

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS

Escola de Engenharia

Departamento de Engenharia de Estruturas

Curso de Especialização em Estruturas

Gustavo Henrique de Viveiros Silveira

**EXPLORANDO AS IMPLICAÇÕES DO AÇO CA-70 NO DIMENSIONAMENTO DE
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES**

Belo Horizonte

2023

Gustavo Henrique de Viveiros Silveira

**EXPLORANDO AS IMPLICAÇÕES DO AÇO CA-70 NO DIMENSIONAMENTO DE
ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO SUJEITOS À FLEXÃO SIMPLES**

Monografia de especialização apresentada ao Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Especialista em Estruturas.

Orientador: Sebastião Salvador Real Pereira

Belo Horizonte

2023



UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

ATA DE DEFESA DE MONOGRAFIA / TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO (TCC)

Aos **seis dias** do mês de **dezembro de 2023**, às 08h, o estudante **Gustavo Henrique de Viveiros Silveira**, matrícula 2018698472, defendeu o Trabalho intitulado “**Explorando as Implicações do Aço CA-70 no Dimensionamento de Elementos de Concreto Armado Sujeitos à Flexão Simples**”.

Participaram da banca examinadora os abaixo indicados, que, por nada mais terem a declarar; assinam eletronicamente a presente ata.

Nota: 95 (noventa e cinco)

Orientador(a): Prof. Sebastião Salvador Real Pereira

Nota: 95 (noventa e cinco)

Examinador(a): Prof. Eduardo Chahud



Documento assinado eletronicamente por **Sebastião Salvador Real Pereira, Professor do Magistério Superior**, em 18/12/2023, às 17:30, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Eduardo Chahud, Subchefe**, em 19/12/2023, às 10:19, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 5º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://sei.ufmg.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **2875924** e o código CRC **D04AF109**.

Este documento deve ser editado apenas pelo Orientador e deve ser assinado eletronicamente por todos os membros da banca.

AGRADECIMENTOS

À minha mãe, pelo exemplo extraordinário.

Ao meu falecido pai, pela criação.

A uma amiga em especial, que esteve ao meu lado durante grande parte dessa jornada.

À Deus, por tudo.

RESUMO

Este estudo aborda a influência do aço CA-70 no dimensionamento de elementos de concreto armado sujeitos à flexão simples, comparando-o com o tradicional aço CA-50. Apesar da ampla utilização do aço CA-50 no Brasil, a demanda por estruturas mais eficientes impulsionou o desenvolvimento do aço CA-70, liderado no Brasil por empresas como Gerdau e ArcelorMittal. Os objetivos englobam o dimensionamento de elementos sob flexão simples, avaliação de fissuras e comparação na taxa final de aço nos elementos projetados. Os resultados destacam oportunidades de otimização de custos e eficiência estrutural com o aço CA-70, sem comprometer a segurança.

Palavras-chave: concreto armado; aço CA-70; GG-70; CA-50 S/AR; aço CA-50; flexão simples; dimensionamento estrutural.

ABSTRACT

This study addresses the influence of CA-70 steel on the design of reinforced concrete elements subjected to simple bending, comparing it with the traditional CA-50 steel. Despite the widespread use of CA-50 steel in Brazil, the demand for more efficient structures has driven the development of CA-70 steel, led in Brazil by companies such as Gerdau and ArcelorMittal. The objectives encompass the sizing of elements under simple bending, assessment of cracks, and comparison of the final steel ratio in the designed elements. The results highlight opportunities for cost optimization and structural efficiency with CA-70 steel, without compromising safety.

Keywords: reinforced concrete; CA-70 steel; GG-70; CA-50 S/AR; CA-50; simple bending; structural design.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1- Viga biapoiada e diagramas de esforços solicitantes.....	16
Figura 2- Comportamento resistente de uma viga biapoiada	17
Figura 3 - Resultados – Bitola Ø 16,0 mm.....	24
Figura 4 - Resultados – Bitola Ø 20,0 mm.....	24
Figura 5- Resultados - Bitola Ø25,0 mm	24
Figura 6 - Curva tensão-deformação.....	25
Figura 7 - Seção transversal típica.....	38
Figura 8 - Seção transversal típica da viga.....	55
Figura 9 - Detalhamento da viga com aço CA-50	56
Figura 10 - Detalhamento corrigido da viga com aço CA-50	57
Figura 11 - Detalhamento da viga com aço CA-70	58
Figura 12 - Detalhamento corrigido da viga com aço CA-70	59

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais.....	14
Tabela 2 - Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental.....	19
Tabela 3 - Requisitos mecânicos de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado	21
Tabela 4- Valor do coeficiente de aderência η_1	22
Tabela 5- CA-70 – Bitolas produzidas	23
Tabela 6 - Coeficiente de Fissuração para Variações de K – (20 MPa, Ø16,0 mm, wk 0,3 mm)...	44
Tabela 7 - Coeficiente de Fissuração para Variações de K – (30 MPa, Ø12,5 mm, wk 0,3 mm)...	45
Tabela 8 – Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (20 MPa, wk 0,3 mm) ...	47
Tabela 9 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50– (25 MPa, wk 0,3 mm).....	48
Tabela 10 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (30 MPa, wk 0,3 mm)..	48
Tabela 11 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (35 MPa, wk 0,3 mm)..	49
Tabela 12 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (40 MPa, wk 0,3 mm)..	49
Tabela 13 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (50 MPa, wk 0,3 mm)..	50
Tabela 14 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (20 MPa, wk 0,2 mm)..	50
Tabela 15 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (25 MPa, wk 0,2 mm)..	51
Tabela 16 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (30 MPa, wk 0,2 mm)..	51
Tabela 17 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (35 MPa, wk 0,2 mm)..	52
Tabela 18 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (40 MPa, wk 0,2 mm)..	52
Tabela 19 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (50 MPa, wk 0,2 mm)..	53

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	OBJETIVO	12
3	REVISÃO DA LITERATURA	13
3.1	Concreto Armado	13
3.2	Concreto	14
3.2.1	Resistência à Compressão do Concreto	14
3.2.2	Resistência à Tração do Concreto	15
3.2.3	Módulo de Elasticidade do Concreto.....	15
3.3	Flexão Simples em Elementos de Concreto Armado	16
3.4	Fissuração do Concreto.....	17
3.4.1	Durabilidade	18
3.4.2	Aparência da Estrutura.....	18
3.4.3	Estanquidade a líquido ou gases	19
3.4.4	Limite para Abertura de Fissuras.....	19
3.5	Tipos de Aços para Concreto Armado.....	19
3.5.1	Aços Comumente Utilizados no Brasil.....	19
3.5.2	Tipos de Superfície	21
3.5.3	Módulo de Elasticidade.....	22
3.5.4	Aço Ca-70	22
3.6	Ações.....	26
3.7	Estado-Limites.....	26
3.7.1	Estados-Limites Últimos (ELU).....	26

3.7.2	Estados-Limites de Serviço	27
3.8	Combinações de Ações	28
3.8.1	Combinações para o ELU	28
3.8.2	Combinações para o ELS	29
4	METODOLOGIA	30
4.1	Equações para o Dimensionamento e Verificação do ELS-W para Elementos de Concreto Armado Sujeitos à Flexão Simples	30
4.2	Análise das Taxas de Armadura	34
4.3	Premissa sobre o Aço CA-70	35
4.4	Premissa Sobre a Seção dos Elementos a serem Dimensionados	35
4.5	Premissa Sobre o Momento de Serviço Atuante	36
4.6	Interpretação dos Resultados	36
4.7	Análise Econômica	36
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	37
5.1	Dimensionamento e Verificação das Fissuras para Elementos Fletidos de Concreto Armado	37
5.1.1	Dimensionamento com o aço CA-50	37
5.1.2	Comparação com Aço CA-70 e Análise Detalhada	41
5.2	Análise para Outras Faixas do momento adimensional K	43
5.2.1	Variações em K para Concreto de 20 MPa, Abertura de Fissuras de 0,3 mm e Ø16,0 mm	43
5.2.2	Variações em K para Concreto de 30 MPa, Abertura de Fissuras de 0,3 mm e Ø12,5 mm	44
5.2.3	Coeficiente de Fissuração Inferior a 1,0 e Vantagens do Uso de Barras com Diâmetros Menores	45
5.3	Resultado Geral: Tabelas e Relações Entre Armaduras	47

5.4	Estudo Comparativo para Vigas com Aços CA-50 e CA-70.....	54
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	61
7	REFERÊNCIAS	63

1 INTRODUÇÃO

O emprego do concreto armado na construção civil é amplamente reconhecido pelas suas características únicas. A popularidade desse método construtivo deriva da combinação entre dois materiais distintos: concreto e aço. O concreto, composto por cimento, agregados e água, oferece resistência à compressão, enquanto o aço, com sua notável capacidade de resistência à tração, desempenha um papel essencial ao absorver as forças de tração que o concreto, por si só, não suportaria. A combinação destas propriedades, que conferem resistência à compressão e tração, resulta em estruturas robustas e duradouras, que têm desempenhado um papel fundamental na construção de uma variedade de edificações.

No Brasil, o aço CA-50 tem sido amplamente empregado no dimensionamento de peças de concreto armado. Este tipo de aço, com resistência característica de escoamento de 500 MPa, tem sido uma escolha constante desde os primórdios do uso do concreto armado no país. À medida que a demanda por estruturas mais resistentes e eficientes cresceu, novos tipos de aço foram desenvolvidos para atender a essas necessidades. Além do aço CA-50, outras variantes como CA-25, CA-60 e, mais recentemente, o CA-70, foram introduzidas no mercado, cada qual com suas características específicas de resistência e ductilidade.

Empresas líderes do mercado no Brasil, como Gerdau e ArcelorMittal, desempenham um papel fundamental na introdução de inovações no setor da construção. A Gerdau (2023), trouxe ao mercado o GG 70, enquanto a ArcelorMittal (2023) fabrica barras de aço designadas como CA-50 S/AR, ambos classificados na categoria de aço CA-70, que apresenta um limite de escoamento de 700 MPa, representando um significativo aumento de 40% em relação ao aço CA-50.

A transição para o uso do aço CA-70 no dimensionamento de elementos de concreto armado traz consigo desafios que necessitam de uma abordagem cautelosa. Devido à sua notável resistência, as barras de aço CA-70 possuem tensões mais elevadas em comparação com o aço CA-50 durante a análise do estado limite de abertura de fissuras (ELS-W), o que pode resultar em maiores aberturas de fissuras, demandando correções para atender aos limites estabelecidos pela norma 6118 (ABNT, 2023) para o concreto armado.

A NBR 6118 (ABNT, 2023) não fornece diretrizes específicas para a utilização do aço com uma resistência característica ao escoamento (f_{yk}) de 700 MPa no dimensionamento de elementos de concreto armado. Portanto, é importante observar que as conclusões deste estudo podem estar sujeitas a possíveis ajustes no futuro, caso a norma estabeleça critérios mais rigorosos para a utilização do aço CA-70 em comparação com o aço CA-50.

O presente trabalho se propõe a explorar a incorporação do aço CA-70 como uma alternativa viável ao tradicional aço CA-50 no dimensionamento de peças de concreto armado sujeitas à flexão simples. Nossa pesquisa visa não apenas identificar as vantagens e empecilhos relacionados à utilização do aço CA-70, mas também analisar se ele representa uma escolha vantajosa para o dimensionamento de elementos de concreto armado.

Desse modo, este estudo visa contribuir substancialmente para o entendimento do emprego do aço CA-70 no dimensionamento de elementos estruturais de concreto armado.

2 OBJETIVO

Este estudo tem como objetivo analisar o comportamento de elementos de concreto armado submetidos à flexão simples, empregando o aço CA-70 no dimensionamento desses elementos, considerando os impactos da fissuração na taxa final de aço. A pesquisa busca comparar os resultados obtidos com o uso do aço CA-50, proporcionando uma análise aprofundada da influência desses materiais no processo de dimensionamento de elementos de concreto armado. Essa abordagem não só busca compreender as diferenças entre os aços, mas também identificar oportunidades para otimização de custos e eficiência estrutural.

3 REVISÃO DA LITERATURA

3.1 Concreto Armado

O concreto armado é um material de construção composto pela combinação de concreto e barras de aço, que são posicionadas em seu interior. De acordo com Silva (2018), esta união é viabilizada graças à notável aderência entre o aço e o concreto, apoiada pelo fato de que os coeficientes de dilatação desses materiais são praticamente idênticos. A aderência entre o aço e o concreto é fundamental permite a transmissão eficaz de forças, tornando o concreto apto a resistir a esforços de tração, onde naturalmente é mais fraco. O concreto armado é moldado de tal forma que as barras de aço e as fibras de concreto na região tracionada trabalham solidariamente, garantindo a integridade estrutural.

Este tipo de material apresenta diversas vantagens, incluindo economia, versatilidade na adaptação a diferentes formas e moldes, facilidade de fabricação, resistência e durabilidade. Graças à sua capacidade de suportar cargas significativas, o concreto armado é amplamente utilizado em uma variedade de estruturas, desde edifícios e pontes até barragens e túneis.

Dada a sua função estrutural, a propriedade mecânica mais crucial do concreto armado é a sua resistência à tração e compressão. O concreto é empregado em situações de compressão, enquanto o aço assume o papel de resistência à tração, contribuindo de maneira fundamental para a integridade estrutural do material composto. A resistência desses materiais é determinada por meio de ensaios específicos, como o ensaio de compressão para o concreto e o ensaio de tração para o aço, e as especificações de projeto devem levar em consideração esses valores para garantir a segurança das estruturas construídas com concreto armado.

Por outro lado, suas desvantagens incluem o peso considerável, o que limita seu uso em vãos maiores, a dificuldade de reformas e demolições e o baixo grau de proteção térmica, que muitas vezes requer isolamento adicional. A fissuração também é uma desvantagem do concreto armado, fenômeno que será abordado com mais detalhes no item 3.4 deste trabalho.

3.2 Concreto

O concreto, um material fundamental na construção civil, é produzido através da combinação cuidadosa de agregados graúdos e miúdos com cimento e água, em proporções adequadas. Em certos casos, a fim de atender a requisitos específicos, são incorporados aditivos que podem alterar suas propriedades físicas e químicas. A escolha dos tipos de cimento, proporções e aditivos deve ser baseada nas características desejadas para a aplicação específica do concreto, como resistência, durabilidade, trabalhabilidade e custo (BASTOS, 2023).

3.2.1 Resistência à Compressão do Concreto

Segundo Bastos (2023), a resistência à compressão do concreto, representada pela sigla f_{ck} , desempenha um papel central no planejamento de estruturas de concreto. Essa resistência é especificada com um período de referência de 28 dias e serve como base para o dimensionamento de elementos estruturais como vigas, lajes e pilares.

A norma NBR 8953 (ABNT, 2015) classifica os concretos para fins estruturais em grupos I e II, com base na resistência característica à compressão (f_{ck}). Essas resistências são determinadas por meio de ensaios recomendados por normas específicas. Detalhes sobre as classes de resistência dos concretos são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Classes de resistência de concretos estruturais

Classe de resistência Grupo I	Resistência característica à compressão MPa	Classe de resistência Grupo II	Resistência característica à compressão MPa
C20	20	C55	55
C25	25	C60	60
C30	30	C70	70
C35	35	C80	80
C40	40	C90	90
C45	45	C100	100
C50	50		

Fonte: (ABNT NBR 8953, 2015)

3.2.2 Resistência à Tração do Concreto

Segundo Bastos (2023), a resistência do concreto à tração tipicamente representa apenas de 8% a 15% da sua resistência à compressão. Esse entendimento é de importância para diversas aplicações, incluindo a análise de fissuração, o cálculo do momento de fissuração, avaliação da abertura das fissuras, dimensionamento de vigas sob força cortante e a avaliação da aderência entre o concreto e as barras de aço.

A resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) pode ser determinada por meio de ensaios específicos, tais como tração direta, tração indireta e tração na flexão. No entanto, a NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece que na ausência desses ensaios, a resistência média à tração pode ser determinada com base na resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) por meio de uma equação que relaciona a resistência à tração com a resistência à compressão.

