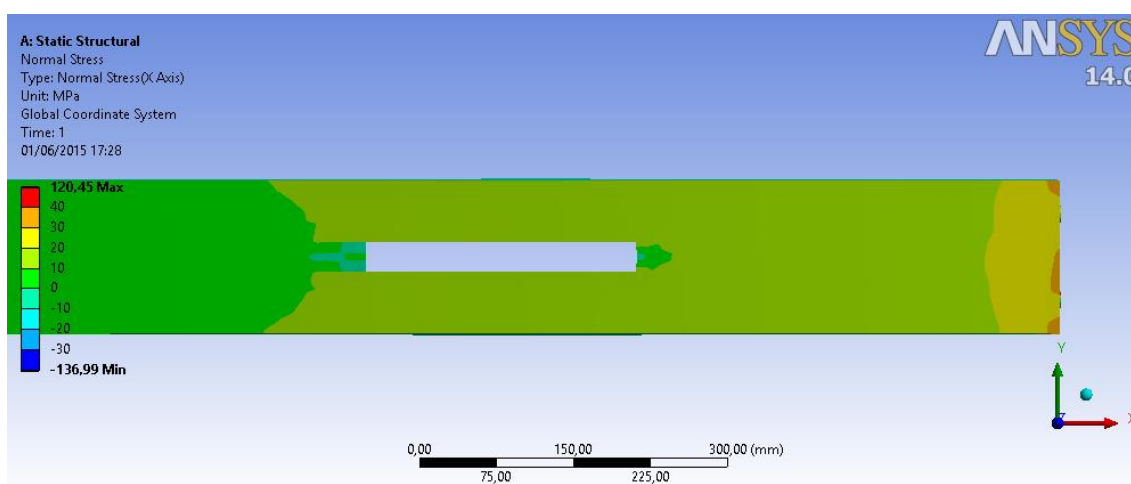
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 2



Fonte: Autoras (2015).

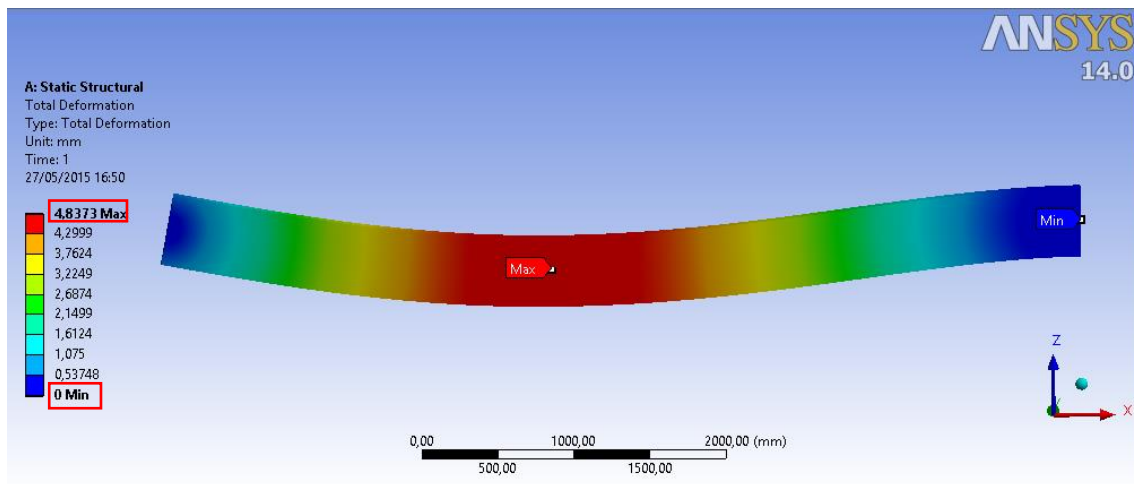
Detalhe da concentração de tensões no entorno da abertura da Viga 2



Fonte: Autoras (2015).

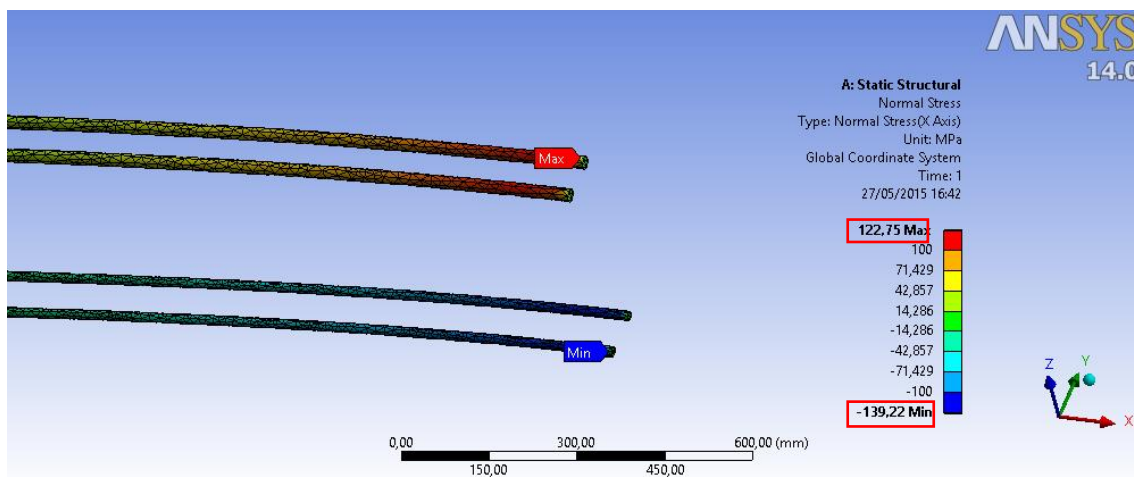
APÊNDICE C - Resultados extraídos da simulação - Viga 3

Deformação total da Viga 3



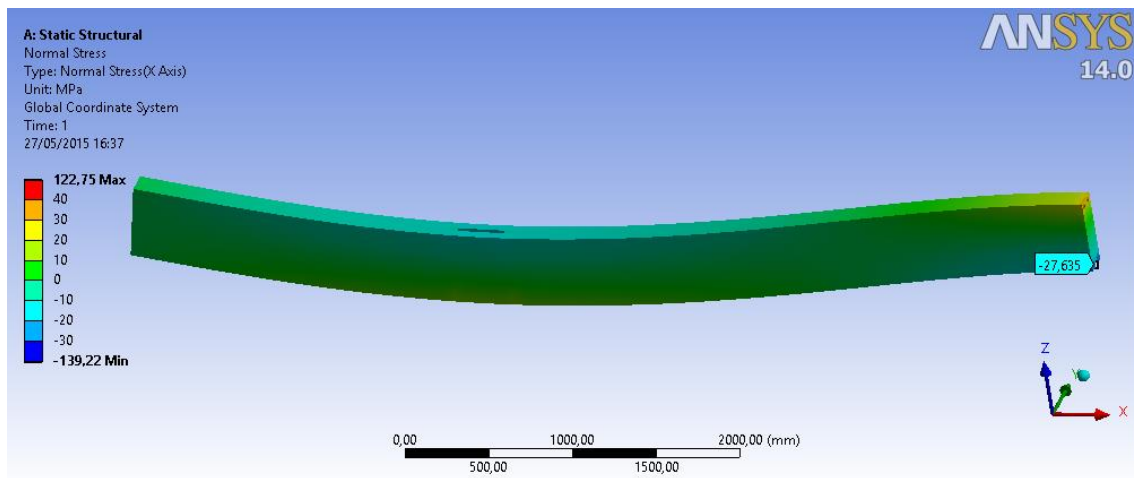
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 3



