



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

João Victor Spala Lino

**ESTUDO COMPARATIVO DE DIVERSAS NORMAS DE
DIMENSIONAMENTO DE CONCRETO ARMADO PARA ESFORÇO
TRANSVERSAL**



UFRJ

João Victor Spala Lino

ESTUDO COMPARATIVO DE DIVERSAS NORMAS DE DIMENSIONAMENTO
DE CONCRETO ARMADO PARA ESFORÇO TRANSVERSAL

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Rio de Janeiro

2018

Lino, João Victor Spala

Estudo comparativo de diversas normas de dimensionamento de concreto armado para esforço transversal / João Victor Spala Lino – 2018.

100: 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto de Estruturas, Rio de Janeiro, 2018.

Orientador: Sergio Hampshire de Carvalho Santos.

1. Concreto Armado, 2. Cisalhamento, 3. Dimensionamento, 4. Pannel Fissurado. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica. III. Título.



UFRJ

ESTUDO COMPARATIVO DE DIVERSAS NORMAS DE DIMENSIONAMENTO
DE CONCRETO ARMADO PARA ESFORÇO TRANSVERSAL

João Victor Spala Lino

Orientador:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc., UFRJ

Prof. Flavia Moll de Souza Judice, D. Sc., UFRJ

Prof. Mauro Schulz, D. Sc., UFF

Rio de Janeiro
2018

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à minha família pelo apoio incondicional e necessário para que eu concluísse este trabalho, em especial aos meus tios, Orlando e Maria José, que me acolheram por tantos anos em sua casa.

À Fernanda, minha companheira de vida e definitivamente minha principal incentivadora.

Ao Professor Juliano de Lima, meu professor da graduação e grande amigo, pelo incentivo para ingressar no Mestrado Profissional do Programa de Projeto de Estruturas.

Faço um agradecimento especial ao Professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos, pelo apoio, paciência, atenção dada para a conclusão deste trabalho e principalmente por todo o conhecimento transmitido.

Aos meus coordenadores na Prefeitura do Rio de Janeiro, pelo apoio e compreensão durante esta empreitada, em especial a Ana Lúcia Costa, Denise Beer Frenkel e Simone Costa pelo incentivo e preocupação.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho e me auxiliaram no decorrer deste Mestrado.

RESUMO

LINO, João Victor Spala. **Estudo Comparativo de Diversas Normas de Dimensionamento de Concreto Armado para Esforço Transversal**. Rio de Janeiro. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2018.

Esta dissertação apresenta a análise dos resultados obtidos no dimensionamento da armadura transversal de um elemento de viga padrão, seguindo os critérios da NBR 6118:2014, do *fib* Model Code 2010, da CSA A23.3-14, da ACI 318M-14 e do Eurocode 2. As áreas de armadura transversal obtidas, juntamente com as propriedades do elemento de viga definido, são inseridas no RESPONSE2000, programa desenvolvido por BENTZ e COLLINS, que analisa os resultados seccionais de uma viga, com base na Teoria do Campo de Compressão Modificada, MCFT (*Modified Compression Field Theory*). Para o estudo foram definidas três áreas de armadura longitudinal. Para cada área de armadura longitudinal calculada, foram criados dez casos de carregamento com variações entre momento fletor e esforço cortante. Os resultados do RESPONSE2000 são apresentados por meio de tabelas que contém as tensões nas armaduras longitudinal e transversal em cada caso de carregamento analisado e a inclinação de biela média ao longo da seção. Nos casos em que o RESPONSE2000 identificou algum tipo de ruptura, foram elaborados diagramas de interação M-V e foi calculada a relação entre o cortante solicitante e o cortante máximo resistido no dimensionamento de cada norma ou código. Os casos que não atendem ao critério de $x/d \leq 0,45$ e consideraram altos valores para a parcela V_c não apresentaram resultados satisfatórios. Para um dos casos de carregamento proposto, todas as normas que permitiram o dimensionamento, com limite ao cortante máximo superior à solicitação, apresentaram resultados insatisfatórios, desta forma, aparentemente as normas superestimam a resistência das peças ao cisalhamento nos casos que se aproximam de V_{rd2} . O Eurocode 2 se mostrou a norma mais conservadora mesmo com uma armadura mínima menor que a da NBR6118:2014.

Palavras-chave: Concreto Armado; Dimensionamento; Cisalhamento; Pannel Fissurado.

ABSTRACT

LINO, João Victor Spala. **Comparative Study of Several Codes for Shear Design of Reinforced Concrete Structures**. Rio de Janeiro. 2018. Dissertação (Mestrado) – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2018.

This Thesis presents the analysis of the results obtained in the design of the transverse reinforcement of a standard beam element, following the criteria of NBR 6118:2014, *fib* Model Code 2010, CSA A23.3, ACI 318M-14 and Eurocode 2. The obtained transverse reinforcement areas, together with the properties of the defined beam model, are inputted in RESPONSE2000, a program developed by BENTZ and COLLINS, which analyzes the sectional results of a beam based on the *Modified Compression Field Theory (MCFT)*. For the study, three areas of longitudinal reinforcement were defined. For each area of calculated longitudinal reinforcement, ten loading cases were created with variations between bending moment and shear stress. The results of the RESPONSE2000 are presented by means of tables containing the tensions in the longitudinal and transverse reinforcements in each analyzed load case and the average rod inclination along the section. In cases where RESPONSE2000 identified some type of rupture, M-V interaction diagrams were elaborated and the relationship between the requesting shear and the maximum shear resisted in the design of each standard or code was calculated. The cases that did not meet the criterion of $x/d \leq 0,45$ and considered high values for the V_c plot did not present satisfactory results. For one of the proposed loading cases, all the standards that allowed the sizing, with maximum shear limit higher than the request, presented unsatisfactory results, in this way, the norms apparently overestimate the shear strength in the cases approaching V_{rd2} . Eurocode 2 proved to be the most conservative standard even with a minimum armor lower than that of NBR6118: 2014.

Keywords: Reinforced Concrete; Shear Design; Cracked Panel.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
2. ESFORÇO CORTANTE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	4
2.1. Tensão de Diagonal em Vigas Homogêneas e Elásticas.....	4
2.2. Modelo de Treliça	6
2.2.1. Teoria do Painel Fissurado	8
2.2.2. Teoria de Bielas e Tirantes	9
2.3. Método da Seção Equivalente	13
2.4. Teoria do Campo de Compressão Modificada.....	15
2.4.1. Equações de Equilíbrio Interno	17
2.4.2. Equações de Compatibilidade	19
2.4.3. Relações Constitutivas.....	20
2.4.4. Abordagem Geral do “Software” RESPONSE 2000 (2001).....	27
3. DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE.....	29
3.1. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a NBR 6118:2014.....	29
3.1.1. Verificação da Compressão Diagonal do Concreto.....	30
3.1.2. Cálculo da Armadura Transversal	30
3.1.3. Decalagem do Diagrama de Força no Banzo Tracionado	32
3.2. Dimensionamento à Força Cortante Segundo o <i>fib</i> Model Code 2010 (2013) 33	
3.2.1. Condições Gerais.....	35
3.2.2. Dimensionamento	36
3.3. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a CSA A23.3-14	38
3.4. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a ACI 318M-14	40
3.5. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a Eurocode 2 (2004)	41
4. METODOLOGIA	43
4.1. Definição do Elemento de Viga	43
4.1.1. Geometria	44
4.1.2. Concreto	44
4.1.3. Aço	46
4.2. Definição dos Casos de Carregamento.....	46
4.2.1. Casos com $A_s, máx$	48
4.2.2. Casos com $A_s, mín$	48
4.2.3. Casos com A_s, int	49

5. RESULTADOS	51
5.1. Exemplo de Aplicação da Metodologia Desenvolvida	51
5.1.1. Dimensionamento da armadura transversal.....	51
5.1.2. Análise no RESPONSE2000 (2001)	57
5.2. Resultados	60
5.2.1. Dimensionamento da armadura transversal.....	60
5.2.2. Análise no RESPONSE2000 (2001)	62
6. CONCLUSÕES	70
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	72
APÊNDICE	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1- Elementos laminados de materiais homogêneos, adaptado de NILSON (1997).	5
Figura 2-2: Trajetória das tensões principais em uma viga retangular homogênea, adaptado de NILSON (1997).....	5
Figura 2-3: Modelo de Treliça para vigas de concreto submetidos ao esforço cortante, QUEIROZ JUNIOR (2014).....	7
Figura 2-4: Condições de equilíbrio para o modelo de treliça, QUEIROZ JUNIOR (2014).	8
Figura 2-5: Elemento infinitesimal da teoria do painel fissurado, CORRIÇA (2015).....	9
Figura 2-6: Diagrama do modelo de treliça para análise de bielas e tirantes, SANTOS (2014)	10
Figura 2-7: Carregamentos e esforços em uma viga biapoiada, SANTOS (2014).....	11
Figura 2-8: Diagrama de corpo livre para cálculo das forças, SANTOS (2014).....	11
Figura 2-9: Diagrama de corpo livre para cálculo dos esforços.	12
Figura 2-10: Elemento isolado da viga, comprimido pela biela.....	12
Figura 2-11: Determinação do Fluxo de Cisalhamento por meio do Método da Área Equivalente, CELESTE (2015).	14
Figura 2-12: Tensões decorrentes de força normal, momento fletor e força cortante atuantes em vigas de concreto armado, CELESTE (2015).	14
Figura 2-13: Viga de concreto fissurado sujeita a esforço cortante, esforço normal e momento fletor, CELESTE (2015).....	16
Figura 2-14: Tensões nos painéis de concreto, armadura e concreto armado, BENTZ et al. (2006).....	17
Figura 2-15: Círculo de Mohr das tensões médias no concreto, BENTZ et al. (2006)..	18
Figura 2-16: Deformações médias em elementos fissurados de concreto, BENTZ et al. (2006).	19
Figura 2-17: Círculo de Mohr das deformações específicas médias, BENTZ et al. (2006).	20
Figura 2-18: Concreto fissurado à compressão – Curva Tensão - Deformação, BENTZ et al. (2006).....	22
Figura 2-19: Curva proposta para a tensão máxima de compressão, BENTZ et al. (2006).	22

Figura 2-20: Diagrama tensão-deformação médios, para tração no concreto fissurado, VECCHIO E COLLINS (1986).	23
Figura 2-21: Esforços localizados nas fissuras e entre fissuras, BENTZ et al. (2006). .	24
Figura 2-22: Transmissão do esforço de cisalhamento em uma região de fissura por efeito do engrenamento entre agregados, VECCHIO E COLLINS (1986).	26
Figura 2-23: Interface do RESPONSE2000 (2001)	27
Figura 3-1: Modelo de Treliça, adaptado <i>fib</i> (2013)	33
Figura 3-2: Comparativo entre os níveis de aproximação segundo o <i>fib</i> Model Code (2013).	35
Figura 3-3: Modelo de Treliça, Eurocode (2004).	42
Figura 4-1: Seção da viga padrão.	44
Figura 4-2: Curva tensão-deformação do concreto no RESPONSE2000 (2001).	45
Figura 4-3: Curva tensão-deformação do aço no RESPONSE2000 (2001).	46
Figura 5-1: Tensão principal de tração (f_{c1}) – Caso 2-2	58
Figura 5-2: Tensão principal de compressão (f_{c2}) – Caso 2-2	59
Figura 5-3: Variação do ângulo da biela (θ) – Caso 2-2	59
Figura 5-4: Taxa de utilização da armadura longitudinal por caso de carregamento.	64
Figura 5-5: Área de armadura transversal por caso de carregamento	64
Figura 5-6: Taxa de utilização da armadura transversal por caso de carregamento	65
Figura 5-7: Diagrama de Interação M-V do Caso 1-2, RESPONSE2000 (2001)	66
Figura 5-8: Diagrama de Interação M-V do Caso 1-3, RESPONSE2000 (2001)	66
Figura 5-9: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-4, RESPONSE2000 (2001)	67
Figura 5-10: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-5, RESPONSE2000 (2001)	67
Figura 5-11: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-6, RESPONSE2000 (2001)	68
Figura 5-12: Gráfico comparativo de resistência ao cortante – $V_{sd}/V_{m\acute{a}x}$	69
Figura 7-1: Tensão principal de tração e compressão – Caso 1-1.	75
Figura 7-2: Variação do ângulo da biela – Caso 1-1.	76
Figura 7-3: Tensão principal de tração e compressão – Caso 2-1.	76
Figura 7-4: Variação do ângulo da biela – Caso 2-1.	77
Figura 7-5: Tensão principal de tração e compressão – Caso 2-3.	77
Figura 7-6: Variação do ângulo da biela – Caso 2-3.	78
Figura 7-7: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-1.	78
Figura 7-8: Variação do ângulo da biela – Caso 3-1.	79
Figura 7-9: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-2.	79

Figura 7-10: Variação do ângulo da biela – Caso 3-2.....	80
Figura 7-11: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-3.....	80
Figura 7-12: Variação do ângulo da biela – Caso 3-3.....	81
Figura 7-13: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-4.....	81
Figura 7-14: Variação do ângulo da biela – Caso 3-4.....	82
Figura 7-15: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-5.....	82
Figura 7-16: Variação do ângulo da biela – Caso 3-5.....	83
Figura 7-17: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-6.....	83
Figura 7-18: Variação do ângulo da biela – Caso 3-6.....	84
Figura 7-19: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-7.....	84
Figura 7-20: Variação do ângulo da biela – Caso 3-7.....	85
Figura 7-21: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-8.....	85
Figura 7-22: Variação do ângulo da biela – Caso 3-8.....	86
Figura 7-23: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-9.....	86
Figura 7-24: Variação do ângulo da biela – Caso 3-9.....	87
Figura 7-25: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-10.....	87
Figura 7-26: Variação do ângulo da biela – Caso 3-10.....	88

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 4-1: Valores da curva tensão-deformação.	45
Tabela 4-2: Casos com armadura longitudinal máxima	48
Tabela 4-3: Casos com armadura longitudinal mínima.....	49
Tabela 4-4: Casos com armadura longitudinal intermediária.....	50
Tabela 5-1: Solicitações do caso de carregamento 2-4.....	51
Tabela 5-2: Propriedades dos materiais e geometria da viga.	52
Tabela 5-3: Planilha de dimensionamento – NBR6118:2014 Modelo de Cálculo I.	52
Tabela 5-4: Planilha de dimensionamento – NBR6118:2014 Modelo de Cálculo II.....	53
Tabela 5-5: Planilha de dimensionamento – <i>fib</i> Model Code 2010 (2013).....	54
Tabela 5-6: Planilha de dimensionamento – CSA A23.3-14	55
Tabela 5-7: Planilha de dimensionamento – ACI 318M-14.....	56
Tabela 5-8: Planilha de dimensionamento – Eurocode 2 (2004).....	57
Tabela 5-9: Resultados obtidos no RESPONSE2000 (2001) para o caso 2-2	58
Tabela 5-10: Resultados de dimensionamento dos casos de carregamento	61
Tabela 5-11: Resultados obtidos no RESPONSE2000 (2001).....	62
Tabela 5-12: Comparativo entre resistências ao cisalhamento – $V_{sd}/V_{máx}$	68

1. INTRODUÇÃO

O comportamento de peças de concreto armado quando submetidas à solicitações de cisalhamento tem sido objeto de estudo por décadas, dando origem a diversas teorias e modelos que visam compreender e reproduzir numericamente os resultados obtidos em ensaios de laboratório. A complexidade que envolve este comportamento se deve aos fenômenos que ocorrem no concreto armado quando solicitado por esforços tangenciais e normais e ao comportamento não-linear dos materiais empregados.

O primeiro modelo idealizado, apresentado nos estudos de RITTER (1899) e MÖRSCH (1909), para o cálculo da resistência ao cisalhamento no concreto armado, é denominado modelo da treliça clássica e consiste na analogia entre o comportamento de uma viga e o de uma treliça isostática. A este modelo foram incorporadas diversas modificações, com base em novos estudos e pesquisas elaborados ao longo dos anos. Desta forma, o modelo de treliça é utilizado em normas conceituadas até os dias atuais, como a NBR6118:2014, que utiliza este modelo incorporando a contribuição de mecanismos secundários de resistência ao cisalhamento e o Eurocode 2 (2004).

A partir do modelo de treliça generalizado, foi desenvolvida a teoria do painel fissurado, que considera a variação do ângulo da biela ao longo da altura da viga, permitindo a obtenção de resultados mais precisos e detalhados. Com base neste modelo, foi desenvolvido o Método da Seção Equivalente, idealizado por DIAZ (1980), e a Teoria do Campo de Compressão, idealizada por COLLINS e MITCHELL (1974).

O Método da Seção Equivalente propõe adaptações ao dimensionamento usual e possibilita determinar o fluxo de cisalhamento ao longo da altura de uma seção, porém sem considerar a compatibilidade de deformações em sua formulação.

A Teoria do Campo de Compressão foi desenvolvida com base em um programa experimental extensivo. Consiste em um modelo de elementos de concreto armado, aplicando relações de equilíbrio, de compatibilidade e as relações tensão-deformação dos materiais que compõem os elementos estruturais.

Após os estudos realizados por VECCHIO e COLLINS (1986) e BHIDE (1986), a Teoria do Campo de Compressão sofisticou-se, aprimorando as equações constitutivas e incorporando na teoria as tensões de tração que existem entre as fissuras. Com estas

modificações a teoria passa a ser denominada Teoria do Campo de Compressão Modificada (*MCFT - Modified Compression Field Theory*).

A MCFT é considerada a teoria mais precisa na análise da resistência ao cisalhamento de elementos de concreto armado. Porém, devido ao seu alto grau de complexidade, a sua utilização na prática é inviável sem a utilização de simplificações que sacrificam a precisão dos resultados. Para suprir esta necessidade e viabilizar a utilização na prática da MCFT, BENTZ e colaboradores desenvolveram o “software” RESPONSE2000 (2001), que analisa seccionalmente elementos de vigas e colunas sujeitas a combinações de esforços axial, cortante e momentos fletores, com base na MCFT.

Quando ocorre uma ruptura à flexão de forma dúctil, por exemplo, com escoamento da armadura longitudinal de uma viga carregada de forma progressiva, inicia-se a abertura e propagação de fissuras na face tracionada e o escoamento do aço da armadura, tornando o dano aparente. No caso de ruptura devida ao cisalhamento, o colapso do elemento pode ocorrer de forma abrupta (ruptura frágil), sem qualquer patologia aparente ou aviso prévio.

Devido aos riscos que envolvem a ruptura de forma abrupta de um elemento mal dimensionado ao cisalhamento, é de grande relevância o desenvolvimento de estudos que analisem e validem a segurança dos critérios de dimensionamento adotados nas normas e códigos utilizados na prática.

Este trabalho tem o intuito de analisar os critérios definidos em diversas normas internacionais. A metodologia da pesquisa tem como base o dimensionamento de uma viga padrão para diversos casos de carregamento comparando com os resultados obtidos utilizando a MCFT, por meio do “software” RESPONSE2000 (2001).

A estrutura organizacional do trabalho está disposta em oito capítulos.

No Capítulo 2 são descritas de forma mais detalhada as teorias e modelos desenvolvidos para o cálculo do esforço cortante e, conseqüentemente, a base dos critérios normativos de dimensionamento da resistência ao cisalhamento.

Estão expostos no Capítulo 3 os critérios adotados para o dimensionamento ao cortante da NBR 6118:2014 - Modelos de Cálculo I e II, *fib* Model Code 2010 (2013), CSA A23.3-14, ACI 318M-14 e Eurocode 2 (2004).

A metodologia adotada no desenvolvimento desta dissertação é descrita detalhadamente no Capítulo 4 e os resultados obtidos por meio de sua aplicação são expostos no Capítulo 5.

No Capítulo 6 são apresentadas as conclusões principais desta dissertação.

Em Apêndice, são apresentados os gráficos de tensões principal de tração e compressão, extraídos do RESPONSE2000 (2001).

2. ESFORÇO CORTANTE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Segundo MACGREGOR e WIGHT (2012), a ruptura de um elemento estrutural devido ao esforço de cisalhamento pode ocorrer de diferentes maneiras e é influenciada por fatores como a dimensão, geometria, carregamento e propriedades do elemento. Devido à quantidade de variáveis envolvidas, não existe apenas uma maneira de se dimensionar um elemento submetido ao esforço cortante.

Com o intuito de analisar a resistência de elementos estruturais de concreto armado, sujeitos à esforços simultâneos de flexão e cortante foram desenvolvidos diversos estudos e experimentos no decorrer dos anos. Com base nesses estudos, surgiram teorias e modelos matemáticos a fim de representar de forma satisfatória o comportamento real de um elemento estudado.

2.1. Tensão de Diagonal em Vigas Homogêneas e Elásticas

O modo como as tensões de cisalhamento atuam em uma viga pode ser representada por um esquema simplificado, constituído por dois elementos retangulares, compostos por um material homogêneo, ligados em toda a superfície de contato e sendo solicitada por uma carga vertical (Figura 2-1). Caso a ligação entre os elementos possua resistência suficiente, a peça irá deformar-se como um único elemento, Figura 2-1 (a). Caso contrário, os dois elementos irão se separar, deslizando um sobre o outro, Figura 2-1 (b). Quando a ligação entre os elementos não permite o deslizamento entre as peças, isso é devido à existência de forças ou tensões que impedem o deslizamento. A maneira e sentido pelos quais a tensão de cisalhamento atua está representada na Figura 2-1 (c), estas tensões horizontais atuam em forma de binários nas partes inferior e superior da peça. A Figura 2-1 (d), por sua vez, representa o equilíbrio de forças de uma seção vertical, com o esforço solicitante, V , sendo equilibrado pelas tensões de cisalhamento, v .

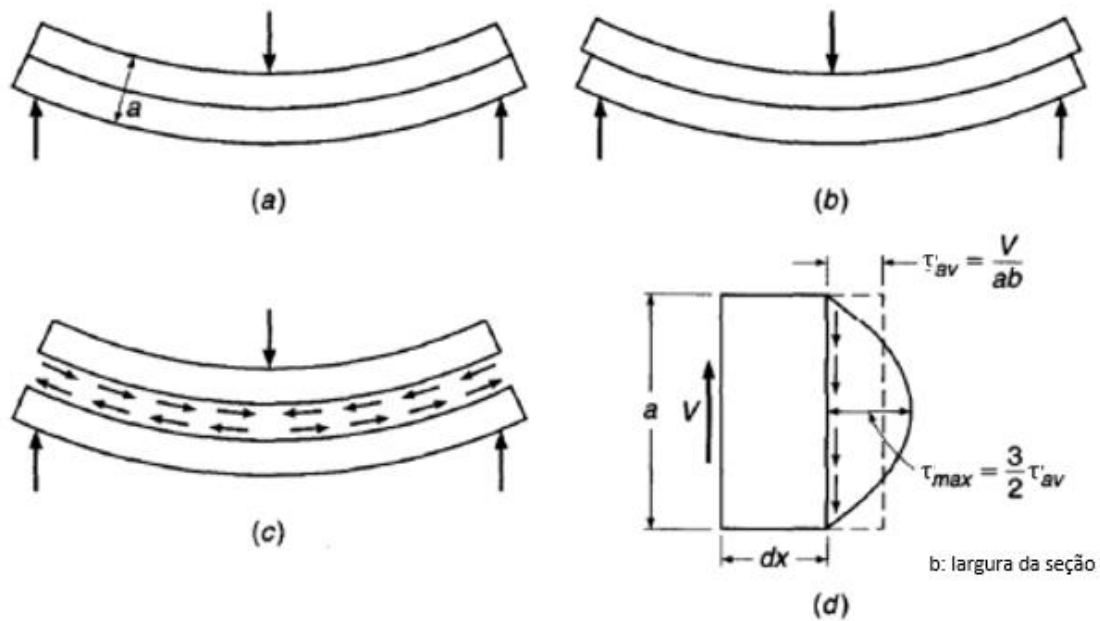


Figura 2-1- Elementos laminados de materiais homogêneos, adaptado de NILSON (1997).

No caso de vigas homogêneas e com material em regime elástico, a trajetória das tensões principais ocorre conforme ilustrado na Figura 2-2.

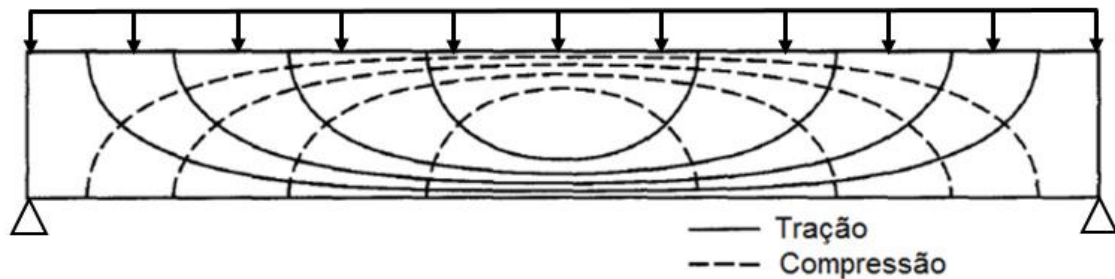


Figura 2-2: Trajetória das tensões principais em uma viga retângular homogênea, adaptado de NILSON (1997).

Neste caso, as tensões tangenciais oriundas do esforço cortante podem ser calculadas por meio da equação (2-1). As tensões atuantes na seção devidas à flexão podem ser calculadas por meio da equação (2-2).

$$\tau = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (2-1)$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \quad (2-2)$$

onde:

V - Esforço cortante total na seção;

S - Momento estático em relação ao eixo neutro da região da seção transversal situada entre a linha passando no ponto em questão, paralela ao eixo neutro, e a face, superior ou inferior, da viga;

I - Momento de inércia da seção transversal em relação à linha neutra;

b - Largura da viga no ponto analisado;

σ - Tensão devida à flexão à distância z da linha neutra;

M - Momento fletor na seção;

z - Distância da fibra considerada até a linha neutra.

Aplicando a equação (2-1) em uma seção retangular, com altura h , $S = b \cdot h^2/8$ e $I = b \cdot h^3/12$, obtém-se a tensão de cisalhamento máxima na seção, $\tau_{\text{máx}}$, apresentada na equação (2-3).

$$\tau_{\text{máx}} = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{b \cdot h} \quad (2-3)$$

Com o intuito de exemplificar, NILSON (1997) isolou um cubo infinitesimal localizado na linha neutra de uma viga, de forma que as tensões cisalhantes verticais se anulassem, possuindo valores iguais e opostos nas duas faces. Porém, para manter o equilíbrio, são necessárias duas tensões cisalhantes horizontais com mesma magnitude e sinais opostos.

2.2. Modelo de Treliça

No final do século XIX, os estudos acerca dos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas constituídas de concreto armado foram intensificados, e nesta época foi concebido o modelo de treliça.

O modelo desenvolvido por RITTER (1899) e MÖRSCH (1909) consiste na analogia entre o mecanismo de cisalhamento e flexão de uma viga de concreto e uma treliça, em virtude da intensa fissuração da viga nas proximidades do estado limite último. O modelo tem sua aplicação restrita ao dimensionamento de peças na ruptura, com

precisão satisfatória em vigas com seção retangular e seção T, sendo amplamente utilizado nos dimensionamentos de vigas de concreto armado até os dias atuais.

O comportamento de uma viga de concreto armado, segundo este modelo, é similar ao comportamento de uma treliça com dois banzos longitudinais paralelos submetidos a esforços com sentidos opostos. Um dos banzos é de concreto submetido à compressão e o outro é formado pela armadura submetida à tração, equilibrando o momento fletor solicitante. A alma da viga é representada por uma série de bielas de concreto comprimidas, com inclinação pré-determinada, e a armadura transversal é representada pelos montantes tracionados da treliça.

O ângulo de inclinação da biela não pode ser definido apenas com as equações de equilíbrio pelo excesso de variáveis envolvidas. Portanto, no dimensionamento à ruptura, é arbitrado um valor para este ângulo, considerando que o modelo estático da treliça permaneça estável após a aplicação dos carregamentos. De forma simplificada, RITTER (1899) e MÖRSCH (1909) adotaram 45° para o valor do ângulo da biela, conforme ilustrado pela Figura 2-3.

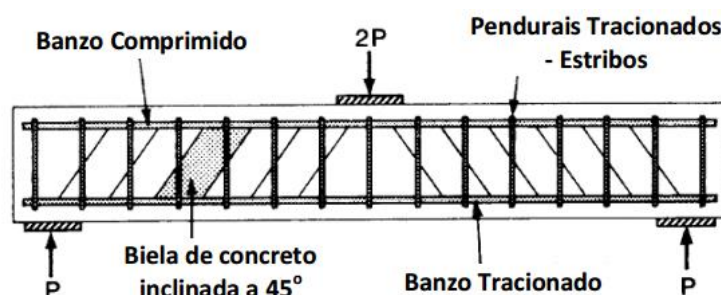


Figura 2-3: Modelo de Treliça para vigas de concreto submetidos ao esforço cortante, QUEIROZ JUNIOR (2014).

Com o valor adotado para o ângulo da biela aplicado nas equações de equilíbrio, é possível determinar as demais incógnitas. A Figura 2-4 ilustra as condições de equilíbrio do modelo idealizado por RITTER (1899) e MÖRSCH (1909).

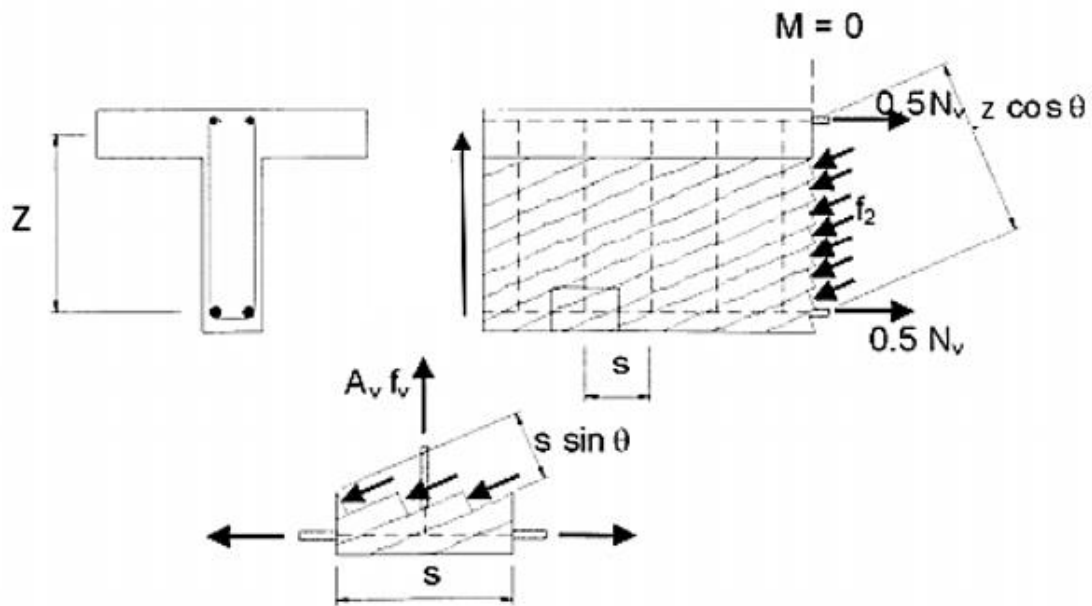


Figura 2-4: Condições de equilíbrio para o modelo de treliça, QUEIROZ JUNIOR (2014).