3.2.3 Módulo de Elasticidade do Concreto

A avaliação do módulo de elasticidade do concreto é fundamental na análise estrutural. Como destacado por Bastos (2023), o módulo de elasticidade é um parâmetro numérico que mede a deformação do concreto sob a ação de tensões, principalmente tensões de compressão. Concretos com maior resistência à compressão tendem a apresentar menor deformação e, portanto, possuem módulos de elasticidade mais elevados.

Sua determinação é essencial para calcular deformações em estruturas de concreto, como flechas em lajes e vigas, e é crucial na análise da estabilidade de edifícios. Ele é avaliado por meio do diagrama tensão x deformação do concreto, com destaque para o módulo de elasticidade tangente inicial e o módulo de elasticidade secante.

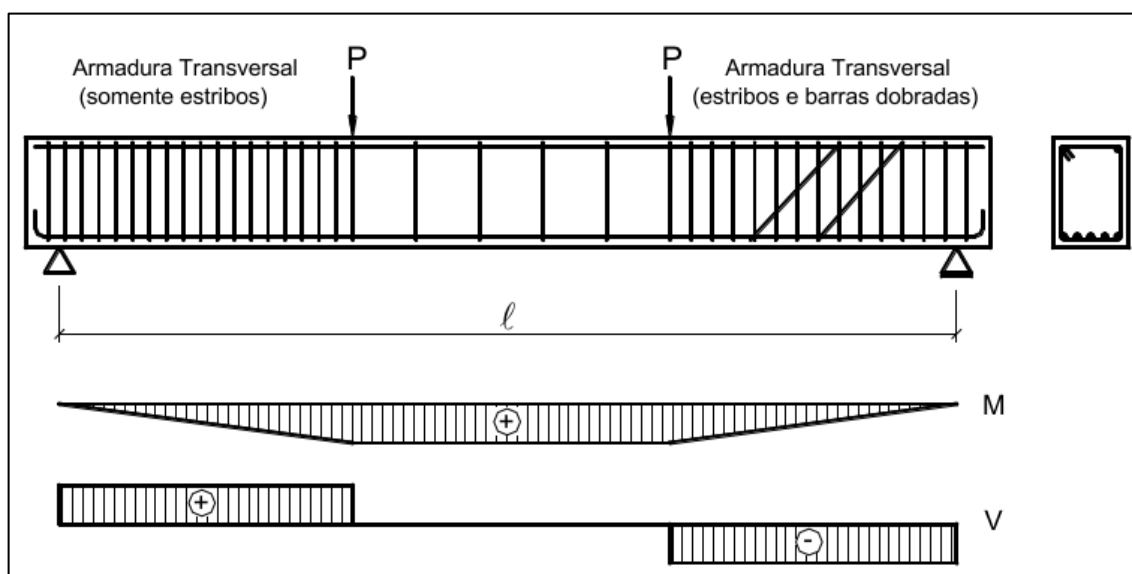
A NBR 8522-1 (ABNT, 2021) descreve o ensaio apropriado para a obtenção do módulo de elasticidade, enquanto, na ausência de resultados desses ensaios, a NBR 6118 (ABNT, 2023) oferece uma expressão para estimar o valor do módulo de elasticidade inicial aos 28 dias.

3.3 Flexão Simples em Elementos de Concreto Armado

Conforme destacado por Silva (2018), nos elementos estruturais, o momento fletor desempenha um papel crucial no dimensionamento de componentes como lajes e vigas. É importante notar que, ao se considerar a resistência à flexão pura, o concreto apresenta uma notável diferença entre sua resistência à tração e à compressão.

Segundo as observações feitas por Leonhardt e Mönnig (1977), quando uma viga de concreto armado biapoiada (Figura 1) é submetida a cargas concentradas crescentes e iguais, a resistência à tração do concreto inicialmente supera as tensões principais de tração resultantes das cargas externas. Nesse cenário, a formação de fissuras na viga não ocorre, e a estrutura permanece no Estádio I. Entretanto, à medida que as tensões de tração (Figura 2a) ultrapassam a capacidade do concreto de resistir à tração na flexão, fissuras de flexão começam a surgir na região de máximos momentos fletores, indicando a transição para o Estádio II (Figura 2b).

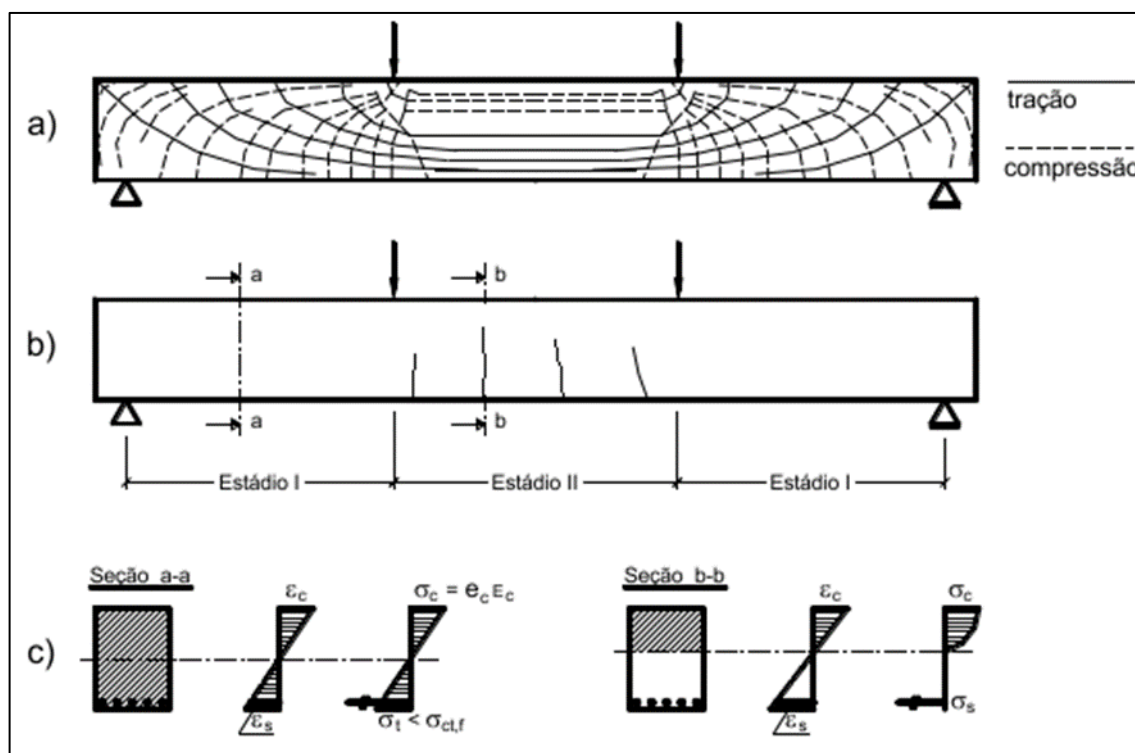
Figura 1- Viga biapoiada e diagramas de esforços solicitantes



Fonte: (LEONHARDT e MÖNNIG – 1977)

Leonhardt e Mönnig (1977) também destacaram que, no Estádio I, as tensões e deformações podem ser avaliadas de acordo com a Lei de Hooke, o que não é aplicável no Estádio II, onde o elemento estrutural passa a apresentar um comportamento não linear (Figura 2c).

Figura 2- Comportamento resistente de uma viga biapoiada



Fonte: (LEONHARDT e MÖNNIG – 1977)

No Estádio II, o comportamento do elemento estrutural torna-se mais deformável, o que impacta diretamente nos Estados Limites de Abertura de Fissuras (ELS-W) e nas Deformações Excessivas (ELS-DEF). O primeiro conceito será explorado em detalhes posteriormente neste trabalho, enquanto o segundo está fora do escopo. Uma das mudanças que ocorrem nesse estágio refere-se à perda de rigidez devido à formação de fissuras na peça. Enquanto no Estádio I, as análises estruturais se baseiam principalmente na inércia bruta do elemento, no Estádio II, essa inércia sofre uma considerável redução, tornando necessário calcular a nova inércia da peça. Essa perda de rigidez e as alterações na inércia têm implicações significativas na capacidade da estrutura de suportar cargas e deformações.

3.4 Fissuração do Concreto

A fissuração no concreto armado, conforme descrito por Silva (2018), é um fenômeno inevitável em peças de concreto armado submetidas a tração devido à baixa resistência à tração do material.

Essas fissuras, ao longo do tempo, deixaram de serem vistas como desvantagens para serem consideradas um aspecto controlável. A abordagem atual não busca eliminar totalmente as fissuras, mas sim gerenciar sua abertura dentro de limites estabelecidos por normas. Essa abordagem visa garantir a durabilidade e a estética do concreto armado, assegurando que as fissuras permaneçam dentro de níveis aceitáveis.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), em geral, quando as estruturas são adequadamente projetadas, construídas e submetidas às cargas especificadas pelas normas técnicas, a presença de fissuras com aberturas que estejam em conformidade com os limites normativos não compromete a durabilidade nem a segurança nos estados limites últimos.

Conforme destacado por Caldas (1997), o controle da fissuração é essencial por três razões principais: garantir a durabilidade, preservar a aparência da estrutura e assegurar a estanqueidade a líquidos e gases.

3.4.1 Durabilidade

A durabilidade de uma estrutura está fortemente relacionada à corrosão da armadura no concreto armado, que pode ser desencadeada por três fatores principais: carbonatação, presença de cloretos e danos mecânicos ao concreto. Portanto, medidas preventivas, como a especificação de cobrimentos de acordo com as normas, a consideração da agressividade do ambiente, a utilização de concretos mais resistentes e o controle de abertura de fissuras, são cruciais para evitar a corrosão (CALDAS, 1997).

3.4.2 Aparência da Estrutura

Os limites para a abertura de fissuras devem ser respeitados, não somente por motivos técnicos, mas também para assegurar o conforto visual dos ocupantes da edificação. É importante destacar que aberturas de fissuras que ultrapassam os valores normativos podem provocar desconforto e apreensão nos usuários, embora não representem uma ameaça à segurança da estrutura (CALDAS, 1997).

3.4.3 Estanquidade a líquido ou gases

Conforme Caldas (1997), é fundamental adotar medidas especiais em estruturas destinadas ao armazenamento de gases ou líquidos. Nesses casos, critérios mais rigorosos para a abertura de fissuras devem ser aplicados, com o objetivo de limitar as aberturas a valores mais restritivos do que os estabelecidos pelas normas. Isso é essencial para preservar a funcionalidade e a integridade dessas estruturas, evitando possíveis problemas decorrentes da corrosão ou vazamentos.

3.4.4 Limite para Abertura de Fissuras

A NBR 6118 (ABNT, 2023) estabelece orientações para limites de abertura de fissuras, geralmente entre 0,2 mm e 0,4 mm em combinações frequentes, reconhecendo que fissuras reais ocasionalmente podem exceder esses valores. Quando as fissuras afetam a funcionalidade da estrutura, especialmente em casos como a estanquidade de reservatórios, limites menores de abertura podem ser necessários. A Tabela 2 apresenta detalhes adicionais sobre esses limites.

Tabela 2 - Exigências mínimas de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Tipo de protensão	Classe de agressividade ambiental (CAA)	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	–	CAA I a CAA IV	Não há	–
Concreto armado	–	CAA I	ELS-W $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	–	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	–	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	

Fonte: (ABNT NBR 6118, 2023)

3.5 Tipos de Aços para Concreto Armado

3.5.1 Aços Comumente Utilizados no Brasil

De acordo com as diretrizes da NBR 7480 (ABNT, 2022), os vergalhões de aço utilizados em estruturas de concreto armado são classificados em duas categorias: barras e fios. As barras, com

diâmetro nominal igual ou superior a 5 mm, são fabricadas por laminação a quente, enquanto os fios, com diâmetro nominal de até 10 mm, são obtidos por trefilação ou processos semelhantes, como estiramento e laminação a frio.

Conforme apontado por Silva (2018), o aço é uma liga metálica composta principalmente de ferro e pequenas quantidades de carbono, com teores de carbono variando de 0,18% a 0,25% para os aços utilizados na construção civil. Essa composição confere ao aço características benéficas para sua utilização em elementos de concreto.

Além disso, Silva (2018) destaca os dois principais tipos de tratamento empregados na fabricação dos aços para concreto armado: o tratamento a quente e a frio. O tratamento a quente envolve a aplicação de altas temperaturas, geralmente acima de 720°C, durante processos como laminação, forjamento ou estiramento do aço. Esse método resulta em aços com excelente trabalhabilidade e que apresentam diagramas tensão-deformação com patamares de escoamento bem definidos, como é o caso dos aços CA-25 e CA-50. Por outro lado, o tratamento a frio é realizado em temperaturas mais baixas e envolve a aplicação de tração, compressão ou torção para aumentar a resistência mecânica do aço, embora essa técnica não produza patamares de escoamento claros, como observado no aço CA-60.

A norma NBR 7480 (ABNT, 2022) classifica esses materiais com base na resistência de início de escoamento (f_{yk}), dividindo as barras em CA-25 e CA-50, e os fios de aço em CA-60. Mais detalhes sobre os requisitos mecânicos podem ser encontrados na Tabela 2 da NBR 7480 (ABNT, 2022).

Tabela 3 - Requisitos mecânicos de barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado

Categoria do aço	Valores mínimos de tração				Ensaio de dobramento ^g		Ensaio de aderência	
	Resistência característica de escoamento ^a f_{yk} MPa ^e	Limite de resistência ^b f_{st} MPa ^e	Alongamento após ruptura em 10 ϕ ^c A %	Alongamento total na força máxima ^d A_{gt} %	Diâmetro do pino ou cutelo mm		Coeficiente de conformação superficial mínimo η	
					$\phi < 20$	$\phi \geq 20$	$\phi < 10$ mm	$\phi \geq 10$ mm
CA-25	250	1,20 f_y	18	—	2 ϕ	4 ϕ	1,0	1,0
CA-50	500	1,10 f_y	8	5	3 ϕ	6 ϕ	1,0	1,5
CA-60	600	1,05 f_y ^f	5	—	5 ϕ	—	1,0	1,5

^a Valor característico do limite superior de escoamento f_{yk} obtido a partir do LE ou δ_e da ABNT NBR ISO 6892-1.

^b O mesmo que resistência convencional à ruptura ou resistência convencional à tração (LR ou δ_t da ABNT NBR ISO 6892-1).

^c ϕ é o diâmetro nominal, conforme 3.5.

^d O alongamento deve ser verificado por meio do critério de alongamento após ruptura (A) ou alongamento total na força máxima (A_{gt}).

^e Para efeitos práticos de aplicação desta Norma, pode-se admitir 1 MPa = 0,1 kgf/mm².

^f f_{st} mínimo de 660 MPa.

^g O ensaio de dobramento deve ser feito a 180° conforme a ABNT NBR 17005.

Fonte: (ABNT NBR 7480, 2022)

3.5.2 Tipos de Superfície

De acordo com as diretrizes da norma NBR 6118 (ABNT, 2023), os fios e barras utilizados em estruturas de concreto podem apresentar diversas superfícies, tais como lisas, entalhadas, salientes ou com mossas. Contudo, é fundamental que, para cada categoria de aço, o coeficiente de aderência (η_1) esteja em conformidade com as especificações estabelecidas pela mesma norma.

A capacidade de aderência entre o aço e o concreto possui uma relação direta com o coeficiente η_1 . O valor desse coeficiente varia dependendo do tipo de aço utilizado, e esses valores são descritos na Tabela 4.

Tabela 4- Valor do coeficiente de aderência η_1

Tipo de superfície	η_1
Lisa	1,0
Entalhada	1,4
Nervurada	2,25

Fonte: (ABNT NBR 6118, 2023)

O coeficiente de aderência desempenha um papel fundamental na análise da fissuração do concreto armado e no dimensionamento dos comprimentos de ancoragem e trespasses das barras de aço.