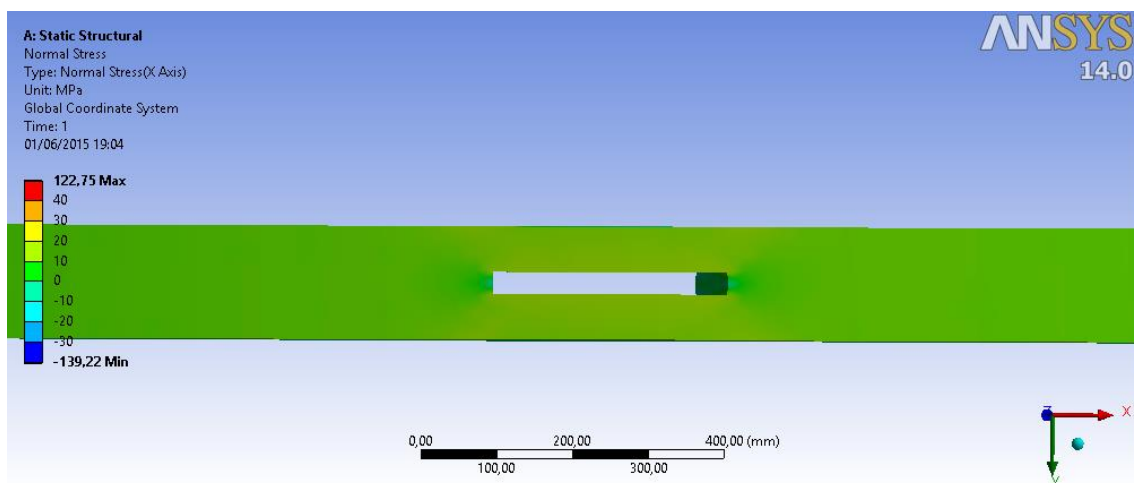
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 3



Fonte: Autoras (2015).

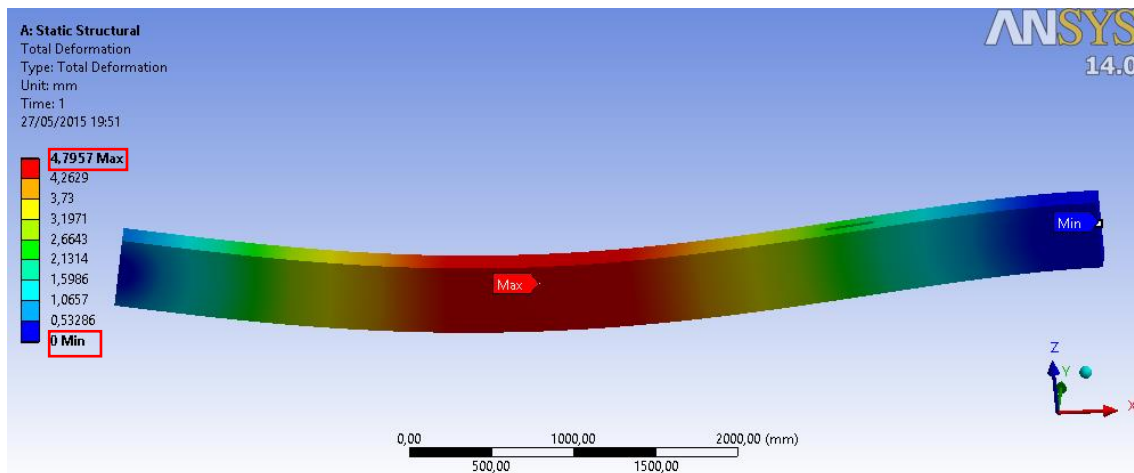
Detalhe da concentração de tensões no entorno da abertura da Viga 3



Fonte: Autoras (2015).

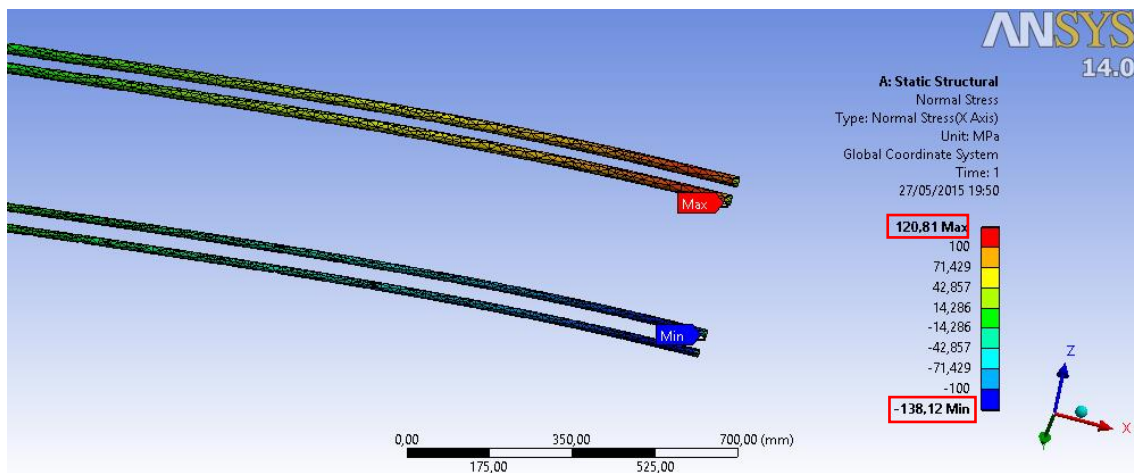
APÊNDICE D - Resultados extraídos da simulação - Viga 4