Posteriormente, com base em experimentos, com resultados confrontados com os obtidos com a analogia de treliça a 45° , concluiu-se que o modelo é bastante conservador, principalmente pelo fato de não serem consideradas as tensões de tração no concreto fissurado e outros mecanismos adicionais de resistência ao cisalhamento.

Com o intuito de otimizar o dimensionamento da armadura transversal, algumas normas adotaram ângulo de biela variável e consideraram os mecanismos complementares na resistência ao cisalhamento.

2.2.1. Teoria do Painel Fissurado

A teoria do painel fissurado foi desenvolvida a partir de uma generalização do modelo de treliça e é baseada em uma análise infinitesimal de elementos de concreto armado, com microfissuras, submetido a tensões axiais e cisalhantes em seu plano médio, conforme mostra a Figura 2-5.

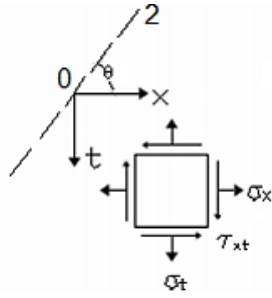


Figura 2-5: Elemento infinitesimal da teoria do painel fissurado, CORRIÇA (2015).

O estudo da interação entre os elementos infinitesimais permite a análise da peça por completo, sendo a precisão dos resultados da análise vinculada ao nível de refinamento da malha de discretização.

Os efeitos locais do concreto armado fissurado, como o aumento das tensões na proximidade das armaduras, não são considerados a princípio na teoria do painel fissurado. Para determinar as tensões (σ_x , σ_y e τ_{xy}) e as deformações (ϵ_x , ϵ_y e ϵ_{xy}), e a maneira como as mesmas se relacionam, são considerados seus valores médios.

O desenvolvimento desta teoria permitiu a elaboração de análises mais precisas e detalhadas do esforço cisalhante, permitindo considerar inclinações de bielas variando ao longo da mesma seção transversal. O estudo do painel fissurado permite determinar as direções das tensões principais de compressão, da deformação principal de compressão e das fissuras.

2.2.2. Teoria de Bielas e Tirantes

Baseada no modelo de treliça discreta, a teoria de bielas e tirantes, apresentada por SANTOS (2014), analisa os esforços de uma viga em uma zona não perturbada, onde são caracterizados os campos de compressão diagonal, conforme mostra a Figura 2-6.

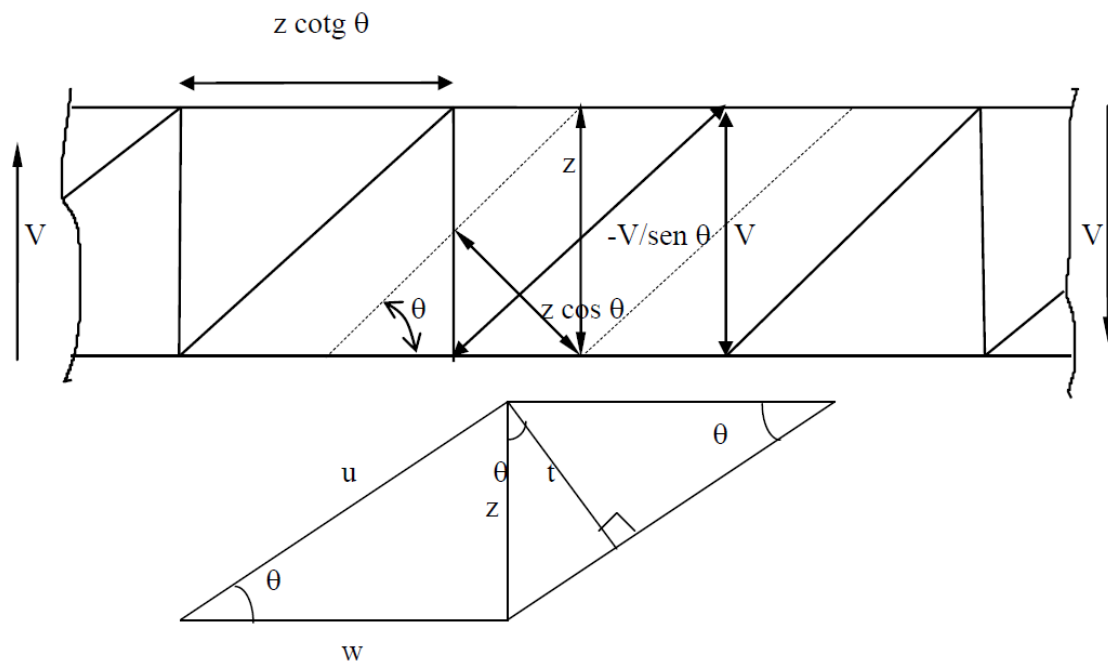


Figura 2-6: Diagrama do modelo de treliça para análise de bielas e tirantes, SANTOS (2014)

onde:

θ : Ângulo de inclinação da biela;

z : Braço de alavanca entre o centro de gravidade das armaduras e a resultante das forças de compressão;

V : Esforço cortante na seção avaliada;

w : Projção horizontal da distância entre as bielas, igual a $z \cdot \cotg \theta$;

t : Distância entre as bielas, igual a $z \cdot \cos \theta$.

Desta forma, a tensão na direção da biela, f_{c2} , pode ser definida por meio da equação (2-4), em que b é a largura da seção.

$$f_{c2} = - \frac{V}{b \cdot \text{sen } \theta \cdot z \cdot \cos \theta} \quad (2-4)$$

A partir do estudo do equilíbrio em uma treliça, exemplificada em uma viga biapoiada genérica submetida à flexão e cisalhamento, ilustrada na Figura 2-7, é possível uma melhor compreensão da teoria. Neste exemplo, são destacadas duas seções 1 e 2 e, a

partir da análise do equilíbrio entre as mesmas, conforme mostrado na Figura 2-7, é definido o valor das forças atuantes.

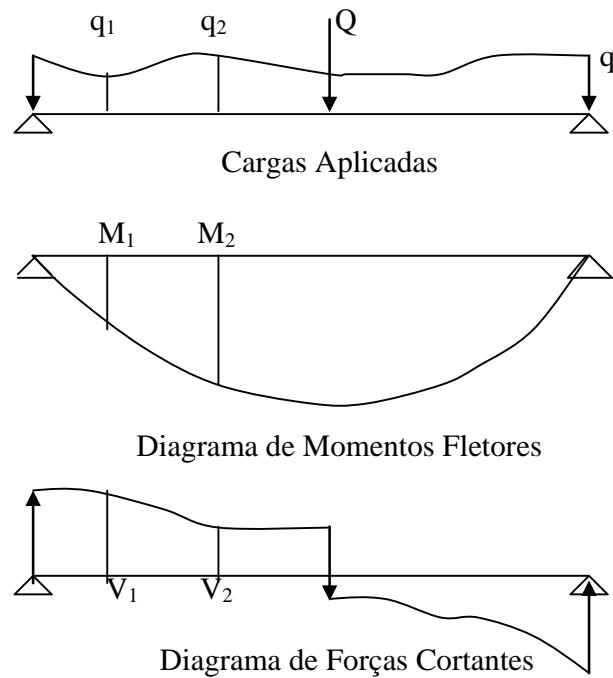


Figura 2-7: Carregamentos e esforços em uma viga biapoiada, SANTOS (2014)

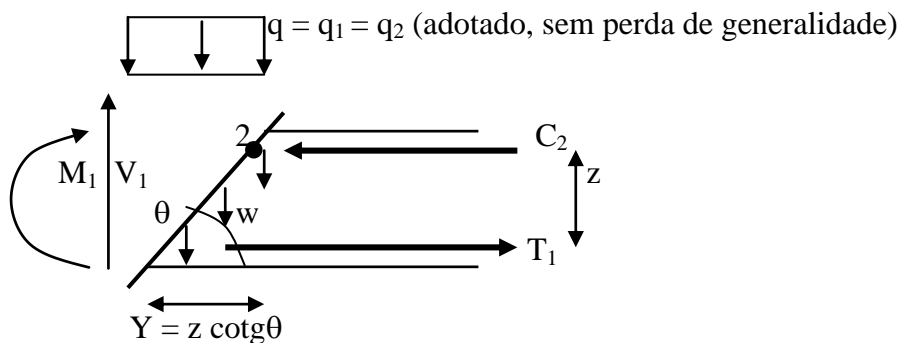


Figura 2-8: Diagrama de corpo livre para cálculo das forças, SANTOS (2014).

Por equilíbrio das forças na direção vertical, tem-se a força por metro nos estribos, definida pela equação (2-5):

$$w = \frac{V_1}{Y} - q \quad (2-5)$$

Analisando-se a Figura 2-9 é possível desenvolver as equações (2-6), (2-7), (2-8), (2-9), (2-10) e (2-11), necessárias para obter os valores das demais incógnitas.

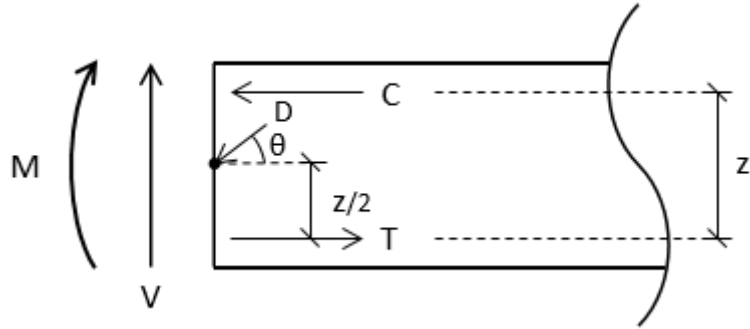


Figura 2-9: Diagrama de corpo livre para cálculo dos esforços.

$$D = \frac{V}{\text{sen } \theta} \quad (2-6)$$

$$C \cdot z + D \cdot \cos \theta \cdot \frac{z}{2} = M \quad (2-7)$$

$$C = \frac{M - (V/\text{sen } \theta) \cdot z \cdot \cos \theta / 2}{z} = \frac{M}{z} - \frac{V \cdot \text{cotg } \theta}{2} \quad (2-8)$$

$$C + D \cdot \cos \theta = T \quad (2-9)$$

$$T = \frac{M}{z} - \frac{V \cdot \text{cotg } \theta}{2} + \frac{V}{\text{sen } \theta} \cdot \cos \theta \quad (2-10)$$

$$T = \frac{M}{z} + \frac{V \cdot \text{cotg } \theta}{2} \quad (2-11)$$

A tensão de compressão da biela, σ_c , pode ser calculada por meio das equações (2-12) e (2-13), conforme ilustrado na Figura 2-10.

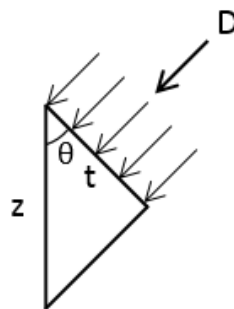


Figura 2-10: Elemento isolado da viga, comprimido pela biela

$$\cos \theta = \frac{t}{z} \quad (2-12)$$

$$\sigma_c = \frac{D}{b \cdot t} = \frac{V}{\text{sen } \theta \cdot z \cdot \cos \theta \cdot b} \quad (2-13)$$

2.3. Método da Seção Equivalente

O método da seção equivalente foi apresentado por DIAZ (1980) e desenvolvido por meio de estudos realizados por SCHULZ (1988) e CUNHA (1981). O método consiste em uma adaptação do modelo de painel fissurado, submetido às regras usuais de dimensionamento à flexão, e permite o cálculo do fluxo de cisalhamento ao longo da altura da seção de forma prática.

As premissas utilizadas no desenvolvimento do método estão listadas a seguir.

- A seção transversal do concreto deve ser constante ao longo da viga e apresentar simetria em relação ao eixo Z.
- Os estribos devem ser verticais, paralelos ao eixo Z.
- É possível variar a armadura longitudinal ao longo da peça, esta sendo considerada discreta ao longo da altura.
- A seção analisada deve estar fora da zona de introdução de cargas concentradas e as solicitações normal e cortante devem ser constantes ao longo do comprimento do trecho estudado. Esta premissa não limita a utilização do método para os casos usuais, porém permite a obtenção de expressões analíticas simplificadas.
- É considerada a perfeita aderência entre aço e concreto, não havendo deslocamento diferencial entre os materiais.
- A resistência do concreto à tração e mecanismos resistentes complementares, V_c , não são considerados na formulação do método.

A teoria da viga com seção plana (Viga de Navier-Bernoulli) resulta em uma relação entre tensões e deformações satisfatória quando a viga está submetida apenas a tensões normais. Nos casos em que forças tangenciais são aplicadas, esta teoria pode se torna imprecisa, uma vez que ela não considera o surgimento de distorções na seção transversal. Para analisar a distribuição de tensões e deformações tangenciais na seção transversal, a distribuição das fissuras e a armadura na seção devem ser consideradas.

A solicitação de cortante causa uma variação dos momentos fletores ao longo do eixo de uma viga. O acréscimo de momento fletor resulta no aumento das tensões axiais que variam ao longo da altura da seção e são equilibradas pelas tensões transversais.

O método é baseado em uma área equivalente conceitual obtida por meio do somatório dos produtos da área das fibras da seção de concreto e da área de aço, multiplicadas por seus respectivos módulos de elasticidade tangentes obtidos relativamente aos valores das deformações específicas em cada nível. O esquema representativo do conceito de área equivalente está ilustrado na Figura 2-11.

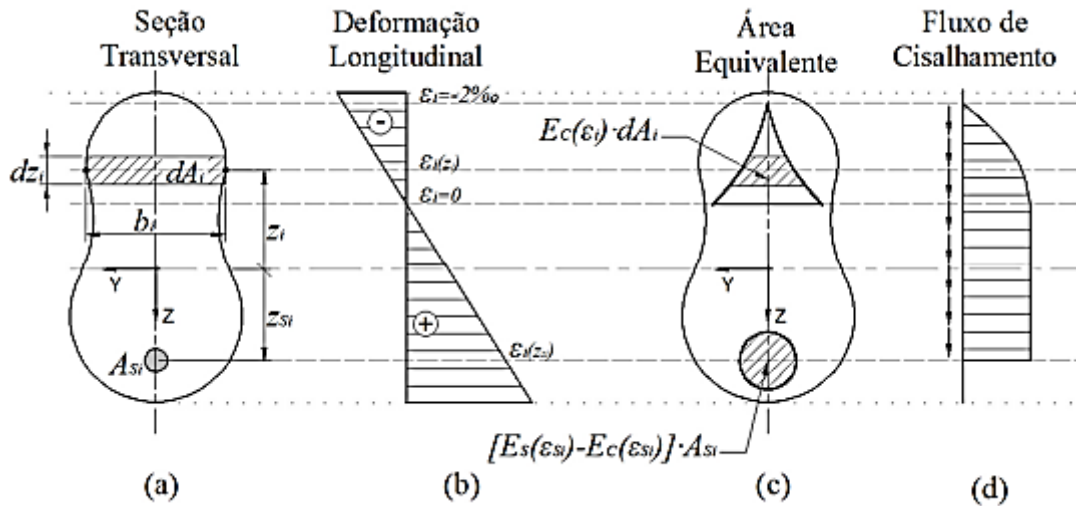


Figura 2-11: Determinação do Fluxo de Cisalhamento por meio do Método da Área Equivalente, CELESTE (2015).

A simplificação principal do método da seção equivalente é admitir que as tensões tangenciais, τ_{xz} , obtidas por meio das componentes horizontais das tensões de compressão, σ_x , podem ser aproximadas por meio de uma distribuição de tensões, σ_{xn} , expressas em conformidade com as regras usuais de dimensionamento à flexão, conforme representado na Figura 2-12.

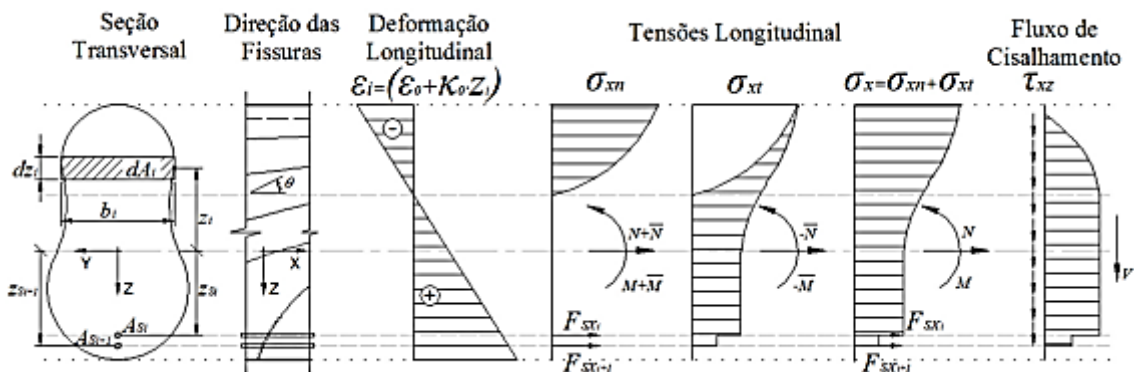


Figura 2-12: Tensões decorrentes de força normal, momento fletor e força cortante atuantes em vigas de concreto armado, CELESTE (2015).

O método não considera em suas premissas a resistência à tração do concreto e a compatibilidade das deformações, em detrimento de teorias mais sofisticadas do Campo de Compressão, o que possibilita a formulação de equações constitutivas mais simples e um manuseio prático facilitado.

2.4. Teoria do Campo de Compressão Modificada

A partir das pesquisas de COLLINS e MITCHELL (1974), foi desenvolvida a Teoria do Campo de Compressão, baseada em resultados de experimentos realizados sobre instabilidade e flambagem de almas metálicas sujeitas ao esforço de cisalhamento. A Teoria do Campo de Compressão considera um modelo de elementos de concreto armado baseado nas relações de equilíbrio, de compatibilidade e de tensões-deformações. Inicialmente, a teoria não considerava os esforços de tração entre as fissuras do concreto, impossibilitando a análise de elementos sem armadura transversal.

O desenvolvimento de extensas pesquisas realizadas por VECCHIO e COLLINS (1986) e BHIDE (1986), entre outras, resultou na sofisticação da Teoria do Campo de Compressão e aprimoramento das equações constitutivas do concreto. Após este aprimoramento, a teoria passou a ser conhecida como Teoria do Campo de Compressão Modificada (MCFT).

No desenvolvimento da teoria, considera-se que o esquema resistente de um elemento de concreto armado é formado por bielas de concreto (diagonais comprimidas), unidas pela armadura transversal. As principais características, hipóteses e considerações consideradas nesta teoria são:

- A MCFT permite a inclusão de esforços seccionais, que provocam tensões normais e tangenciais, de forma integrada;
- O diagrama tensão-deformação do concreto é reduzido, uma vez que a resistência do concreto nas bielas comprimidas é menor que a resistência obtida por meio do ensaio de compressão uniaxial;
- Entre as fissuras do concreto, são consideradas as tensões de tração existentes que contribuem com a resistência do elemento;
- Ao longo da altura da alma do elemento, as tensões na armadura são variáveis, sendo maiores junto às fissuras;

- O estado plano de tensões no equilíbrio entre forças atuantes e resistentes, do concreto fissurado e da armadura, é considerado constante em todos os elementos discretizados;

- São utilizados valores médios na definição de forças nas equações de equilíbrio, que relacionam as tensões do concreto e da armadura com o carregamento aplicado, e das deformações utilizadas nas equações de compatibilidade, que relacionam as deformações específicas no concreto com as deformações específicas na armadura.

A Figura 2-13 ilustra a seção longitudinal e transversal de um elemento de viga sujeito a esforço normal, momento fletor e esforço cortante considerados constantes.

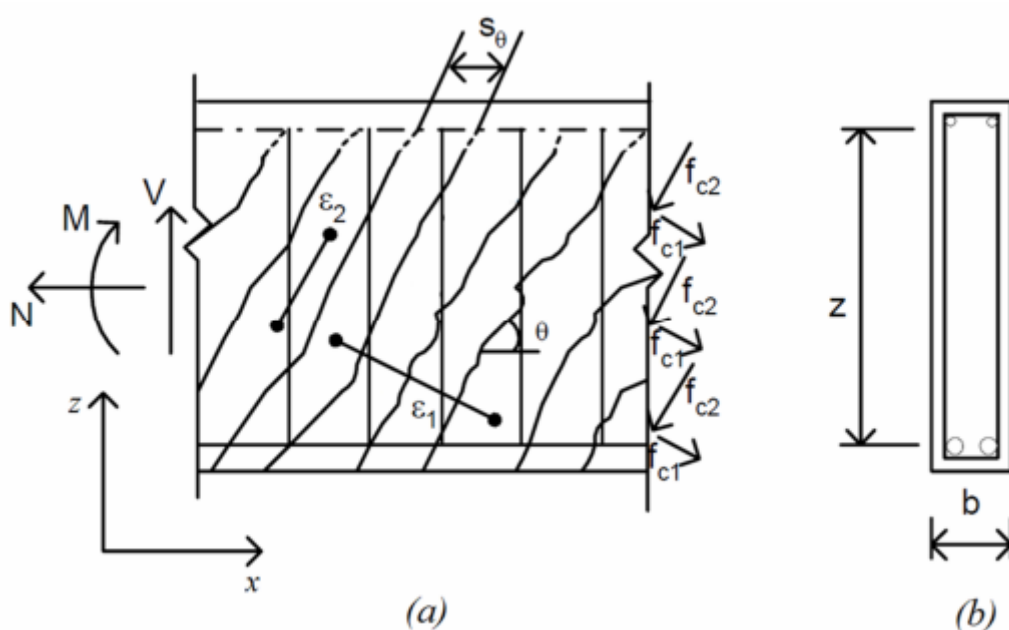


Figura 2-13: Viga de concreto fissurada sujeita a esforço cortante, esforço normal e momento fletor, CELESTE (2015)

Da Figura 2-13, tem-se que:

f_{c1} : Tensão principal média de tração no concreto, normal à direção das fissuras;

f_{c2} : Tensão principal média de compressão no concreto, paralela à direção das fissuras;

ϵ_1 : Deformação específica principal média de alongamento;

ϵ_2 : Deformação específica principal média de encurtamento;

θ : Ângulo de inclinação médio das fissuras.

2.4.1. Equações de Equilíbrio Interno

Nos elementos de concreto fissurado e com a presença de armaduras horizontais e/ou transversais, as tensões atuantes (σ_x , σ_y e τ_{xy}) e o tensor de tensões no estado plano são determinados considerando a contribuição da resistência de todos os materiais. A Figura 2-14 ilustra um painel de concreto fissurado, sendo θ a inclinação das bielas. As armaduras estão representadas perpendicularmente, na direção dos eixos x e z.

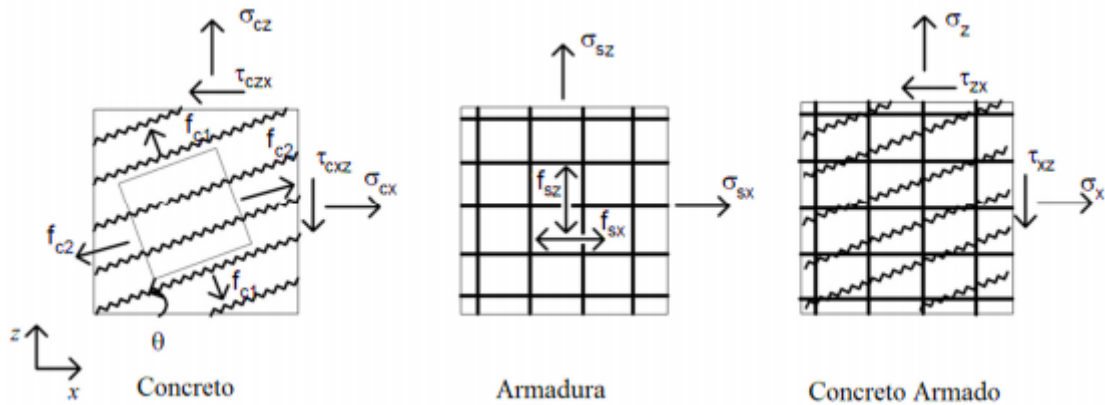


Figura 2-14: Tensões nos painéis de concreto, armadura e concreto armado, BENTZ et al. (2006).

Como, neste caso, as armaduras estão posicionadas de forma ortogonal, as tensões principais que atuam nas armaduras, f_{sx} e f_{sz} , e as tensões devidas às armaduras na direção dos eixos x e z possuem os mesmos valores, usualmente iguais a f_{yd} (tensão de escoamento do aço).

Utilizando o somatório dos painéis de concreto e das armaduras, obtém-se as tensões resultantes por meio das equações (2-14), (2-15) e (2-16).

$$\sigma_x = \sigma_{cx} + \rho_x \cdot \sigma_{sx} \quad (2-14)$$

$$\sigma_z = \sigma_{cz} + \rho_z \cdot \sigma_{sz} \quad (2-15)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{cxz} = \tau_{czx} \quad (2-16)$$

Por meio do círculo de Mohr são obtidas as componentes de resistência relativas ao concreto e à armadura. A relação entre as tensões na direção dos eixos globais e as tensões principais médias são obtidas geometricamente, conforme ilustrado pela Figura 2-15.

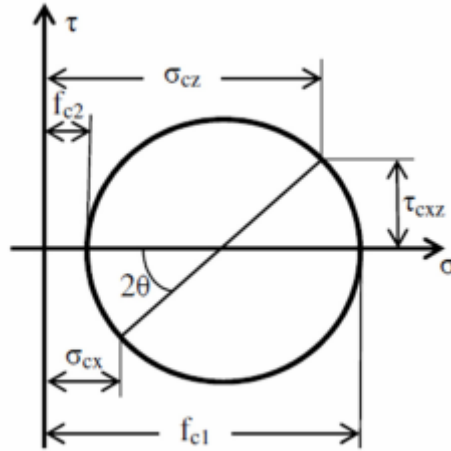


Figura 2-15: Círculo de Mohr das tensões médias no concreto, BENTZ et al. (2006).

As tensões presentes no concreto estão expressas por meio das equações (2-17), (2-18) e (2-19).

$$\sigma_{cx} = f_{c1} - \frac{\tau_{cxz}}{\operatorname{tg} \theta} \quad (2-17)$$

$$\sigma_{cz} = f_{c1} - \tau_{cxz} \cdot \operatorname{tg} \theta \quad (2-18)$$

$$\tau_{cxz} = \frac{(f_{c1} - f_{c2})}{\left(\operatorname{tg} \theta + \frac{1}{\operatorname{tg} \theta}\right)} \quad (2-19)$$

As tensões resultantes obtidas no concreto armado, somatório das equações do aço e concreto, estão expressas por meio das equações (2-20), (2-21) e (2-22).

$$\sigma_x = \rho_x \cdot \sigma_{sx} + f_{c1} - \frac{\tau_{cxz}}{\operatorname{tg} \theta} \quad (2-20)$$

$$\sigma_z = \rho_z \cdot \sigma_{sz} + f_{c1} - \tau_{cxz} \cdot \operatorname{tg} \theta \quad (2-21)$$

$$\tau_{xz} = \tau_{cxz} \quad (2-22)$$

2.4.2. Equações de Compatibilidade

Na análise de um elemento de concreto armado fissurado costurado por armadura transversal, e uma vez que não haja deslizamento entre o concreto e a armadura, as deformações apresentam o mesmo valor para ambos os materiais. A Figura 2-16 ilustra um elemento com as características citadas e as deformações específicas lineares.

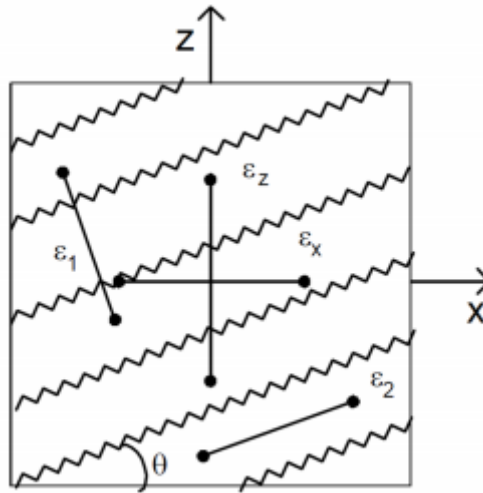


Figura 2-16: Deformações médias em elementos fissurados de concreto, BENTZ et al. (2006).

Uma vez que o concreto e armadura possuem a mesma deformação, as relações expressas por meio das equações (2-23) e (2-24) são válidas.

$$\epsilon_x = \epsilon_{sx} = \epsilon_{cx} \quad (2-23)$$

$$\epsilon_z = \epsilon_{sz} = \epsilon_{cz} \quad (2-24)$$

Utilizando as três componentes de deformação, ϵ_x , ϵ_z e γ_{xz} , já conhecidas, as deformações em qualquer direção podem ser encontradas geometricamente por meio do círculo de Mohr das deformações médias, mostrado na Figura 2-17.

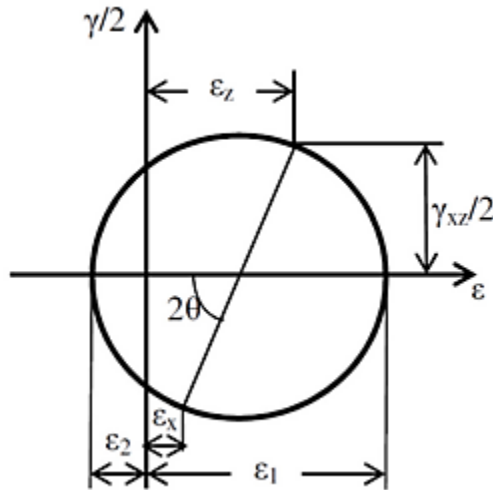


Figura 2-17: Círculo de Mohr das deformações específicas médias, BENTZ et al. (2006).

Novas identidades são obtidas a partir desta geometria, expressas por meio das equações (2-25), (2-26) e (2-27), sendo ε_1 a deformação principal de alongamento e ε_2 a deformação principal de encurtamento.

$$\gamma_{xz} = \frac{2 \cdot (\varepsilon_x - \varepsilon_2)}{\operatorname{tg} \theta} \quad (2-25)$$

$$\varepsilon_x + \varepsilon_z = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 \quad (2-26)$$

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_z - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_z}{\varepsilon_1 - \varepsilon_x} = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_z}{\varepsilon_z - \varepsilon_2} = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_1 - \varepsilon_x} \quad (2-27)$$

2.4.3. Relações Constitutivas

O principal conceito que envolve a Teoria do Campo de Compressão Modificada se refere ao comportamento modificado do material concreto após o início do estado de fissuração, admitindo uma nova relação, definida de forma empírica, entre tensões e deformações.

O comportamento da curva tensão-deformação definida difere do comportamento tradicional dos materiais, tendo em vista que a MCFT utiliza valores médios na sua elaboração. Dessa forma, as deformações apresentam valores médios englobando simultaneamente os efeitos de deformações locais nas fissuras, deformações entre fissuras, deformações impedidas e deformações devidas à abertura de fissuras.

Analogamente, os valores das tensões são médios e incluem as tensões entre fissuras, tensões nas fissuras e na interface de cisalhamento nas fissuras.