3.5.3 Módulo de Elasticidade

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2023), na falta de ensaios, é válido considerar o módulo de elasticidade do aço como um valor constante e invariável, estabelecido em 210 GPa. Ao contrário do concreto, que pode apresentar variações, o módulo de elasticidade do aço permanece uniforme, independentemente do tipo de aço em uso.

O módulo de elasticidade do aço supera significativamente o do concreto, o que atribui ao aço uma contribuição marcante para a rigidez global da estrutura de concreto armado. Durante o cálculo de estruturas desse gênero, o módulo de elasticidade do aço é empregado em conjunto com outras características mecânicas, como a resistência à tração do aço e a resistência do concreto.

3.5.4 Aço Ca-70

O aço CA-70 representa uma recente adição ao mercado brasileiro e é produzido pelas duas principais empresas do setor no Brasil, Gerdau e ArcelorMittal. A Gerdau nomeou seu produto de GG 70 (GERDAU, 2023), enquanto a ArcelorMittal o denomina CA50 S AR (ArcelorMittal, 2023). Este tipo de aço está disponível em diversas bitolas, conforme detalhado na Tabela 5.

Tabela 5- CA-70 – Bitolas produzidas

Empresa	Bitola (mm)						
	8	10	12,5	16	20	25	32
Gerdau			X	X	X	X	X
ArcelorMittal	X	X	X	X	X	X	X

Fonte: Aatoria Própria (2023)

3.5.4.1 Características do Aço CA-70

O CA50 S AR, produzido pela ArcelorMittal, é um vergalhão com uma resistência à tração superior à do CA50 convencional. Uma de suas vantagens adicionais é o baixo teor de carbono, o que garante excelentes propriedades de soldagem. A Gerdau (2023) disponibiliza informações técnicas sobre o GG70, que incluem:

- Limite mínimo de escoamento de 700 Mpa;
- 100% soldável em todas as bitolas;
- Atende aos mesmos requisitos normativos do CA-50.

A Gerdau conduziu ensaios em colaboração com a empresa TORK – Controle Tecnológico de Materiais Ltda para determinar o limite de escoamento em bitolas de Ø 16,0 mm, Ø 20,0 mm e Ø 25,0 mm. Entre os vários ensaios realizados, os resultados demonstraram que todos os valores de limite de escoamento das barras foram superiores a 700 MPa. Os detalhes desses ensaios estão apresentados nas Figuras 3 a 5.

Figura 3 - Resultados – Bitola Ø 16,0 mm

CP	Ø Indicado mm	Peso g	Comprimento mm	g = Peso Compr. kg/m	Ø Calculado mm	Seção Calculada mm ²	Limite de Escoamento		Limite de Resistência		Relação Elástica (LR/LE)	Módulo Elasti- cidade GPa	Alongamento		
							kgf	MPa	kgf	MPa			Lo (mm)	%	L (mm)
1	16	798,5	501,000	1,594	16,078	203,03	15.557	766	17.850	879	1,147	201,1	160	13,5	181,75
2	16	799,7	502,000	1,593	16,074	202,93	15.535	766	17.705	872	1,138	216,5	160	14,0	182,63
3	16	794,6	499,000	1,592	16,071	202,85	15.652	772	17.855	880	1,139	201,0	160	13,0	180,42
Especificado ABNT NBR 7480				1,499 -1,657	---	---	---	≥ 500	---	---	≥ 1,08	---	---	≥ 8	---

Fonte: (Adaptado de TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA, Relatório de Ensaio n° 22052118 MCSP, 2022)

Figura 4 - Resultados – Bitola Ø 20,0 mm

CP	Ø Indicado mm	Peso g	Comprimento mm	g = Peso Compr. kg/m	Ø Calculado mm	Seção Calculada mm ²	Limite de Escoamento		Limite de Resistência		Relação Elástica (LR/LE)	Módulo Elasti- cidade GPa	Alongamento		
							kgf	MPa	kgf	MPa			Lo (mm)	%	L (mm)
1	20,0	1.231,7	499	2,468	20,009	314,44	24.190	769	27.390	871	1,132	200,7	200	14,0	227,68
2	20,0	1.242,7	501	2,480	20,058	315,98	23.800	753	28.440	900	1,195	202,1	200	14,5	228,82
3	20,0	1.224,7	493	2,484	20,073	316,46	23.985	758	28.010	885	1,167	201,1	200	13,0	226,32
Especificado ABNT NBR 7480				2,343 - 2,589	---	---	---	≥ 500	---	---	≥ 1,08	---	---	≥ 8	---

Fonte: (Adaptado de TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA, Relatório de Ensaio n° 22052119 MCSP, 2022)

Figura 5- Resultados - Bitola Ø25,0 mm

CP	Ø Indicado mm	Peso g	Comprimento mm	g = Peso Compr. kg/m	Ø Calculado mm	Seção Calculada mm ²	Limite de Escoamento		Limite de Resistência		Relação Elástica (LR/LE)	Módulo Elasti- cidade GPa	Alongamento		
							kgf	MPa	kgf	MPa			Lo (mm)	%	L (mm)
1	25,0	1.935,5	501	3,863	25,032	492,14	36.310	738	42.190	857	1,161	207,3	250	11,5	278,36
2	25,0	1.929,1	500	3,858	25,016	491,49	36.400	741	42.070	856	1,155	207,2	250	12,0	280,06
3	25,0	1.935,5	501	3,863	25,032	492,14	36.340	738	42.110	856	1,159	204,5	250	12,0	279,39
Especificado ABNT NBR 7480				3,699 - 4,007	---	---	---	≥ 500	---	---	≥ 1,08	---	---	≥ 8	--

Fonte: (Adaptado de TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA, Relatório de Ensaio n° 22052120 MCSP, 2022)

3.5.4.2 Vantagens do Aço CA-70

Segundo informações da ArcelorMittal (2023), as principais vantagens da utilização do aço CA-70 incluem:

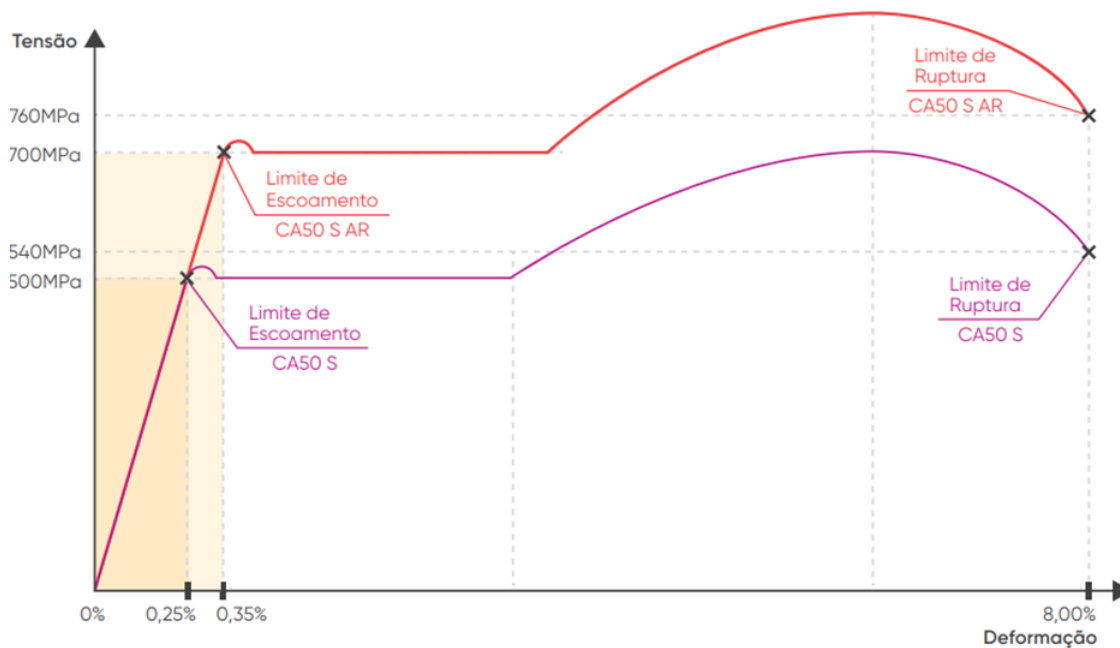
- Redução de Congestionamento de Barras

- Melhor colocação de concreto e consolidação devido a menos congestionamentos;
- Redução do consumo de materiais;
- Aumento da produtividade na obra;
- Potencialização da Industrialização
- Redução dos impactos ambientais;
- Diminuição dos custos.

3.5.4.3 Curva Tensão-Deformação

A curva tensão x deformação do CA-50 S/AR, de acordo com a ArcelorMittal (2023), apresenta um comportamento similar ao CA-50. Portanto, o módulo de elasticidade pode ser admitido como o valor de referência da NBR 6118 (ABNT, 2023), que é de 210 GPa.

Figura 6 - Curva tensão-deformação



Fonte: (ArcelorMittal, 2023)

3.6 Ações

Toda estrutura está sujeita a ações que devem ser consideradas no processo de cálculo estrutural. Conforme estipulado pela NBR 8681 (ABNT, 2004), as ações que atuam sobre uma estrutura podem ser classificadas da seguinte maneira:

- Ações permanentes: Essas ações mantêm seus valores constantes ou variam apenas ligeiramente em torno de uma média durante toda a vida útil da construção. A variabilidade das ações permanentes geralmente é avaliada com base em um conjunto de construções semelhantes.
- Ações variáveis: Compreendem as ações cujos valores apresentam variações significativas em relação à média durante a vida útil da construção.
- Ações excepcionais: Essas ações têm uma duração extremamente curta e uma probabilidade muito baixa de ocorrência durante a vida útil da construção. Apesar de sua raridade, essas ações excepcionais devem ser levadas em consideração no projeto de determinadas estruturas.
- Cargas acidentais: Refletem as ações variáveis resultantes do uso da construção, como a presença de pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos e outros fatores relacionados à utilização da estrutura.

3.7 Estado-Limites

O método dos estados-limites é empregado para garantir a segurança e o correto desempenho das estruturas. Esse método envolve a avaliação da estrutura em diversas situações extremas. Conforme a NBR 8681 (ABNT, 2004), os estados-limites em projetos estruturais podem ser divididos em estados limites últimos e estados limites de serviço.

3.7.1 Estados-Limites Últimos (ELU)

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2023), o Estado Limite Último (ELU) representa a condição em que uma estrutura enfrenta um nível crítico de degradação, resultando em sua

paralisação, caracterizada pelo colapso ou ruína estrutural. A segurança das estruturas de concreto é avaliada em relação aos seguintes estados limites últimos:

- Estado limite último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- Estado limite último de colapso progressivo;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo;
- Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando ações sísmicas;

3.7.2 Estados-Limites de Serviço

De acordo com a norma NBR 6118 (ABNT, 2023), os Estados Limites de Serviço (ELS) estão relacionados ao conforto dos usuários, à durabilidade, à aparência e à adequada utilização das estruturas, bem como à compatibilidade com máquinas, equipamentos e dispositivos suportados por essas estruturas.

Conforme Silva (2018), os estados limites em estruturas de concreto podem ser definidos da seguinte maneira:

- Formação de Fissuras (ELS-F): Este estado representa o início da formação de fissuras na estrutura e é atingido quando a tensão máxima de tração na seção transversal coincide com a resistência característica à tração do concreto na flexão.
- Abertura das Fissuras (ELS-W): Neste estado, as fissuras apresentam aberturas que seguem as diretrizes estabelecidas pelas normas em vigor.
- Deformações Excessivas (ELS-DEF): Este estado limite é alcançado quando as deformações ultrapassam os limites especificados.
- Vibrações Excessivas (ELS-VE): Este estado limite ocorre quando as vibrações da estrutura excedem os limites estabelecidos.

3.8 Combinações de Ações

As combinações de ações, conforme definido na NBR 6118 (ANBT, 2023), se referem à junção de diferentes tipos de carregamentos que têm probabilidades não desprezíveis de ocorrer simultaneamente sobre uma estrutura durante um período preestabelecido. Essas combinações são necessárias tanto para avaliar o ELU, relacionado à segurança estrutural sob cargas extremas, quanto para o ESL, que considera aspectos de deformação e utilização da estrutura durante sua vida útil.

3.8.1 Combinações para o ELU

Para avaliar o Estado Limite Último (ELU), de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2004), são utilizadas as seguintes combinações:

- Combinações últimas normais
- Combinações últimas especiais ou de construção
- Combinações últimas excepcionais

- Combinações últimas usuais

3.8.2 Combinações para o ELS

Para avaliar o Estado Limite de Serviço (ELS), de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2023), são utilizadas as seguintes combinações:

- Combinações quase permanentes de serviço.
- Combinações frequentes de serviço.
- Combinações raras de serviço.

4 METODOLOGIA

Nossa abordagem metodológica divide-se em duas fases essenciais para a avaliação comparativa das taxas de armadura no dimensionamento de elementos estruturais com aço CA-50 e CA-70. Inicialmente, realizaremos uma análise detalhada dos cálculos, dedicando especial atenção aos impactos da fissuração na determinação da quantidade de aço. Essa fase será focada em um elemento representativo de laje, buscando compreender a dinâmica das taxas de armadura nesse contexto específico.

Na segunda fase, expandiremos nossa avaliação para um exemplo prático de viga, aplicando os aprendizados da análise de laje e adaptando-os às características estruturais das vigas de concreto armado

4.1 Equações para o Dimensionamento e Verificação do ELS-W para Elementos de Concreto Armado Sujeitos à Flexão Simples

Para dar início, o momento adimensional K , fundamental para nossa análise estrutural. Este fator variará de 0,075 a 0,295, com incrementos de 0,0125 em cada análise. O valor de K será determinado pela seguinte equação:

$$K = \frac{M \cdot \gamma_c}{f_c \cdot b \cdot d^2} \quad (1)$$

Onde:

K é o momento adimensional que quantifica o momento fletor externo necessário para análise;

M corresponde ao momento característico;

γ_c representa o coeficiente de ponderação do concreto;

f_c é a resistência de cálculo do concreto;

b indica a largura da seção retangular;

d refere-se à altura útil da seção transversal.

O fator K será um coeficiente pré-determinado, e utilizando a equação apresentada, conseguiremos determinar o valor do momento característico, M , isolando todas as outras variáveis:

$$M = \frac{K \cdot f_c \cdot b \cdot d^2}{\gamma_c} \quad (2)$$

Após a determinação do momento fletor característico, a próxima etapa consistirá no cálculo da área de aço requerida para a seção de concreto, utilizando a seguinte fórmula:

$$A_s = \frac{b \cdot d \cdot f_c}{f_{yd}} \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot K}) \quad (3)$$

Onde:

A_s representa a área da armadura tracionada;

f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço.

Em seguida, será essencial determinar o momento de fissuração para a seção em análise, utilizando a seguinte equação:

$$M_r = b \cdot h^2 \cdot 0,0075 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (4)$$

Sendo:

h é a altura da seção transversal.

f_{ck} representa a resistência característica do concreto à compressão.

Deve-se também calcular o momento de serviço da seguinte forma:

$$M_{serv} = M_{gk} + \Psi_1 M_{qk} \quad (5)$$

M_{gk} é o momento fletor resultante das ações permanentes;

M_{qk} o momento fletor resultante das ações variáveis.

Ψ_1 é fator de redução de combinação frequente para o ELS.

Caso $M_{serv} > M_r$, isso indicará que a seção de concreto estará sujeita a fissuras. Portanto, será necessário verificar se o elemento de concreto atenderá ao Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W).

Para realizar essa verificação, será necessário determinar a tensão de serviço na armadura tracionada no estágio II. No entanto, esse processo exigirá o cálculo de variáveis intermediárias, tais como a profundidade da linha neutra, X_{II} , e o momento de inércia, I_{II} , ambos no estágio II.

A profundidade da linha neutra poderá ser determinada pela seguinte equação:

$$X_{II} = -A + \sqrt{A^2 + B} \quad (6)$$

Onde:

$$A = \frac{(n \cdot A_s + n' \cdot A'_s)}{b} \quad (7)$$

Sendo:

b a largura da seção de concreto.