Deformação total da Viga 4



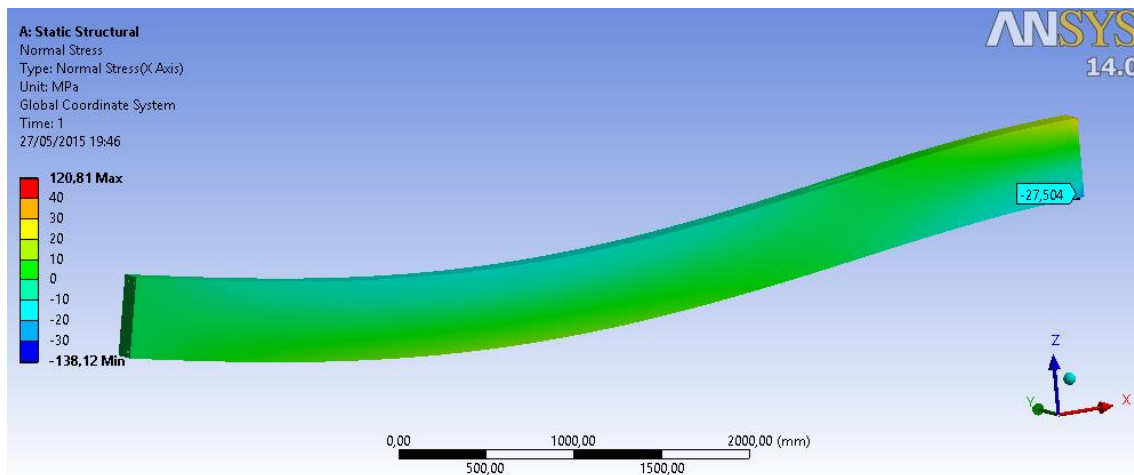
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 4



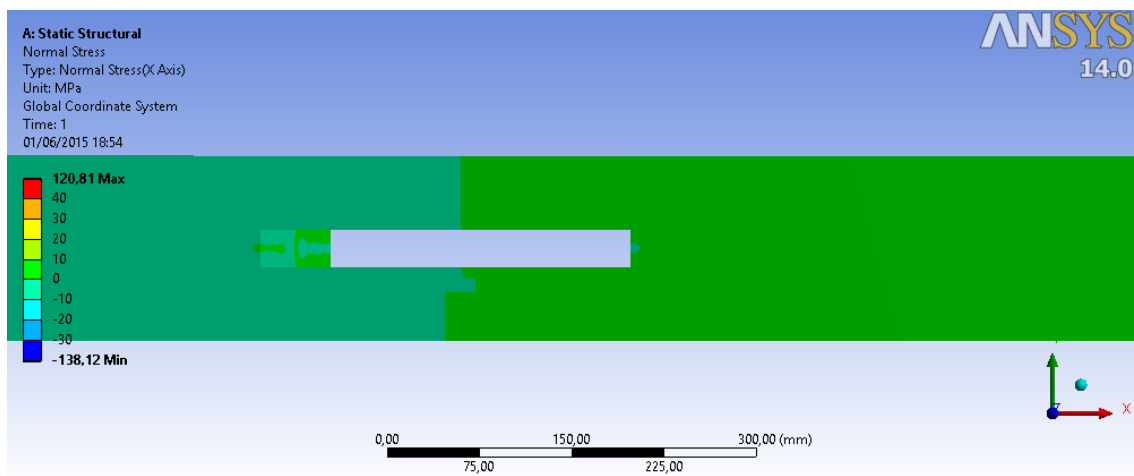
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 4



Fonte: Autoras (2015).

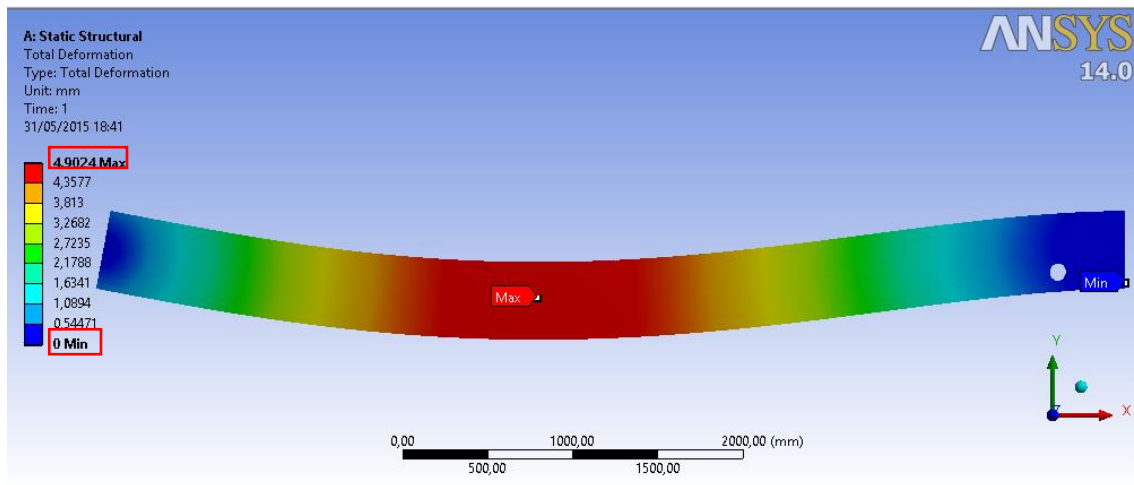
Detalhe da concentração de tensões no entorno da abertura da Viga 4



Fonte: Autoras (2015).

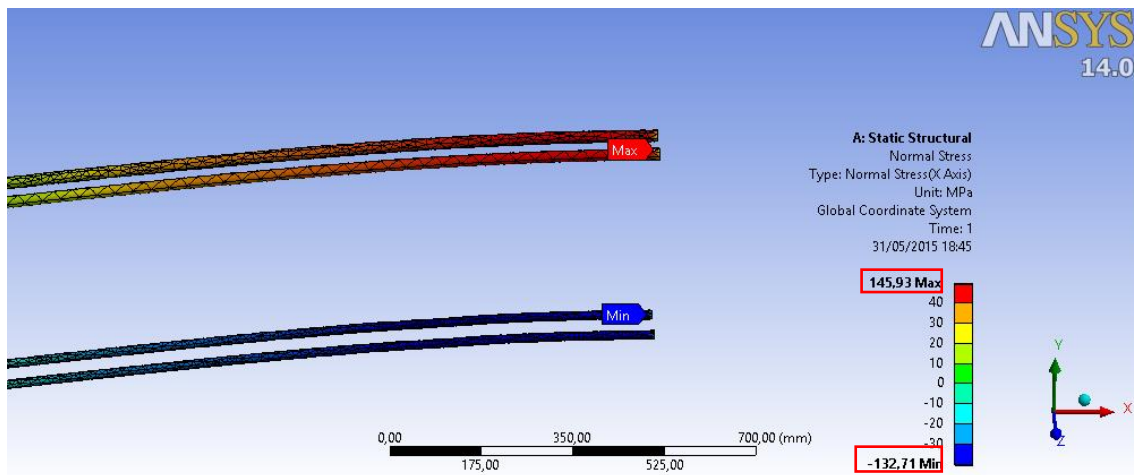
APÊNDICE E - Resultados extraídos da simulação - Viga 5