2.4.3.1. Comportamento da armadura

Admite-se que a tensão axial da armadura seja em função somente de sua deformação axial, devido ao formato unidimensional da mesma e ao fato das armaduras não possuírem resistência às tensões cisalhantes nos planos a elas normais. As considerações citadas estão expressas por meio das equações (2-28), (2-29) e (2-30).

$$\sigma_{sx} = E_s \cdot \varepsilon_x \leq f_{yd} \quad (2-28)$$

$$\sigma_{sz} = E_s \cdot \varepsilon_z \leq f_{yd} \quad (2-29)$$

$$\tau_{sx} = \tau_{sz} = 0 \quad (2-30)$$

2.4.3.2. Comportamento do concreto à compressão

As deformações do concreto não apresentam, necessariamente, sua direção principal coincidente com a direção principal das tensões. Porém, a adoção de ângulos coincidentes, neste caso, é considerada como uma simplificação razoável.

O valor da tensão principal de compressão do concreto, f_{c2} , não é definido considerando exclusivamente a deformação principal de encurtamento, ε_2 , pois também é analisada a deformação principal de alongamento, ε_1 . Desta forma, o concreto fissurado submetido a altas tensões de tração na direção normal à direção de compressão apresenta uma curva tensão-deformação abatida, como comprovado pelos resultados de ensaios de compressão axial em corpos de prova cilíndricos.

Com intuito de considerar a perda de resistência à compressão do concreto, VECCHIO E COLLINS (1986) sugerem a utilização da equação (2-31). O valor de $f_{c2,max}$ é obtido por meio da equação (2-32).

$$f_{c2} = f_{c2,max} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right] \quad (2-31)$$

$$f_{c2,max} = \frac{f'_c}{0,8 - 0,34 \cdot \varepsilon_1 / \varepsilon'_c} \leq f'_c \quad (2-32)$$

onde,

f'_c : Resistência do concreto à compressão.

A Figura 2-18 ilustra o abatimento da curva tensão-deformação após a perda de resistência do concreto.

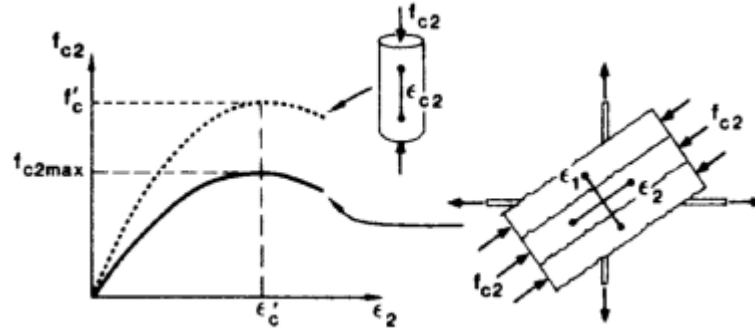


Figura 2-18: Concreto fissurado à compressão – Curva Tensão - Deformação, BENTZ et al. (2006).

Os valores da deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, ϵ'_c , e a deformação de tração na direção principal, ϵ_1 , apresentam sinais opostos, portanto, quanto maior o valor da relação entre eles, menor o valor de $f_{c2,max}$. O gráfico apresentado na Figura 2-19 traça o comportamento de $f_{c2,max}$ a partir do decréscimo da relação ϵ_1/ϵ'_c .

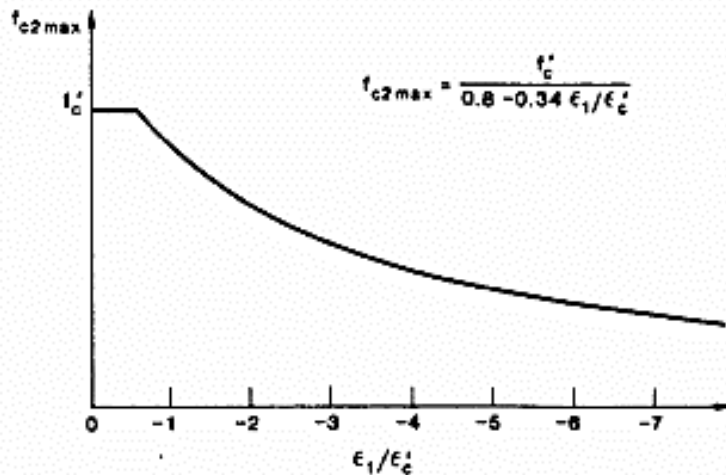


Figura 2-19: Curva proposta para a tensão máxima de compressão, BENTZ et al. (2006).

2.4.3.3. Comportamento do concreto à tração

A resistência do concreto aos esforços de tração apresenta um comportamento linear até o momento em que ocorre a primeira fissura ($\varepsilon_1 \leq \varepsilon_{cr}$). Portanto, o valor da resistência do concreto à tração pode ser obtido por meio da equação (2-33) até o momento da fissuração.

$$f_{c1} = E_c \cdot \varepsilon_1 \quad (2-33)$$

onde,

E_c : Módulo de elasticidades longitudinal do concreto.

Para se obter o valor da resistência do concreto à tração após o início da fissuração, ($\varepsilon_1 \geq \varepsilon_{cr}$), VECCHIO E COLLINS (1986) sugerem a utilização da equação (2-34). O valor de f_{cr} (MPa) é obtido por meio da equação (2-35).

$$f_{c1} = \frac{f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \cdot \varepsilon_1}} \quad (2-34)$$

$$f_{cr} = 0,33 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (2-35)$$

Com o incremento da carga, ocorre um aumento na abertura de fissuras e, conseqüentemente, o valor da tensão principal de tração decresce de forma mais rápida. O diagrama tensão-deformação, com seus valores médios, nos casos de tração no concreto fissurado está representado na Figura 2-20.

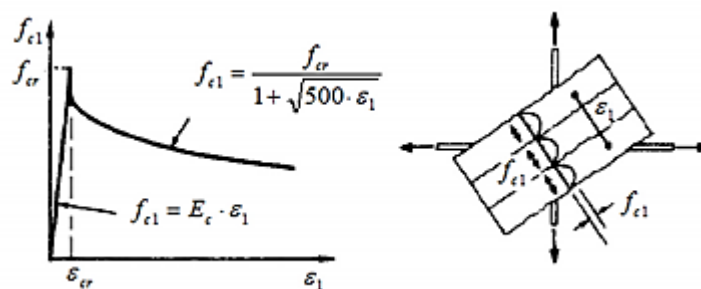


Figura 2-20: Diagrama tensão-deformação médios, para tração no concreto fissurado, VECCHIO E COLLINS (1986).

2.4.3.4. Comportamento do concreto entre duas faces de fissuras

A formulação desenvolvida até o momento utiliza valores médios de tensão e deformação, desprezando as variações que podem ocorrer de forma local. Na análise da seção fissurada, os valores das tensões de tração na armadura são superiores aos valores médios, entretanto, os valores são menores que os médios no meio da distância entre fissuras. Analogamente, ocorrem variações no concreto, com tensões de tração com valor zero na interface da fissura e com valores superiores aos médios na meia distância da fissura.

Apesar de serem desprezadas na maior parte das teorias, essas variações locais se tornam representativas quando é analisada a capacidade última dos elementos tracionados biaxialmente, uma vez que a capacidade dos mesmos fica limitada à capacidade da armadura de transmissão de esforços por meio das fissuras.

Analisando um elemento de concreto armado fissurado, há variação de tensões entre a interface da fissura (seção S2) e o meio da distância entre as mesmas (seção S1), conforme ilustrado na Figura 2-21.

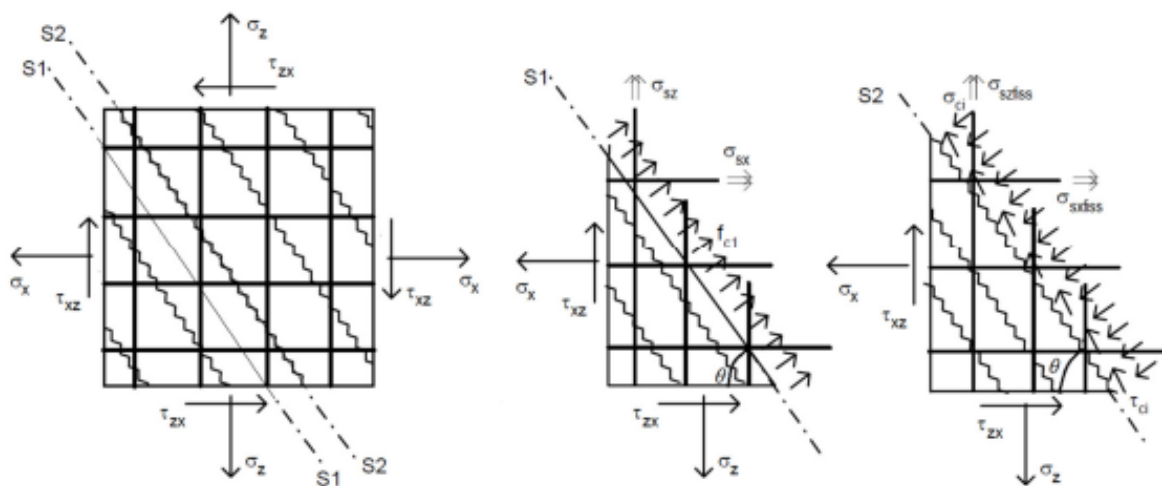


Figura 2-21: Esforços localizados nas fissuras e entre fissuras, BENTZ et al. (2006).

Na seção S1, a tensão cisalhante média tem valor zero, enquanto que a seção S2 está sujeita a um esforço cisalhante local, τ_{ci} , em conjunto com uma pequena tensão de compressão, σ_{ci} .

No desenvolvimento deste trabalho foram já apresentadas as equações de equilíbrio da seção S1, expressas por meio das equações (2-20) e (2-21). Na seção S2, as equações

de equilíbrio das tensões locais nas fissuras são expressas por meio das equações (2-36) e (2-37).

$$\sigma_{sxfiss} = \sigma_x + \frac{\tau_{xz}}{\operatorname{tg} \theta} + \frac{\tau_{ci}}{\operatorname{tg} \theta} + \sigma_{ci} \cdot \operatorname{sen} \theta \quad (2-36)$$

$$\sigma_{szfiss} = \sigma_z + \tau_{xz} \cdot \operatorname{tg} \theta - \tau_{ci} \cdot \operatorname{tg} \theta - \sigma_{ci} \cdot \operatorname{cos} \theta \quad (2-37)$$

Substituindo-se as equações (2-20) e (2-21) nas equações (2-36) e (2-37), obtém-se as equações (2-38) e (2-39).

$$\sigma_{sxfiss} = \rho_x \cdot \sigma_{sx} + f_{c1} + \frac{\tau_{ci}}{\operatorname{tg} \theta} + \sigma_{ci} \cdot \operatorname{sen} \theta \quad (2-38)$$

$$\sigma_{szfiss} = \rho_z \cdot \sigma_{sz} + f_{c1} - \tau_{ci} \cdot \operatorname{tg} \theta - \sigma_{ci} \cdot \operatorname{cos} \theta \quad (2-39)$$

O equilíbrio, expresso por meio da equação (2-40), permanece apesar de não existirem tensões cisalhantes e de compressão nas faces da sessão fissurada.

$$\sigma_{sxfiss} = \rho_x \cdot \sigma_{sx} = \sigma_{szfiss} - \rho_z \cdot \sigma_{sz} = f_{c1} \quad (2-40)$$

A tensão nas armaduras da seção fissurada se restringe ao limite da tensão de cálculo de escoamento do aço, conforme mostrado nas equações (2-41) e (2-42).

$$\sigma_{sxfiss} \leq f_{yd,x} \quad (2-41)$$

$$\sigma_{szfiss} \leq f_{yd,z} \quad (2-42)$$

A fissuração, na maior parte dos concretos, ocorre ao longo da interface da pasta de cimento e das partículas de agregado. Desta forma as fissuras oriundas deste processo transferem a tensão cisalhante pela ligação do agregado. A Figura 2-22 ilustra este processo.

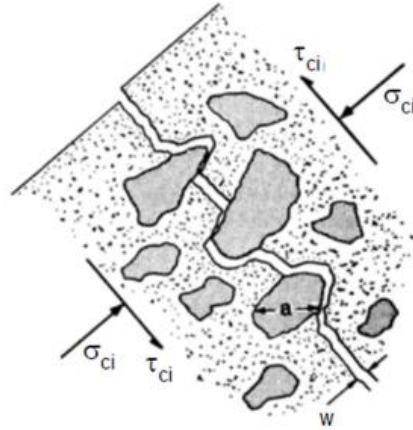


Figura 2-22: Transmissão do esforço de cisalhamento em uma região de fissura por efeito do engrenamento entre agregados, VECCHIO E COLLINS (1986).

Após o desenvolvimento de diversos estudos e pesquisas para analisar a relação entre o cisalhamento que ocorre ao longo da fissura, τ_{ci} , e a tensão de compressão na fissura, σ_{ci} , foi proposta a formulação expressa por meio da equação (2-43), sendo o valor de $\tau_{ci,máx}$ calculado por meio da equação (2-44).

$$\tau_{ci} = 0,18 \cdot \tau_{ci,máx} + 1,64 \cdot \sigma_{ci} - 0,82 \cdot \frac{\sigma_{ci}^2}{\tau_{ci,máx}} \quad (2-43)$$

$$\tau_{ci,máx} = \frac{\sqrt{f'_c}}{0,31 + 24 \cdot w / (a + 16)} \quad , f'_c \text{ em MPa} \quad (2-44)$$

onde:

a: Tamanho máximo das partículas de agregado, em milímetros;

w: Largura das fissuras.

A tensão de compressão, σ_{ci} , possui um valor muito baixo quando comparado ao valor da tensão cisalhante na fissura, τ_{ci} . Desta forma, admitindo-se $\sigma_{ci} = 0$, pode-se simplificar a equação (2-44), resultando na equação (2-45).

$$\tau_{ci} = \frac{0,18 \cdot \sqrt{f'_c}}{0,31 + 24 \cdot w / (a + 16)} \quad , f'_c \text{ em MPa} \quad (2-45)$$

O valor da largura da fissura, w, consiste na largura média das fissuras. Esta pode ser obtida por meio do produto da deformação principal de tração pelo espaçamento entre

fissuras (s_{θ}), conforme a equação (2-46). O espaçamento das fissuras (s_{θ}) pode ser calculado por meio da equação (2-47).

$$w = \varepsilon_1 \cdot s_{\theta} \quad (2-46)$$

$$s_{\theta} = \frac{1}{\frac{\text{sen } \theta}{s_{mx}} + \frac{\text{cos } \theta}{s_{mz}}} \quad (2-47)$$

onde:

s_{mx} e s_{mz} : Indicadores das características de controle da fissuração nas direções de armadura em x e z, respectivamente.

2.4.4. Abordagem Geral do “Software” RESPONSE 2000 (2001)

O “software” RESPONSE-2000, desenvolvido por BENTZ e colaboradores (2001), analisa seccionalmente elementos de vigas e colunas sujeitas a combinações arbitrárias de esforço axial, cortante e momento fletor com base na Teoria do Campo de Compressão Modificada. O “software” viabiliza a utilização da MCFT, uma vez que a sua utilização manual é complexa e a adoção de simplificações e aproximações tornaria o método menos preciso.

Com o intuito de se obter resultados mais precisos e detalhados, o programa limita sua análise a uma seção. A Figura 2-23 ilustra a interface principal do programa.

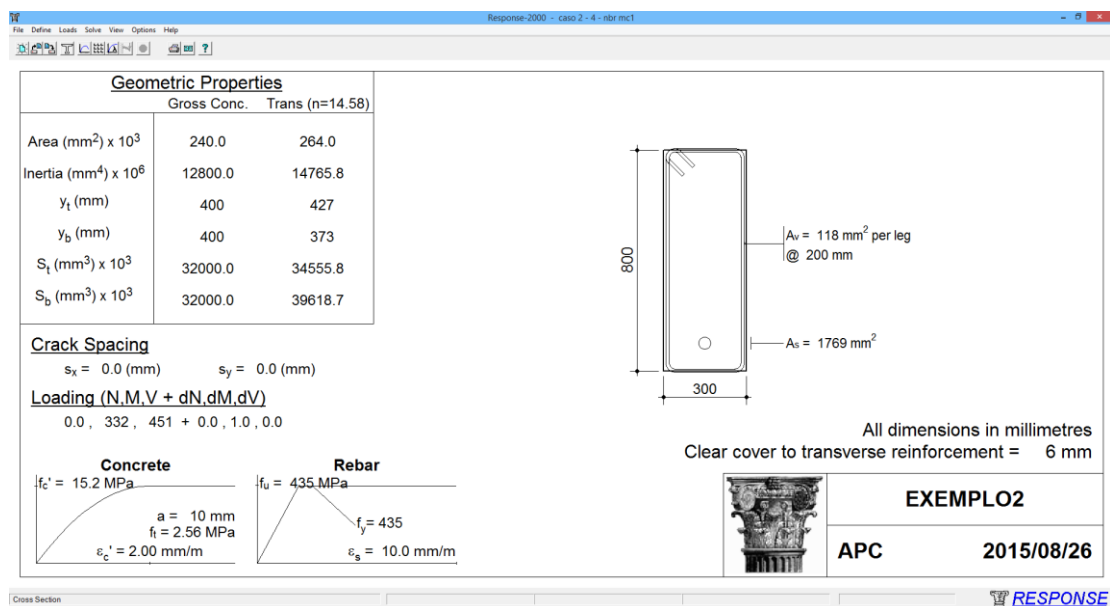


Figura 2-23: Interface do RESPONSE2000 (2001)

O “software” assume a hipótese de Navier-Bernouli, pela qual a seção plana permanece plana após ser solicitada e a seção analisada não está submetida a tensões transversais devido à proximidade dos apoios.

Segundo BENTZ (2001), “o programa Response-2000, quando comparado com uma base de dados de 534 vigas, prevê resistências ao cisalhamento em que a média experimental sobre a resistência prevista ao cisalhamento equivale a uma razão de 1,05 , com um coeficiente de variação de 12%, sendo que estes valores resultam em boas indicações quando comparados com aqueles presentes no ACI em que, analogamente, obtém-se uma razão de 1,20 e com um coeficiente de variação de 32%”.

3. DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE

Neste capítulo são apresentados os critérios e equações utilizados para o dimensionamento de elementos de viga submetidos a esforço cortante segundo a NBR 6118:2014, Modelos de Cálculo I e II, o *fib* Model Code 2010 (2013), a CSA A23.3-14, a ACI 318M-14 e o Eurocode 2 (2004).

3.1. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a NBR 6118:2014

No item 17.4 da NBR6118 (2014) são apresentados os critérios de dimensionamento de elementos lineares sujeitos à força cortante no Estado Limite Último. O dimensionamento à força cortante, segundo a NBR6118:2014, deve ser realizado conforme as prescrições reproduzidas abaixo.

“As condições fixadas por esta norma para elementos lineares admitem dois modelos de cálculo que pressupõem a analogia com modelo em treliça, de banzos paralelos, associado a mecanismos resistentes complementares desenvolvidos no interior do elemento estrutural e traduzidos por uma componente adicional V_c ”.

“O modelo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{Sd} .”

“O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável livremente entre 30° e 45° . Admite ainda que a parcela complementar V_c sofra redução com o aumento de V_{Sd} ”.

Em ambos os modelos de cálculo apresentados pela NBR 6118:2014, o ângulo de inclinação da armadura transversal, α , em relação ao eixo do elemento estrutural, pode assumir valores entre $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$.

Segundo a NBR 6118:2014, para assegurar a resistência do elemento estrutural, em uma seção transversal, o elemento deve atender simultaneamente às condições expressas a seguir:

1ª) Condição de Resistência à Compressão Diagonal do Concreto:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (3-1)$$

2ª) Condição de Resistência da Armadura Transversal:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{Sw} \quad (3-2)$$

onde:

V_{Sd} : Força cortante solicitante de cálculo na seção;

V_{Rd2} : Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

V_{Rd3} : Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal;

V_c : Parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça;

V_{Sw} : Parcela resistida pela armadura transversal.

3.1.1. Verificação da Compressão Diagonal do Concreto

Ambos os modelos de cálculo adotados pela NBR6118:2014 utilizam a equação (3-3) para calcular o valor de V_{Rd2} .

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot (\text{cotg}\alpha + \text{cotg}\theta) \quad (3-3)$$

onde:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad , f_{ck} \text{ em MPa} \quad (3-4)$$

A parcela 0,54, presente na equação (3-3), corresponde ao produto entre o coeficiente 0,6, definidor da resistência f_{cd2} do concreto nesta situação e a razão entre o braço de alavanca, z, e a altura útil, d, que nesta fórmula foi adotada como 0,9.

O fator de 0,6 utilizado como definidor da resistência do concreto nessa situação foi definido com base nos estudos de ROBINSON e DEMORIEUX (1972) a partir de ensaios de tração e compressão em almas de vigas de concreto armado.

3.1.2. Cálculo da Armadura Transversal

Ambos os modelos de cálculo utilizam a equação (3-5) no cálculo da resistência ao cortante da armadura transversal.

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (3-5)$$

A norma define que os elementos lineares submetidos ao esforço cortante devem ser dimensionados considerando uma armadura transversal mínima, definida por meio da equação (3-10).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{mín}} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w \quad (3-6)$$

A parcela referente à resistência ao cortante dos mecanismos complementares ao modelo de treliça, V_c , é calculado de acordo com o modelo de cálculo adotado.

No modelo de cálculo I:

- $V_c = 0$ – Linha neutra situada fora da seção;

- $V_c = V_{c0}$.

No modelo de cálculo II:

- $V_c = 0$ – Linha neutra situada fora da seção;

- $V_c = V_{c1}$ - Linha neutra cortando a seção;

- $V_{c1} = V_{c0}$ – Quando $V_{sd} \leq V_{c0}$;

- $V_{c1} = 0$ – Quando $V_{sd} = V_{c0}$, interpolando linearmente para valores intermediários.

O valor de V_{c0} pode ser obtido por meio da equação (3-7).

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (3-7)$$

onde:

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} \quad (3-8)$$

3.1.3. Decalagem do Diagrama de Força no Banzo Tracionado

Segundo a NBR 6118:2014, a decalagem pode ser considerada de duas maneiras distintas.

Um dos métodos definidos pela norma consiste no cálculo de um deslocamento do diagrama de momentos fletores, paralelo ao eixo da peça, a_1 . A equação para o cálculo do deslocamento a_1 é definida conforme o modelo de cálculo adotado. No Modelo de Cálculo I, utiliza-se a equação (3-9).

$$a_1 = d \cdot \left(\frac{V_{Sd,m\acute{a}x} \cdot (1 + \cot \alpha)}{2 \cdot (V_{Sd,m\acute{a}x} - V_c)} - \cot \alpha \right) \leq d \quad (3-9)$$

onde:

$$a_1 = d, \text{ para } |V_{Sd,m\acute{a}x}| \leq |V_c|;$$

$$a_1 \geq 0,5 \cdot d, \text{ no caso geral};$$

$$a_1 \geq 0,2 \cdot d, \text{ para estribos inclinados a } 45^\circ.$$

No Modelo de Cálculo II, utiliza-se a equação (3-10).

$$a_1 = 0,5 \cdot d \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3-10)$$

onde:

$$a_1 \geq 0,5 \cdot d, \text{ no caso geral};$$

$$a_1 \geq 0,2 \cdot d, \text{ para estribos inclinados a } 45^\circ.$$

Alternativamente, pode-se obter simplesmente a força de tração na armadura longitudinal, correspondente à ação simultânea da flexão e da força cortante. A força de tração na armadura corrigida é calculada, $F_{Sd,cor}$, por meio da equação (3-11) e é válida para os dois modelos de cálculo.

$$F_{Sd,cor} = \left(\frac{M_{Sd}}{z} + \frac{|V_{Sd}| \cdot (\cot \theta - \cot \alpha)}{2} \right) \leq \frac{M_{Sd,m\acute{a}x}}{z} \quad (3-11)$$

onde:

$M_{Sd,m\acute{a}x}$: Momento fletor de cálculo máximo no trecho analisado.

3.2. Dimensionamento à Força Cortante Segundo o *fib* Model Code 2010 (2013)

A formulação adotada pelo *fib* Model Code 2010 (2013) para o dimensionamento à força cortante de vigas também considera a analogia da viga fissurada com uma treliça. O modelo considerado para o dimensionamento de vigas está ilustrado na Figura 3-1.

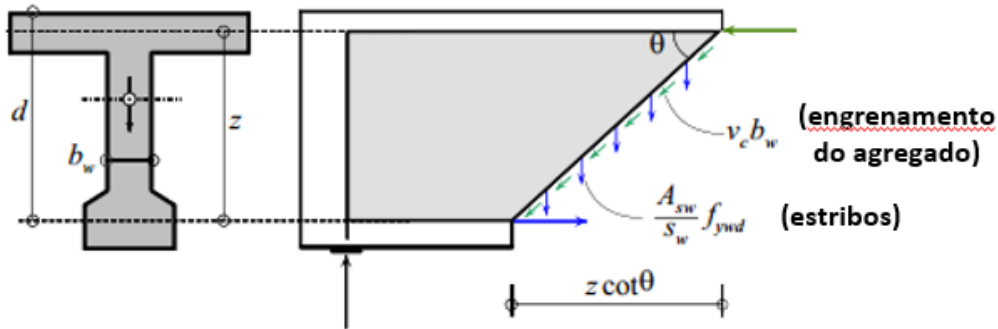


Figura 3-1: Modelo de Treliça, adaptado *fib* (2013)

A resistência ao esforço cortante da alma de uma viga no Estado Limite Último, segundo o *fib* (2013), é definido pela equação (3-12).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (3-12)$$

onde:

V_{Rd} : Esforço cortante resistente de cálculo;

$V_{Rd,c}$: Esforço cortante resistente de cálculo atribuído ao concreto;

$V_{Rd,s}$: Esforço cortante resistente de cálculo referente à armadura transversal;

V_{Ed} : Esforço cortante solicitante de cálculo.

O valor do esforço cortante de cálculo, V_{Ed} , é limitado à resistência de esmagamento da biela do concreto, definido no item 3.2.2 deste trabalho sendo, desta forma, calculado o valor do esforço transversal resistente máximo, $V_{Rd,máx}$.

O *fib* (2013) define quatro níveis de aproximação para a determinação do esforço cortante resistente de cálculo atribuído ao concreto, $V_{Rd,c}$ e referente à armadura transversal, $V_{Rd,s}$. Os níveis de aproximação variam em complexidade e precisão de resultados, sendo que cada nível é indicado para diferentes situações. Os valores do ângulo mínimo da biela, θ_{min} , são definidos conforme o nível de aproximação adotado no dimensionamento.

a) Nível de aproximação I:

Indicado para os casos de pré-dimensionamento e concepção. Neste nível de aproximação, é utilizado o modelo de treliça com ângulo máximo das bielas de 45° , e com ângulo mínimo da biela, θ_{\min} , pré-definido conforme as características do elemento analisado. No caso de elementos de concreto armado sem esforço axial significativo, é adotado o valor de 30° para θ_{\min} . A parcela de resistência ao cortante do concreto é igual zero.

b) Nível de aproximação II:

Indicado para os casos de concepção, porém também indicado para avaliação geral ou breve de um elemento existente. A abordagem utilizada neste nível de aproximação é baseada em uma generalização do modelo de campo de tensões e permite que o ângulo da biela, θ , seja selecionado de forma delimitada. Este modelo é validado por observações experimentais, sendo o ângulo máximo das bielas de 45° e o valor de θ_{\min} calculado por meio da equação (3-13).

$$\theta_{\min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \quad (3-13)$$

Nesta fórmula ε_x corresponde à deformação específica à metade da altura útil.

Assim como no nível de aproximação I, a parcela de resistência ao cortante do concreto é desconsiderada.

c) Nível de aproximação III:

Indicado para os casos de dimensionamento de elementos sujeitos a carregamentos complexos e análise mais elaborada de uma estrutura. O nível de aproximação III representa uma forma simplificada das equações para cortante em uma seção da Teoria do Campo de Compressão Modificada (MCFT). No dimensionamento neste nível de aproximação, o valor da parcela de resistência ao cortante do concreto é diferente de zero. O valor de θ_{\min} é obtido por meio da equação (3-13), assim como no nível de aproximação II.

d) Nível de aproximação IV:

Indicado para os casos de dimensionamento de elementos sujeitos a carregamentos complexos e análise mais elaborada de uma estrutura, da mesma forma que o nível de aproximação III. A resistência dos elementos submetidos ao esforço cortante ou ao esforço cortante combinado com torção é determinada por meio da aplicação das

condições de equilíbrio e de compatibilidade dos esforços e deformações. Este nível consiste no dimensionamento por meio da Teoria do Campo de Compressão Modificada (MCFT).

Um comparativo com os resultados obtidos nos três primeiros níveis de aproximação é representado na Figura 3-2. Neste comparativo, reproduzido do *fib Model Code* 2010 (2013) são analisados elementos com f_{ck} de 50 MPa.

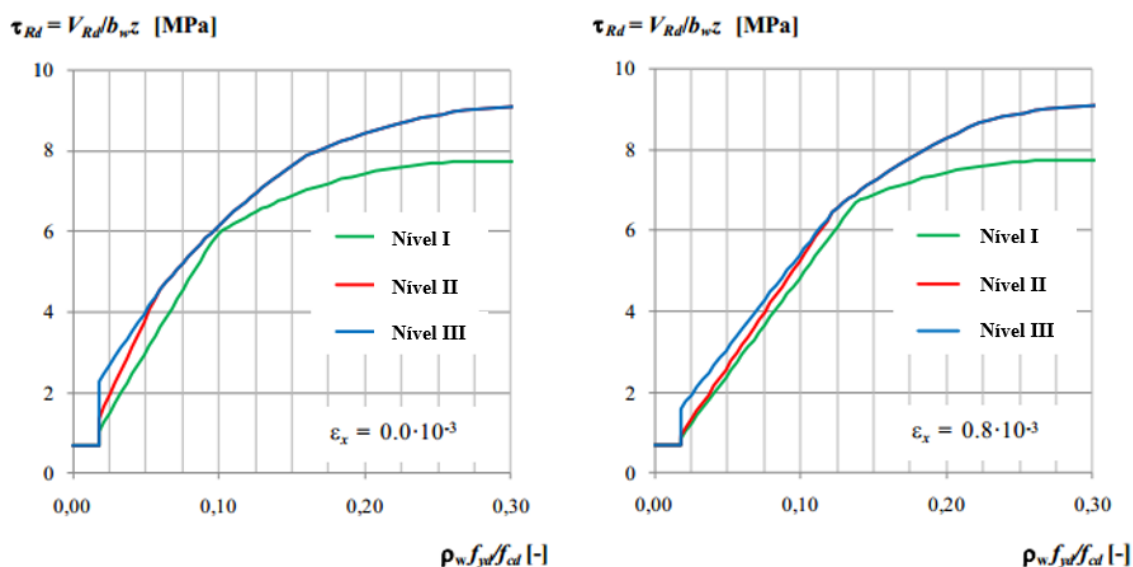


Figura 3-2: Comparativo entre os níveis de aproximação segundo o *fib Model Code* (2013).

Para atender o escopo deste trabalho, o dimensionamento seguirá as premissas do nível de aproximação III. O valor do ângulo θ é definido conforme o nível de aproximação adotado.

Para possibilitar a comparação entre resultados, serão adotados os coeficientes de majoração e minoração da NBR 6118:2014.