A_s a armadura posicionada na área tracionada.

A'_s a armadura posicionada na área comprimida.

n sendo a relação entre o módulo de elasticidade do aço (E_s) e o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{cs}).

$$n = \frac{E_{si}}{E_{cs}} \quad (8)$$

n' como a diferença n e 1

$$n' = n - 1 \quad (9)$$

Posteriormente, será definido o valor de B da seguinte maneira:

$$B = \frac{2 \cdot (n \cdot A_s \cdot d + n' \cdot A'_s \cdot d')}{b} \quad (10)$$

Onde:

d representa a altura útil da seção transversal;

d' representa a distância da fibra mais comprimida até o centro da armadura comprimida A'_s .

A inércia no estágio II da seção de concreto armado poderá ser calculada como:

$$I_{II} = \frac{b \cdot X_{II}^3}{3} + n \cdot A_s (d - X_{II}) + n' \cdot A'_s (X_{II} - d')^2 \quad (11)$$

Com todas essas variáveis calculadas, será possível determinar a tensão σ_{si} no estágio II utilizando a seguinte equação.

$$\sigma_{si} = n \frac{M_{serv}}{I_{II}} (d - X_{II}) \quad (12)$$

Com base nessa abordagem, realizaremos uma verificação utilizando a equação apropriada para determinar se a armadura calculada atenderá aos limites preestabelecidos para a abertura de fissuras. Durante o cálculo da fissuração, utilizaremos a seguinte equação:

$$\frac{A_{se}}{A_{s,CALC}} = \sqrt{\frac{3 \cdot a_w \cdot \sigma_{si}}{f_{ct,m}}} \geq 1 \quad (13)$$

Onde:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (14)$$

$$a_w = \frac{\emptyset_i \cdot \sigma_{si}}{12,5 \cdot n_1 \cdot E_{si} \cdot \omega_{k,lim}} \quad (15)$$

Sendo:

\emptyset_i representa o diâmetro da bitola da armadura tracionada;

η_1 é o coeficiente de aderência da armadura passiva;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço.

$\omega_{k,lim}$ é o limite da abertura de fissuras.

4.2 Análise das Taxas de Armadura

Para avaliar as taxas de armadura, da primeira etapa do projeto consideraremos vários cenários, incluindo diferentes resistências do concreto (20 MPa, 25 MPa, 30 MPa, 35 MPa, 40 MPa e 50 MPa), diâmetros de bitolas de aço ($\emptyset 12,5$ mm, $\emptyset 16,0$ mm, $\emptyset 20,0$ mm, $\emptyset 25,0$ mm e $\emptyset 32,0$ mm), valores do momento adimensional K e limites de aberturas de fissuras (variando de 0,3 mm a 0,2 mm).

Para a segunda etapa, consideramos um elemento com resistência de 30 MPa, bitola da armadura tracionada de $\emptyset 12,5$ mm e limite de abertura de fissuras de 0,3 mm.

4.3 Premissa sobre o Aço CA-70

O aço CA-70 é um material relativamente recente, e atualmente, a NBR 6118 (ABNT, 2023) não aborda especificamente suas características. Para preencher essa lacuna, optamos por uma estratégia que envolve a consideração de parâmetros semelhantes aos utilizados para o aço CA-50. Essa decisão parte da premissa de que, dadas as semelhanças no comportamento do aço CA-70 em relação ao CA-50, muitos dos princípios e parâmetros estabelecidos para o CA-50 podem ser aplicados de forma análoga ao CA-70. No entanto, estamos cientes de que, à medida que mais informações sobre o aço CA-70 se tornem disponíveis, ajustes específicos poderão ser necessários no futuro.

4.4 Premissa Sobre a Seção dos Elementos a serem Dimensionados

Para realizar uma análise comparativa entre os aços CA-50 e CA-70 em nosso estudo, estabelecemos uma seção padrão com 100 cm de largura, 20 cm de altura e um cobrimento de 3,0 cm para a primeira fase do projeto. Essa escolha visa assegurar a uniformidade e comparabilidade dos resultados entre as amostras, possibilitando uma análise precisa das influências dos diferentes tipos de aço. A decisão de empregar 100 cm de largura permite a disposição eficaz de todas as barras em uma única camada, eliminando a necessidade de posicioná-las em duas camadas. Isso, por sua vez, evita a necessidade de calcular uma nova capacidade de carga para o elemento em estudo, uma vez que a disposição em múltiplas camadas altera as propriedades resistentes de um elemento de concreto armado.

Posteriormente, exploraremos um elemento de viga com 30 cm de largura e 80 cm de altura. Este exemplo tem o objetivo de analisar os impactos da fissuração quando as barras são posicionadas em múltiplas camadas, diferentemente da primeira fase do projeto, na qual todas as barras foram posicionadas em uma única camada, não apresentando, assim, variação na altura útil (d) do elemento de concreto.

4.5 Premissa Sobre o Momento de Serviço Atuante

Com o objetivo de simplificar o cálculo do momento de serviço do elemento em estudo, foi pré-determinado que 75% do momento fletor atuante na peça se origina das cargas permanentes, enquanto os 25% restantes provêm das ações variáveis. Isso simplifica a análise e evita a necessidade de realizar ajustes no cálculo do momento de serviço.

4.6 Interpretação dos Resultados

Por fim, interpretaremos os resultados dessa análise comparativa, identificando as situações em que o uso de aço CA-70 resulta em taxas de armadura notavelmente diferentes em comparação com o uso de aço CA-50. Discutiremos as implicações dessas diferenças nas taxas de armadura para o dimensionamento e desempenho estrutural dos elementos de concreto armado.

4.7 Análise Econômica

Devido à indisponibilidade de informações precisas sobre o valor do aço CA-70, será adotada a premissa de que o mesmo é 10% mais caro que o aço CA-50, com base em conhecimento informal. Ressalta-se que essa informação é de caráter preliminar e, portanto, futuros estudos devem ser conduzidos com valores reais do aço CA-70

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1 Dimensionamento e Verificação das Fissuras para Elementos Fletidos de Concreto Armado

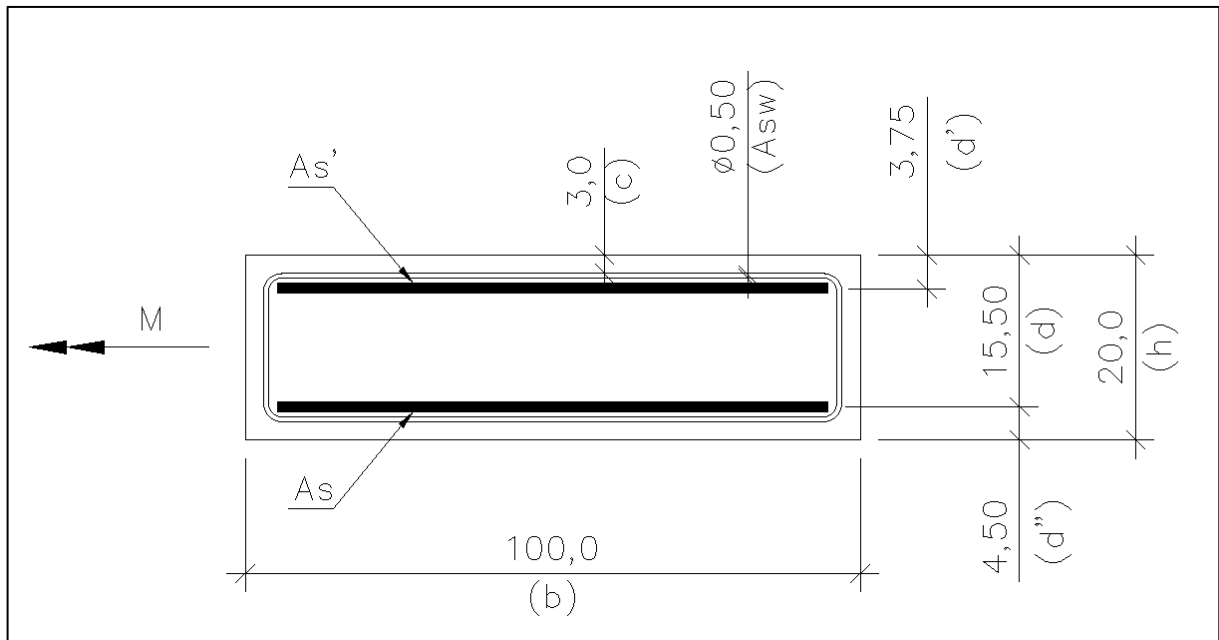
5.1.1 Dimensionamento com o aço CA-50

Neste capítulo, apresentámos os resultados dos cálculos realizados, abrangendo uma ampla gama de cenários que consideraram variações na resistência do concreto e diferentes limites de abertura de fissuras. Para facilitar a compreensão das equações utilizadas, detalhámos dois exemplos de cálculos manuais. Os cálculos manuais foram elaborados com base num conjunto específico de premissas e parâmetros, que serviram como fundamentos para todas as análises conduzidas:

- Resistência característica do concreto (f_{ck}): 20 Mpa;
- Largura da seção transversal (b): 100 cm;
- Altura da seção transversal (h): 20 cm;
- Cobrimento (c): 3,00 cm;
- Distância da fibra mais comprimida até o centro da armadura comprimida (d'): 3,75 cm;
- Altura útil da seção (d): 15,5 cm;
- Abertura de fissuras limite (ω_k): 0,3 mm;
- Resistência característica do aço CA-50 (f_{yk}): 500 Mpa;
- Resistência característica do aço CA-70 (f_{yk}): 700 Mpa;
- Coeficiente de ponderação da combinação (γ_c): 1,40;
- Momento adimensional K : 0,225;
- Modulo de elasticidade secante E_{cs} do concreto: 21287,4 Mpa;
- Módulo de elasticidade E_s do aço: 210000,0 Mpa;
- Bitola da armadura longitudinal: Ø20,0 mm;
- Bitola da armadura transversal: Ø5,0 mm;

A figura 7 apresenta a seção transversal típica do elemento em análise.

Figura 7 - Seção transversal típica



Fonte: Autoria própria (2023)

Como pré-determinámos o momento adimensional K e as outras variáveis do elemento de concreto, iniciámos determinando o momento fletor característico, M , utilizando a equação (2).

$$M = \frac{0,225 \cdot 1,214 \cdot 100,0 \cdot 15,50^2}{1,40} = 4688,22 \text{ kNcm} \therefore 46,88 \text{ kNm} \quad (16)$$

Conforme pré-definido, a parcela permanente correspondeu a 75% do momento característico, enquanto a sobrecarga contribuiu com os 25% restantes. Em seguida, calculámos a taxa de aço por meio da equação (3).

$$A_s = \frac{1,214 \cdot 100,00 \cdot 15,50}{\frac{50,00}{1,40}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}\right) = 11,19 \text{ cm}^2 \quad (17)$$

Em seguida, determinámos o momento de fissuração, M_r , e o momento de serviço, M_{serv} , por meio das equações (4) e (5), respetivamente:

$$M_r = 0,0075 \cdot 100 \cdot 20^2 \cdot (20)^{2/3} = 2210,42 \text{ kNcm} \therefore 22,10 \text{ kNm} \quad (18)$$

$$\begin{aligned} M_{serv} &= 0,75 \cdot M + 0,40 \cdot 0,25 \cdot M = 0,85 \cdot M = 0,85 \cdot 46,88 \\ &= 39,85 \text{ kNm} \end{aligned} \quad (19)$$

Ao compararmos os resultados obtidos para o momento característico e o momento de fissuração, constatámos que a seção efetivamente fissurou.

$$M_{serv} > M_r \therefore 39,85 \text{ kNm} > 22,10 \text{ kNm} \therefore \text{Seção Fissura} \quad (20)$$

Com a armadura calculada e considerando a fissuração da seção, foi necessário verificar o estado limite devido à abertura de fissuras. No entanto, antes de prosseguirmos, era fundamental determinar algumas variáveis:

Adotou-se a bitola de 20 mm para a armadura positiva (A_s), resultando em uma área total de armadura de 11,19 cm².

Utilizou-se duas barras de bitola Ø5,00 mm como porta-estribo para a armadura posicionada na região comprimida ($A's$), totalizando uma área de 0,392 cm².

Determinamos a tensão atuante na armadura tracionada, σ_{si} , no estágio II, utilizando as equações (6), (7), (8), (9), (10), (11) e (12).

$$A = \frac{(9,86 \cdot 11,19 + 8,86 \cdot 0,392)}{100} = 1,14 \quad (21)$$

Onde:

$$n = \frac{210000,0}{21287,4} = 9,86 \quad (22)$$

$$n' = 9,86 - 1 = 8,86 \quad (23)$$

Prosseguindo:

$$B = \frac{2 \cdot (9,86 \cdot 11,19 \cdot 15,5 + 8,86 \cdot 0,392 \cdot 3,75)}{100} = 34,48 \quad (24)$$

$$X_{II} = -1,14 + \sqrt{1,14^2 + 34,48} = 4,84 \text{ cm} \quad (25)$$

$$I_{II} = \frac{100 \cdot 4,84^3}{3} + 9,86 \cdot 11,19 \cdot (15,50 - 4,84)^2 + 8,86 \cdot 0,392(4,84 - 3,75)^2 = 16322,1 \text{ cm}^4 \quad (26)$$

$$\sigma_{si} = 9,86 \cdot \frac{3985,0}{16322,1} \cdot (15,50 - 4,84) = 25,67 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (27)$$

Através das equações (13), (14), e (15), verificamos se a armadura calculada atendeu aos critérios de fissuração:

$$\frac{A_{se}}{A_{s,calc}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 2,90 \times 10^{-3} \cdot 25,67}{0,22}} = 1,005 > 1,0 \quad (28)$$

Sendo:

$$a_w = \frac{20,0 \cdot 25,67}{12,50 \cdot 2,25 \cdot 21000,0 \cdot 0,30} = 2,90 \times 10^{-3} \quad (29)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot \left(20^{2/3}\right) = 2,21 \text{ MPa} = 0,22 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \quad (30)$$

Concluimos por meio da equação (28) que o coeficiente de fissuração foi aproximadamente igual a 1,005, praticamente igual a 1. Isso indicou que a armadura calculada estava em conformidade com os requisitos de controle de fissuração, tornando desnecessário efetuar correções na armadura.

5.1.2 Comparação com Aço CA-70 e Análise Detalhada

Após os cálculos realizados com sucesso para o aço CA-50, realizamos o mesmo cálculo, considerando agora o uso do aço CA-70. Isso nos permitiu estabelecer uma comparação direta entre esses dois tipos de aço.

Iniciando com a determinação da quantidade de armadura necessária para o aço CA-70, obtemos o seguinte resultado:

$$A_s = \frac{1,214 \cdot 100 \cdot 15,5}{\frac{70,00}{1,40}} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,225}\right) = 7,99 \text{ cm}^2 \quad (31)$$

Ao compararmos esse valor com a quantidade de armadura calculada anteriormente para o aço CA-50 (11,19 cm²), observamos uma diferença significativa. Essa discrepância pode ser atribuída às diferentes resistências de escoamento dos dois tipos de aço. O aço CA-50 possui um limite de escoamento de 500 MPa, enquanto o aço CA-70 possui 700 MPa. A relação entre esses valores é de 1,40, indicando que a quantidade de aço necessária para o aço CA-70 é 1,40 vezes menor do que para o aço CA-50, devido à maior resistência do aço CA-70.