Deformação total da Viga 5



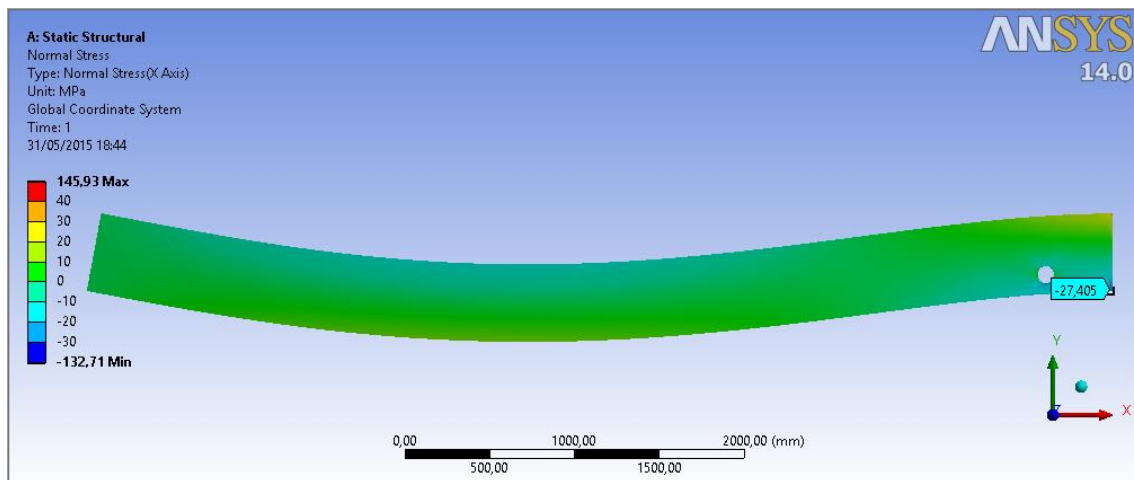
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 5



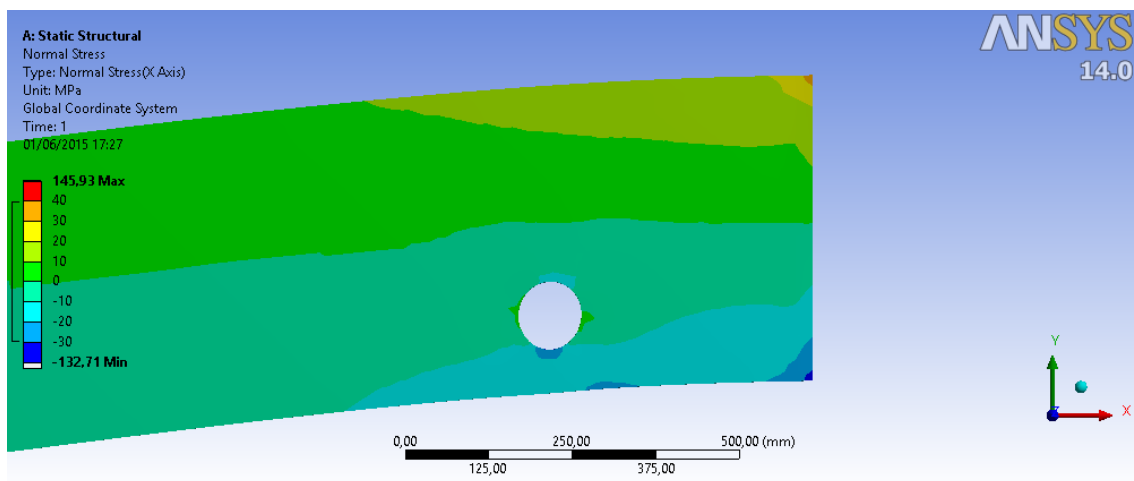
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 5



Fonte: Autoras (2015).

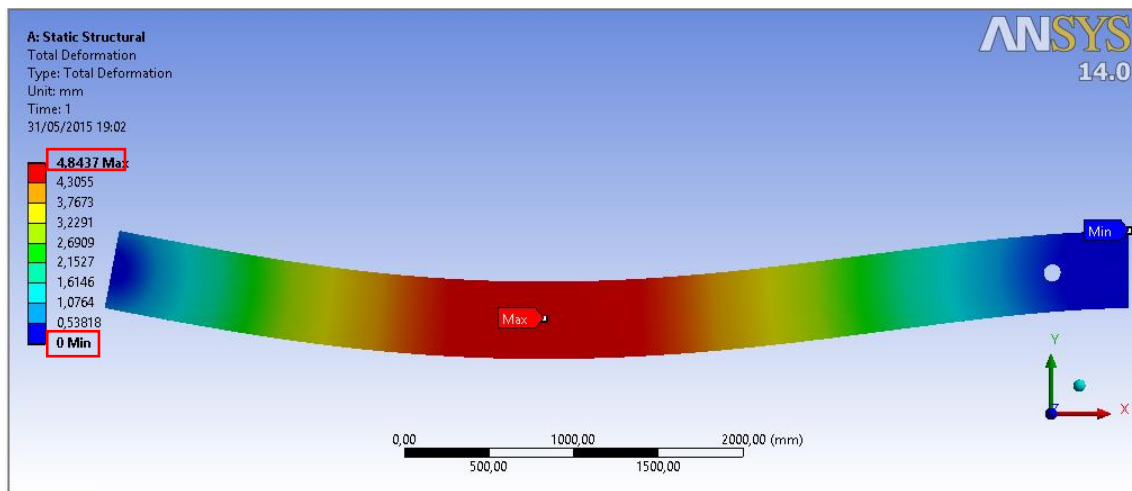
Detalhe da concentração de tensões no entorno do furo da Viga 5



Fonte: Autoras (2015).

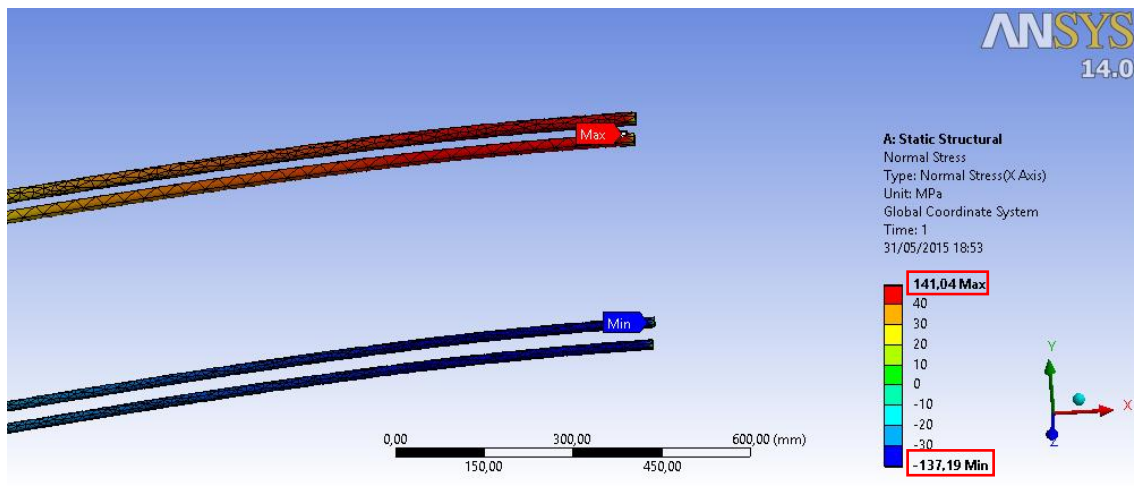
APÊNDICE F - Resultados extraídos da simulação - Viga 6