3.2.1. Condições Gerais

A composição da armadura transversal pode ser de estribos ou tirantes perpendiculares ao eixo do elemento, de malha de arame soldado ou de barras longitudinais dobradas.

3.2.2. Dimensionamento

O dimensionamento consiste no cálculo da resistência ao esforço cortante, de acordo com a equação (3-14).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (3-14)$$

A resistência ao esforço cortante é limitada ao valor obtido por meio da equação (3-15), devido ao risco de ruptura pelo esmagamento da biela.

$$V_{Rd,máx} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3-15)$$

onde:

k_c : Fator de redução da resistência do concreto.

A resistência ao esforço cortante é composta por duas componentes, uma referente à resistência do concreto, $V_{Rd,c}$, e outra referente à resistência da armadura transversal, $V_{Rd,s}$. A componente de resistência ao esforço cortante referente ao concreto está definida na equação (3-16), sendo que o valor de $\sqrt{f_{ck}}$, embutido da mesma, não deve exceder o valor de 8 MPa.

$$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \quad , \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (3-16)$$

onde:

k_v : Fator que indica a capacidade das fissuras inclinadas em transmitir esforços de tração.

A componente de resistência ao esforço cortante referente à armadura está definida na equação (3-17).

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{Sw}}{s} \right) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \text{sen} \alpha \quad (3-17)$$

A armadura transversal mínima definida pelo código é calculada por meio da equação (3-18).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w \quad , \text{ com } f_{ck} \text{ e } f_{yk} \text{ em MPa} \quad (3-18)$$

A deformação no ponto médio da seção, ε_x , é definida pela equação (3-19).

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{Z} + V_{Ed} + 0,5 \cdot N_{Ed}\right)}{2 \cdot (E_s \cdot A_s)} \leq 0,003 \quad (3-19)$$

onde:

M_{Ed} : Momento fletor solicitante de cálculo;

N_{Ed} : Esforço normal solicitante de cálculo;

A_s : Área da armadura longitudinal passiva;

E_s : Módulo de elasticidade da armadura passiva.

Caso o valor de ε_x calculado seja negativo, seu valor deve ser tomado igual a zero. Entretanto, o valor ε_x não deve exceder o valor de 0,003.

Os coeficientes k_c e k_v são determinados pelas equações (3-20) e (3-24), respectivamente.

$$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc} \quad (3-20)$$

Onde:

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0 \quad , \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa} \quad (3-21)$$

$$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65 \quad (3-22)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2(\theta) \quad (3-23)$$

$$k_v = \frac{0,4}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,máx}}\right) \geq 0 \quad (3-24)$$

A força de tração final na armadura longitudinal será composta pelo esforço proveniente da flexão e do acréscimo ΔF_{td} de força devido ao esforço cortante, como

definido na equação (3-25), sendo a tração na armadura limitada à tração exercida na seção de máximo momento fletor.

$$\Delta F_{td} = \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3-25)$$

3.3. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a CSA A23.3-14

A CSA A23.3-14 é a norma técnica aplicável no Canadá para o dimensionamento de elementos de concreto armado, sendo descrita em sua seção 11 a metodologia de dimensionamento à força cortante. Na versão mais recente desta norma foram simplificadas algumas formulações da MCFT e alguns valores tabelados foram substituídos por expressões algébricas simplificadas.

A norma canadense admite a utilização de estribos perpendiculares à força axial ou com ângulos entre 45° e 90°. As barras dos estribos utilizadas como armadura transversal devem ser ancoradas em ambas as extremidades.

Segundo a A23.3-04, é necessária armadura mínima apenas nos elementos sujeitos à flexão onde a sollicitação de esforço cortante excede a resistência atribuída ao concreto e à protensão ou no caso de vigas com alturas maiores que 750 mm. A armadura transversal mínima é calculada por meio da equação (3-26).

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,06 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_w}{f_y} \quad (3-26)$$

O dimensionamento do elemento estrutural consiste no cálculo da sua resistência ao cortante determinada por meio da equação (3-27).

$$V_r = V_c + V_s + V_p \quad (3-27)$$

O valor da resistência ao esforço cortante é limitado ao valor obtido por meio da equação (3-28).

$$V_{R,max} = 0,25 \cdot \phi_c \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (3-28)$$

onde:

ϕ_c : Fator de redução de resistência do concreto

Como nas demais normas já abordadas, a resistência ao esforço cortante é composta por uma parcela atribuída ao concreto, V_c , e outra parcela referente à armadura transversal, V_s . A parcela V_c é calculada por meio da equação (3-29), enquanto que a parcela referente a armadura, V_s , pela equação (3-30).

$$V_c = \phi_c \cdot \lambda \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (3-29)$$

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_{sw} \cdot f_y \cdot d_v \cdot \cotg\theta}{s} \quad (3-30)$$

onde:

ϕ_s : Fator de redução de resistência do aço;

d_v : braço de alavanca na flexão;

λ : Fator de redução para concretos leves, cujo valor é unitário para concretos normais.

A CSA A23.3-14 apresenta dois métodos de cálculo para β e θ , sendo que o método simplificado apresenta resultados de menor precisão e o método geral apresenta resultados mais precisos. Para atender o escopo deste trabalho, será apresentada apenas a formulação do método geral.

No método geral, os valores de ϵ_x , θ e β são calculados por meio das equações (3-31), (3-32) e (3-33), respectivamente.

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0,5 \cdot N_f - A_p \cdot f_{p0} \right)}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p)} \quad (3-31)$$

$$\theta = 29 + 7000 \cdot \epsilon_x \leq 45^\circ \quad (3-32)$$

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500 \cdot \epsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (3-33)$$

A força de tração final na armadura longitudinal, como nas demais normas, será composta pelo esforço proveniente da flexão e do esforço cortante e está definida na equação (3-34), sendo limitada à tração exercida na seção de máximo momento fletor.

$$F_{It} = \frac{M_f}{d_v} + 0,5 \cdot N_f + (V_f - 0,5 \cdot V_s - V_p) \cdot \cot \theta \quad (3-34)$$

3.4. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a ACI 318M-14

A norma técnica de dimensionamento de concreto armado que vigora nos Estados Unidos é a ACI 318M-14 (2014). A norma em questão descreve em seu item 22 a metodologia de dimensionamento de elementos estruturais sujeitos a esforços cortantes.

Para seções submetidas à força cortante, em uma direção, a ACI 318M-14 define a resistência da mesma por meio da equação (3-35), sendo a parcela V_c referente à resistência do concreto e V_s à parcela de resistência da armadura transversal.

$$V_n = V_c + V_s \quad (3-35)$$

A resistência de elementos não protendidos e sem a presença de força axial, a parcela V_c pode ser calculada por meio da equação (3-36). O valor de $\sqrt{f_c}$, embutido nas equações seguintes, não deve exceder o valor de 8,3 MPa.

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (3-36)$$

onde:

λ : Fator de redução para concretos leves, cujo valor é unitário para concretos normais.

A solicitação última de cortante deve atender à condição imposta pela equação (3-37). Este limite é definido para minimizar a probabilidade de ruptura por esmagamento da biela diagonal do concreto.

$$V_u \leq \phi \cdot (V_c + 0,066 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d) \quad (3-37)$$

onde:

ϕ : Fator de redução de resistência. No caso de resistência ao cisalhamento seu valor é 0,75.

O modelo de treliça clássica é utilizado no cálculo da parcela de resistência ao cortante referente ao aço, V_s , que pode ser calculada por meio da equação (3-38).

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot d}{s} \quad (3-38)$$

Nos casos em que a força cortante solicitante atenda à condição exposta na equação (3-39), pode ser dispensada a utilização de armadura transversal.

$$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_{Rd,c} \quad (3-39)$$

Nos casos em que não são atendidos os requisitos para dispensa de armadura transversal, deve ser adotada uma armadura mínima calculada por meio da equação (3-40).

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,062 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w}{f_{yk}} \quad (3-40)$$

3.5. Dimensionamento à Força Cortante Segundo a Eurocode 2 (2004)

Diversos países da Europa adotam o Eurocode 2 (2004) como norma técnica para o dimensionamento de elementos de concreto simples e concreto armado. Os critérios utilizados para dimensionamento ao esforço cortante são descritos em seu capítulo 6.2. O modelo de cálculo desta norma tem como base o modelo de treliça com ângulo de inclinação da biela variável. Desta forma, a norma apresenta uma solução simples e segura.

Segundo os critérios desta norma, a resistência ao cortante do elemento de viga é igual à resistência da armadura transversal, sendo desconsiderada a parcela de resistência referente ao concreto, conforme ilustrado na Figura 3-3. A resistência ao esforço cortante do elemento é definida por meio da equação (3-41), no caso de estribos verticais. O braço de alavanca, z , é usualmente igualado a $0,9 d$.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s} \quad (3-41)$$

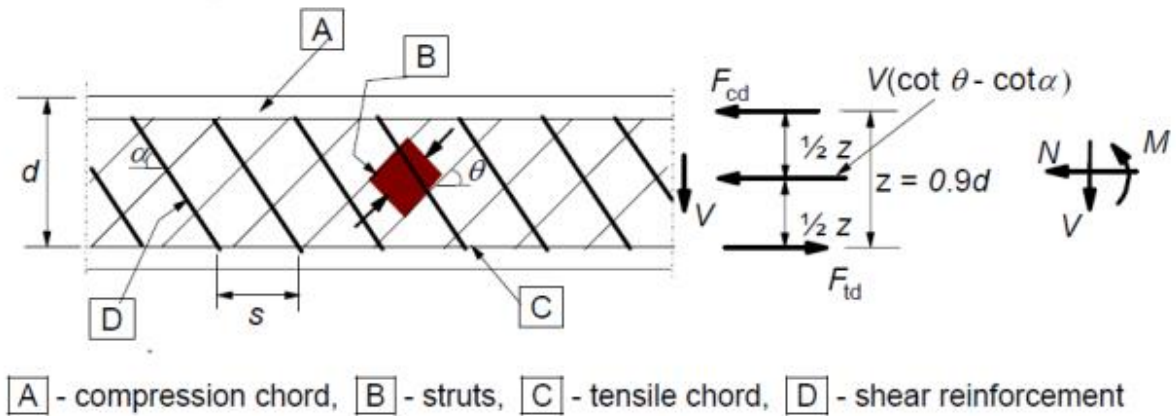


Figura 3-3: Modelo de Treliça, Eurocode (2004).

A armadura mínima transversal prevista na norma é definida por meio da equação (3-42).

$$\frac{A_{sw,min}}{s} = \left(\frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \cdot b_w \quad (3-42)$$

A força cortante máxima permitida para o elemento estrutural é definida por meio da equação (3-43), e o ângulo θ deve atender aos limites expressos na equação (3-44).

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (3-43)$$

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (3-44)$$

Para concretos com f_{ck} menor ou igual a 60 MPa, o valor de v_1 é 0,6. O valor de α_{cw} é igual a 1 para elementos sem protensão.

A força de tração final na armadura longitudinal terá um acréscimo proveniente do esforço cortante. O valor deste acréscimo é definido por meio da equação (3-45).

$$\Delta F_{td} = 0,5 \cdot V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (3-45)$$

O valor do somatório entre a parcela de tração na armadura longitudinal proveniente da flexão e do esforço cortante não deve exceder a tração exercida na seção de máximo momento fletor.

4. METODOLOGIA

Com o intuito de se comparar o dimensionamento ao cortante das diversas normas aqui consideradas, foi aplicada uma metodologia que consiste em se calcular a armadura transversal de um elemento de viga padronizado submetido a diversos casos de carregamento, conforme os critérios de cada uma das normas ou códigos, e analisar os resultados das armaduras obtidas comparando-as com as determinadas utilizando a Teoria do Campo de Compressão Modificada por meio da modelagem no programa RESPONSE2000 (2001).

Em cada caso de carregamento são utilizados os respectivos critérios de dimensionamento de armadura transversal e de dimensionamento à flexão, e respeitados os respectivos critérios de armadura mínima e resistência máxima do concreto na compressão diagonal. Os códigos e normas, com as considerações adotadas no dimensionamento, estão listados a seguir:

- NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo I: ângulo da biela θ adotado a 45° , conforme determinação da norma.
- NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo II: ângulo da biela, θ , adotado a 45° , respeitando os critérios da norma.
- *fib* Model Code 2010 (2013): o dimensionamento segue as premissas do nível de aproximação III e o ângulo da biela, θ , é calculado conforme a formulação apresentada pelo código.
- CSA A23.3-14: o ângulo da biela, θ , é calculado conforme a formulação apresentada pelo código.
- ACI 318M-14: ângulo da biela, θ , adotado a 45° , respeitando os critérios da norma.
- Eurocode 2 (2004): Ângulo da biela, θ , adotado a 45° , respeitando os critérios da norma.

4.1. Definição do Elemento de Viga

Visando obter resultados que se assemelham aos de elementos dimensionados em estruturas reais, foram adotados geometria e materiais para o elemento de viga analisado condizentes com estruturas usuais.

4.1.1. Geometria

O elemento de viga analisado possui seção retangular com 30 cm de largura e 80 cm de altura. O cobrimento de armadura adotado é de 2,5 cm. O valor de d' considerado é 10 cm, dessa forma o valor adotado para d é 70 cm. As dimensões adotadas para o elemento de viga estão ilustradas na Figura 4-1.

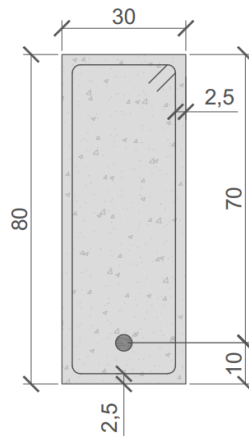


Figura 4-1: Seção da viga padrão.

4.1.2. Concreto

O concreto utilizado no elemento de viga é C25, com $f_{ck} = 25$ MPa. Para permitir uma comparação consistente, foi adotado um mesmo coeficiente de minoração da resistência do concreto para todas as normas e códigos, $\gamma_c = 1,4$.

Para a definição da resistência do concreto no programa RESPONSE2000 (2001), foi inserida no modelo uma curva base segmental utilizando os fatores de redução de resistência. Os valores utilizados na curva até a deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, ϵ_{c2} , são definidos na equação (4-1), segundo a NBR 6118:2014. Após atingir o patamar plástico, o valor da tensão no concreto, σ_c , permanece constante até atingir a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, ϵ_{cu} .

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (4-1)$$

Os critérios da NBR 6118:2014, para concretos de classes até C50, o valor adotado para n é 2. Os valores adotados para ϵ_{c2} e ϵ_{cu} são 2,0 mm/m e 3,5 mm/m, respectivamente. A Tabela 4-1 apresenta os valores utilizados na discretização da curva tensão-deformação.

Tabela 4-1: Valores da curva tensão-deformação.

ϵ_c (‰)	σ_c (MPa)
0,20	2,88
0,40	5,46
0,60	7,74
0,80	9,71
1,00	11,38
1,20	12,75
1,40	13,81
1,60	14,57
1,80	15,03
2,00	15,18
3,50	15,18

A dimensão característica do agregado graúdo utilizado, a , é adotada como 10 mm. A resistência do concreto à tração média, $f_{ct,m}$, foi definida seguindo os critérios da NBR6118:2014, que utiliza a equação (4-2) para o cálculo desta resistência média para concretos de classes até C50.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad , f_{ck} \text{ em MPa} \quad (4-2)$$

Portanto, o valor utilizado no programa RESPONSE2000 (2001) referente à resistência à tração média do concreto é de 2,56 MPa. A Figura 4-2 contém a representação das propriedades do concreto após a entrada dos dados no RESPONSE2000 (2001).

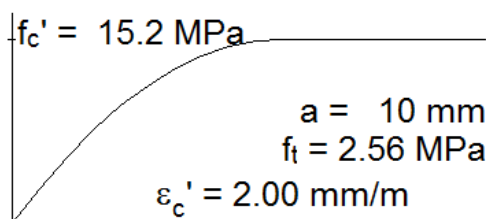


Figura 4-2: Curva tensão-deformação do concreto no RESPONSE2000 (2001)

O espaçamento s_m entre as fissuras do concreto, utilizada no desenvolvimento da MCFT e no programa RESPONSE2000 (2001), é calculada de forma automática, conforme a equação (4-3).

$$s_m = 2 \cdot c + 0,1 \cdot d_b / \rho \quad (4-3)$$

onde:

c – cobrimento

d_b – diâmetro da barra

ρ - taxa de armadura lateral

4.1.3. Aço

O aço adotado nas armaduras é do tipo CA-50 ($f_y = 500$ MPa) e o coeficiente de minoração utilizado, γ_f , é igual a 1,15. Dessa forma, a tensão de escoamento de cálculo utilizada é de 435 MPa. O patamar de escoamento do aço se apresenta da deformação de 2,07 % até 10 %. A Figura 4-3 contém a representação da curva tensão-deformação do aço após a inserção dos dados no RESPONSE2000 (2001).

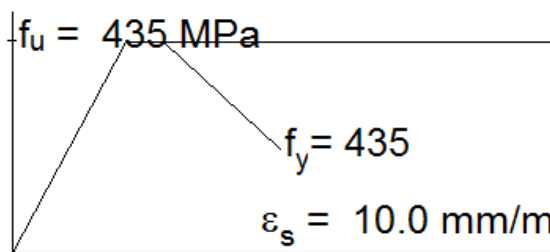


Figura 4-3: Curva tensão-deformação do aço no RESPONSE2000 (2001).

A armadura transversal é composta por estribos verticais com duas pernas, ($\alpha = 90^\circ$) e a armadura longitudinal é representada por uma única barra com a área exata calculada no dimensionamento.

4.2. Definição dos Casos de Carregamento

O critério para a definição dos casos de carregamento consiste na variação dos esforços a partir de três áreas distintas de armadura longitudinal.

No primeiro caso, é calculada a armadura necessária para o momento máximo suportado pela viga, sem que haja ruptura do elemento por esmagamento do concreto e sem armadura longitudinal de compressão. No segundo caso, é utilizada a armadura longitudinal mínima prevista na NBR6118:2014. O terceiro possui a área de armadura longitudinal necessária para resistir à média entre os momentos resistidos pelas áreas de armadura calculadas no primeiro e segundo casos.

O dimensionamento das áreas de armaduras longitudinais realizou-se em função do momento fletor solicitante de cálculo, M_{sd} . São calculados os coeficientes adimensionais k_{md} , k_x e k_z por meio das equações (4-4), (4-5) e (4-6), respectivamente.

$$k_{md} = \frac{M_{sd}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (4-4)$$

$$k_x = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot k_{md}}{0,85}}}{0,8} \quad (4-5)$$

$$k_z = 1 - 0,4 \cdot k_x \quad (4-6)$$

Com os valores dos coeficientes adimensionais calculados, a área de armadura longitudinal é calculada por meio da equação (4-7).

$$A_s = \frac{M_{sd}}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (4-7)$$

Após a definição das três áreas de armadura longitudinal base, foram criados dez casos de carregamento para cada área de armadura longitudinal calculada. Para isso, buscou-se os pares de valores de momento fletor e cortante, a partir de variações na porcentagem de momento e aplicando uma força cortante de forma a manter constante a força de tração na armadura longitudinal. Para a definição dos valores de força cortante em cada caso foi utilizada a equação (4-8).

$$V_{sd} = \left(F_{sd,cor} - \frac{M_{sd}}{z} \right) \cdot \left(\frac{2}{\cot \theta - \cot \alpha} \right) \quad (4-8)$$

onde:

$$F_{sd,cor} \leq \frac{M_{sd,máx}}{z} \quad (4-9)$$

4.2.1. Casos com $A_{s,máx}$

O dimensionamento da armadura longitudinal consiste no cálculo da maior área de armadura longitudinal possível para a seção definida, sem que haja ruptura do elemento por esmagamento do concreto e sem armadura longitudinal de compressão. Dessa forma, o k_{md} máximo assumiria o valor de 0,3199. Neste estudo, em que o objetivo é o de comparação entre normas, não se considerou a limitação específica para vigas da NBR 6118:2014 para a profundidade da linha neutra, de 0,45d.

Aplicando o valor máximo do k_{md} na equação (4-4), obtém-se o momento solicitante de cálculo de 839,7 kN.m.

Utilizando o momento solicitante encontrado, a área de armadura longitudinal calculada é de 36,86 cm². Aplicando a metodologia descrita anteriormente (equação 4-8), obtém-se os resultados apresentados na Tabela 4-2. Nesta mesma tabela são definidos os diversos casos de carregamento com armadura longitudinal máxima.

Tabela 4-2: Casos com armadura longitudinal máxima

Caso	MSd,máx (kN.m)	z (m)	Fator	MSd (kN.m)	FSd,cor (kN)	As (cm ²)	VSd (kN)
1-1	839,7	0,52	100%	839,7	1602,4	36,86	0
1-2			90%	755,8			320,5
1-3			80%	671,8			641,0
1-4			70%	587,8			961,4
1-5			60%	503,8			1281,9
1-6			50%	419,9			1602,4
1-7			40%	335,9			1922,9
1-8			30%	251,9			2243,4
1-9			20%	167,9			2563,8
1-10			10%	84,0			2884,3

4.2.2. Casos com $A_{s,mín}$

A área de armadura longitudinal mínima, $A_{s,mín}$, para a flexão simples é definida conforme os critérios da NBR 6118:2014, sendo calculada por meio da equação (4-10).

$$A_{s,mín} = \rho_{mín} \cdot A_c \quad (4-10)$$

onde:

$\rho_{\text{mín}}$: Taxa de armadura mínima, definida conforme a geometria da seção e classe de resistência do concreto. Para seção retangular e concretos da classe C25, a NBR 6118:2014 define o valor de 0,15%.

A área de armadura longitudinal mínima para o modelo definido é de 3,6 cm², sendo que esta área é capaz de resistir a um momento fletor máximo de 107,0 kN.m. Aplicando a metodologia descrita anteriormente, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 4-3. Nesta mesma tabela são definidos os diversos casos de carregamento com armadura longitudinal mínima.

Tabela 4-3: Casos com armadura longitudinal mínima.

Caso	MSd,máx (kN.m)	z (m)	Fator	MSd (kN.m)	FSd,cor (kN)	As (cm ²)	VSd (kN)
3-1	107,0	0,68	100%	107,0	156,7	3,60	0
3-2			90%	96,3			31,3
3-3			80%	85,6			62,7
3-4			70%	74,9			94,0
3-5			60%	64,2			125,4
3-6			50%	53,5			156,7
3-7			40%	42,8			188,1
3-8			30%	32,1			219,4
3-9			20%	21,4			250,7
3-10			10%	10,7			282,1

4.2.3. Casos com $A_{s,int}$

A armadura intermediária corresponde à área de armadura longitudinal necessária para o momento médio (473,4 kN.m), obtido por meio da média entre o momento suportado pela armadura máxima (839,7 kN.m) e o momento suportado pela armadura mínima (107,0 kN.m). A área de armadura longitudinal calculada é de 17,69 cm².

Aplicando a metodologia descrita anteriormente, obtêm-se os resultados apresentados na Tabela 4-4. Nesta mesma tabela, são definidos os casos de carregamento com armadura longitudinal intermediária.

Tabela 4-4: Casos com armadura longitudinal intermediária.

Caso	MSd,máx (kN.m)	z (m)	Fator	MSd (kN.m)	FSd,cor (kN)	As (cm ²)	VSd (kN)
2-1	473,4	0,62	100%	473,4	769,0	17,69	0
2-2			90%	426,0			153,8
2-3			80%	378,7			307,6
2-4			70%	331,4			461,4
2-5			60%	284,0			615,2
2-6			50%	236,7			769,0
2-7			40%	189,3			922,8
2-8			30%	142,0			1076,6
2-9			20%	94,7			1230,4
2-10			10%	47,3			1384,2

5. RESULTADOS

Após serem definidas a geometria do modelo, as propriedades de cada material utilizado e os casos de carregamento, foi realizado o dimensionamento da armadura transversal seguindo os critérios das normas e códigos apresentados anteriormente, sendo analisado o resultado de cada caso no programa RESPONSE2000 (2001).

Neste capítulo é apresentado, detalhadamente, a análise computacional de um exemplo, tomando-se como base a metodologia desenvolvida no capítulo 4. Os resultados dos demais casos são apresentados na forma de tabelas e gráficos. Os casos que apresentaram algum erro durante a análise no programa RESPONSE2000 (2001) são destacados e estudados separadamente.

5.1. Exemplo de Aplicação da Metodologia Desenvolvida

Com o intuito de exemplificar a metodologia desenvolvida, foi escolhido o caso de carregamento 2-4. Os valores referentes a este caso de carregamento estão descritos na Tabela 5-1.

Tabela 5-1: Solicitações do caso de carregamento 2-4

Caso	$M_{Sd,max}$ (kN.m)	z (m)	Fator	M_{Sd} (kN.m)	$F_{sd,cor}$ (kN)	A_s (cm ²)	V_{sd} (kN)
2-2	473,4	0,62	90%	426,0	769,0	17,69	153,8

5.1.1. Dimensionamento da armadura transversal

Para automatizar o processo de dimensionamento da armadura transversal foi desenvolvida uma planilha no programa Microsoft Excel. A Tabela 5-2 contém as informações inseridas na planilha que se aplicam a todos os códigos e normas utilizadas no dimensionamento.

Tabela 5-2: Propriedades dos materiais e geometria da viga.

Dimensão da Viga		Propriedades dos materiais			
b _w (m):	0,3	f _{ck} (MPa):	25	f _{ywd} (kN/m ²):	434783
h (m):	0,8	f _{cd} (kN/m ²):	17857	Características da armadura transversal:	
d (m):	0,7	E _s (kN/m ²):	210000000		
z (m):	0,62	f _{yk} (MPa):	500	α (°):	90
cob (m):	0,025	f _{yd} (kN/m ²):	434783	n:	2

As abas da planilha que mostram a memória de cálculo para o dimensionamento seguindo os critérios da NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo I, NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo II, *fib* Model Code 2010 (2013), CSA A23.3-14, ACI 318M-14 e Eurocode 2 (2004) estão ilustrados nas Tabelas 5-3 a 5-8, respectivamente.

Tabela 5-3: Planilha de dimensionamento – NBR6118:2014 Modelo de Cálculo I.

NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo I											
Informações Complementares											
θ _{definido} (°): 45											
Verificação da Compressão Diagonal do Concreto											
$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2\theta \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)$										
α _{v2} : 0,9	V _{rd2} (kN): 911,25										
Cálculo da parcela V _c											
$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$	$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}$	$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$									
f _{ctm} (MPa): 2,565	f _{ctd} (MPa): 1,282	V _{c0} (kN): 161,6									
Cálculo da Armadura Transversal											
$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w$	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha}$										
A _{sw} /s min (m ² /m): 0,000354	A _{sw} /s nec (m ² /m): -0,000028										
Armadura adotada:											
A _s /s (m ² /m): 0,000354	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Critérios Normativos:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>α máx(°):</td> <td>90</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>α min (°):</td> <td>45</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>		Critérios Normativos:			α máx(°):	90	OK	α min (°):	45	OK
Critérios Normativos:											
α máx(°):	90	OK									
α min (°):	45	OK									
A _s /s (cm ² /m): 3,54											

Tabela 5-4: Planilha de dimensionamento – NBR6118:2014 Modelo de Cálculo II

NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo II																	
Informações Complementares																	
θ adotado (°): 45																	
Verificação da Compressão Diagonal do Concreto																	
$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ <p>αv2: 0,9</p>	$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \sin^2\theta \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)$ <p>Vrd2 (kN): 911,25</p>																
Cálculo da parcela Vc																	
$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}$ <p>fctm (MPa): 2,565</p>	$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c}$ <p>fctd (MPa): 1,282</p>	$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$ <p>Vc0 (kN): 161,6</p> <p>Se Vsd ≤ Vc0: Vc = Vc0 Se Vsd ≥ VRd2: Vc = 0 Vc0 < Vsd < VRd2: Interpolação</p> <p>Vc (kN): 161,6</p>															
Cálculo da Armadura Transversal																	
$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot b_w$ <p>Asw,min (m²/m): 0,000354</p>	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha}$ <p>Asw/s nec (m²/m): -0,000028</p>																
Armadura adotada Asw/s (m²/m): 0,000354 Asw/s (cm²/m): 3,54	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3">Critérios Normativos:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>θ máx(°):</td> <td>45</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>θ mín(°):</td> <td>30</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>α máx(°):</td> <td>90</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>α mín(°):</td> <td>45</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>		Critérios Normativos:			θ máx(°):	45	OK	θ mín(°):	30	OK	α máx(°):	90	OK	α mín(°):	45	OK
Critérios Normativos:																	
θ máx(°):	45	OK															
θ mín(°):	30	OK															
α máx(°):	90	OK															
α mín(°):	45	OK															

Tabela 5-5: Planilha de dimensionamento – fib Model Code 2010 (2013)

Fib Model																			
Informações Complementares																			
As (m ²): 17,69																			
Cálculo do ângulo de atrito (θ)																			
$\theta_{\min} = 20^\circ + 10000 \cdot \varepsilon_x \leq 45^\circ$ θ (°): 32,85																			
Verificação da Compressão Diagonal do Concreto																			
$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_{Ed}}{z} + V_{Ed} + 0,5 \cdot N_{Ed} - A_p \cdot f_{p0}\right)}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_p)} \leq 0,003$	$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0$																		
ε_x (m): 0,001	η_{fc} : 1,00																		
$\varepsilon_1 = \varepsilon_x + (\varepsilon_x + 0,002) \cdot \cot^2(\theta)$	$k_c = k_\varepsilon \cdot \eta_{fc}$																		
ε_1 (m): 0,009	k_c : 0,587																		
$k_\varepsilon = \frac{1}{1,2 + 55\varepsilon_1} \leq 0,65$	$V_{Rd,max} = k_c \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta}$																		
k_ε : 0,587	V_{rdmax} (kN): 881,9																		
Cálculo da parcela Vc																			
$k_v = \frac{0,4}{(1 + 1500 \cdot \varepsilon_x)} \left(1 - \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}}\right) \geq 0$	$V_{Rd,c} = k_v \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot b_w \cdot z$																		
k_v : 0,113	V_{rdc} (kN): 74,4																		
Cálculo da Armadura Transversal																			
$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{\min} = 0,08 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot b_w$	$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{ad} - V_c}{z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha}$																		
$A_{sw,min}$ (m ² /m): 0,000240	$A_{sw/s}$ nec (m ² /m): 0,000192																		
Armadura adotada $A_{sw/s}$ (m ² /m): 0,000240 $A_{sw/s}$ (cm ² /m): 2,40	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Critérios Normativos:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>θ máx (°):</td> <td>45</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>εx máx:</td> <td>0,003</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>εx mín:</td> <td>0</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>α máx (°):</td> <td>90</td> <td>OK</td> </tr> <tr> <td>α mín (°):</td> <td>45</td> <td>OK</td> </tr> </tbody> </table>	Critérios Normativos:			θ máx (°):	45	OK	εx máx:	0,003	OK	εx mín:	0	OK	α máx (°):	90	OK	α mín (°):	45	OK
Critérios Normativos:																			
θ máx (°):	45	OK																	
εx máx:	0,003	OK																	
εx mín:	0	OK																	
α máx (°):	90	OK																	
α mín (°):	45	OK																	

Tabela 5-7: Planilha de dimensionamento – ACI 318M-14

ACI 318M-14		
Informações Complementares		
As (m ²): 17,69	λ: 1	φ _{cisalhamento} : 0,75
Verificação da Compressão Diagonal do Concreto		
$V_u \leq \phi \cdot (V_c + 0,066 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d)$		
V _{rdmax} (kN): 653,6		
Cálculo da parcela Vc		
$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$		
V _c (kN): 133,9		*Inclui φ _{cisalhamento}
Cálculo da Armadura Transversal		
$V_{Sd} \leq 0,5 \cdot \phi \cdot V_{Rd,c}$		
153,8	≤	66,9
Necessário Armadura Transversal!		
$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V - V_c}{d \cdot f_{yt} \cdot (\text{sen } \alpha + \text{cota } \alpha)}$		$\frac{A_{sw,min}}{s} = \frac{0,062 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot b_w}{f_{yk}}$
Asw/s nec (m ² /m): 0,000065		Asw/s min (m ² /m): 0,000186
Armadura adotada:		Critérios Normativos:
Asw/s (m ² /m): 0,000186		θ máx(°): 45 OK
Asw/s (cm ² /m): 1,86		α máx(°): 90 OK
		α mín (°): 45 OK
		Raiz de f _c (Mpa): 8,3 OK

Tabela 5-8: Planilha de dimensionamento – Eurocode 2 (2004)

Eurocode 2																	
Informações Complementares																	
As (m ²): 17,69	α _{cw} : 1	v ₁ : 0,6															
Verificação da Compressão Diagonal do Concreto																	
$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)}$																	
V _{rdmáx} (kN): 989,3																	
Cálculo da Armadura Transversal																	
$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha}$																	
$\frac{A_{sw,min}}{s} = \left(\frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \right) \cdot b_w$																	
Asw/s nec (m ² /m): 0,000575		Asw/s mín (m ² /m): 0,000240															
Armadura adotada: As/s (m ² /m): 0,000575 As/s (cm ² /m): 5,75		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="3" style="text-align: center;">Critérios Normativos:</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">cot θ máx:</td> <td style="text-align: center;">2,5</td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">cot θ mín:</td> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">α máx(°):</td> <td style="text-align: center;">90</td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">α mín (°):</td> <td style="text-align: center;">45</td> <td style="text-align: center;">OK</td> </tr> </tbody> </table>	Critérios Normativos:			cot θ máx:	2,5	OK	cot θ mín:	1	OK	α máx(°):	90	OK	α mín (°):	45	OK
Critérios Normativos:																	
cot θ máx:	2,5	OK															
cot θ mín:	1	OK															
α máx(°):	90	OK															
α mín (°):	45	OK															

Seguindo a metodologia desenvolvida, após o dimensionamento da armadura transversal por meio das diversas normas e códigos, são destacadas as armaduras adotadas pela NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo I, NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo II e para o dimensionamento que apresentou a menor armadura transversal (menor Asw/s), considerando os demais códigos e normas. No caso 2-2, a armadura transversal adotada foi 3,54 cm², 3,54 cm² e 1,86 cm², segundo a NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo I, NBR 6118:2014 - Modelo de Cálculo II e ACI 318M-14 (dimensionamento com menor armadura transversal), respectivamente.