Continuando com os cálculos, o momento de fissuração e o momento de serviço permanecem inalterados, uma vez que as condições estruturais são as mesmas. No entanto, nossa próxima etapa envolve o cálculo da tensão no estágio II.

$$A = \frac{(9,86 \cdot 7,99 + 8,86 \cdot 0,392)}{100} = 0,82 \quad (32)$$

$$B = \frac{2 \cdot (9,86 \cdot 7,99 \cdot 15,5 + 8,86 \cdot 0,392 \cdot 3,75)}{100} = 24,71 \quad (33)$$

$$X_{II} = -0,82 + \sqrt{0,82^2 + 24,71} = 4,22 \text{ cm} \quad (34)$$

$$I_{II} = \frac{100 \cdot 4,22^3}{3} + 9,86 \cdot 7,99(15,5 - 4,22)^2 + 8,86 \cdot 0,392(4,22 - 3,75)^2 = 12534,1 \text{ cm}^4 \quad (35)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{si} &= n \cdot \frac{M_{serv}}{I_{II}} \cdot (d - X_{II}) = 9,86 \cdot \frac{3985,0}{12534,1} \cdot (15,5 - 4,22) \\ &= 35,39 \frac{kN}{cm^2} \end{aligned} \quad (36)$$

Curiosamente, ao compararmos os resultados da tensão no estádio II para os dois tipos de aço, observamos um cenário quase inversamente proporcional em relação à quantidade de armadura calculada, A_s . Como o aço CA-70 possui uma resistência superior, a tensão atuante também é maior em comparação ao aço CA-50. Para o aço CA-70, o valor encontrado é de 39,80 kN/cm², enquanto para o aço CA-50 é de 28,92 kN/cm². A relação entre esses valores é de 1,38, o que está muito próximo da relação de 1,4 obtida no cálculo da quantidade de aço A_s . Essa discrepância é devido às operações de elevar ao quadrado e ao cubo envolvidas nas equações do para o cálculo da tensão no estádio II.

Agora, devemos prosseguir com o cálculo da fissuração.

$$a_w = \frac{20 \cdot 35,39}{12,5 \cdot 2,25 \cdot 21000 \cdot 0,3} = 3,99 \times 10^{-3} \quad (37)$$

$$\frac{A_{se}}{A_{s, calc}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 3,99 \times 10^{-3} \cdot 35,39}{0,22}} = 1,385 \quad (38)$$

Constata-se que o coeficiente de fissuração para o aço CA-70 é igual a 1,39 e para o aço CA-50 encontramos 1,01. A relação entre o aço CA-70 e CA-50 é igual a 1,38. Como ambos os valores são maiores que um, é necessário corrigir a quantidade de armadura calculada (A_s) com esses coeficientes para reduzir a tensão nas barras em serviço e, conseqüentemente, atender ao estado limite.

Para realizar essa correção, multiplicamos o valor de A_s pelos coeficientes de fissuração encontrados:

$$A_{s,corrigido,CA-50} = 11,19 \text{ cm}^2 \cdot 1,005 = 11,24 \text{ cm}^2 \quad (39)$$

$$A_{s,corrigido,CA-70} = 7,99 \text{ cm}^2 \cdot 1,385 = 11,07 \text{ cm}^2 \quad (40)$$

Para o aço CA-50, a área final de aço corrigida é calculada multiplicando o valor de A_s (11,19 cm^2) pelo coeficiente de fissuração de 1,005, resultando em 11,24 cm^2 . Já para o aço CA-70, a área corrigida foi obtida multiplicando o valor de A_s (7,99 cm^2) pelo coeficiente de fissuração de 1,385, resultando em 11,07 cm^2 . Dessa forma, a diferença entre as áreas de aço para o aço CA-50 e o aço CA-70 é de 1,54%, levando em consideração os cálculos mencionados anteriormente.

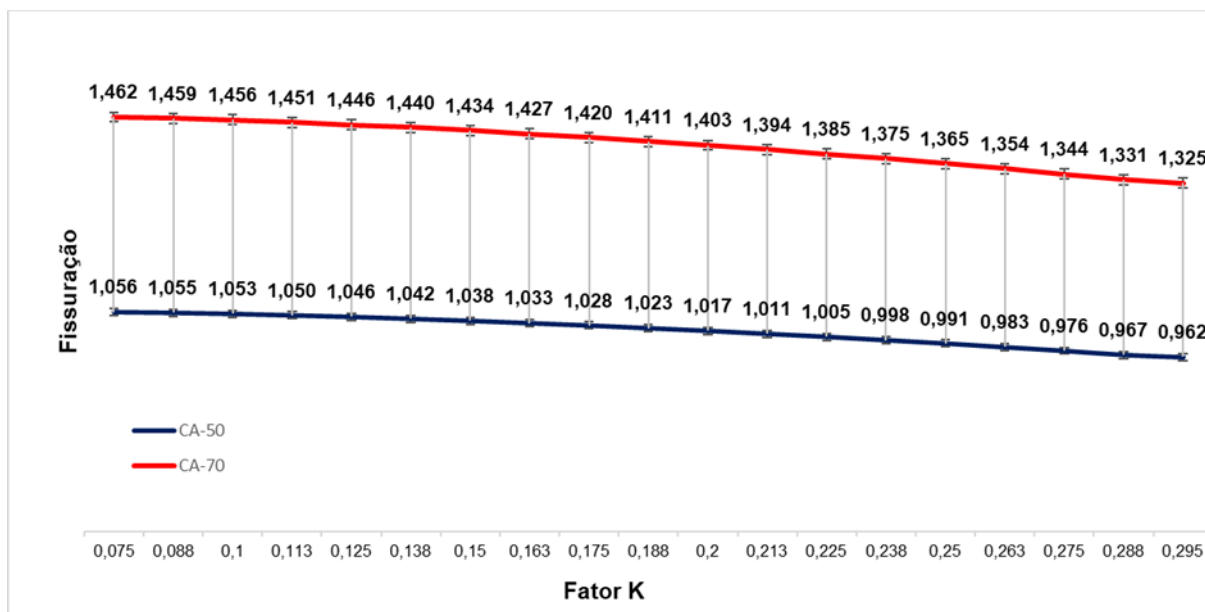
Com base no exposto, podemos concluir que quando o coeficiente de fissuração para o aço CA-50 é igual ou superior a um, não há vantagem em utilizar o aço CA-70. Isso ocorre porque, devido às correções necessárias para atender ao estado limite de fissuração, a taxa final de aço para os dois tipos de aço convergirá para um valor muito semelhante.

5.2 Análise para Outras Faixas do momento adimensional K

5.2.1 Variações em K para Concreto de 20 MPa, Abertura de Fissuras de 0,3 mm e Ø16,0 mm

Após a realização das análises nos subitens 5.1.1 e 5.1.2, levando em consideração um concreto com resistência de 20 MPa, uma bitola de armadura longitudinal de Ø20,0 mm e uma abertura de fissura de 0,3 mm, o nosso estudo concentrou-se em investigar o comportamento do coeficiente de fissuração ao variar o momento adimensional K na faixa de 0,075 a 0,295, mantendo os tipos de aço CA-50 e CA-70 como variáveis. A partir deste ponto, todos os resultados obtidos foram apresentados em tabelas, uma vez que o processo de cálculo manual permaneceu inalterado, variando apenas as incógnitas conforme necessário. A Tabela 6 demonstrou os resultados da análise com os parâmetros definidos anteriormente.

Coeficiente de Fissuração para Variações de K – (20 MPa, Ø20,0 mm, wk 0,3 mm)



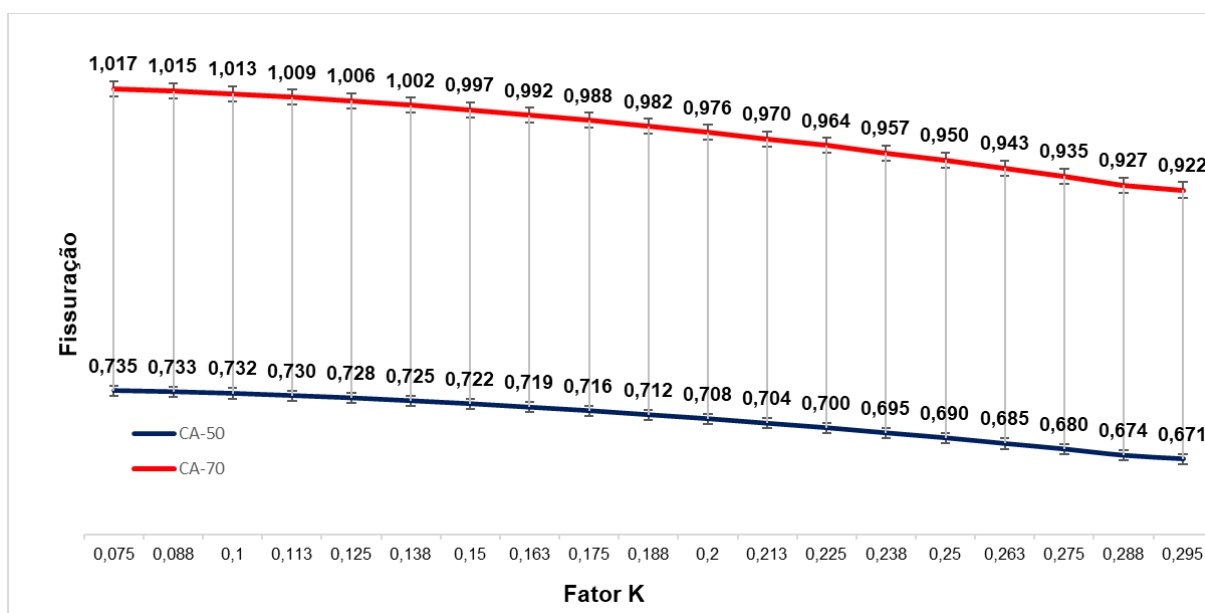
Fonte: Autoria Própria (2023)

Ao analisar os resultados apresentados na Tabela 6, observámos um padrão decrescente no coeficiente de fissuração à medida que o valor de K variou de 0,075 a 0,295. Os valores extremos, correspondendo ao maior e ao menor coeficiente de fissuração, foram alcançados em K igual a 0,075 e 0,295, respectivamente. Um ponto notável, como previsto, foi que a relação entre os coeficientes para o aço CA-50 e o CA-70 permaneceu constante, mantendo-se em 1,40 em toda a faixa de variação do coeficiente K . Isso indicava que, independentemente da carga aplicada a um elemento de concreto armado, a proporção entre os coeficientes do aço CA-50 e do CA-70 permanecia inalterada.

5.2.2 Variações em K para Concreto de 30 MPa, Abertura de Fissuras de 0,3 mm e Ø12,5 mm

O próximo passo envolveu a realização de uma análise semelhante, considerando uma bitola de Ø12,5 mm, concreto com resistência f_{ck} de 30 MPa e uma abertura de fissura de 0,3 mm. Os resultados correspondentes a esses parâmetros foram apresentados na Tabela 7.

Tabela 6 - Coeficiente de Fissuração para Variações de K – (30 MPa, Ø12,5 mm, wk 0,3 mm)



Fonte: Autoria Própria (2023)

5.2.3 Coeficiente de Fissuração Inferior a 1,0 e Vantagens do Uso de Barras com Diâmetros Menores

Ao analisarmos os dados da Tabela 7, com foco no ponto do eixo das abscissas onde K era igual a 0,138, observamos que o coeficiente de fissuração para o aço CA-50 era 0,725, enquanto para o aço CA-70 era 1,002. Tínhamos para o ponto em análise, um valor de A_s igual a 13,97 cm² para o aço CA-50 e 9,98 cm² para o aço CA-70. Essa diferença de 1,4 entre os valores se manteve consistente em todas as etapas. Após as correções necessárias na taxa de aço para atender ao estado limite de fissuração, obtivemos as seguintes quantidades de aço corrigido:

$$A_{s,corrigido,CA-50} = 13,97 \text{ cm}^2 \cdot 1,000 = 13,97 \text{ cm}^2 \quad (41)$$

$$A_{s,corrigido,CA-70} = 9,98 \text{ cm}^2 \cdot 1,002 = 10,00 \text{ cm}^2 \quad (42)$$

É importante notar que o coeficiente de fissuração para o aço CA-50 é de 0,725. No entanto, em nossos cálculos, adotamos o valor de 1,0 para garantir que a quantidade de armadura atendesse aos requisitos do estado limite último.

Através dos resultados que obtivemos acima, notamos que houve discrepância de 39,7% na relação entre a quantidade de aço necessária para o aço CA-50 e o CA-70. Em outras palavras, optar pelo aço CA-70 permitiu alcançar uma redução significativa no peso da armadura em comparação com o aço CA-50.

Concluimos que, quando o valor do coeficiente de fissuração foi inferior a 1,0, não foi necessário ajustar a armadura calculada para atender ao estado limite de abertura de fissuras. Além disso, quando o coeficiente de fissuração foi inferior a 1,0 nos cálculos envolvendo o aço CA-50, a diferença na quantidade de armadura em relação ao aço CA-70 tendeu a evoluir de uma situação não econômica para uma economia de até 40% no peso final de aço.

Em última análise, quando o coeficiente de fissuração do aço CA-50 foi inferior a 0,714, a utilização do aço CA-70 resultou sempre em uma economia de peso de aço de 40% em comparação com o aço CA-50.

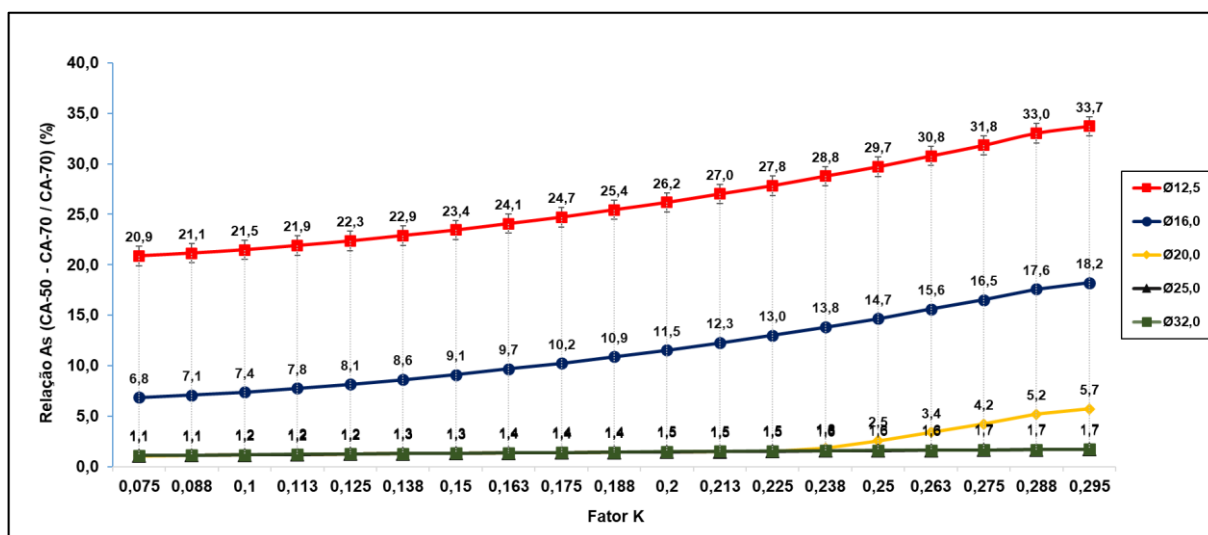
Ao examinarmos os dados da Tabela 7 e os compararmos com os resultados da Tabela 6, tornou-se evidente que o uso de barras com menor diâmetro reduziu os efeitos da fissuração no concreto armado. A fissuração estava diretamente relacionada à tensão de serviço da barra, sua área e seu perímetro. A interação entre o concreto e a barra de aço foi determinada pela área de contato entre esses elementos, ou seja, pelo perímetro da barra de aço. A relação entre a área e o perímetro das barras de aço não seguia uma linearidade. Por exemplo, uma barra de aço de $\varnothing 12,5$ mm possuía uma área de $1,22 \text{ cm}^2$ e um perímetro de 3,92 cm, enquanto uma barra de $\varnothing 20,0$ mm possuía uma área de $3,14 \text{ cm}^2$, cerca de 2,527 vezes maior que a barra de $\varnothing 12,5$ mm. A barra de $\varnothing 20,00$ mm tinha um perímetro de 6,28 cm, 1,60 vezes maior que a barra de $\varnothing 12,5$ mm.

Portanto, para uma mesma tensão de serviço, as barras de maior diâmetro ficavam sujeitas a maiores esforços e possuíam uma área de contato menor. Isso resultava em uma fissuração mais acentuada nos elementos de concreto armado.