Deformação total da Viga 6



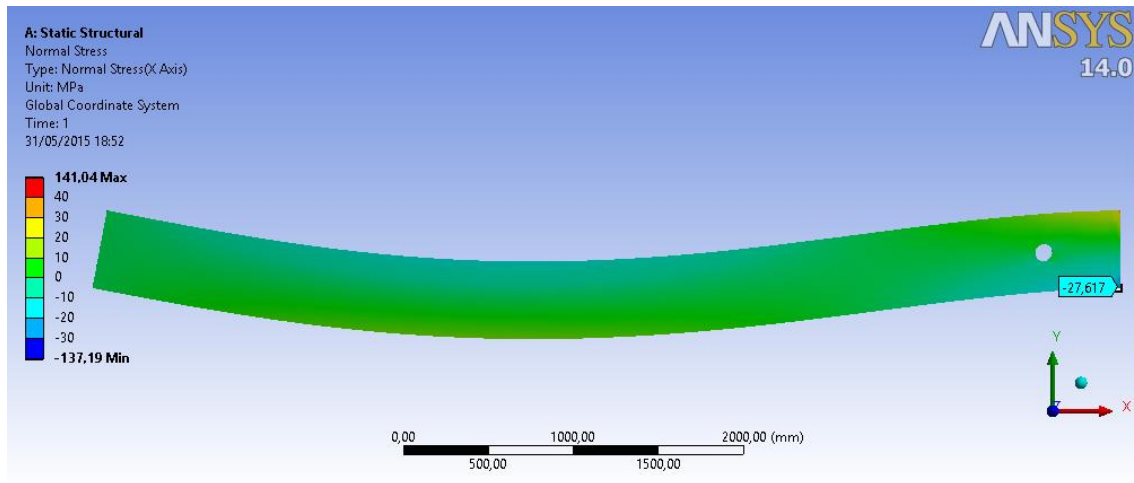
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 6



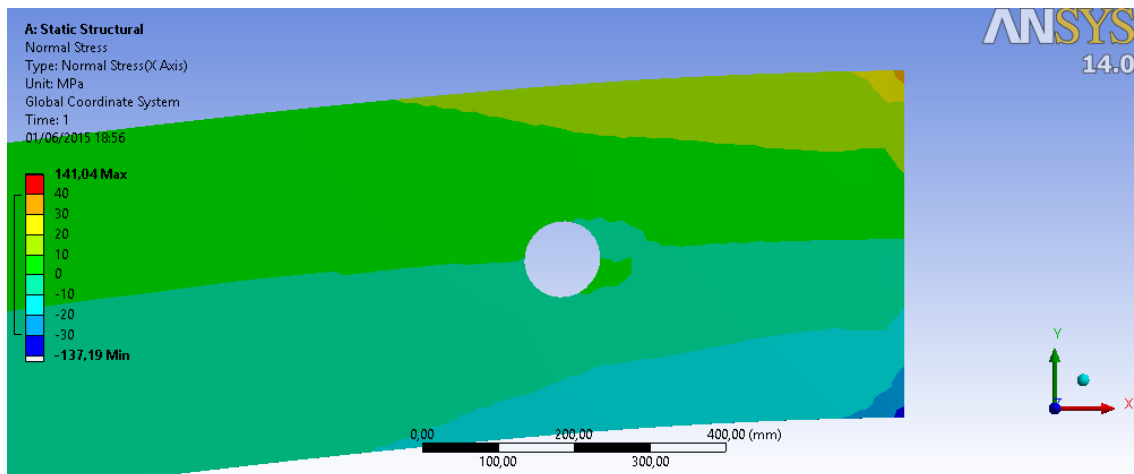
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 6



Fonte: Autoras (2015).

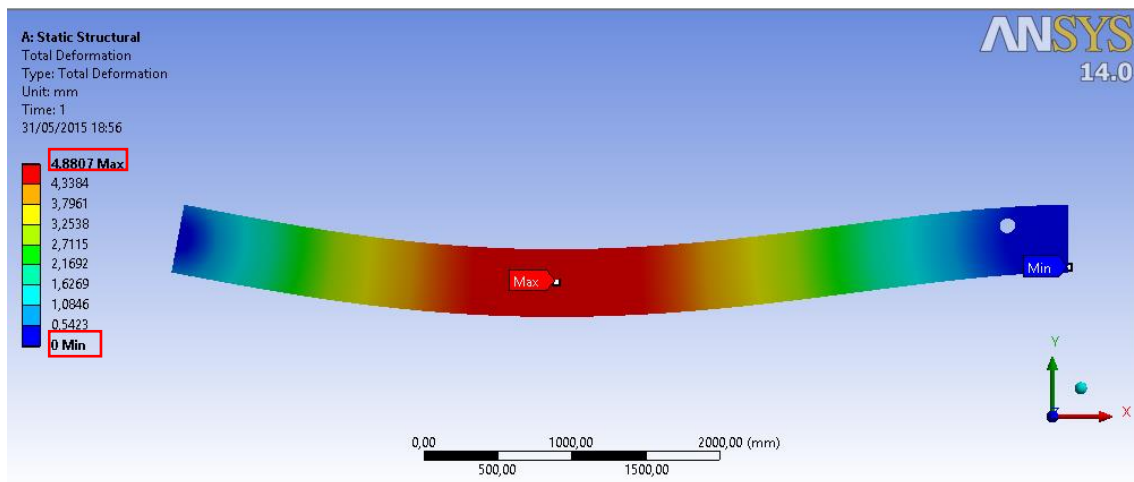
Detalhe da concentração de tensões no entorno do furo da Viga 6



Fonte: Autoras (2015).