5.1.2. Análise no RESPONSE2000 (2001)

A armadura transversal dos três casos de dimensionamento destacados são inseridas no RESPONSE2000 (2001), bem como as propriedades dos materiais e os esforços do caso 2-2. Após a análise, o RESPONSE2000 (2001) gera diversos diagramas referentes à deformação longitudinal ao longo da seção, deformação transversal ao longo da seção, tensão na armadura longitudinal, tensão na armadura longitudinal na fissura, tensão na armadura transversal, tensão na armadura transversal na fissura, força solicitante na armadura longitudinal, tensão longitudinal no concreto, variação do ângulo da biela ao

longo da seção, abertura das fissuras, entre outras informações sobre o elemento analisado.

Para atender o escopo deste trabalho, são extraídos os valores da tensão na armadura transversal e longitudinal, o ângulo médio da biela (Tabela 5-9), os diagramas de tensão principal de compressão do concreto, tensão principal de tração do concreto (Figura 5-1 e Figura 5-2, respectivamente) e o diagrama de variação do ângulo da biela ao longo da seção (Figura 5-3).

Tabela 5-9: Resultados obtidos no RESPONSE2000 (2001) para o caso 2-2

Caso 2-2	Ast/s (cm ² /m)	Armadura Longitudinal		Armadura Transversal		θmédio (°)	
		Tensão (MPa)	Taxa de utilização	Tensão (MPa)	Taxa de utilização	Utilizado	RESPONSE 2000
NBR6118:2014 MCI	3,54	378,3	87,0%	172,2	39,6%	45,0	43,9
NBR6118:2014 MCII	3,54	378,3	87,0%	172,2	39,6%	45,0	43,9
ACI 318M-14	1,86	405,3	93,2%	435	100,0%	45,0	39,9

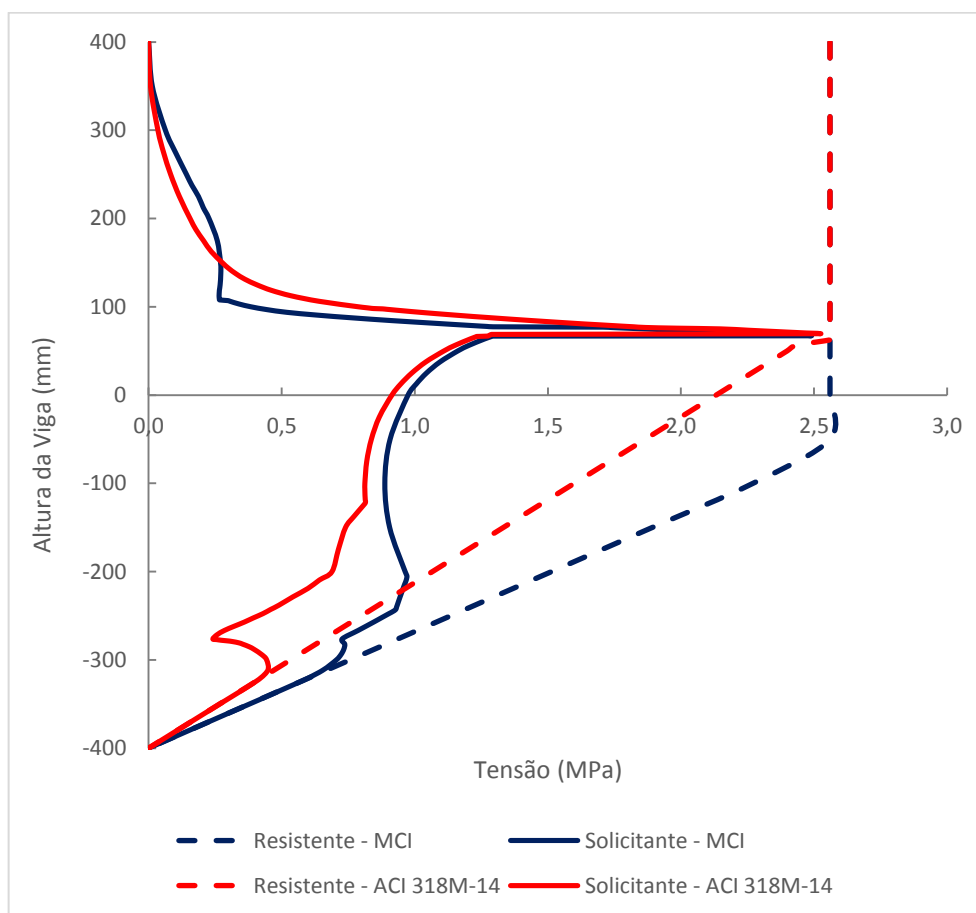


Figura 5-1: Tensão principal de tração (fc1) – Caso 2-2

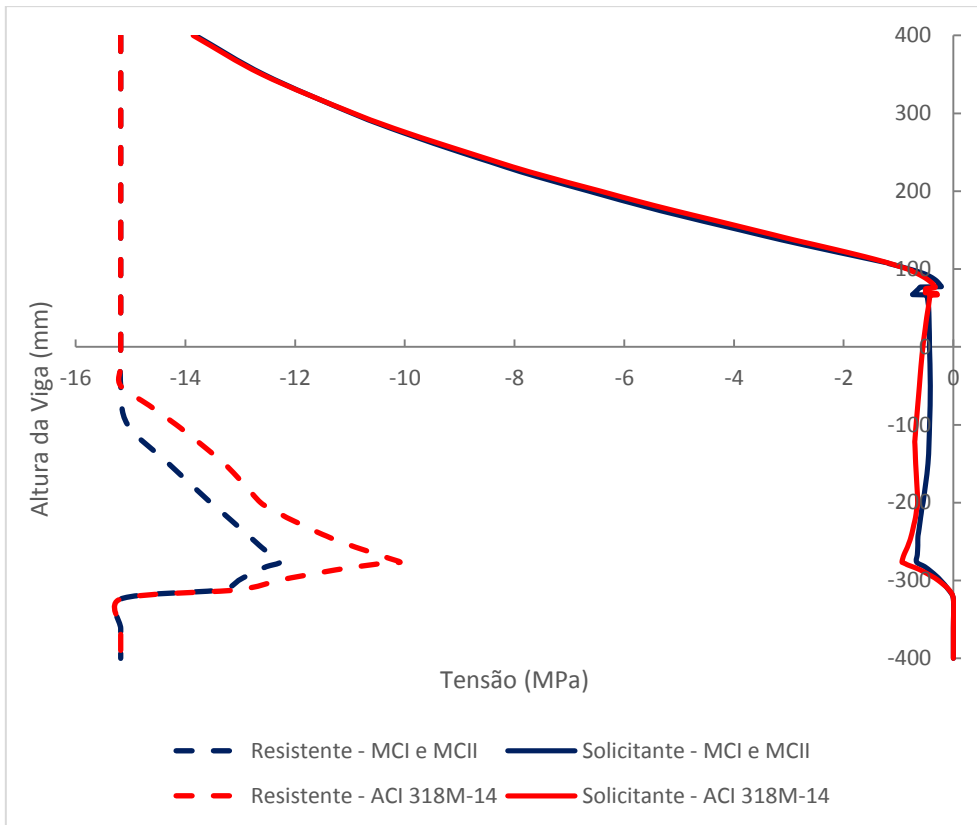


Figura 5-2: Tensão principal de compressão (f_{c2}) – Caso 2-2

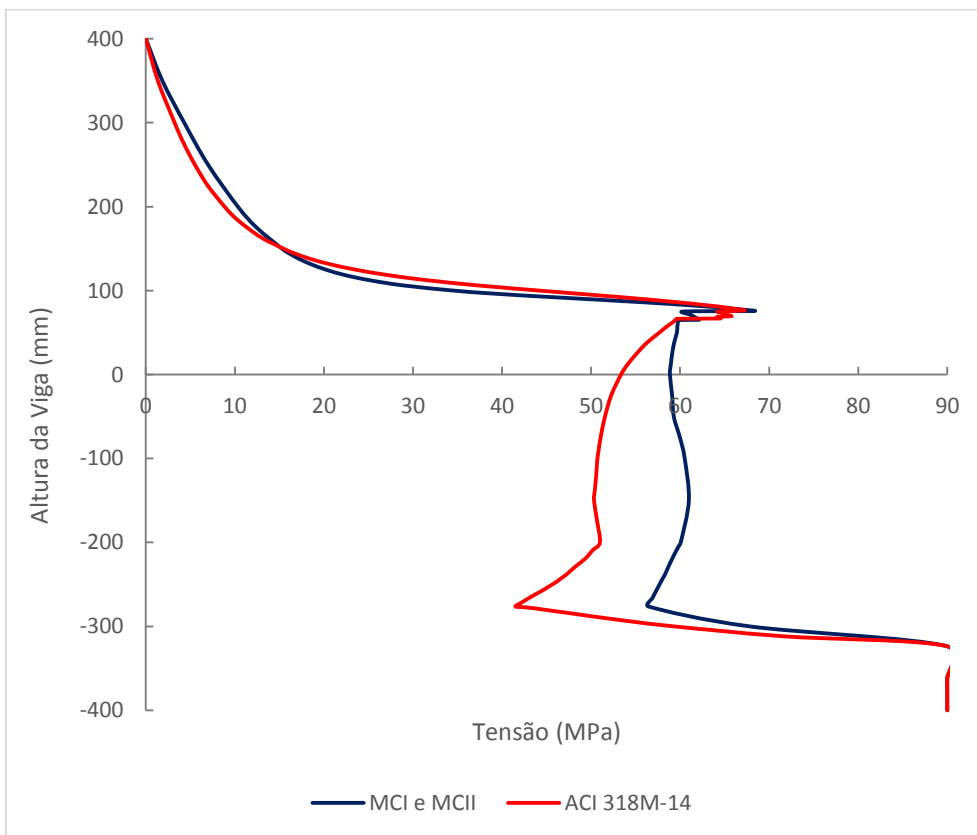


Figura 5-3: Variação do ângulo da biela (θ) – Caso 2-2.

Nos diagramas de tensão principal do concreto, além da linha contínua da tensão solicitante, o programa representa uma linha tracejada referente à tensão resistente. No caso da tensão principal de compressão, a tensão resistente do concreto tem o valor reduzido devido às fissuras no concreto, conforme a MCFT. Na tensão principal de tração, a tensão resistente se reduz devido à abertura das fissuras na região tracionada.

5.2. Resultados

Como descrito anteriormente, foram definidos 30 casos de carregamento para atender à metodologia proposta. Apresentou-se, para cada caso de carregamento, o dimensionamento da armadura transversal atendendo aos códigos e normas apresentados e posteriormente foram analisados os esforços no elemento por meio do RESPONSE2000 (2001).

5.2.1. Dimensionamento da armadura transversal

Com o auxílio de planilha desenvolvida no Microsoft Excel, foi dimensionada a armadura transversal para os diversos casos de carregamento. As áreas de armadura transversal obtidas (A_{sw}/s), o ângulo da biela adotado (θ) e a parcela de resistência ao cortante referente ao concreto (V_c) estão apresentadas nas Tabelas 5-10 a 5-15.

Nos casos em que as células da planilha estão preenchidas com a cor cinza escura, a força cortante solicitante é maior do que a força cortante máxima permitida pelo código ou norma analisado. As células preenchidas com a cor laranja destacam a menor área de armadura transversal obtida considerando o dimensionamento segundo o *fib* Model Code2010 (2013), a CSA A23.3-14, a ACI 318M-14 e o Eurocode 2 (2004).

Caso	NBR - MC I			NBR - MC II			Fib Code			CSA A23.3-14			ACI 318M-14			Eurocode 2		
	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)	A _{sw} /s (cm ² /m)	θ (°)	V _c (kN)
1-1	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	30,4	88,0	1,80	36,2	79,2	0,00	45,0	133,9	2,40	45,0	0,0
1-2	5,80	45,0	161,6	7,05	45,0	127,3	7,97	33,2	43,4	8,76	38,3	67,7	6,13	45,0	133,9	14,07	45,0	0,0
1-3	17,50	45,0	161,6	21,27	45,0	58,3	20,68	36,9	13,6	22,15	40,8	57,2	16,66	45,0	133,9	28,13	45,0	0,0
2-1	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	30,4	103,3	1,80	36,2	93,0	0,00	45,0	133,9	2,40	45,0	0,0
2-2	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	32,8	74,4	2,12	38,0	81,1	1,86	45,0	133,9	5,75	45,0	0,0
2-3	5,33	45,0	161,6	6,48	45,0	130,1	6,93	36,0	52,3	7,51	40,2	69,8	5,71	45,0	133,9	11,49	45,0	0,0
2-4	10,95	45,0	161,6	13,30	45,0	97,0	13,40	40,1	35,5	14,05	43,1	59,1	10,76	45,0	133,9	17,24	45,0	0,0
2-5	16,56	45,0	161,6	20,13	45,0	63,8	22,16	45,0	22,1	21,15	45,0	49,1	15,82	45,0	133,9	22,99	45,0	0,0
2-6	22,18	45,0	161,6	26,96	45,0	30,7	28,31	45,0	11,3							28,73	45,0	0,0
3-1	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	30,4	114,6	1,80	36,2	103,2	0,00	45,0	133,9	2,40	45,0	0,0
3-2	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	32,7	97,6	1,80	37,9	90,7	0,00	45,0	133,9	2,40	45,0	0,0
3-3	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	35,6	82,3	1,80	39,9	78,8	0,00	45,0	133,9	2,40	45,0	0,0
3-4	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	39,4	68,5	1,80	42,6	67,4	1,86	45,0	133,9	3,17	45,0	0,0
3-5	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	2,40	44,4	56,0	2,32	45,0	56,5	1,86	45,0	133,9	4,22	45,0	0,0
3-6	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	161,6	3,74	45,0	45,7	3,67	45,0	47,9	1,86	45,0	133,9	5,28	45,0	0,0
3-7	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	155,9	4,84	45,0	44,2	4,72	45,0	47,9	1,86	45,0	133,9	6,33	45,0	0,0
3-8	3,54	45,0	161,6	3,54	45,0	149,1	5,95	45,0	42,7	5,78	45,0	47,9	2,81	45,0	133,9	7,39	45,0	0,0
3-9	3,54	45,0	161,6	3,96	45,0	142,4	7,06	45,0	41,2	6,83	45,0	47,9	3,84	45,0	133,9	8,45	45,0	0,0
3-10	4,40	45,0	161,6	5,35	45,0	135,6	8,16	45,0	39,7	7,89	45,0	47,9	4,87	45,0	133,9	9,50	45,0	0,0

Tabela 5-10: Resultados de dimensionamento dos casos de carregamento

Os casos 1-4, 1-5, 1-6, 1-7, 1-8, 1-9, 1-10, 2-7, 2-8, 2-9 e 2-10 apresentaram força cortante solicitante superior à força cortante máxima permitida pela NBR 6118:2014.

5.2.2. Análise no RESPONSE2000 (2001)

Utilizando-se a metodologia descrita anteriormente, foram extraídos os valores das tensões na armadura transversal e na longitudinal e do ângulo médio da biela, expostos na Tabela 5-11. Os diagramas de tensão principal de compressão e tração do concreto e a variação do ângulo da biela nos casos analisados são apresentados no Apêndice.

Nos casos indicados com um asterisco (*), foi necessário reduzir o esforço solicitante para não ser obtida ruptura no RESPONSE2000 (2001). Como os ajustes na solicitação foram inferiores a 5%, estes dimensionamentos não serão desconsiderados, uma vez que este nível de erro pode ocorrer devido ao modelo matemático utilizado pelo programa ou por aproximações durante o cálculo.

Os casos de carregamento 1-2, 1-3, 2-4, 2-5 e 2-6 apresentaram ruptura no RESPONSE2000 (2001) em, pelo menos, um dos três casos de dimensionamento (NBR6118:2014 MCI, NBR6118:2014 MCII e o caso com menor armadura transversal entre os demais).

Tabela 5-11: Resultados obtidos no RESPONSE2000 (2001).

Caso	Norma	A_{sw}/s (cm^2/m)	Armadura Longitudinal		Armadura Transversal		θ médio (°)	
			Tensão (MPa)	Taxa de utilização	Tensão (MPa)	Taxa de utilização	Utilizado	RESPONSE 2000
1-1*	NBR6118 MCI	3,54	418,4	96,2%	-	-	45,0	39,8
	NBR6118 MCII	3,54	418,4	96,2%	-	-	45,0	39,8
	ACI 318M-14	0,00	418,4	96,2%	-	-	45,0	39,8
2-1*	NBR6118 MCI	3,54	410,7	94,4%	-	-	45,0	54,7
	NBR6118 MCII	3,54	410,7	94,4%	-	-	45,0	54,7
	ACI 318M-14	0,00	410,7	94,4%	-	-	45,0	54,7
2-2	NBR6118 MCI	3,54	378,3	87,0%	172	39,5%	45,0	43,9
	NBR6118 MCII	3,54	378,3	87,0%	172	39,5%	45,0	43,9
	ACI 318M-14	1,86	405,3	93,2%	435	100,0%	45,0	39,9
2-3*	NBR6118 MCI	5,33	435	100,0%	435	100,0%	45,0	34,4
	NBR6118 MCII	6,48	396	91,0%	429	98,6%	45,0	37,4
	ACI 318M-14	5,71	409	94,0%	435	100,0%	45,0	36,5

3-1	NBR6118 MCI	3,54	263	60,5%	-	-	45,0	66,7
	NBR6118 MCII	3,54	263	60,5%	-	-	45,0	66,7
	ACI 318M-14	0,00	263	60,5%	-	-	45,0	66,7
3-2	NBR6118 MCI	3,54	44,5	10,2%	0	0,0%	45,0	45,0
	NBR6118 MCII	3,54	44,5	10,2%	0	0,0%	45,0	45,0
	ACI 318M-14	0,00	44,5	10,2%	0	0,0%	45,0	45,0
3-3	NBR6118 MCI	3,54	27,5	6,3%	0	0,0%	45,0	44,5
	NBR6118 MCII	3,54	27,5	6,3%	0	0,0%	45,0	44,5
	ACI 318M-14	0,00	27,5	6,3%	0	0,0%	45,0	44,5
3-4	NBR6118 MCI	3,54	24,3	5,6%	0	0,0%	45,0	44,5
	NBR6118 MCII	3,54	24,3	5,6%	0	0,0%	45,0	44,5
	CSA A23.3-14	1,80	24,3	5,6%	0	0,0%	45,0	44,5
3-5	NBR6118 MCI	3,54	20,8	4,8%	0	0,0%	45,0	44,6
	NBR6118 MCII	3,54	20,8	4,8%	0	0,0%	45,0	44,6
	ACI 318M-14	1,86	20,8	4,8%	0	0,0%	45,0	44,6
3-6	NBR6118 MCI	3,54	17,3	4,0%	0	0,0%	45,0	44,6
	NBR6118 MCII	3,54	17,3	4,0%	0	0,0%	45,0	44,6
	ACI 318M-14	1,86	17,3	4,0%	0	0,0%	45,0	44,6
3-7	NBR6118 MCI	3,54	13,9	3,2%	0	0,0%	45,0	44,7
	NBR6118 MCII	3,54	13,9	3,2%	0	0,0%	45,0	44,7
	ACI 318M-14	1,86	13,9	3,2%	0	0,0%	45,0	44,7
3-8	NBR6118 MCI	3,54	10,4	2,4%	0	0,0%	45,0	44,8
	NBR6118 MCII	3,54	10,4	2,4%	0	0,0%	45,0	44,8
	ACI 318M-14	2,81	10,4	2,4%	0	0,0%	45,0	44,8
3-9	NBR6118 MCI	3,54	6,9	1,6%	0	0,0%	45,0	44,9
	NBR6118 MCII	3,96	6,9	1,6%	0	0,0%	45,0	44,9
	ACI 318M-14	3,84	6,9	1,6%	0	0,0%	45,0	44,9
3-10	NBR6118 MCI	4,40	3,6	0,8%	0	0,0%	45,0	44,9
	NBR6118 MCII	5,35	3,6	0,8%	0	0,0%	45,0	44,9
	ACI 318M-14	4,87	3,6	0,8%	0	0,0%	45,0	44,9

A taxa de utilização da armadura longitudinal está ilustrada na Figura 5-4. Não houve uma grande variação entre as taxas de utilização da armadura longitudinal, quando comparados os resultados de cada norma.

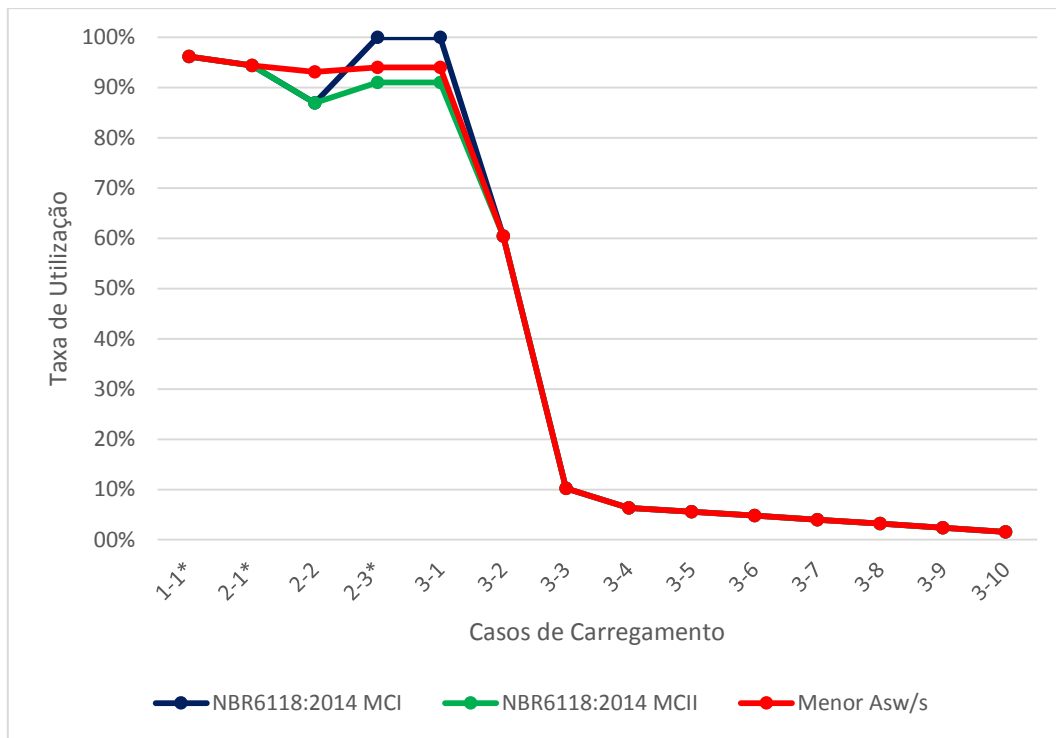


Figura 5-4: Taxa de utilização da armadura longitudinal por caso de carregamento.

Os gráficos com área da armadura transversal e taxa de utilização das mesmas, por caso de carregamento e critério de dimensionamento, estão ilustrados nas Figuras 5-5 e 5-6, respectivamente.

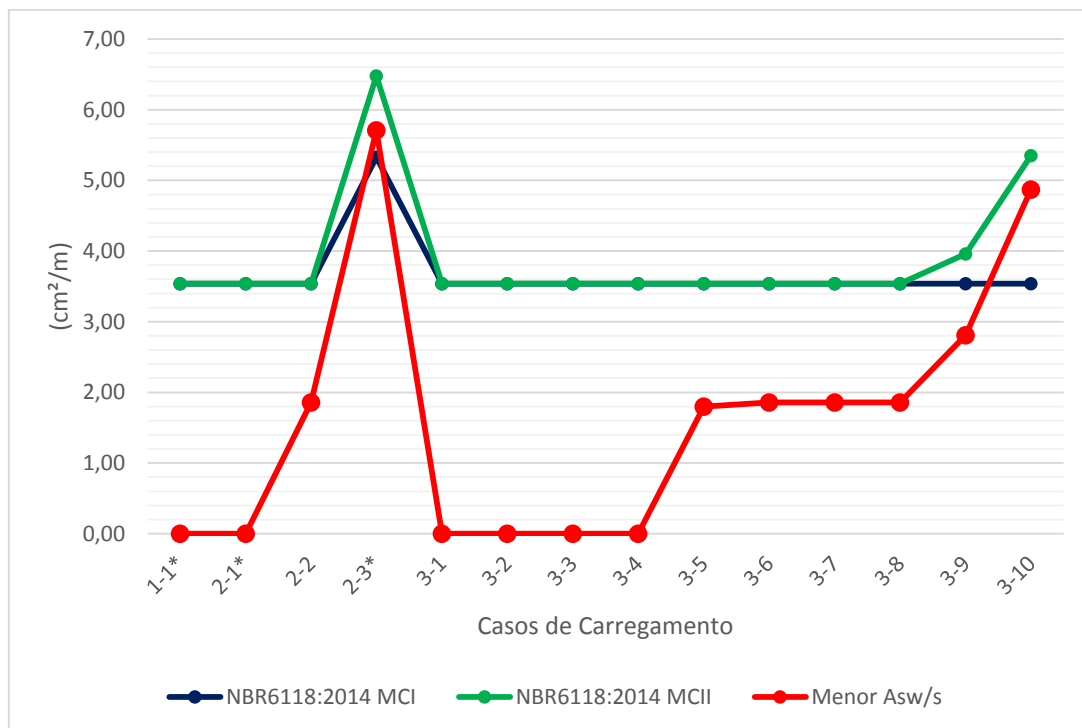


Figura 5-5: Área de armadura transversal por caso de carregamento

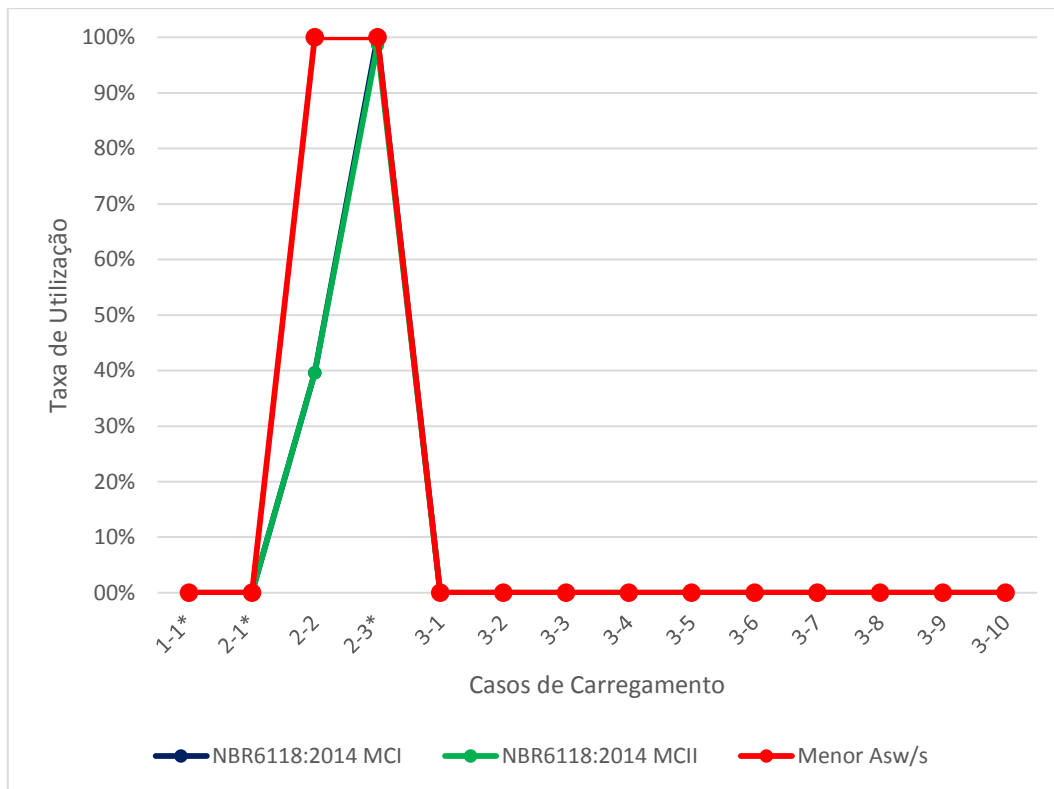


Figura 5-6: Taxa de utilização da armadura transversal por caso de carregamento

Nos casos 1-2, 1-3, 2-4, 2-5 e 2-6 foram gerados, por meio do RESPONSE2000 (2001), os diagramas de interação de esforço cortante e momento fletor e obtida a força cortante máxima resistida para os momentos solicitantes, em cada caso de carregamento, para cada norma estudada. Com os diagramas é possível fazer uma avaliação da resistência real conseguida com as armaduras transversais obtidas em cada dimensionamento. As Figuras 5-7 a 5-11 apresentam os diagramas de interação M-V para os casos de carregamento 1-2, 1-3, 2-4, 2-5 e 2-6, respectivamente.