5.3 Resultado Geral: Tabelas e Relações Entre Armaduras

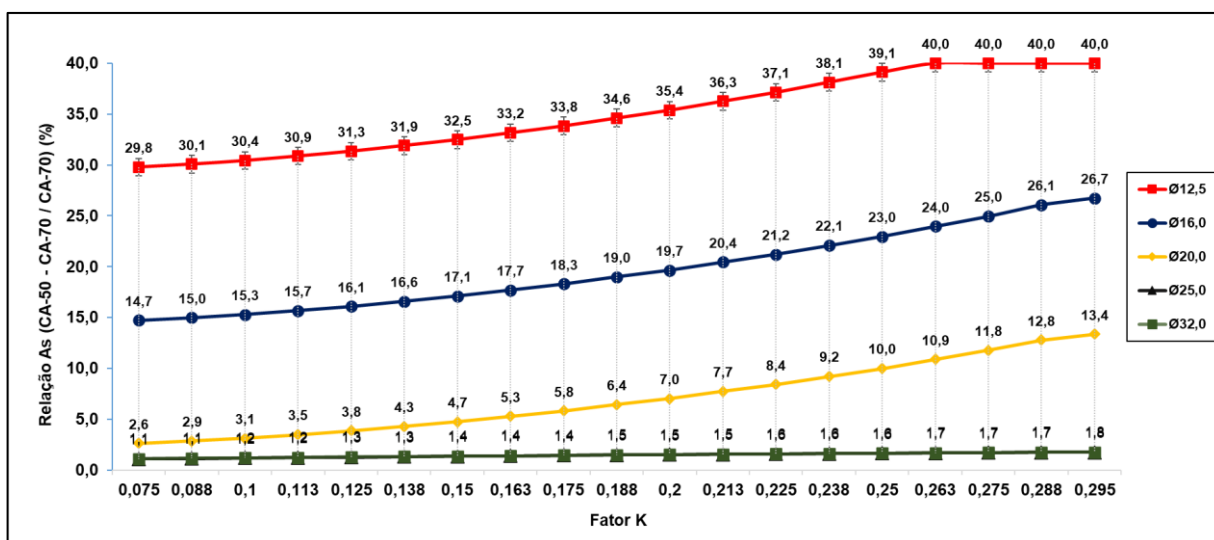
Neste capítulo, apresentaremos os resultados da nossa análise por meio de tabelas que avaliam a relação entre a armadura efetiva, levando em consideração a correção devida à fissuração, dos tipos de aço CA-70 e CA-50. As Tabelas 8 a 19 foram elaboradas considerando diferentes valores de resistência à compressão (f_{ck}) e aberturas de fissuras entre 0,3 mm e 0,2 mm. Vale ressaltar que consideramos vantajosas apenas as situações em que a vantagem inicial já ultrapassa 10%, dado que o aço CA-70 tende a ser 10% mais caro em comparação com o aço CA-50, conforme determinado no item 4.2 deste trabalho.

Tabela 7 – Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (20 MPa, wk 0,3 mm)



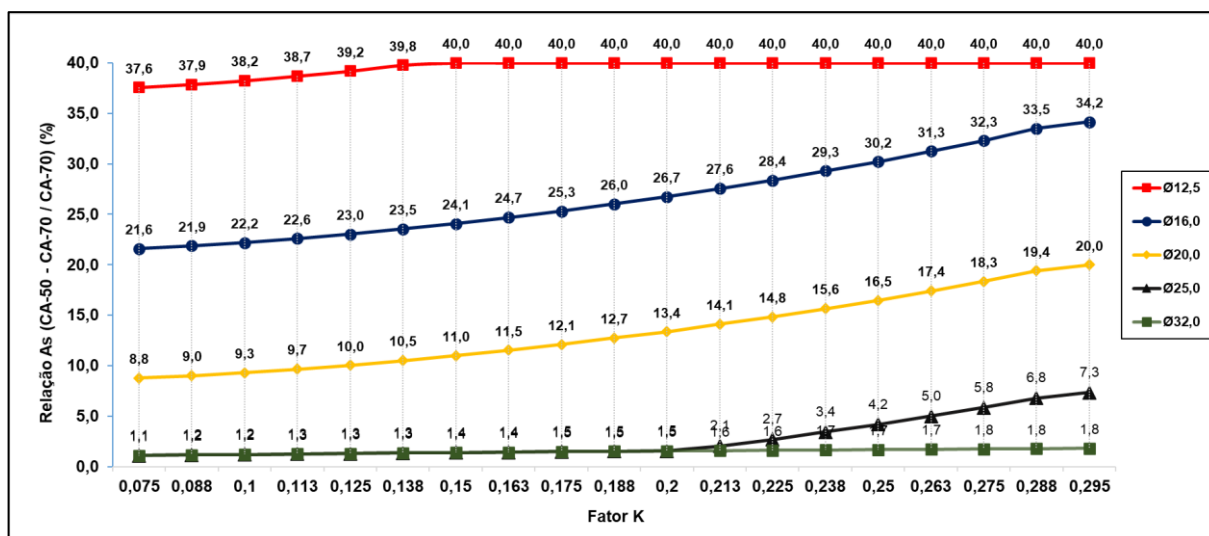
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 8 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (25 MPa, wk 0,3 mm)



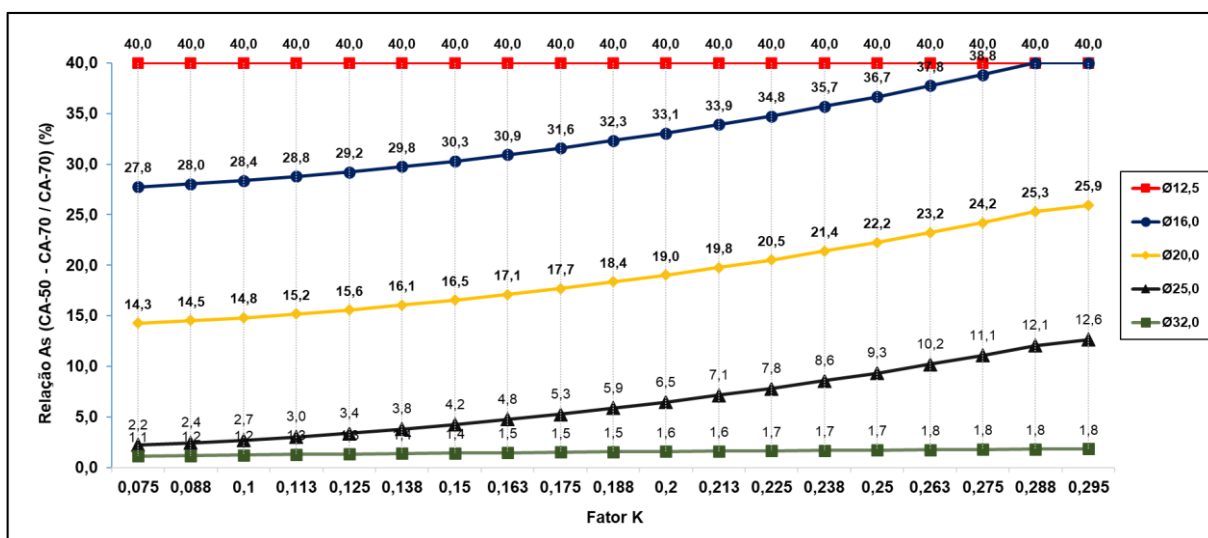
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 9 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (30 MPa, wk 0,3 mm)



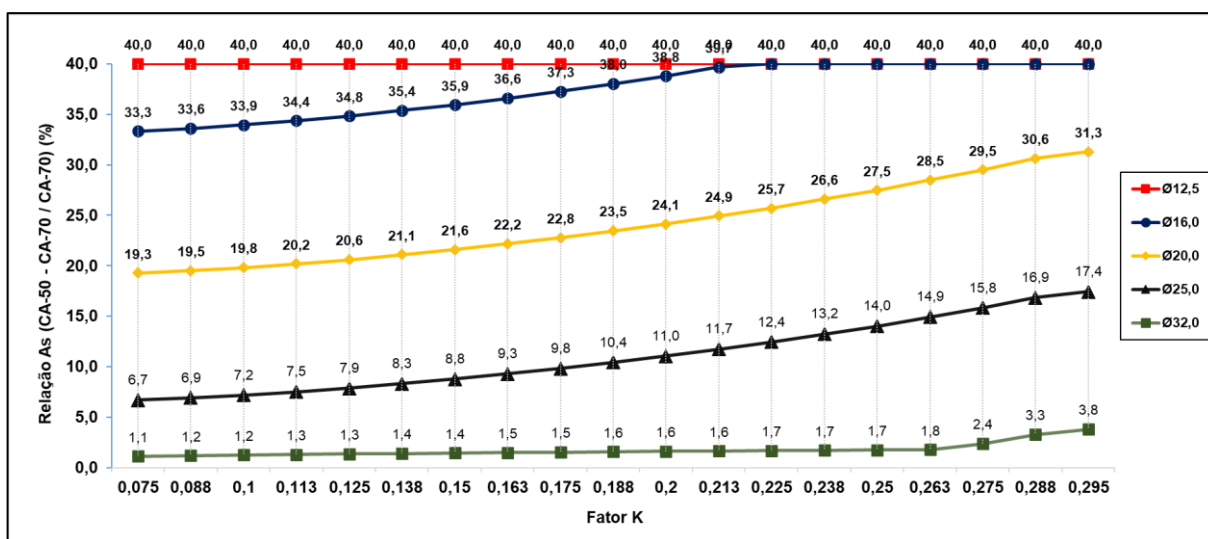
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 10 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (35 MPa, wk 0,3 mm)



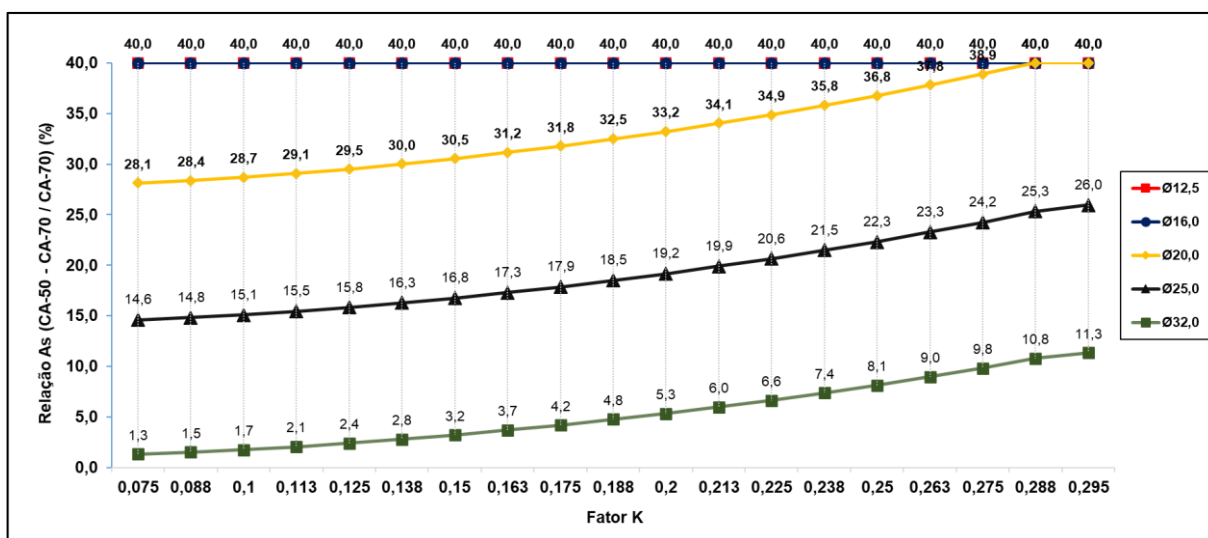
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 11 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (40 MPa, wk 0,3 mm)



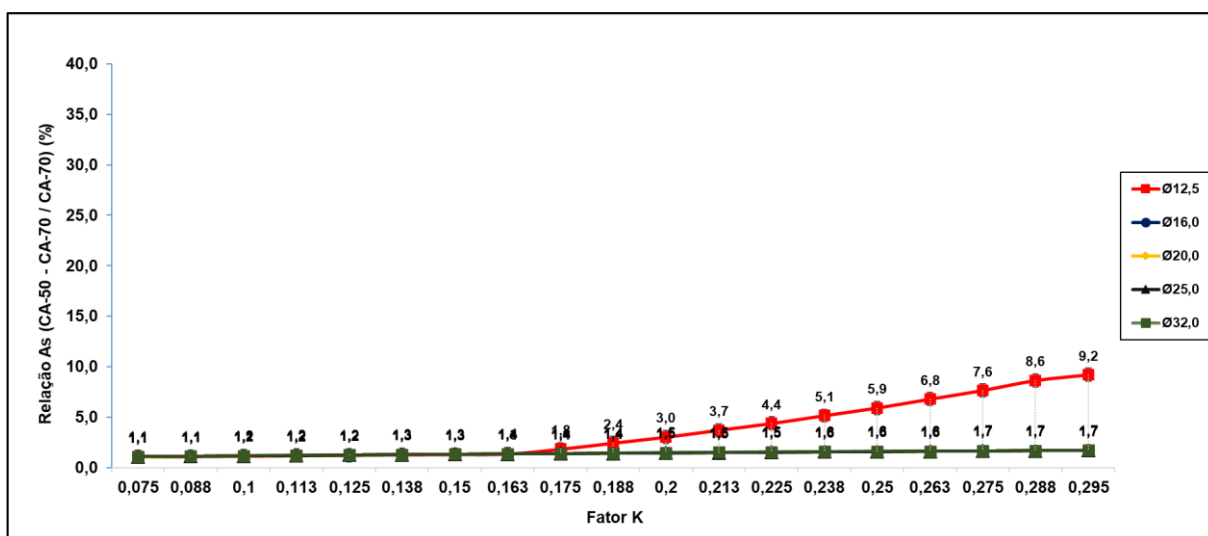
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 12 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (50 MPa, wk 0,3 mm)



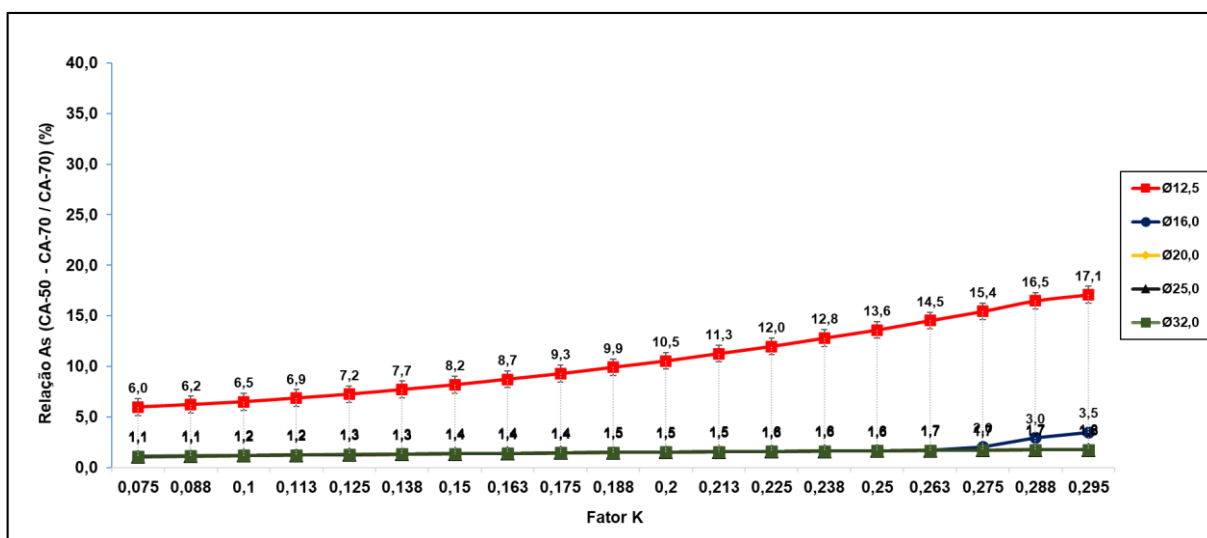
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 13 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (20 MPa, wk 0,2 mm)