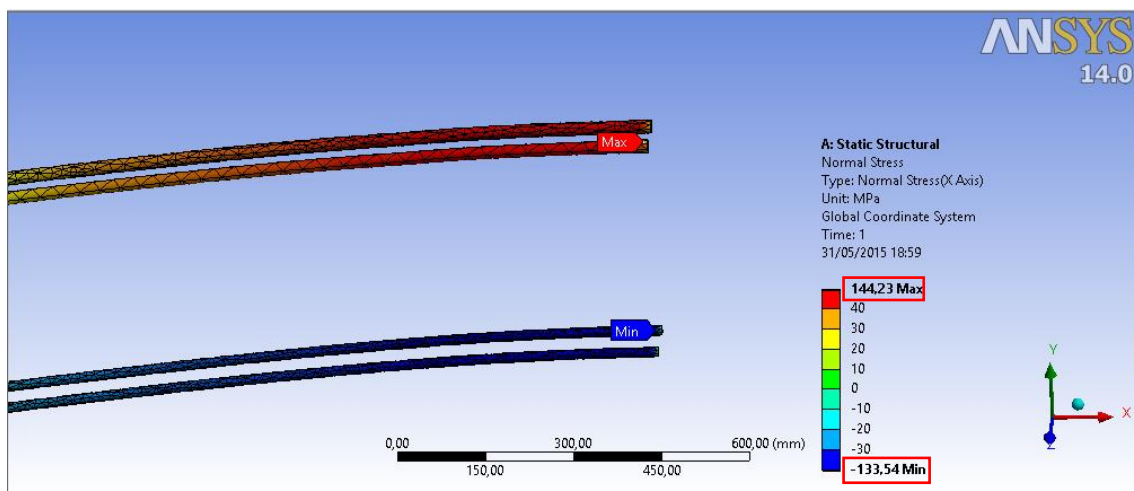
APÊNDICE G - Resultados extraídos da simulação - Viga 7

Deformação total da Viga 7



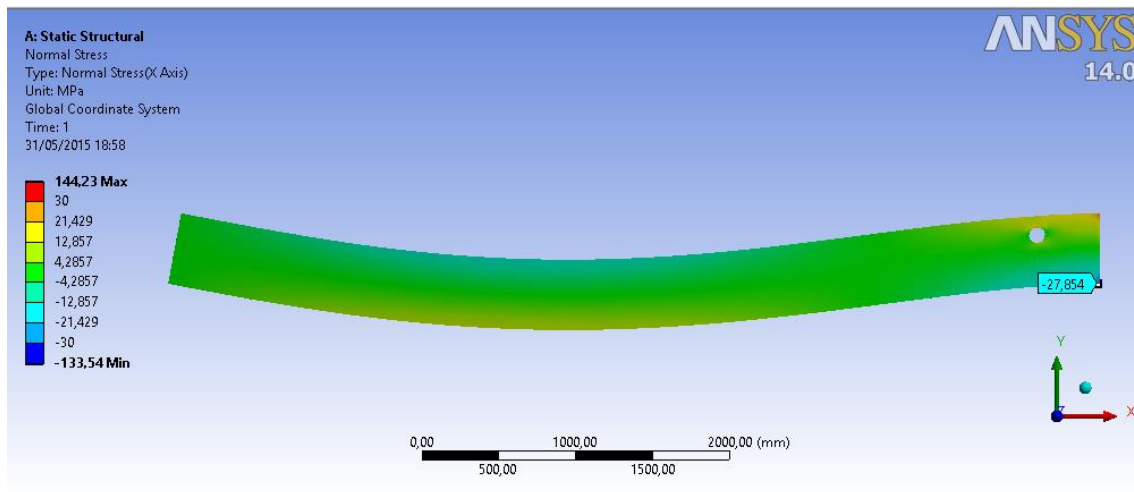
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 7



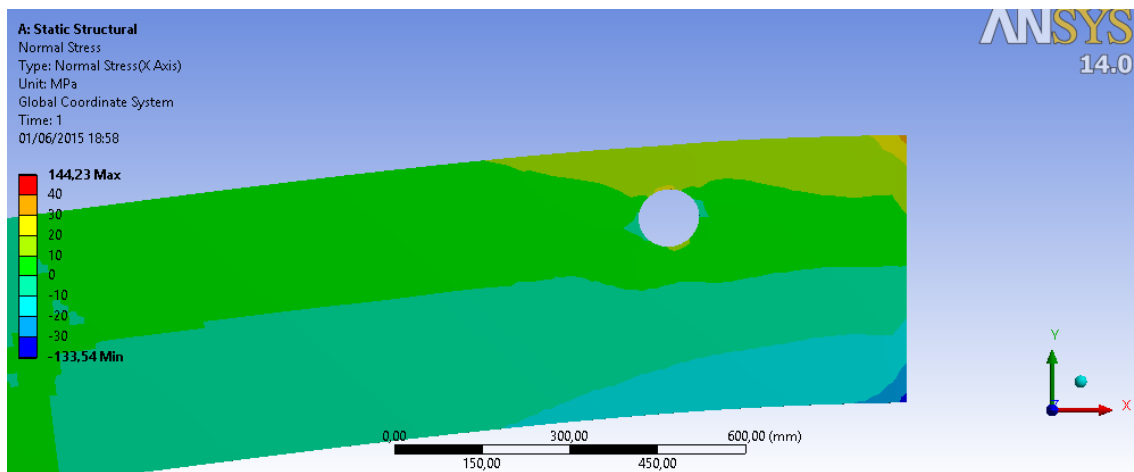
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 7



Fonte: Autoras (2015).

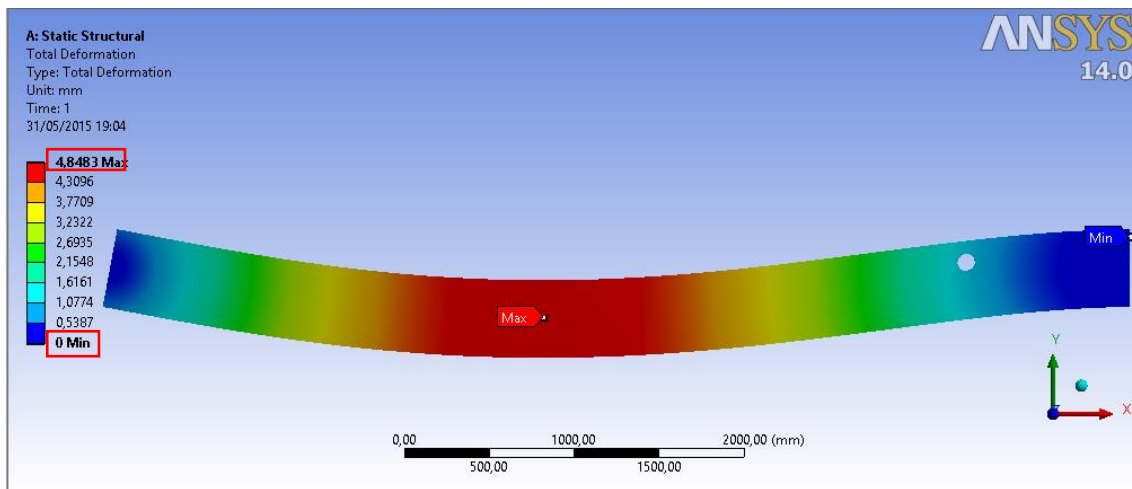
Detalhe da concentração de tensões no entorno do furo da Viga 7



Fonte: Autoras (2015).