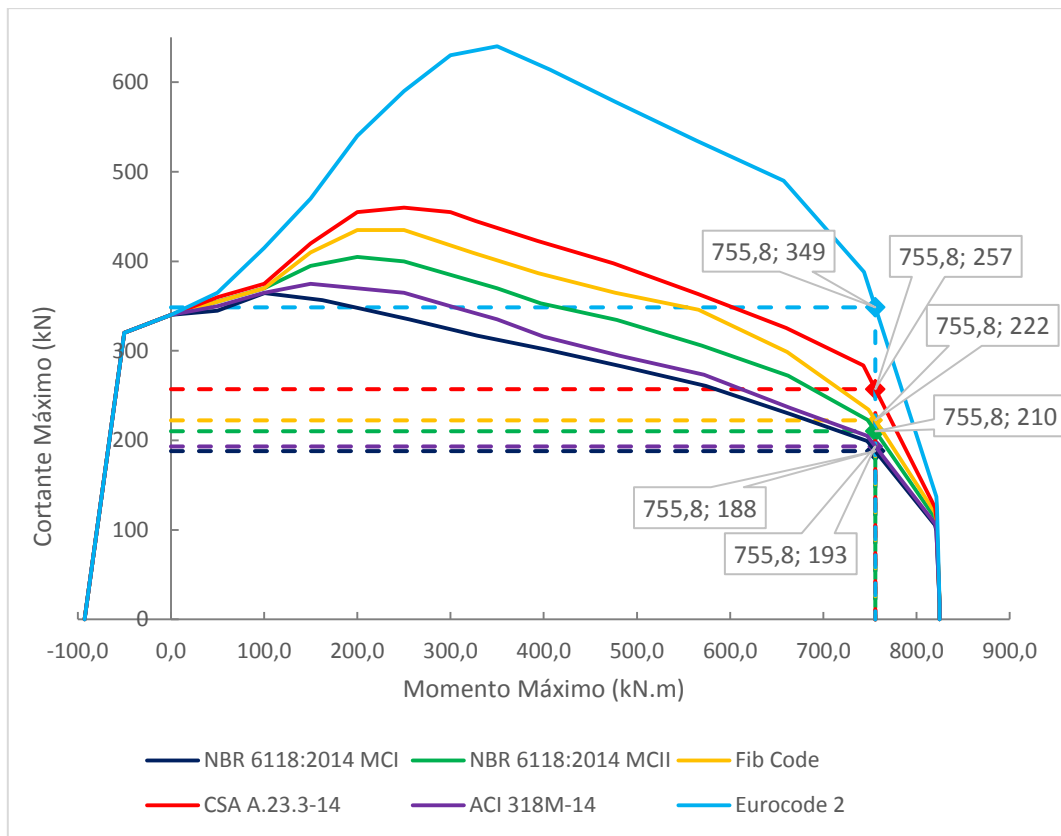


Figura 5-7: Diagrama de Interação M-V do Caso 1-2, RESPONSE2000 (2001)

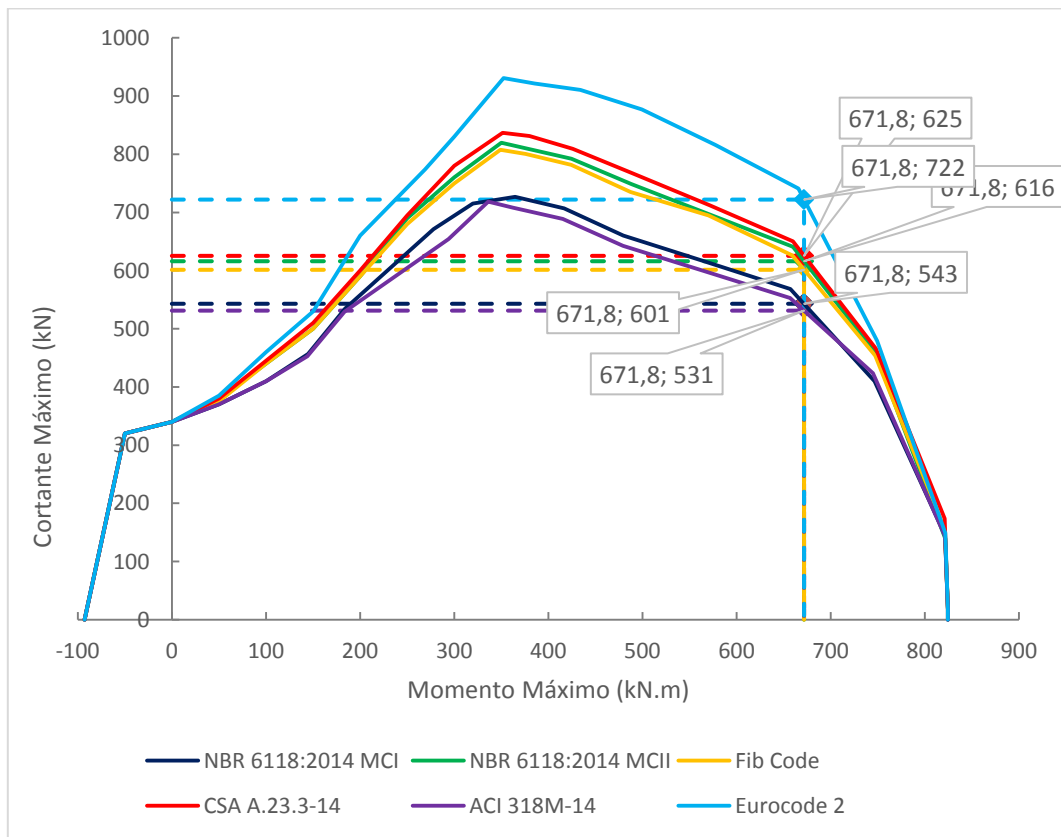


Figura 5-8: Diagrama de Interação M-V do Caso 1-3, RESPONSE2000 (2001)

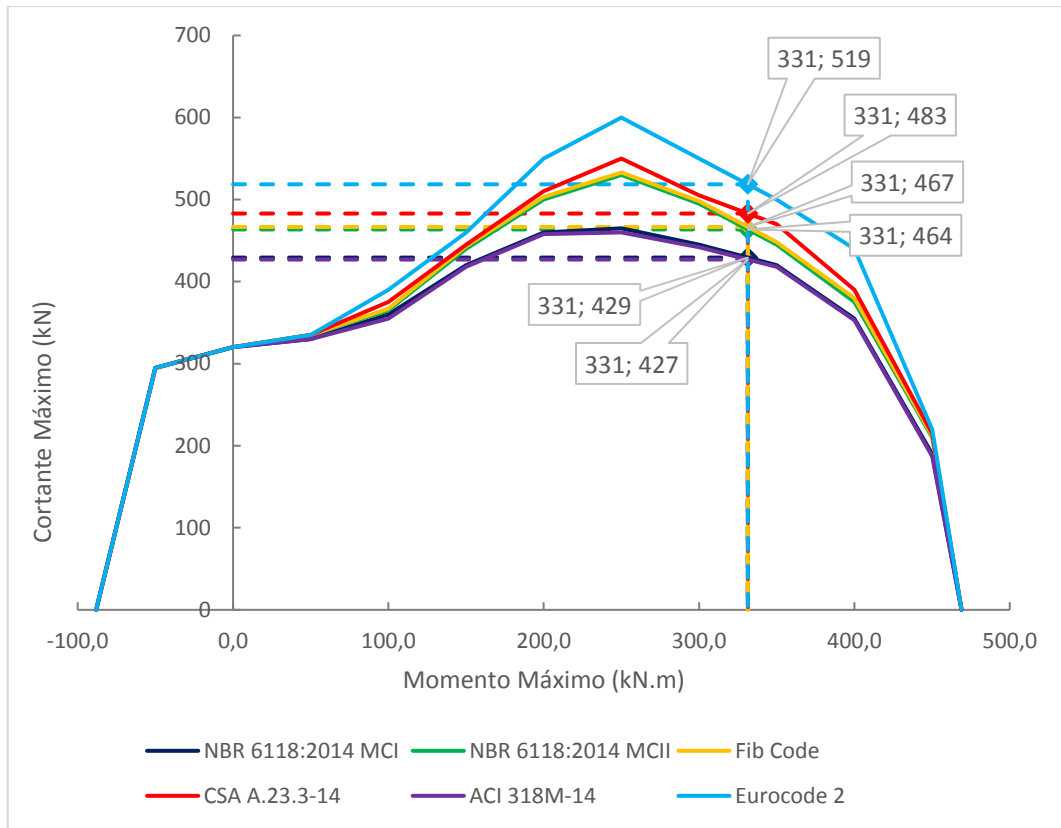


Figura 5-9: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-4, RESPONSE2000 (2001)

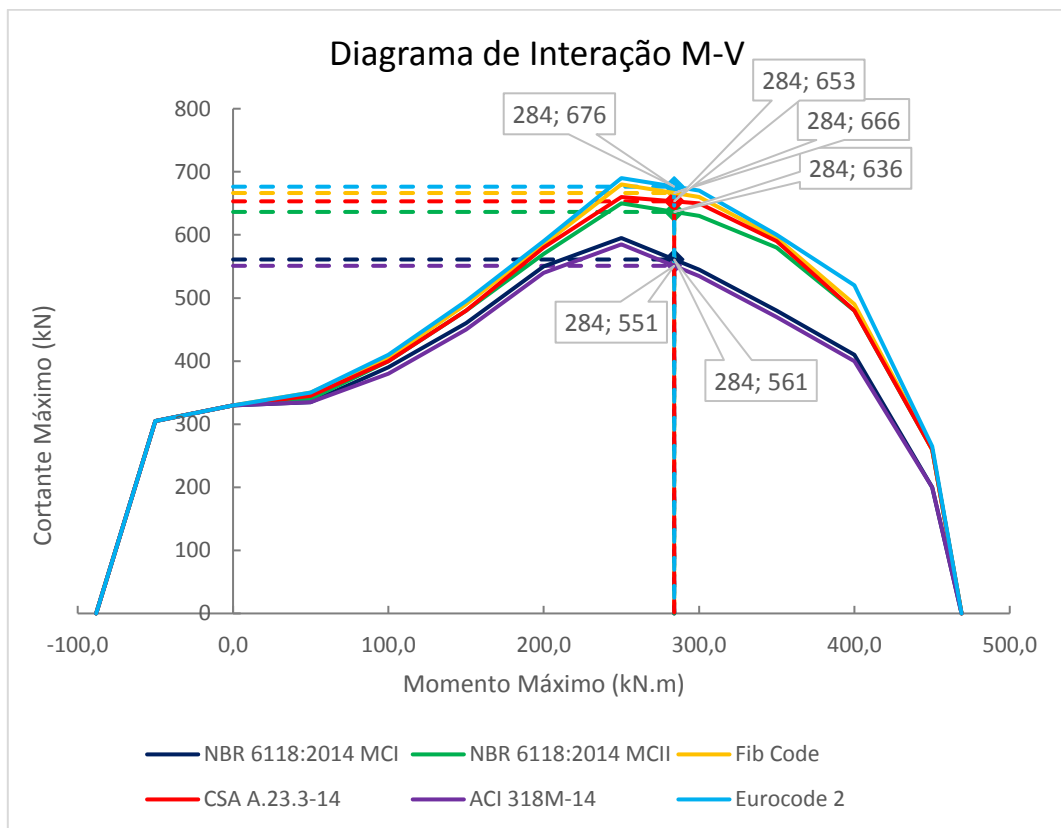


Figura 5-10: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-5, RESPONSE2000 (2001)

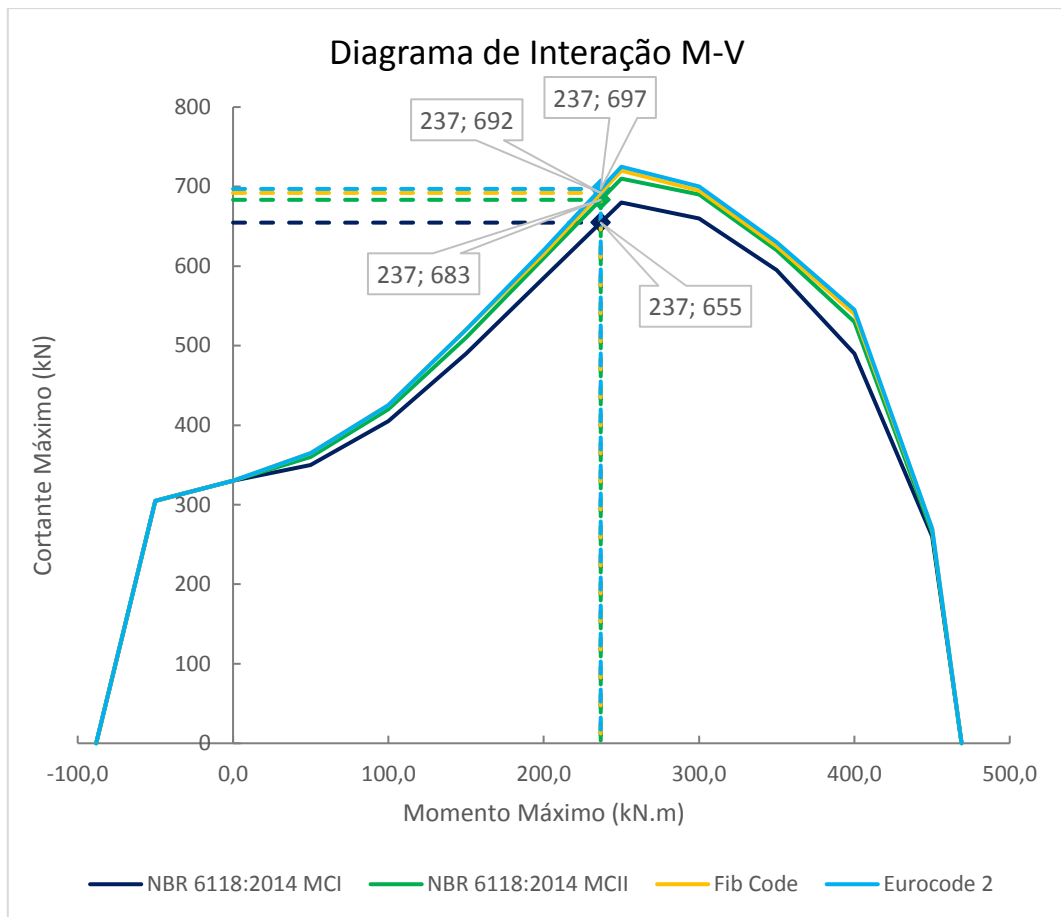


Figura 5-11: Diagrama de Interação M-V do Caso 2-6, RESPONSE2000 (2001)

As forças cortantes máximas obtidas na interação M-V destes casos de carregamento, assim como a proporção entre a força cortante, nos casos analisados, e o máximo resistido, como indicado pelo dimensionamento de cada norma, estão apresentados na Tabela 5-12.

Tabela 5-12: Comparativo entre resistências ao cisalhamento – $V_{sd}/V_{máx}$

Caso	V_{sd}	NBR - MC I		NBR - MC II		fib (2013)		CSA A23.3		ACI 318M-14		Eurocode 2	
		$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$	$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$	$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$	$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$	$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$	$V_{máx}$	$\frac{V_{sd}}{V_{máx}}$
1-2	320,5	188,0	1,70	210,0	1,53	222,3	1,44	257,2	1,25	193,2	1,66	348,5	0,92
1-3	641,0	542,9	1,18	616,0	1,04*	601,3	1,07	625,3	1,03	531,2	1,21	721,9	0,89
2-4	461,4	429,3	1,07	463,6	1,00	466,6	0,99	483,0	0,96	426,9	1,08	518,6	0,89
2-5	615,2	561,0	1,10	636,4	0,97	666,4	0,92	653,2	0,94	551,0	1,12	676,4	0,91
2-6	769,0	658,4	1,17	683,4	1,13	692,1	1,11	-	-	-	-	697,1	1,10

O caso que apresenta o “*” foi considerado como satisfatório

A Figura 5-12 apresenta graficamente a proporção entre a força cortante dos casos analisados e o máximo resistido, em cada norma.

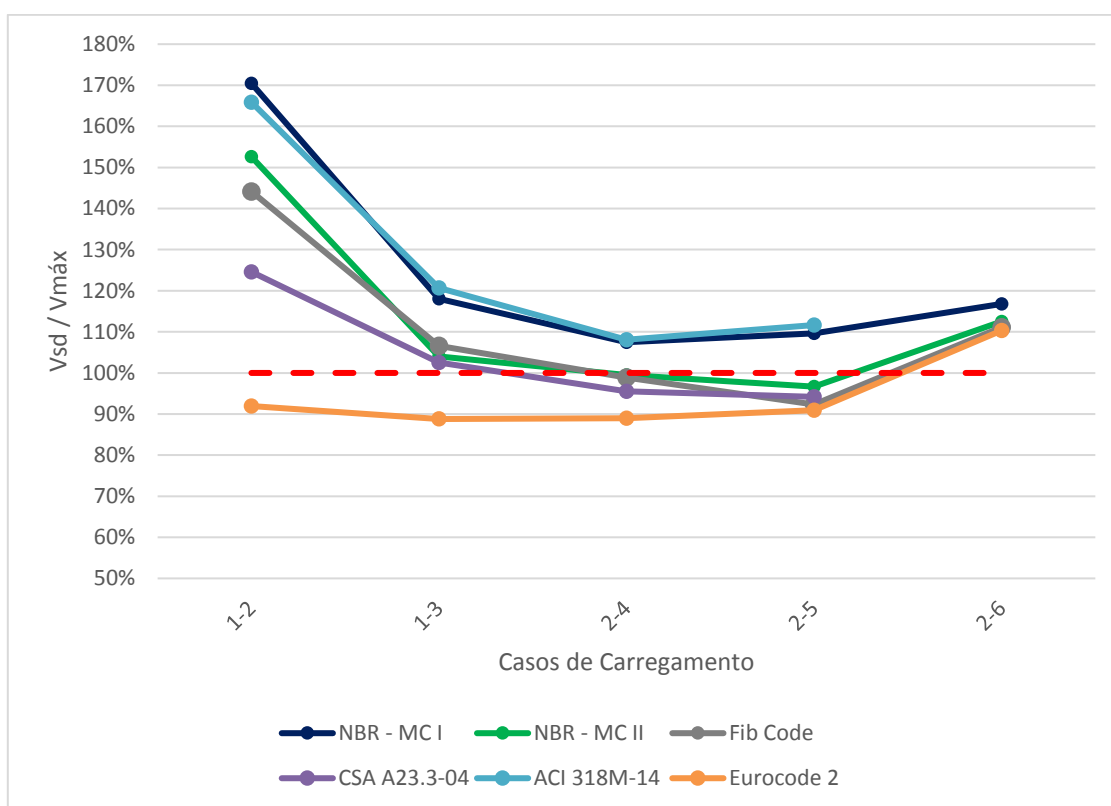


Figura 5-12: Gráfico comparativo de resistência ao cortante – $V_{sd}/V_{máx}$

Os pontos acima da linha tracejada em vermelho atendem ao critério de segurança ($V_{máx} \geq V_{sd}$).

Os casos 1-2 e 1-3 não atendem ao critério de $x/d \leq 0,45$ estabelecido em diversas normas, incluindo a NBR 6118:2014. No caso 1-2, apenas o Eurocode 2 atendeu ao critério de segurança e no caso 1-3 o NBR 6118:2014, ACI 318M-14 e Eurocode 2 atendem, enquanto os demais falham.

Com exceção da NBR 6118:2014 MCI e ACI 318M-14, todas as demais normas são satisfatórias para os casos 2-4 e 2-5.

Para o caso 2-6, todas as normas que permitiram o dimensionamento, com limite ao cortante máximo superior à solicitação, apresentaram resultados insatisfatórios.

6. CONCLUSÕES

Esta Dissertação teve como finalidade a análise dos critérios de dimensionamento de elementos de viga submetidos a esforço cortante segundo os diversos códigos e normas. A análise foi realizada com base na Teoria do Campo de Compressão Modificada (MCFT), com o auxílio do programa RESPONSE2000 (2001).

Após apresentar os conceitos que embasam os diversos modelos e teorias desenvolvidos para compreender o comportamento de elementos de concreto armado submetidos ao cisalhamento, a MCFT se destacou como o método de análise mais sofisticado, tendo como base o modelo de painel fissurado e contemplando em sua formulação as relações de equilíbrio, compatibilidade e tensões-deformações dos materiais e incorporando em sua teoria as tensões de tração existentes entre as fissuras do concreto.

Os resultados obtidos a partir da metodologia proposta evidenciaram alguns aspectos bastante interessantes durante a comparação dos critérios das normas. Nos casos em que foi necessária armadura transversal maior que a mínima, prevista pela norma respectiva, o Eurocode 2 (2004) apresentou os resultados mais conservadores. Este fato é justificado por não ser considerada a parcela de resistência ao cortante do concreto nesta norma.

Uma interessante constatação no comparativo entre os critérios normativos é a variação entre a armadura mínima exigida pelas normas. A armadura transversal mínima prevista na NBR 6118:2014 é superior à exigida pelas demais, correspondendo a 147% da armadura mínima prevista no Eurocode 2 e *fib* (2013) e a 197% do mesmo item previsto na ACI 318M-14 e CSA A23.3-14. Das normas analisadas, a única que permite o dimensionamento de vigas sem armadura transversal é a ACI 318M-14. Porém, nestes casos deve ser atendido o requisito de força cortante solicitante inferior à metade da força resistida somente pelo concreto. Caso não se atenda a este requisito, a norma exigirá uma armadura transversal mínima.

Nos casos de carregamento 1-1, 2-1, 2-2, 2-3, 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5, 3-6, 3-7, 3-8, 3-9 e 3-10, onde não houve ruptura segundo os critérios do RESPONSE2000 (2001), a armadura transversal adotada segundo os critérios da NBR 6118:2014 – MCII foi maior ou igual em todos os casos, quando comparada com a armadura transversal adotada na

NBR6118:2014 – MCI e com a menor armadura transversal adotada dentre as demais normas.

Não foram constatadas variações significativas entre as taxas de utilização da armadura longitudinal quando comparados os resultados obtidos no RESPONSE2000 (2001), conforme visualizado na Figura 5-5.

O RESPONSE2000 (2001) apontou falha no dimensionamento nos casos 1-2, 1-3, 2-4, 2-5 e 2-6, totalizando 5 casos. Os casos 1-2 e 1-3 não atendem ao critério de $x/d \leq 0,45$. No caso 1-2 onde o valor de x/d é muito superior ao limite estabelecido por norma, os dimensionamentos que consideraram a parcela V_c não apresentaram resultados satisfatórios. No caso 1-3 o valor de x/d é inferior ao do caso 1-2, porém superior ao limite normativo, desta forma, apenas as normas que consideraram baixos valores de V_c atenderam ao critério de segurança.

Com base nos resultados obtidos para os casos 2-4, 2-5 e 2-6, conclui-se que normas com parcelas V_c que independem de V_{sd} apresentam resultados insatisfatórios à medida que a carga solicitante é aumentada.

No caso 2-6, o valor de V_{sd} é superior ao limite de cortante definido pela CSA A23.3-14 e ACI 318M-14, logo, seguindo os critérios destas normas não é possível realizar o dimensionamento neste caso. As demais normas, até mesmo o Eurocode 2 que desconsidera a contribuição do concreto na resistência ao cortante, não atendeu ao critério de segurança, desta forma, aparentemente as normas superestimam a resistência das peças ao cisalhamento nos casos que se aproximam de V_{rd2} .

Com base nos resultados apresentados, fica evidenciado que o Eurocode 2 (2004) se mostrou a norma mais conservadora mesmo com uma armadura mínima menor que a da NBR6118:2014.

Como proposta para trabalhos futuros, seria importante fazer um estudo semelhante ao realizado para o esforço cortante em lajes. Fica também a proposta de se investigar criteriosamente o comportamento das peças de concreto com forças cortantes nas proximidades de V_{rd2} .

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Rio de Janeiro, 2014.

ACI 318M-14 – Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, 2014.

BENTZ, E. C., COLLINS, M. P., User Manual – MEMBRANE-2000, RESPONSE-2000, TRIAX-2000, SHELL-2000. Version 1.1, September 2001.

BENTZ, E. C., Sectional Analysis of Reinforced Concrete Members. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 2000.

BENTZ, E. C., VECCHIO, F. J., COLLINS, M. P., Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. American Concrete Institute, Structural Journal, Vol 103, N° 4, 2006.

BHIDE, S.B. 1986. Reinforced concrete elements in shear and torsion. Department of Civil Engineering, University of Toronto, Toronto, Ont. Publication 87-02.

CELESTE, A. P., Modelo de Painel Fissurado Aplicado a Vigas de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado – Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

COLLINS, M. P., MITCHELL, D., A Rational Approach to Shear Design Method. American Concrete Institute, Structural Journal, Vol 93, N° 1, 1996.

CORRIÇA, Camilo Vinicius de Pina, Os Modelos da Teoria de Painel Fissurado Aplicados ao Dimensionamento de Vigas de Concreto Armado, Trabalho de Conclusão de Curso, Rio de Janeiro, UFRJ/Escola Politécnica, 2015.

CSA, A23.3-14 – Design of concrete structures, Canadá 2014.

CUNHA, M. T., Dimensionamento Prático à Força Cortante de Seções de Concreto Armado. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 1981.

DIAZ, B. E., Dimensionamento a Esforço Cortante. Revista Estrutura, ed. 92: 36 – 54, Rio de Janeiro, Setembro, 1980.

EUROCODE 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2004.

HIRATA, Fernando Pessoto, Análise comparativa entre modelos de predição de norma e dados de ensaios na determinação da resistência ao cisalhamento, Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.

INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE, *fib* Model Code for Concrete Structures 2010, Wilhelm Ernst & Sohn, 2013.

MACGREGOR, J. G., WIGHT, J. K., Reinforced Concrete: Mechanics and Design, Pearson Education, Inc., 6th ed., New Jersey, 2012.

MITCHELL, D., AND COLLINS, M. P., Diagonal Compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion, *ACI Journal*, Proceedings V. 71, No.8, Aug. 1974, pp. 396-408.

MÖRSCH, E., Concrete Steel Construction, McGraw-Hill, New York, 1909.

NILSON, A. Design of Concrete Structures. McGraw-Hill International Editions, New York, 1997.

QUEIROZ JUNIOR, F. de O., Análise de Resistência ao Cisalhamento em Peças de Seções Circulares Vazadas Utilizando a Teoria do Campo de Compressão Modificada - Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2014.

RITTER, W., Die Bauweise Hennebique (Construction Technics of Hennebique), Schweizerische Bauzeitung, Zürich, 1899.

ROBINSON, J. R., DEMORIEUX, J. M. – Essais de Traction, Compression sur Modeles d'Âme de Poutre em Béton Armé, Vol.1, 1972.

SANTOS, S. H. C., Detalhamento de Estruturas de Concreto Armado. Apostila, Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

SCHULZ, M., Verificação Geral de Peças de Concreto Armado Baseada no Modelo da Chapa Fissurada. Tese de Doutorado, COPPE UFRJ, Rio de Janeiro, 1988.

VECCHIO, F. J., COLLINS, M.P., The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. American Concrete Institute, Structural Journal, N° 83, 1986.

APÊNDICE

Neste apêndice serão apresentados os diagramas de tensões principais de compressão e tração do concreto para os casos de carregamento 1-1, 2-1, 2-2, 2-, 3-1, 3-2, 3-3, 3-4, 3-5, 3-6, 3-7, 3-8, 3-9 e 3-10, respectivamente.

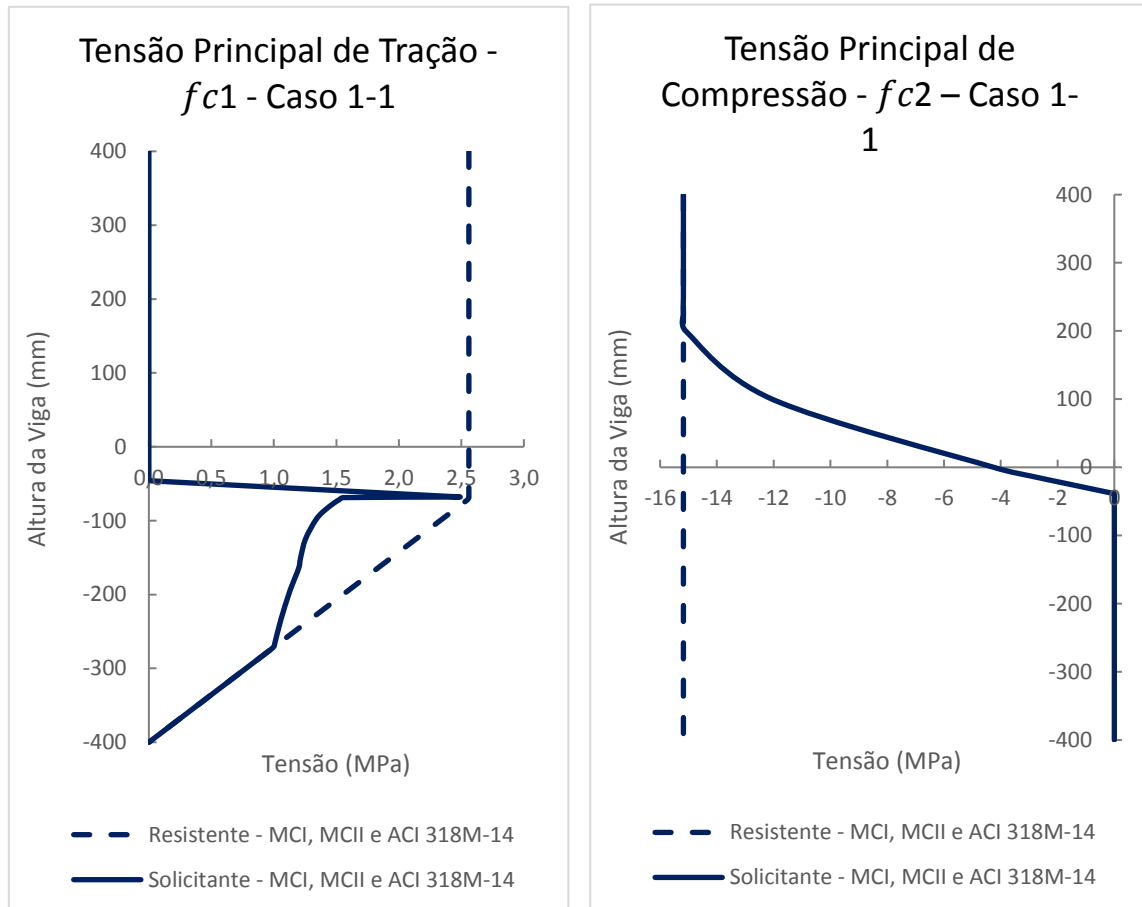


Figura 7-1: Tensão principal de tração e compressão – Caso 1-1.