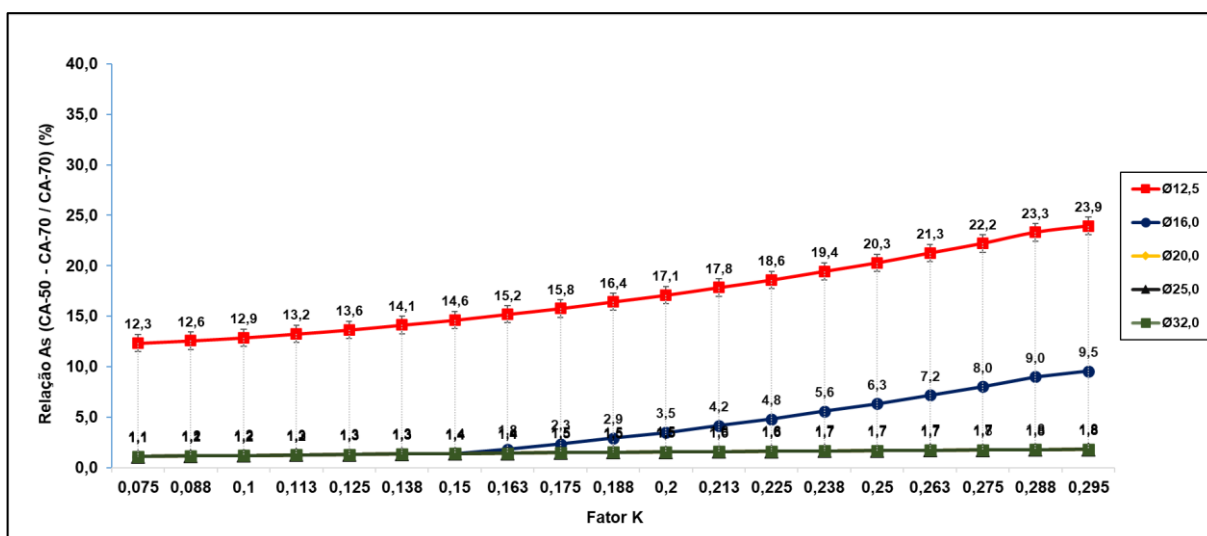
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 14 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (25 MPa, wk 0,2 mm)



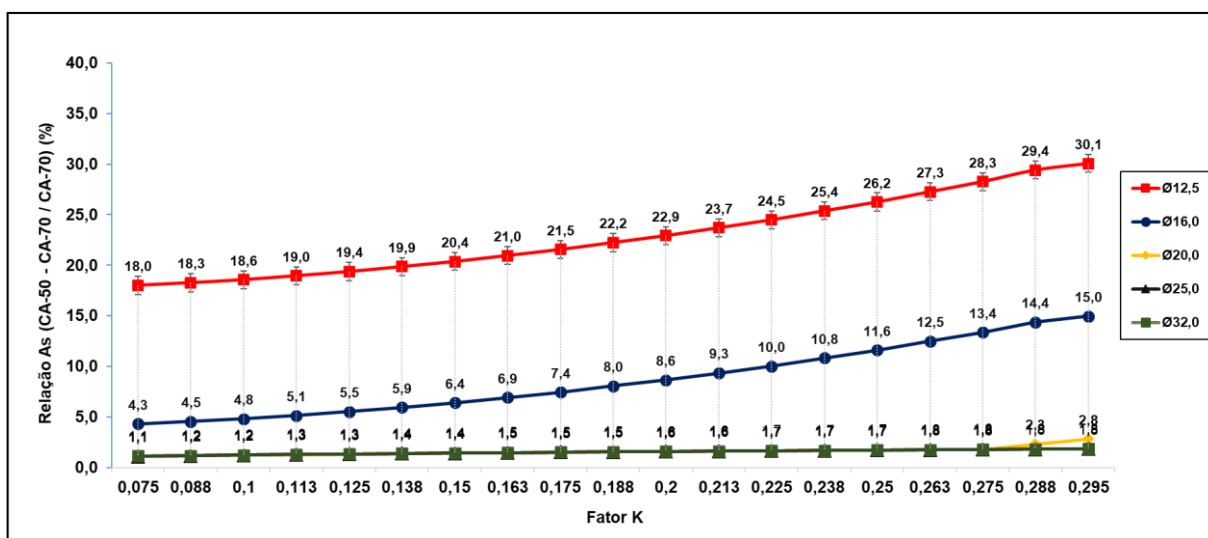
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 15 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (30 MPa, wk 0,2 mm)



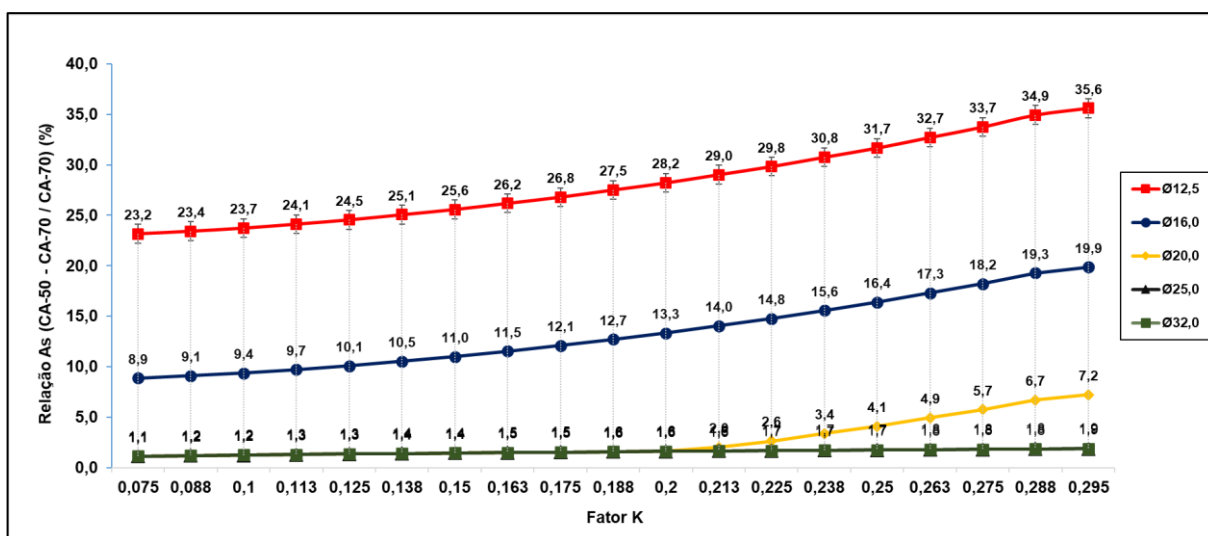
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 16 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (35 MPa, wk 0,2 mm)



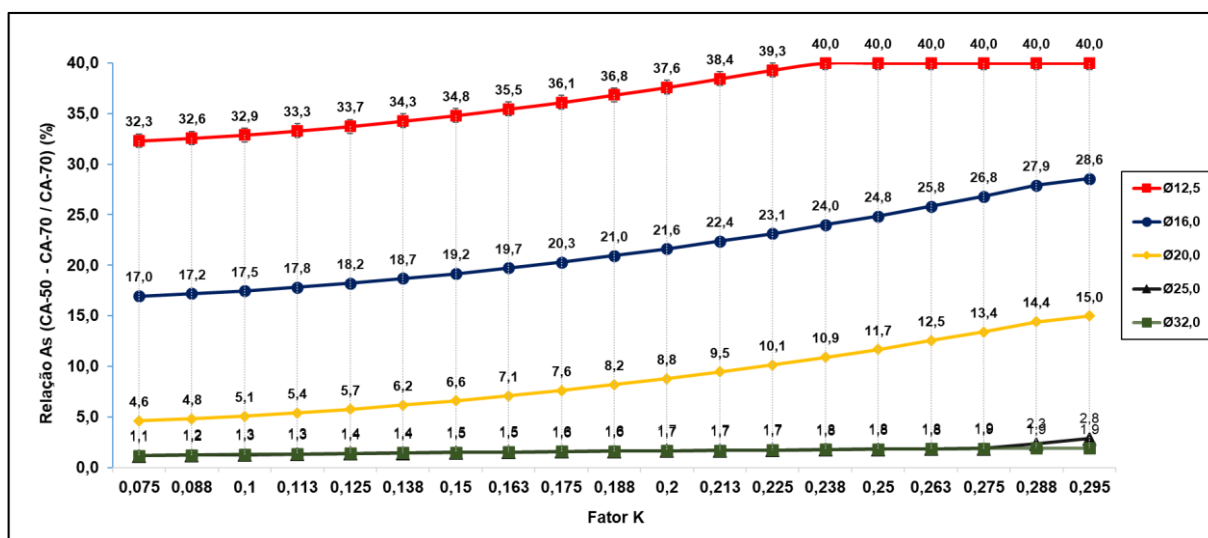
Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 17 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (40 MPa, wk 0,2 mm)



Fonte: Autoria Própria (2023)

Tabela 18 - Relação da taxa de aço utilizando os aços CA-70 e CA-50 – (50 MPa, wk 0,2 mm)



Fonte: Autoria Própria (2023)

Com base nos resultados apresentados nas Tabelas 8 a 13, com uma abertura máxima de fissura de 0,3 mm, destaca-se o seguinte:

- A barra de aço com diâmetro de Ø12,5 mm mostrou-se vantajosa em todos os casos. As barras com diâmetros de Ø16,0 mm e Ø20,0 mm apresentaram uma economia superior a 10% quando o concreto tinha uma resistência à compressão (f_{ck}) igual ou superior a 25 MPa e 35 MPa, respectivamente.
- A barra de Ø25,0 mm demonstrou ser pouco eficiente, com vantagem superior a 10% apenas para o concreto com f_{ck} igual ou superior a 50 MPa. A barra de Ø32,0 mm não se mostrou eficiente em nenhum dos casos.

Com base nos resultados apresentados nas Tabelas 14 a 19, com uma abertura máxima de fissura de 0,2 mm, destaca-se:

- As barras de Ø12,5 mm e Ø16,0 mm demonstraram uma economia superior a 10% quando o concreto tinha uma resistência à compressão (f_{ck}) igual ou superior a 30 MPa e 45 MPa, respectivamente.

- As demais bitolas de barras não demonstraram ser suficientes para proporcionar uma economia considerável.

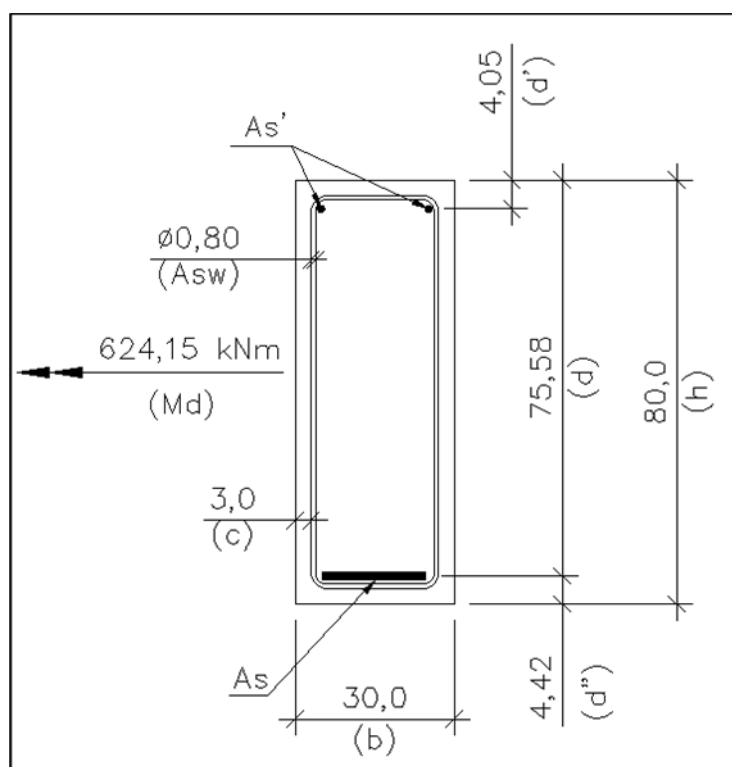
5.4 Estudo Comparativo para Vigas com Aços CA-50 e CA-70

Neste capítulo, apresentamos um estudo de caso referente ao detalhamento de uma viga de concreto armado levando em consideração a utilização dos aços CA-50 e CA-70. Os seguintes parâmetros foram utilizados:

- Resistência característica do concreto (f_{ck}): 30 Mpa;
- Largura da seção transversal (b): 30 cm;
- Altura da seção transversal (h): 80 cm;
- Momento fletor característico (M): 425,82 kNm;
- Momento fletor de cálculo (M_d): 624,15 kNm;
- Coeficiente de ponderação da combinação (γ_c): 1,40;
- Momento adimensional K inicial = 0,200;
- Bitola da armadura tracionada: Ø12,5 mm;
- Bitola da armadura comprimida: Ø5,0 mm;
- Bitola da armadura transversal: Ø8,0 mm;
- Cobrimento (c): 3,00 cm;
- Distância da fibra mais comprimida até a armadura comprimida (d'): 4,05 cm;
- Altura útil inicial da seção (d): 75,58 cm;
- Abertura de fissuras limite (w_k): 0,3 mm;
- Resistência característica do aço CA-50 (f_{yk}): 500 Mpa;
- Resistência característica do aço CA-70 (f_{yk}): 700 Mpa;
- Módulo de elasticidade secante E_{cs} do concreto: 26838,4 Mpa;
- Módulo de elasticidade E_s do aço: 210000,0 Mpa;

A Figura 8 apresenta a seção transversal típica da viga em análise.

Figura 8 - Seção transversal típica da viga



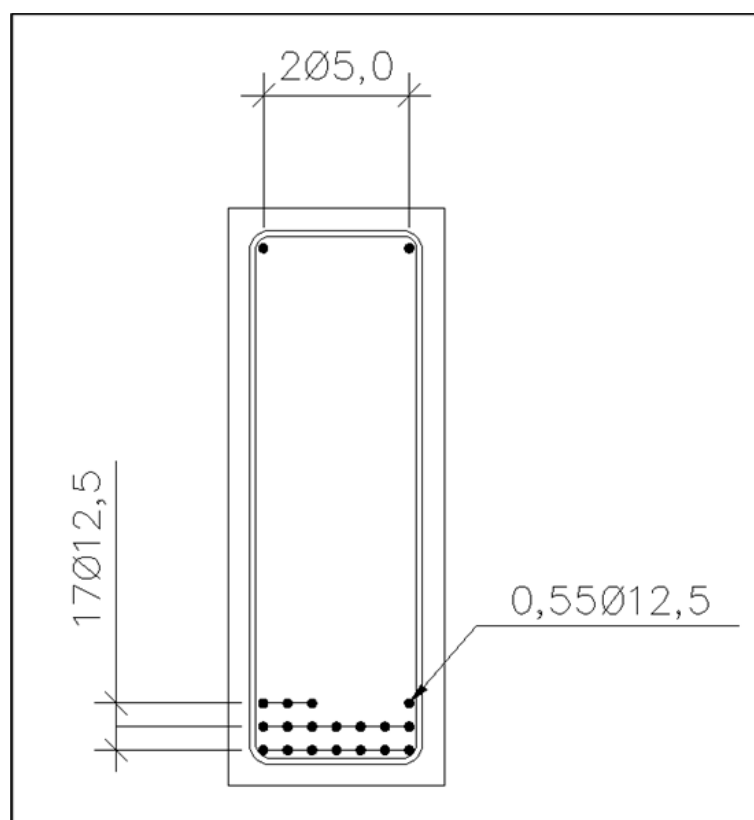
Fonte: Autoria própria (2023)

Resultados do Dimensionamento com Aço CA-50:

- Momento adimensional $K = 0,200$;
- Coeficiente de fissuração $= 0,708 < 1,0$;
- Área de aço calculada (A_s) $= 21,41 \text{ cm}^2$;
- Detalhamento: Adotado 17,55 $\varnothing 12,5 \text{ mm}$ (7,0 barras na primeira e segunda camada, e 3,55 barras na terceira camada).