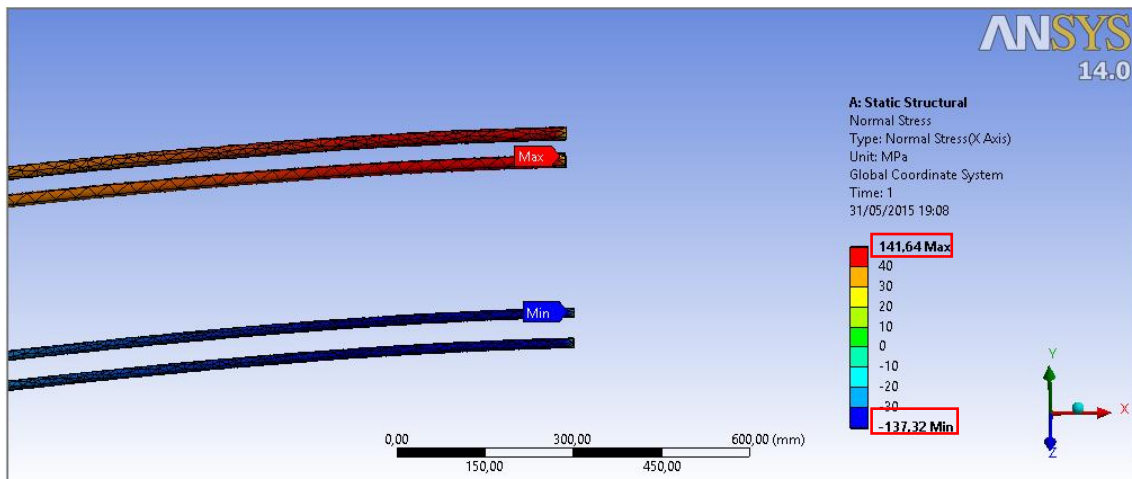
APÊNDICE H - Resultados extraídos da simulação - Viga 8

Deformação total da Viga 8



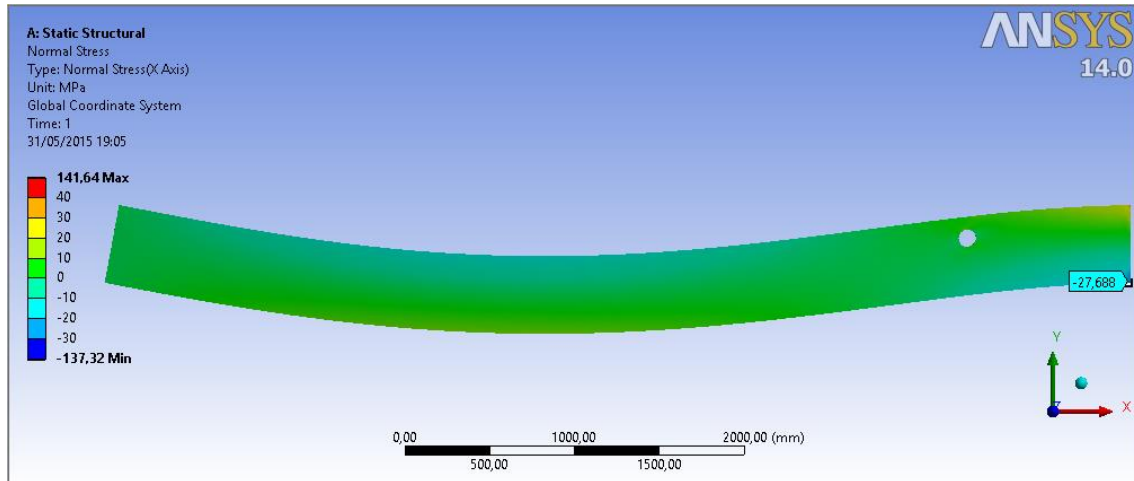
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 8



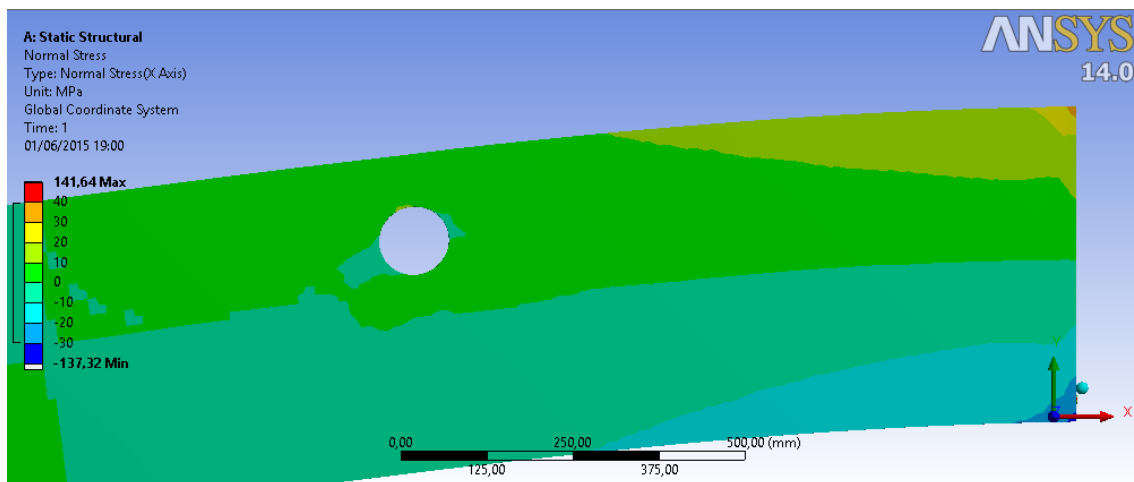
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 8



Fonte: Autoras (2015).

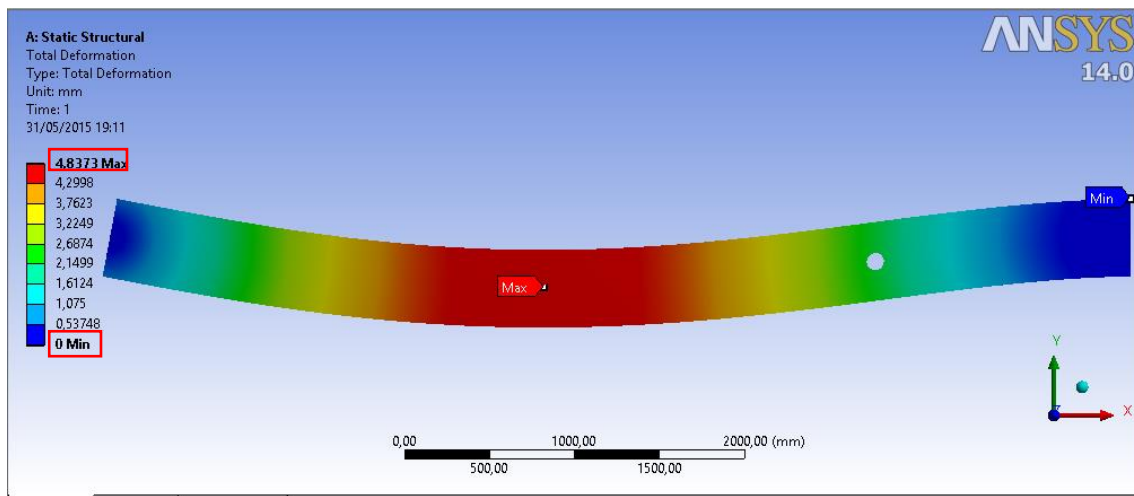
Detalhe da concentração de tensões no entorno do furo da Viga 8



Fonte: Autoras (2015).