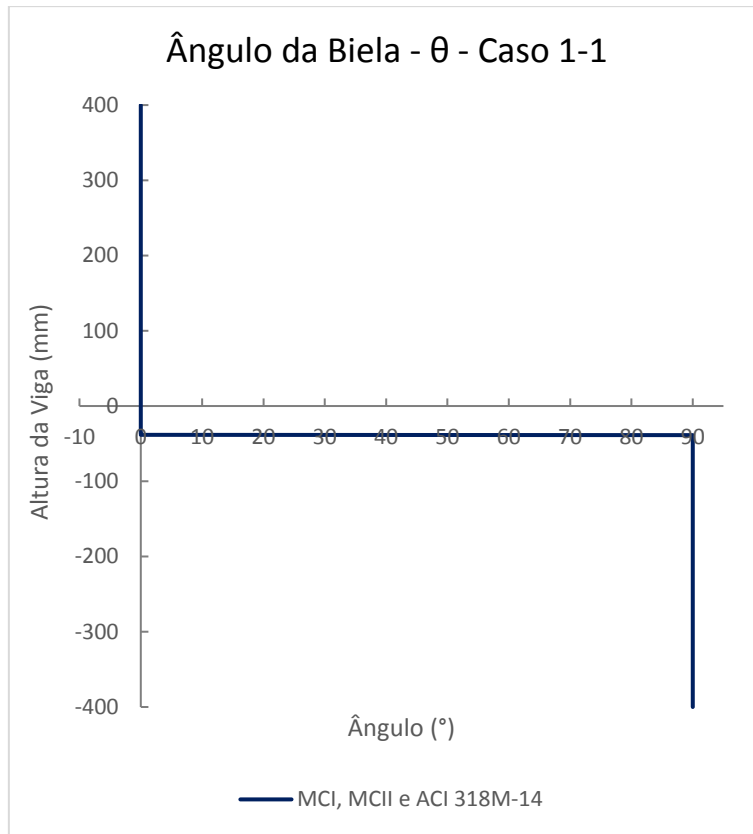


Figura 7-2: Variação do ângulo da biela – Caso 1-1.

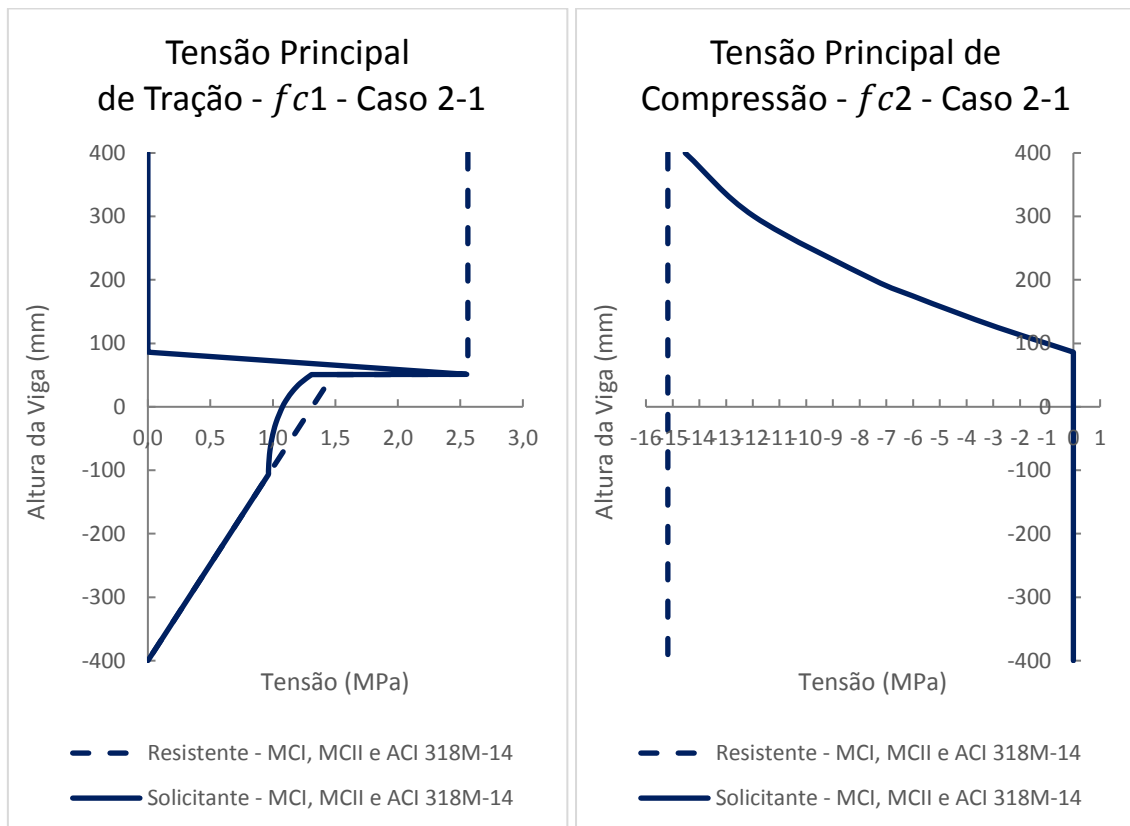


Figura 7-3: Tensão principal de tração e compressão – Caso 2-1.

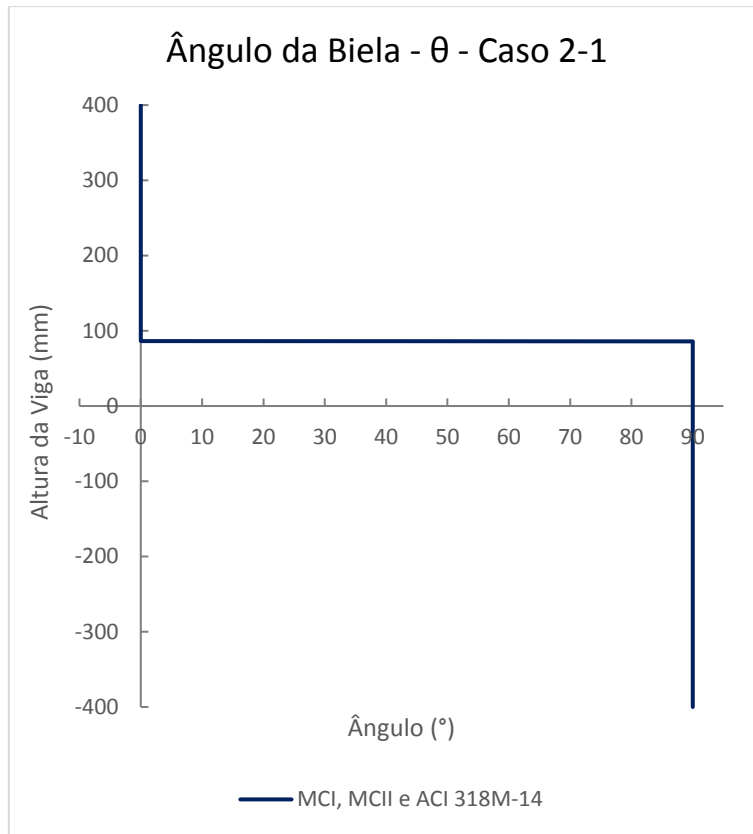


Figura 7-4: Variação do ângulo da biela – Caso 2-1.

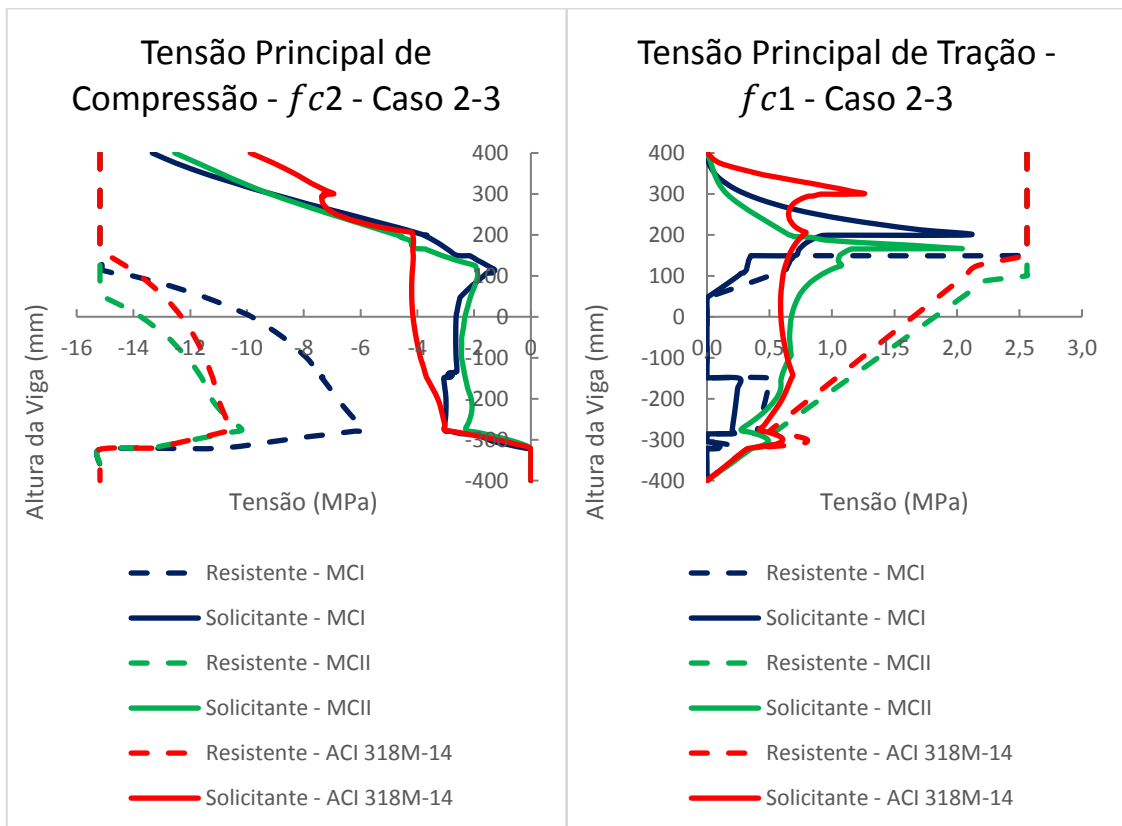


Figura 7-5: Tensão principal de tração e compressão – Caso 2-3.

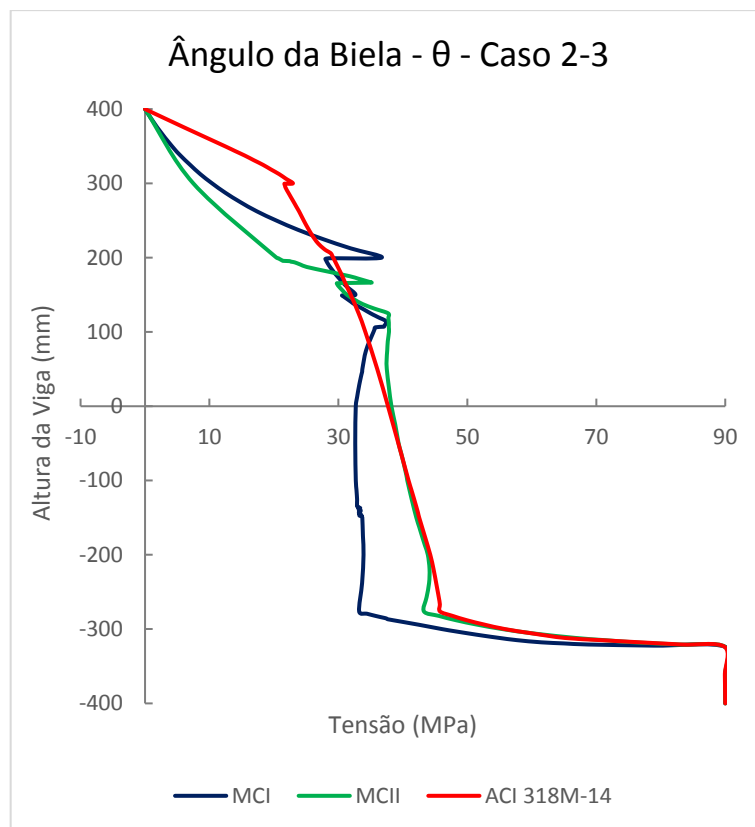


Figura 7-6: Variação do ângulo da biela – Caso 2-3.

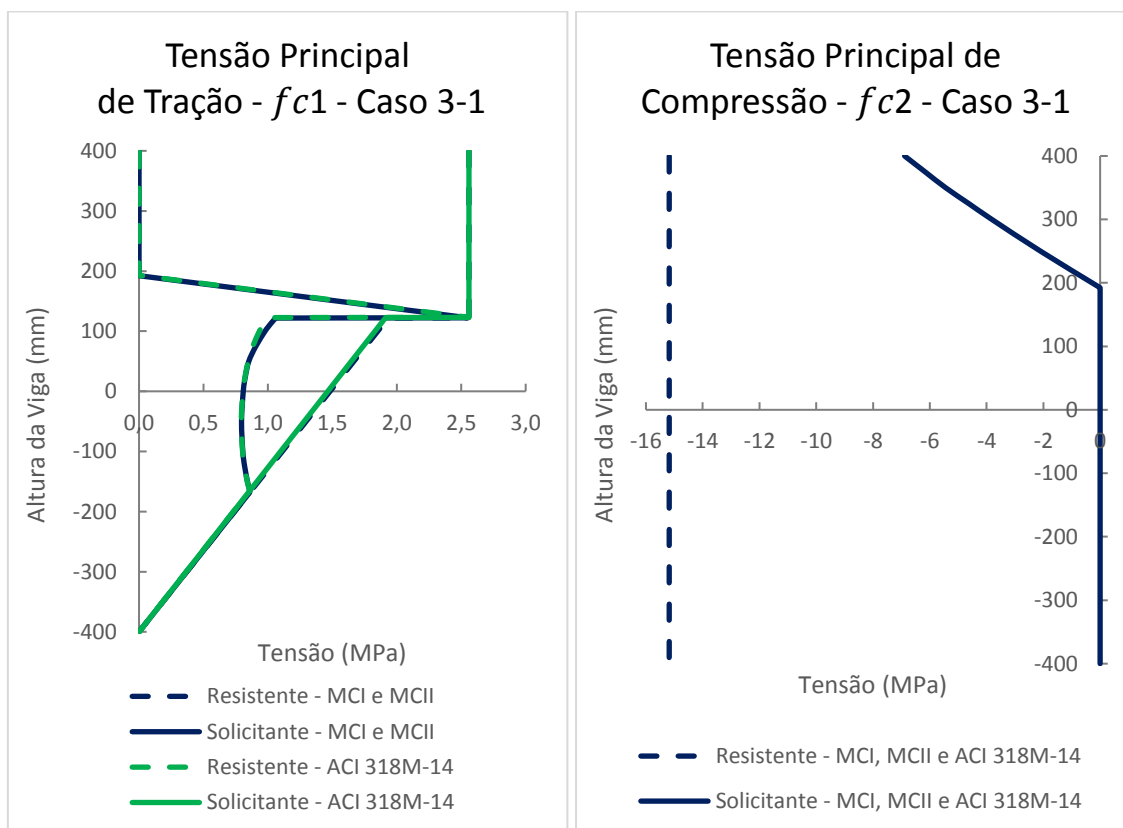


Figura 7-7: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-1.

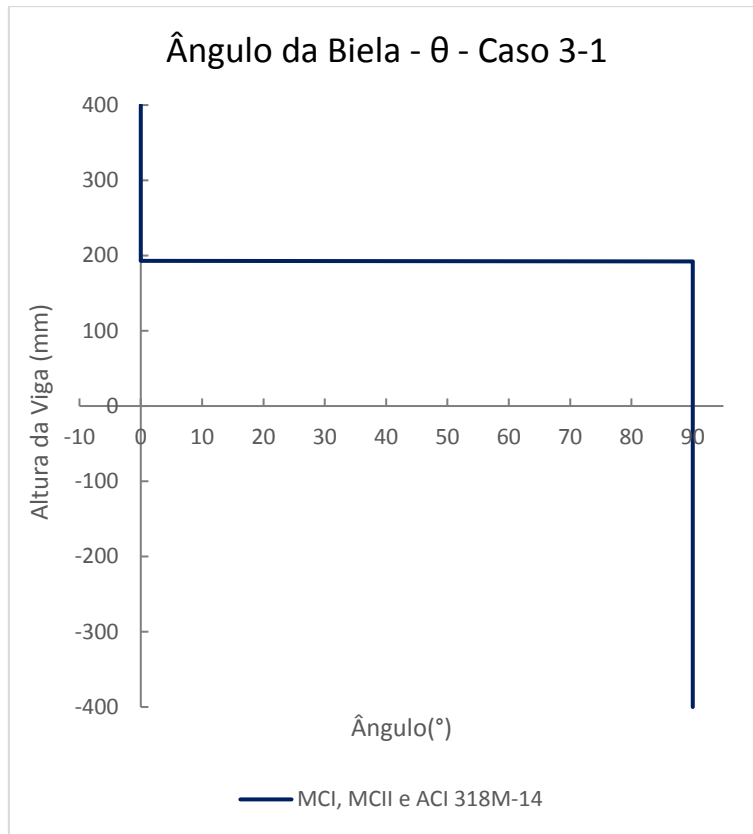


Figura 7-8: Variação do ângulo da biela – Caso 3-1.

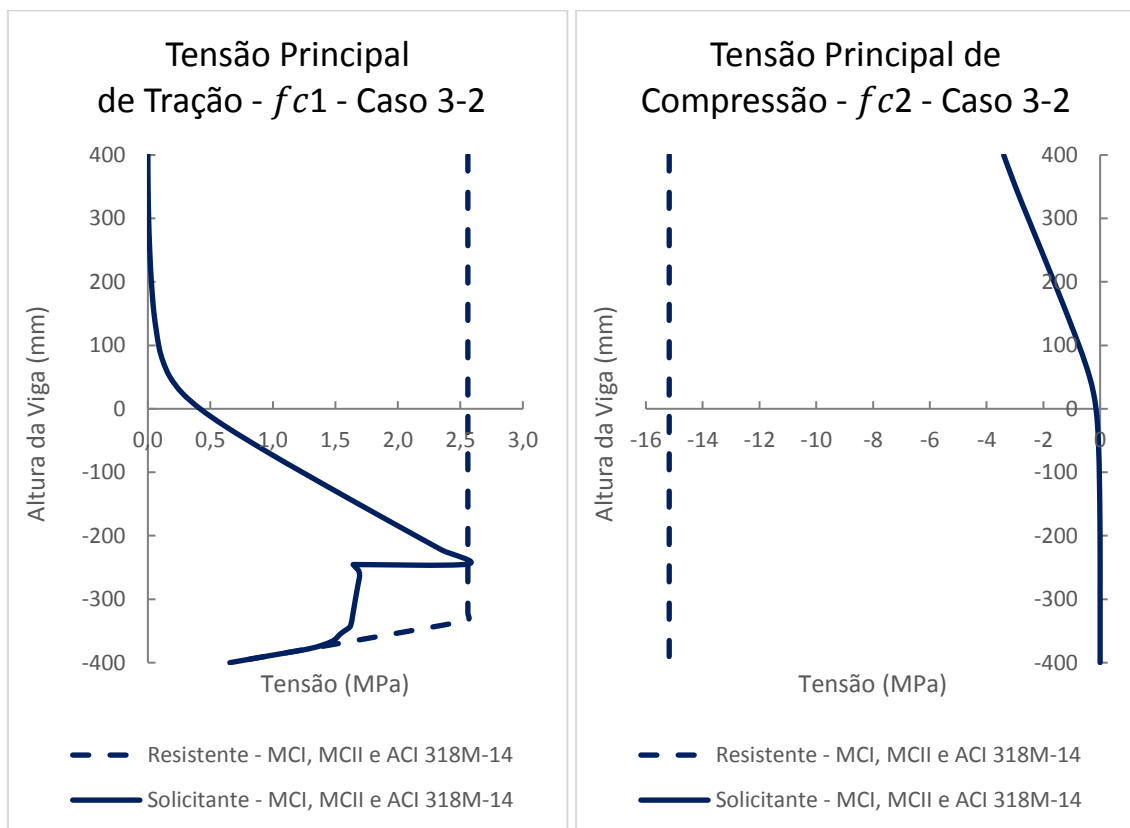


Figura 7-9: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-2.

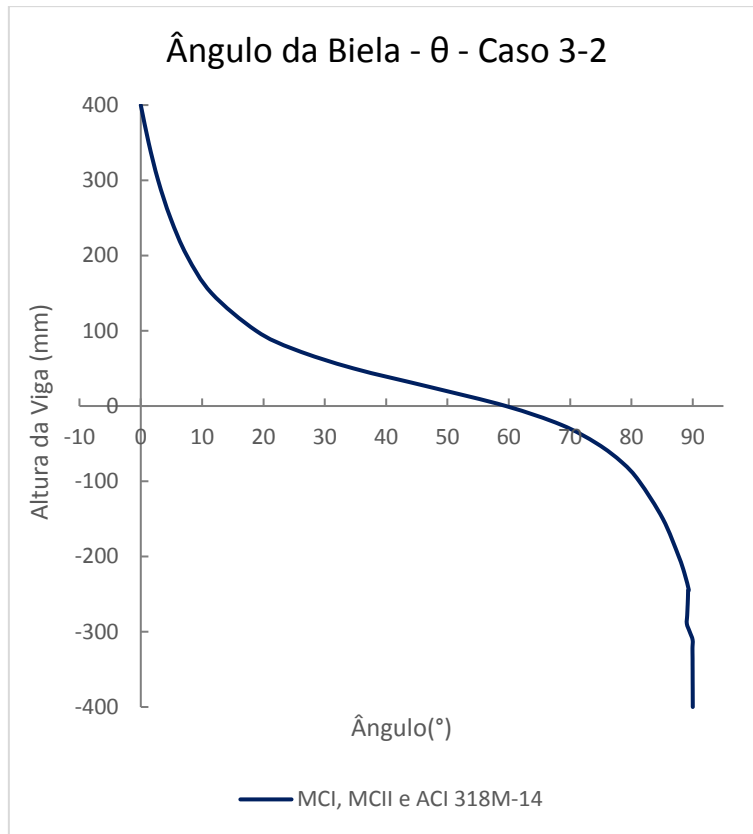


Figura 7-10: Variação do ângulo da biela – Caso 3-2.

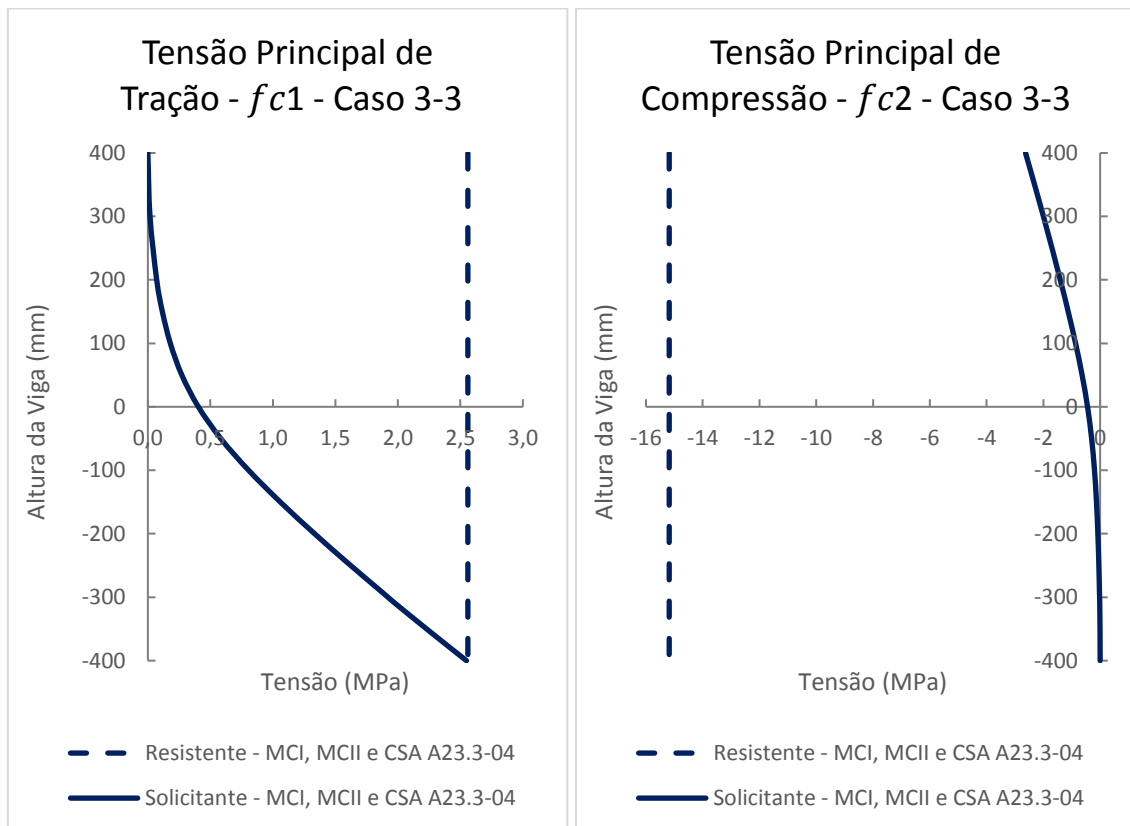


Figura 7-11: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-3.

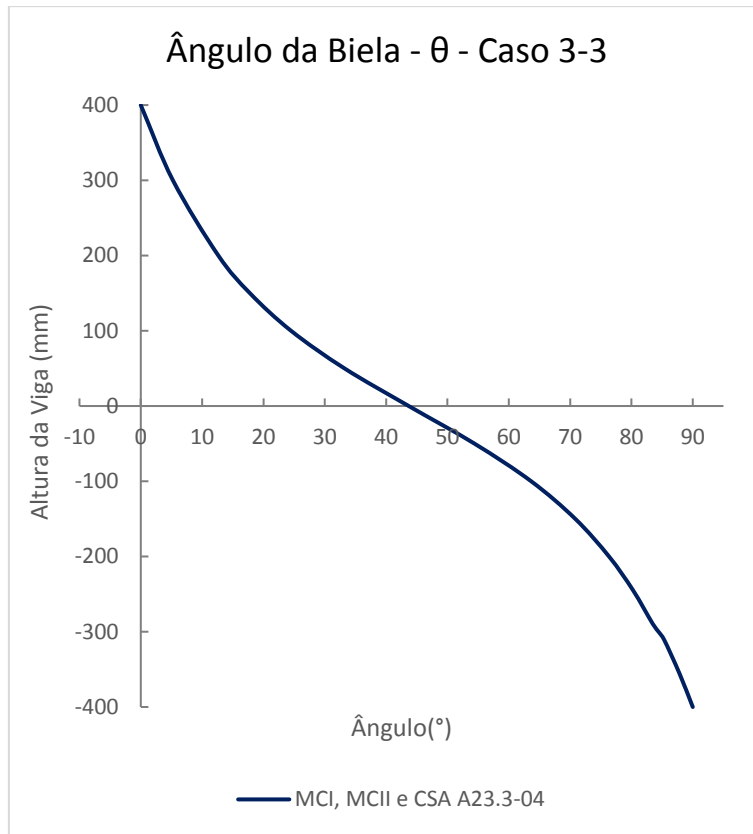


Figura 7-12: Variação do ângulo da biela – Caso 3-3.

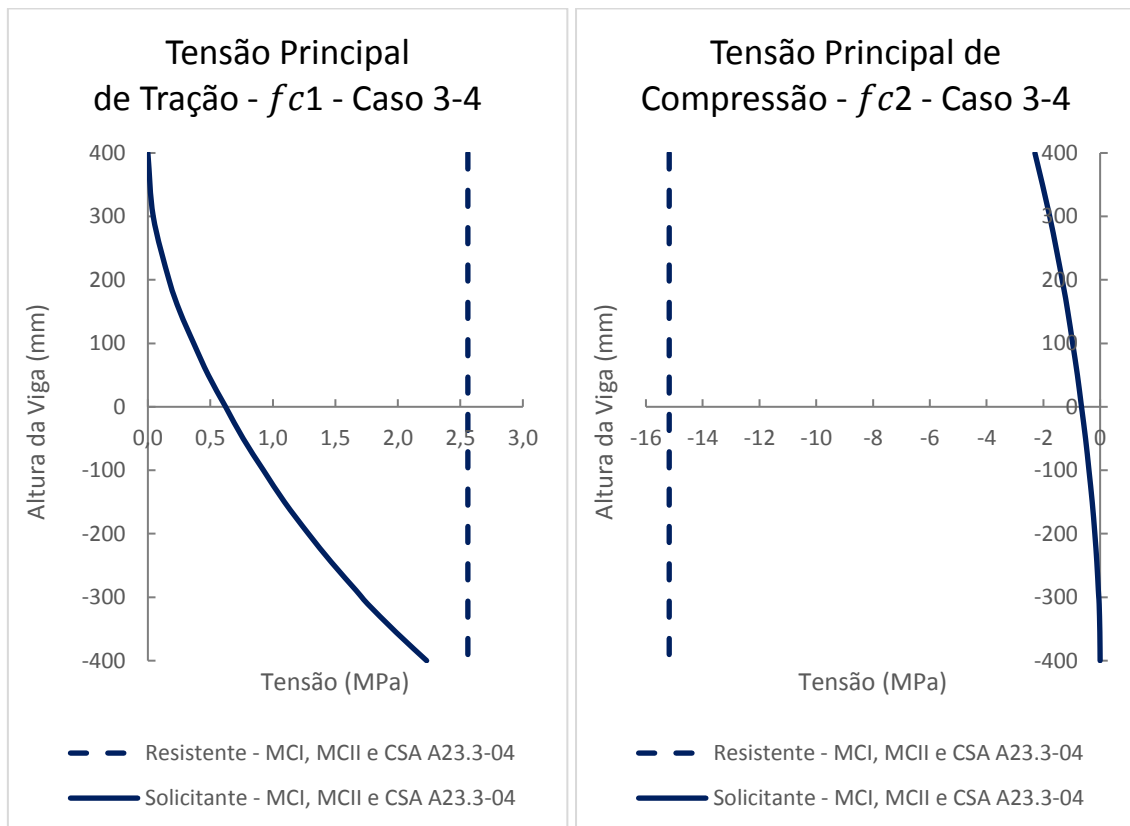


Figura 7-13: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-4.