A Figura 9 detalha a disposição da armadura na viga com aço CA-50.

Figura 9 - Detalhamento da viga com aço CA-50



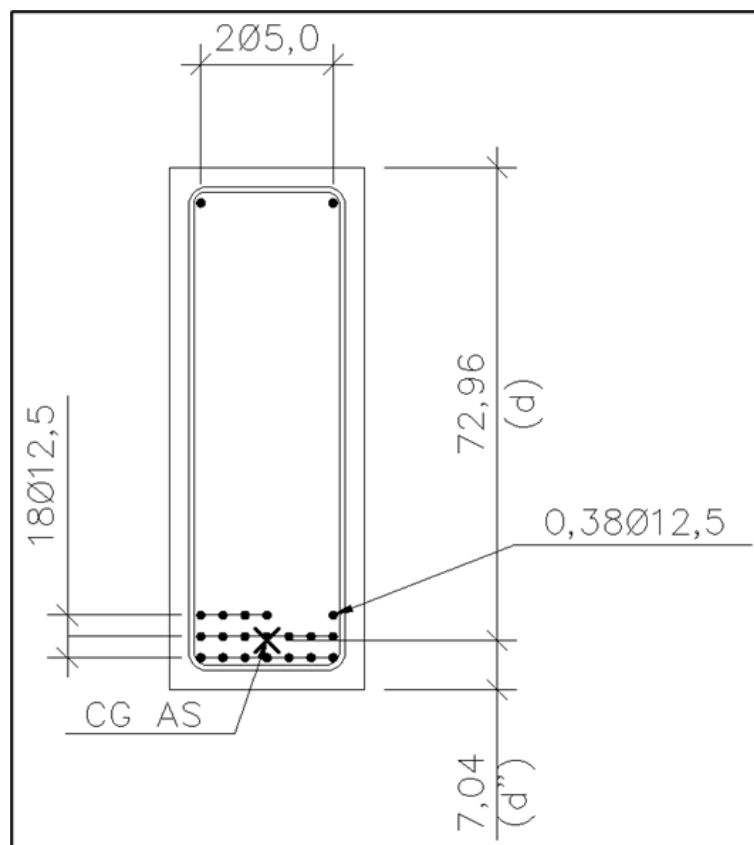
Fonte: Autoria própria (2023)

Devido à mudança nas camadas de barras, o centro geométrico das armaduras foi ajustado, impactando o valor de "d". Os novos parâmetros após esses ajustes foram:

- Profundidade da linha neutra (d) = 72,96 cm;
- Coeficiente de fissuração = 0,703 < 1,0;
- Momento adimensional K final = 0,215;
- Área de aço calculada (A_s) = 22,42 cm²;
- Inércia da seção no estágio II (E_{II}) = 559801,8 cm⁴;
- Detalhamento corrigido: Adotado 18,38 Ø 12,5 mm (7,0 barras na primeira e segunda camada, e 4,38 barras na terceira camada).

A Figura 10 apresenta o detalhamento corrigido da viga com aço CA-50.

Figura 10 - Detalhamento corrigido da viga com aço CA-50



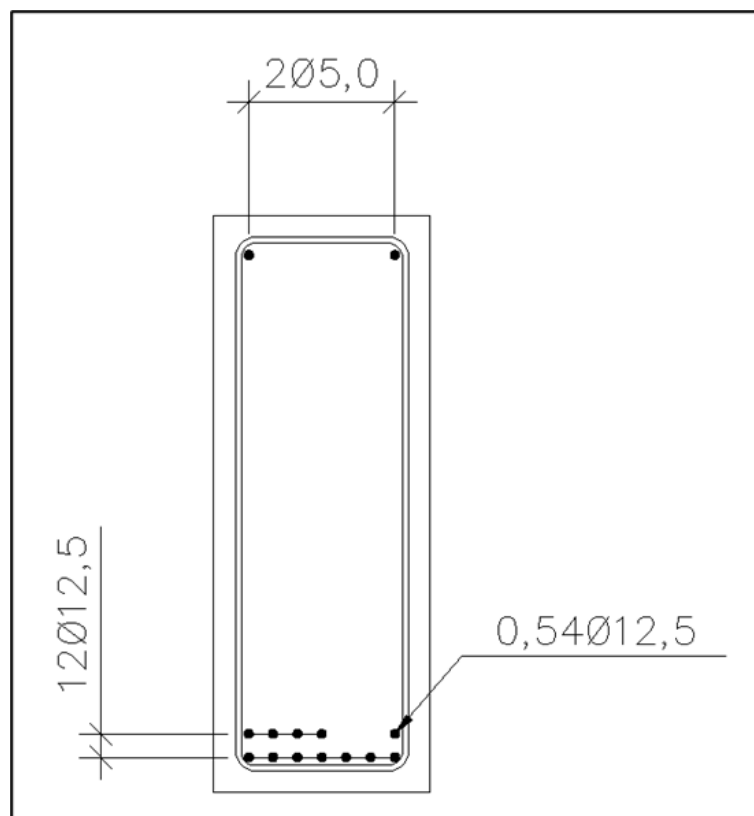
Fonte: Autoria própria (2023)

Resultados do Dimensionamento com Aço CA-70:

- Momento adimensional $K = 0,200$;
- Coeficiente de fissuração $= 0,976 < 1,0$;
- Área de aço calculada (A_s) $= 15,29 \text{ cm}^2$;
- Detalhamento: Adotado $12,54 \text{ } \varnothing 12,5 \text{ mm}$ (7,0 Barras na primeira e 5,54 barras na segunda camada, respectivamente).

A Figura 11 detalha a disposição da armadura na viga com aço CA-70.

Figura 11 - Detalhamento da viga com aço CA-70



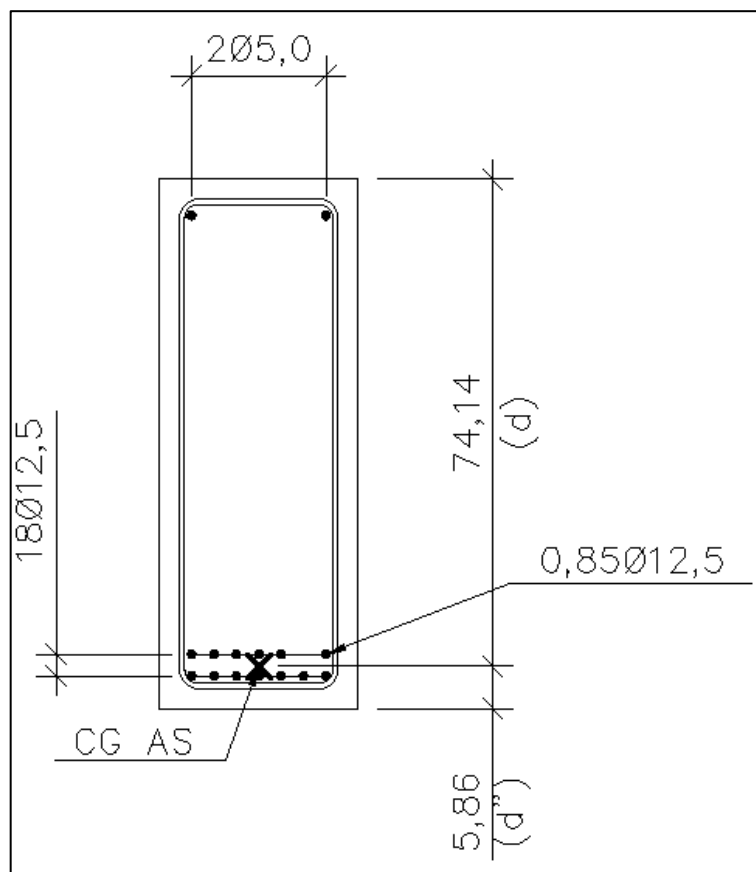
Fonte: Autoria própria (2023)

Após ajustes, os novos parâmetros foram:

- Profundidade da linha neutra (d) = 74,14 cm;
- Coeficiente de fissuração = 0,972 < 1,0;
- Área de aço calculada (A_s) = 15,68 cm²;
- Momento adimensional K final = 0,208;
- Inércia da seção no estágio II (E_{II}) = 439811,3 cm⁴
- Detalhamento corrigido: Adotado 12,85 Ø 12,5 mm (7,0 barras na primeira e 5,85 barras na segunda camada, respectivamente).

A Figura 12 apresenta o detalhamento corrigido da viga com aço CA-70.

Figura 12 - Detalhamento corrigido da viga com aço CA-70



Fonte: Autoria própria (2023)

Com base nessas considerações, concluímos que ambas as vigas foram projetadas para suportar um mesmo momento fletor de cálculo. No entanto, a altura útil " d " emergiu como um fator crucial na capacidade de carga da viga. Os coeficientes K , que indicam a posição da linha neutra, assumiram valores de 0,215 e 0,208 para as vigas com aço CA-50 e CA-70, respectivamente. Essa discrepância evidencia que as vigas com o aço CA-70 apresentam uma ductilidade superior, uma vez que essa viga possui uma margem maior antes que o valor de K atinja o limite de 0,295. Após esse limite, seria necessário trabalhar com seções superarmadas, que devem ser evitadas devido a custos adicionais.

Ao examinarmos os resultados, observamos que a escolha do aço CA-70 não apenas resultou em uma redução significativa no número de barras, mas também mitigou o congestionamento de armaduras, contribuindo para um aumento na eficiência produtiva. Além disso, essa opção proporcionou uma economia no peso do aço de 43%, superando os limites previamente estabelecidos, situados na faixa de 40%.

Um aspecto adicional, que está além do escopo deste trabalho, diz respeito à análise das flechas. Com base nos resultados obtidos, a inércia no estágio II para as vigas com aço CA-50 e CA-70 é de 559.801,8 cm⁴ e 439.811,3 cm⁴, respectivamente. A viga com o aço CA-50 demonstra possuir uma inércia 27,3% superior quando comparada à viga que utiliza o aço CA-70, impactando diretamente no cálculo das flechas em elementos fletidos.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta pesquisa, aprofundamos nossa compreensão sobre o comportamento estrutural de elementos de concreto armado sujeitos à flexão simples, com foco na influência do aço CA-70 em relação ao CA-50. Nossas análises revelaram variações significativas no desempenho dos elementos de concreto armado, destacando a sensibilidade da estrutura a diferentes condições, como resistências à compressão do concreto, diâmetros de aço da armadura tracionada, valores do momento adimensional K e abertura de fissuras.

Na primeira fase da pesquisa, constatou-se que a eficiência na economia de aço, considerando Estados Limites de Utilização (ELU) e Estados Limites de Serviço (ELS), estava diretamente vinculada ao f_{ck} do concreto e à escolha da bitola da armadura tracionada. Ao restringir a abertura de fissuras a 0,3 mm, observou-se que as bitolas de Ø12,5 mm e Ø16,0 mm proporcionaram economias de até 40% na taxa final de aço para concretos com f_{ck} de 25 MPa e 35 MPa, respectivamente, durante a análise de dimensionamento de um elemento sujeito à flexão simples, empregando os aços CA-70 e CA-50.

Essa economia foi atribuída ao fato de que bitolas de menor diâmetro minimizaram os efeitos no cálculo dos coeficientes de fissuração para o atendimento ao ELS-W, conforme verificado na prática. Por outro lado, bitolas de maior diâmetro, como Ø25,0 mm e Ø32,0 mm, não demonstraram desempenho satisfatório. Além disso, observou-se que, à medida que o f_{ck} do concreto aumentava, havia menor impacto na verificação da fissuração do elemento, devido à relação direta entre a resistência média à tração do concreto ($f_{ct,m}$) e a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), onde valores mais elevados para a resistência à tração influenciavam significativamente o cálculo do coeficiente de fissuração.

Ao analisarmos os dados obtidos na primeira fase para a abertura de fissuras de 0,2 mm, destacamos que um critério mais rigoroso no limite de abertura de fissuras teve um impacto menos satisfatório nos resultados em comparação com os dados obtidos para o limite de abertura de fissuras de 0,3 mm. Nesse cenário, apenas as bitolas de Ø12,5 mm e Ø16,0 mm mostraram uma economia inicial de 10% na taxa final de aço ao utilizar concretos com f_{ck} de 30 MPa e 45 MPa, respectivamente. As demais bitolas não se mostraram vantajosas.

Na segunda fase do projeto, os resultados indicam uma economia na taxa final de aço de aproximadamente 43% para os elementos de vigas, um pequeno aumento em relação aos 40% encontrados na primeira fase. Essa diferença decorre do fato de que, nos elementos de vigas, ao utilizar o aço CA-70, o número de barras encontrado para o ELU é menor em comparação com o aço CA-50. Quando há a necessidade de acomodar essas barras em mais de uma camada, isso impacta diretamente na altura útil (d) do elemento analisado, exigindo correções na taxa de aço devido aos novos parâmetros geométricos do elemento.

A utilização do aço CA-70, como mencionado, resulta em menos barras, e, devido a isso, os impactos na posição do centro de gravidade da armadura tracionada não são tão significativos em comparação com o aço CA-50. Isso resulta em uma economia que supera os 40%, o que é o máximo quando analisamos elementos com barras apenas em uma camada.

Diante disso, a introdução do aço CA-70 destaca-se como uma alteração potencialmente vantajosa para otimização de custos e eficiência estrutural, revelando-se como uma alternativa promissora ao CA-50. Embora o CA-70 seja mais recente e não detalhado nas normas existentes, sua superioridade econômica em determinados contextos de projeto é evidente ao comparar as taxas finais de armadura.

Considerando análises econômicas simplificadas, respaldadas pela metodologia adotada, o CA-70 se destaca ao oferecer economias significativas sem comprometer a segurança e funcionalidade estrutural. Nesse contexto específico da pesquisa, sua vantagem se torna mais evidente quando a relação de armadura calculada ultrapassa determinado patamar, proporcionando informações valiosas para engenheiros civis na seleção de materiais e práticas de dimensionamento para elementos de concreto armado sujeitos à flexão simples.

7 REFERÊNCIAS

ARCELORMITTAL. **ArcelorMittal 50 Soldável de Alta Resistência CA-50 S/AR**. Catálogo. 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7480: **Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado — Requisitos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8522-1: **Concreto endurecido — Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 1: Módulos estáticos à compressão**. Rio de Janeiro: ABNT, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8681: **Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 8953: **Concreto para fins estruturais — Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência**. Rio de Janeiro: ABNT, 2015.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto I – Flexão Normal Simples - Vigas**. Apostila apresentada na disciplina de Estruturas de Concreto I, do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista UNESP, Campus de Bauru/SP, 2023.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto I – Fundamentos do Concreto Armado**. Apostila apresentada na disciplina de Estruturas de Concreto I, do curso de Engenharia Civil da Universidade Estadual Paulista UNESP, Campus de Bauru/SP, 2023.

CALDAS, Antônio Jorge de Assunção. **Avaliação de abertura de fissuras de flexão em vigas de concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

GERDAU. **Aço GERDAU GG 70**. Catálogo. 2023.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de Concreto - Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 1ª ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977.

SILVA, Ney Amorim. **Concreto Armado I** – Apostila apresentada na disciplina de Concreto Armado I do Curso de Especialização em Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais UFMG. Belo Horizonte, 2018.

TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA. Relatório de Ensaio N° 22052118 MCSP. São Paulo: TORK Controle Tecnológico de Materiais LTDA., 20 de Maio de 2022.

TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA. **Relatório de Ensaio N° 22052119 MCSP**. São Paulo: TORK Controle Tecnológico de Materiais LTDA., 20 de Maio de 2022.

TORK CONTROLE TECNOLÓGICO DE MATERIAIS LTDA. **Relatório de Ensaio N° 22052120 MCSP**. São Paulo: TORK Controle Tecnológico de Materiais LTDA., 20 de Maio de 2022.