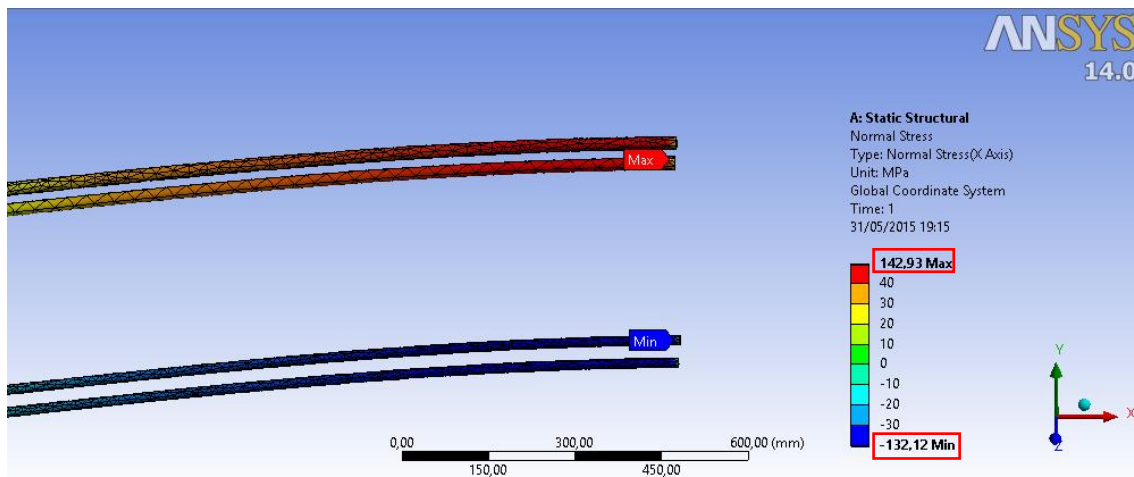
APÊNDICE I - Resultados extraídos da simulação - Viga 9

Deformação total da Viga 9



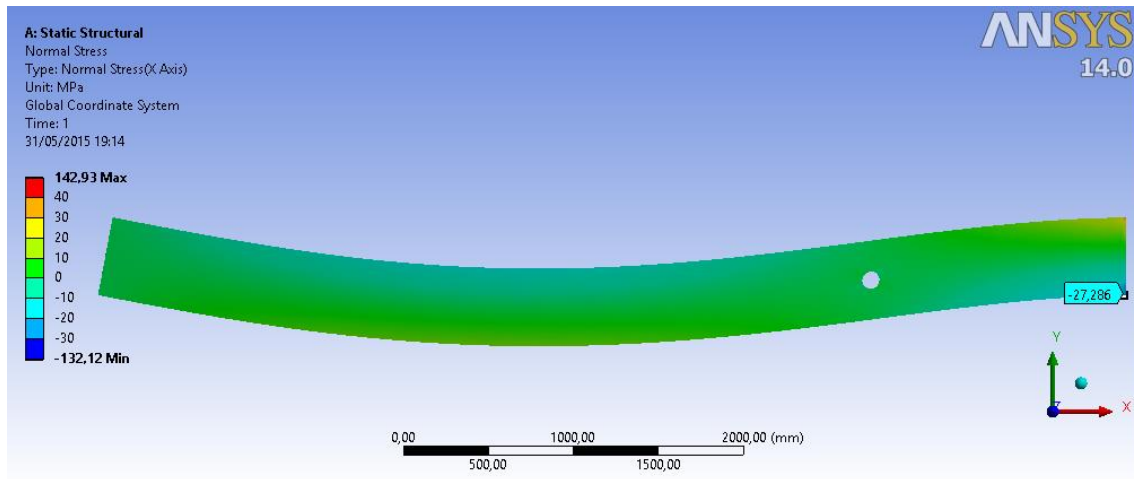
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no aço da Viga 9



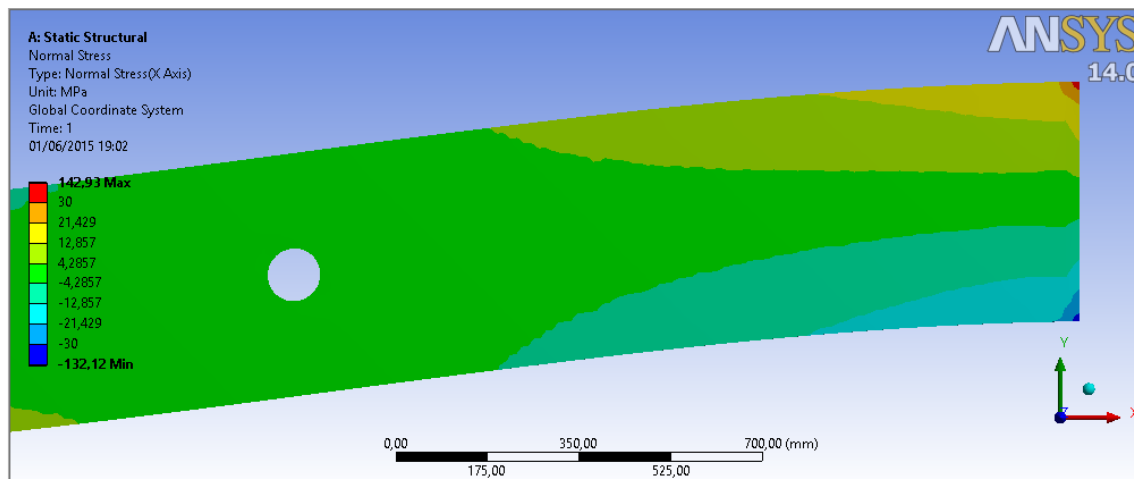
Fonte: Autoras (2015).

Tensões no concreto da Viga 9



Fonte: Autoras (2015).

Detalhe da concentração de tensões no entorno do furo da Viga 9



Fonte: Autoras (2015).

ANEXO A - Tabela KMD

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3991	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506