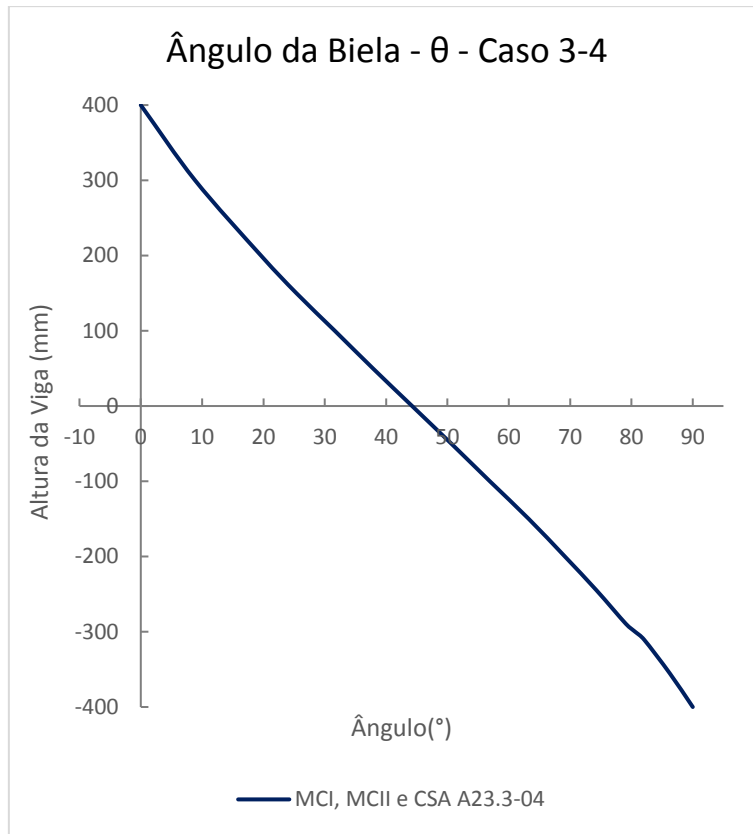


Figura 7-14: Variação do ângulo da biela – Caso 3-4.

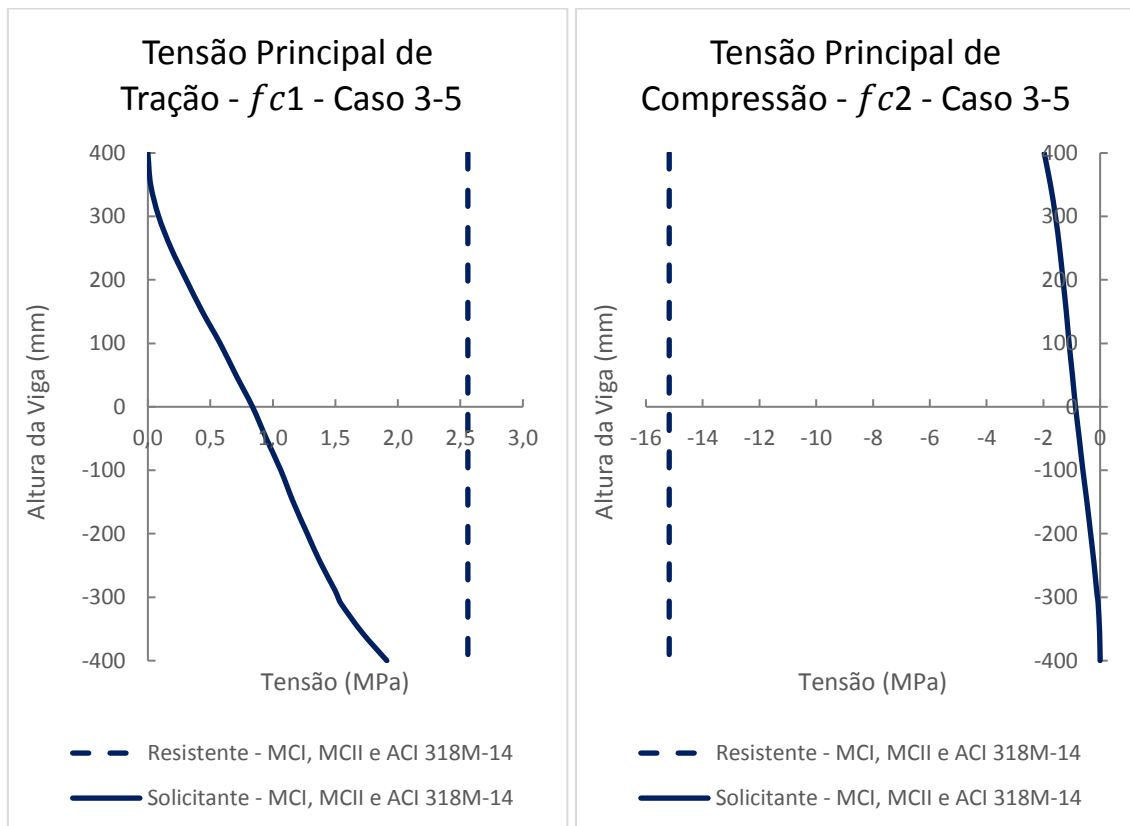


Figura 7-15: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-5.

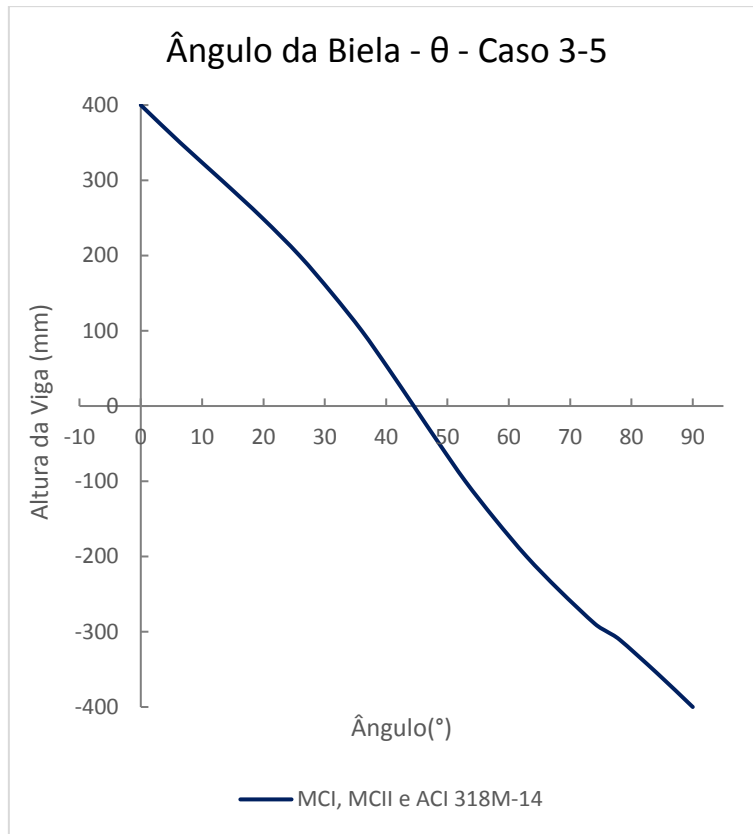


Figura 7-16: Variação do ângulo da biela – Caso 3-5.

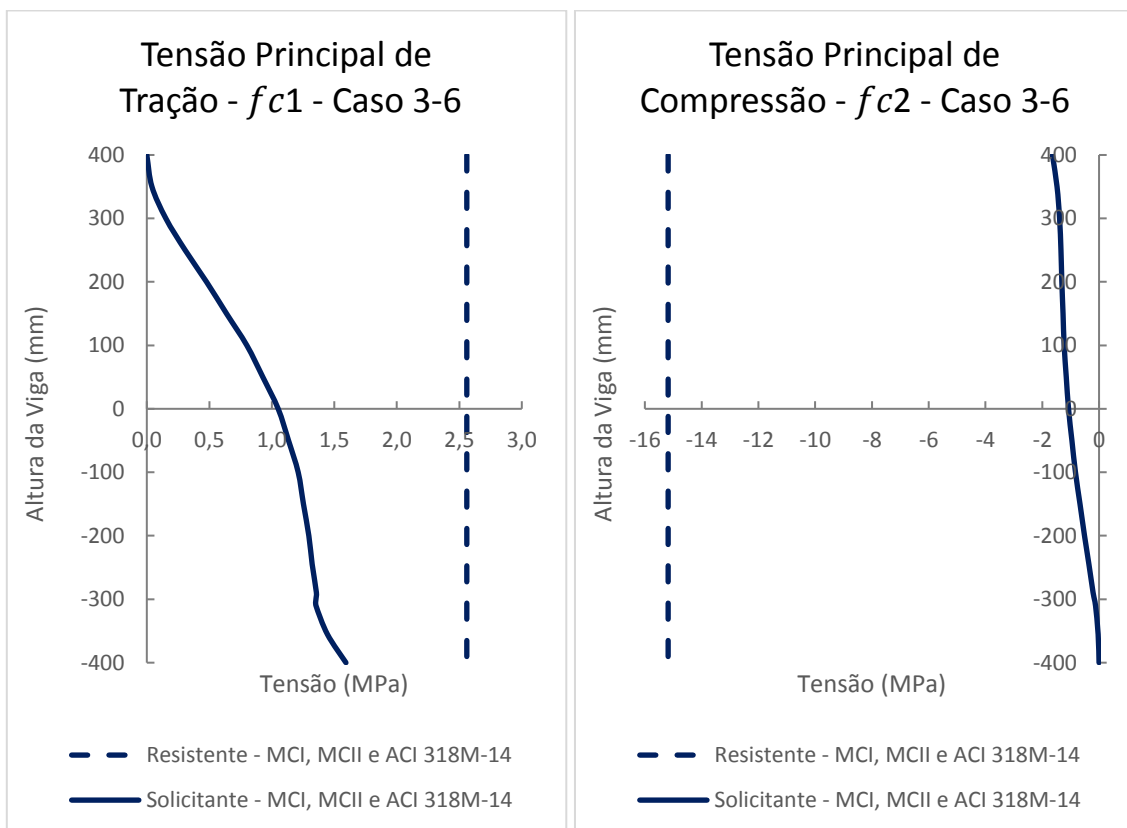


Figura 7-17: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-6.

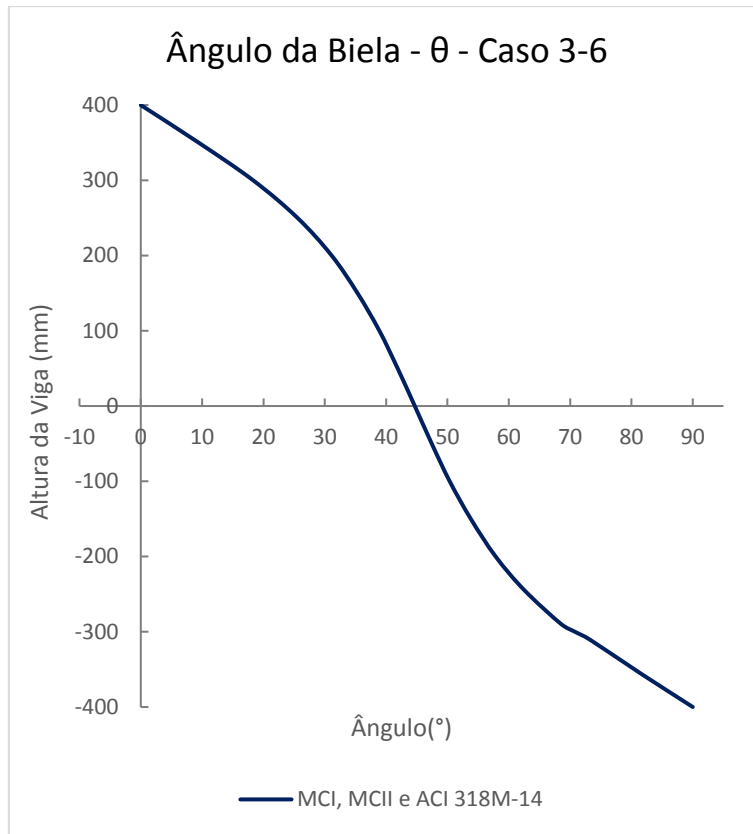


Figura 7-18: Variação do ângulo da biela – Caso 3-6..

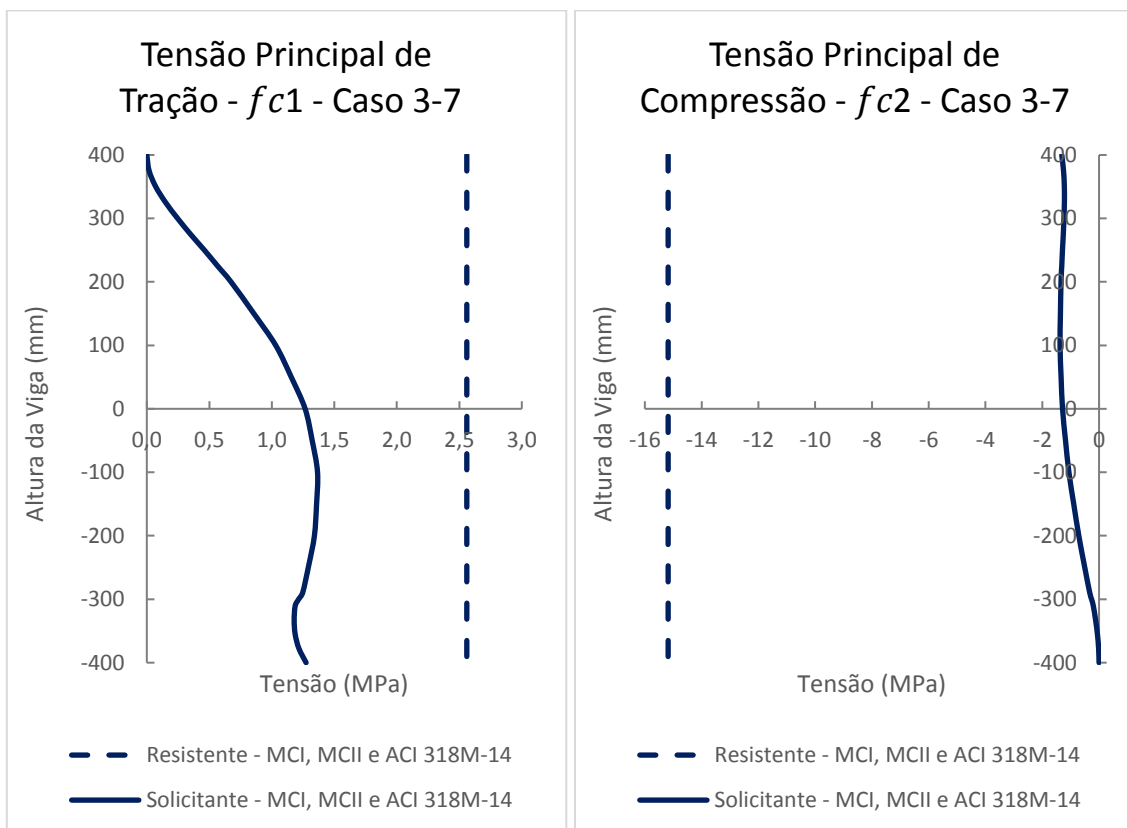


Figura 7-19: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-7.

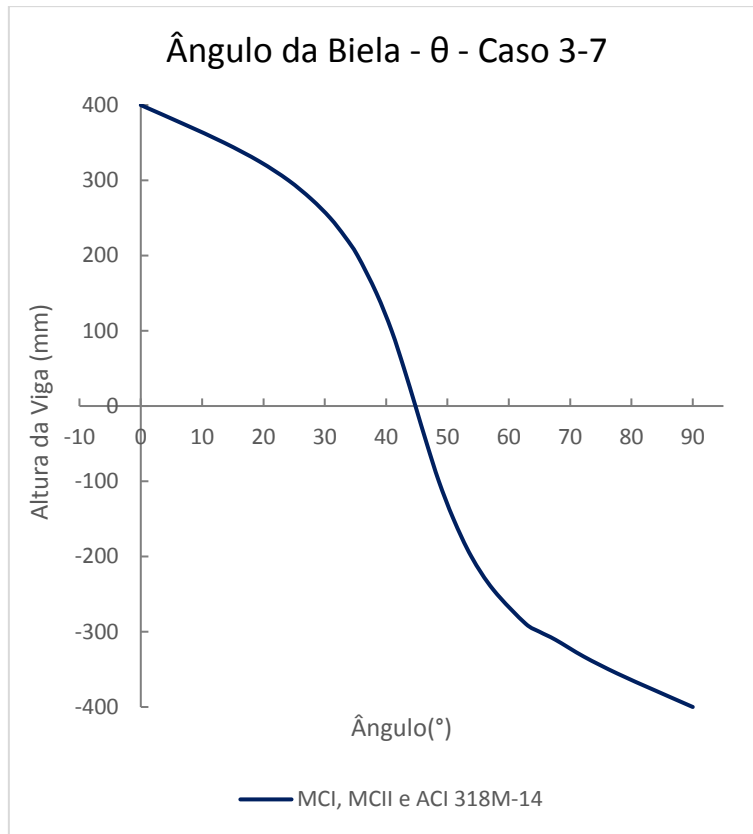


Figura 7-20: Variação do ângulo da biela – Caso 3-7.

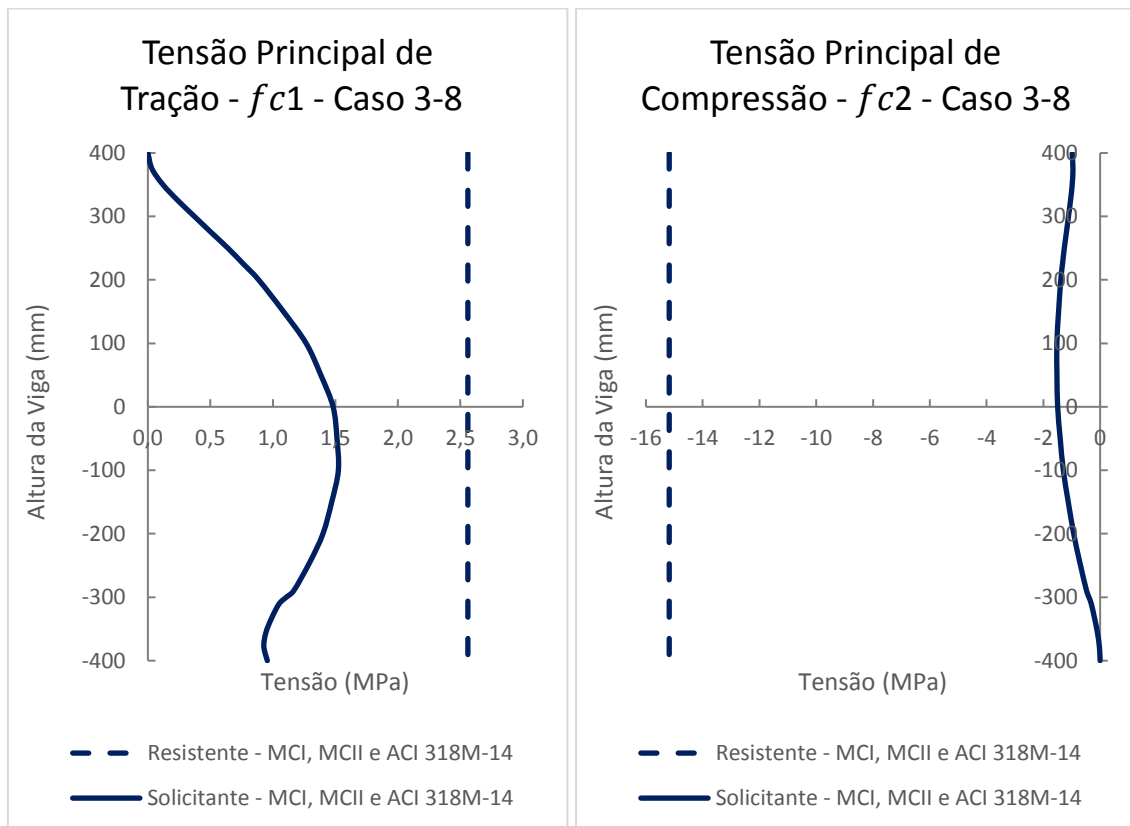


Figura 7-21: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-8.

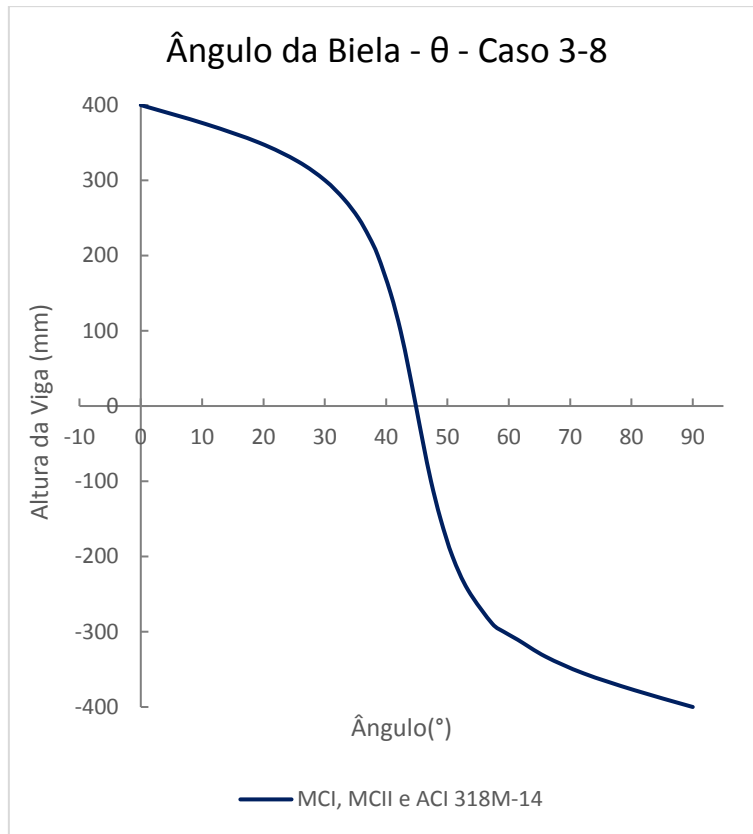


Figura 7-22: Variação do ângulo da biela – Caso 3-8.

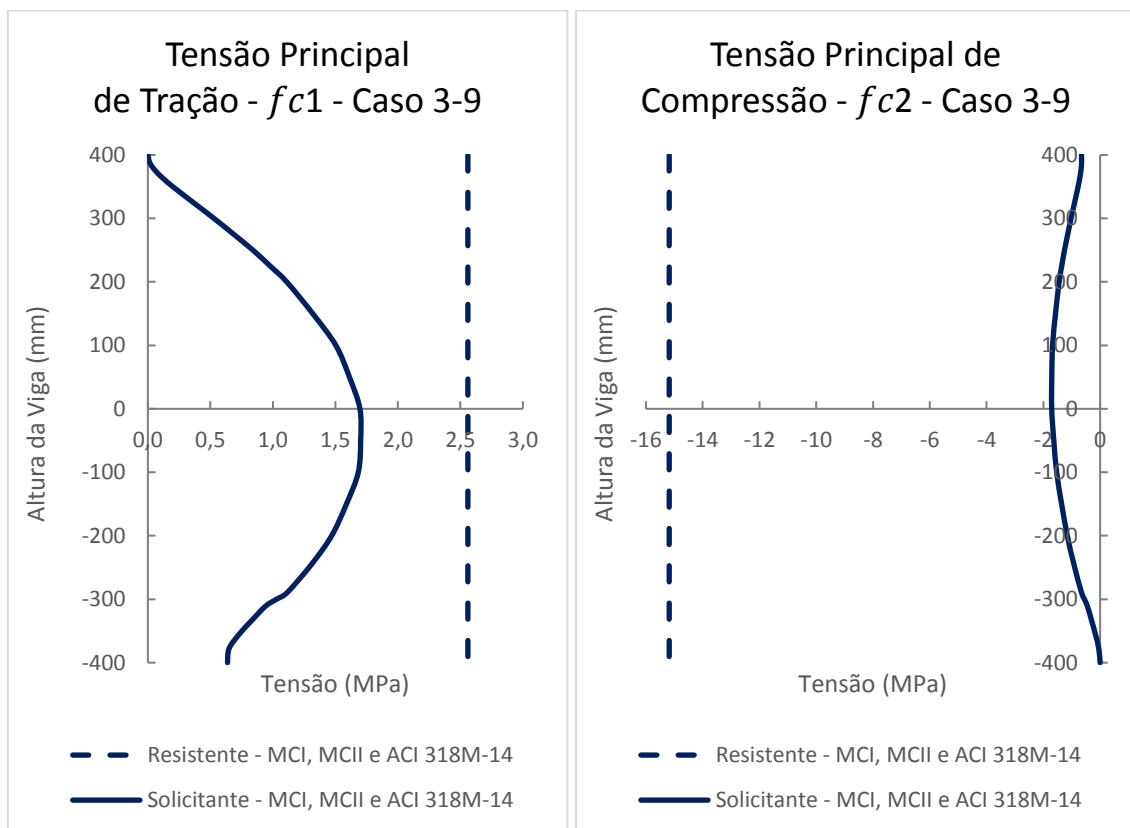


Figura 7-23: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-9.

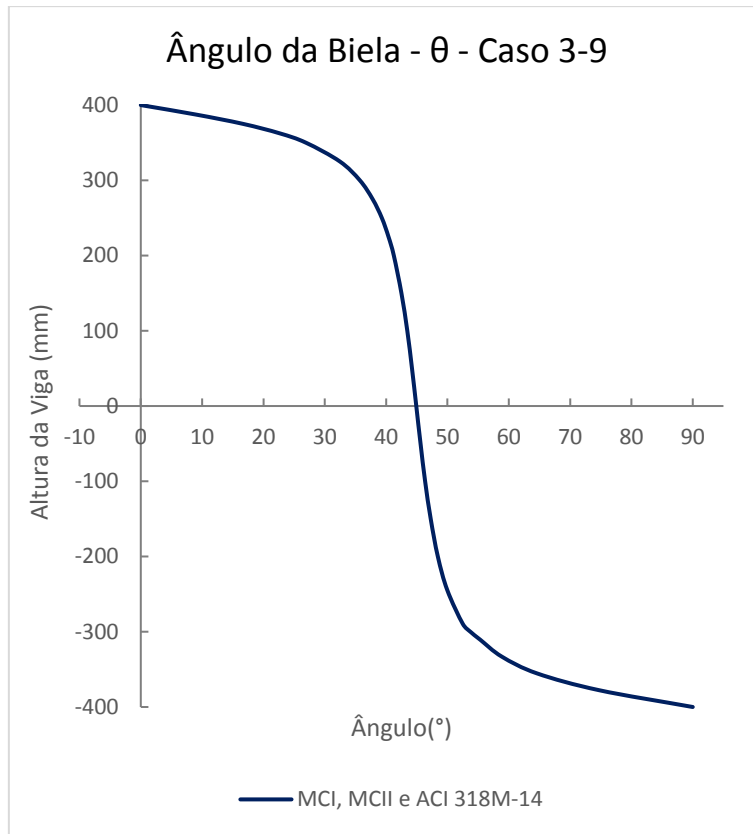


Figura 7-24: Variação do ângulo da biela – Caso 3-9.

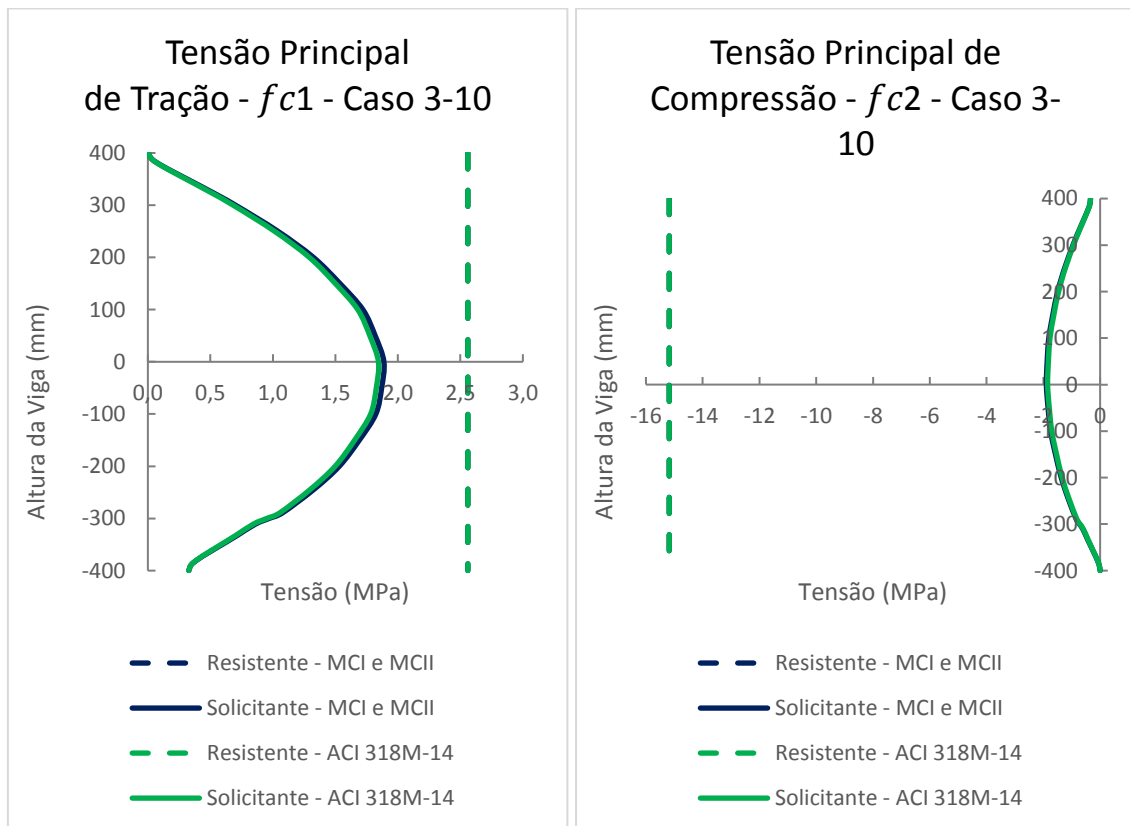


Figura 7-25: Tensão principal de tração e compressão – Caso 3-10.

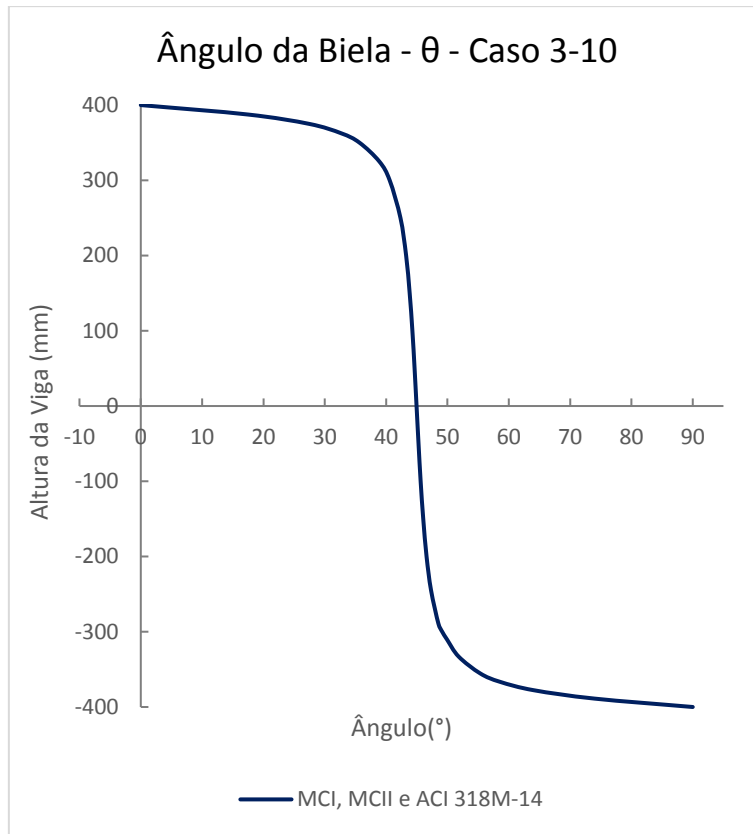


Figura 7-26: Variação do ângulo da biela – Caso 3-10.