



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

DAVID CHRISTIAN DA SILVA ALMEIDA

**AVALIAÇÃO DA VIABILIDADE DO USO DE AÇO CA-70 EM
PROJETO DE BLOCO DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO ARMADO**

SÃO CARLOS - SP

2025

DAVID CHRISTIAN DA SILVA ALMEIDA

AVALIAÇÃO DA VIABILIDADE DO USO DE AÇO CA-70 EM PROJETO
DE BLOCO DE FUNDAÇÃO EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de São Carlos, como parte dos
requisitos para a conclusão da
graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Guilherme Aris
Parsekian.

São Carlos - SP

2025

AGRADECIMENTOS

Dedico este trabalho, primeiramente, a Deus, fonte da minha vida e Aquele que me sustentou até aqui.

Sou infinitamente grato aos meus pais, que sempre me apoiam, incentivam e tornam possível a realização dos meus sonhos.

À minha namorada e aos meus amigos, agradeço pelos momentos de alegria, leveza e companhia que tornaram mais tranquila a jornada de elaboração deste trabalho.

Por fim, deixo um agradecimento especial ao meu orientador, que me guiou pacientemente, sempre oferecendo conselhos e direcionamentos que tornaram possível a confecção deste trabalho.

RESUMO

Este trabalho avaliou a viabilidade do uso do aço CA-70 em substituição ao aço CA-50 no dimensionamento de blocos de fundação. O estudo investigou os efeitos dessa substituição sobre diferentes dimensões de blocos, classes de concreto e capacidade de carga das estacas, quantificando o consumo de materiais e analisando o desempenho estrutural dos elementos. Para isso, os blocos foram dimensionados analiticamente, quantificados os consumos de concreto e aço das armaduras principais. A análise considerou variáveis como geometria do bloco, número e diâmetro das estacas e propriedades do concreto, permitindo comparar as opções de aço em termos de eficiência estrutural e econômica. Os resultados indicam que o CA-70 tende a proporcionar redução no consumo de aço das armaduras principais em blocos de grandes dimensões, enquanto em blocos menores o uso do aço CA-50 ainda é economicamente mais viável. Assim, é necessário avaliar a adoção caso a caso.

Palavras-chave: Aço CA-70; Grade 100; Blocos de fundação; Concreto armado; Eficiência estrutural; Consumo de materiais.

ABSTRACT

This study evaluated the feasibility of using CA-70 steel as a substitute for CA-50 steel in the design of foundation blocks. The investigation examined the effects of this substitution on different block dimensions, concrete strength classes, and pile load capacities, quantifying material consumption and analyzing the structural performance of the elements. For this purpose, the blocks were analytically designed, and the concrete and main reinforcement steel consumptions were quantified. The analysis considered variables such as block geometry, number and diameter of piles, and concrete properties, allowing for a comparison between steel options in terms of structural and economic efficiency. The results indicate that CA-70 tends to reduce the amount of steel required for the main reinforcement in large foundation blocks, whereas in smaller blocks the use of CA-50 remains more economically advantageous. Therefore, the adoption of CA-70 should be evaluated on a case-by-case basis.

Keywords: CA-70 steel; Grade 100; Foundation blocks; Reinforced concrete; Structural efficiency; Material consumption.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Aderência por adesão.....	5
Figura 2 - Aderência por adesão.....	5
Figura 3 - Aderência mecânica.....	6
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto comprimido.....	7
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto tracionado.....	8
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o aço.....	9
Figura 7 - Diagrama real de tensão-deformação para os aços CA-70 e CA-50 da ArcelorMittal.....	10
Figura 8 - Largura de fissuras e tensão de aderência em função das resistências das barras de aço.....	16
Figura 9 - Comprimento de ancoragem em função da resistência das barras.....	17
Figura 10 - Consumo de aço da armadura longitudinal para concreto C20 (a) e concreto C30 (b).....	19
Figura 11 - Curvas de tensão-deformação CA-50 (12,5 mm).....	21
Figura 12 - Curvas de tensão-deformação CA-70 (12,5 mm).....	21
Figura 13 - Curvas de tensão-deformação CA-50 (20 mm).....	22
Figura 14 - Curvas de tensão-deformação CA-70 (20 mm).....	22
Figura 15 - Comparação entre fatores de redução da tensão de escoamento ($k_{S,}$).....	23
Figura 16 - Comparação entre fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{Es,}$).....	24
Figura 17 - Curva S–N do CA-50 conforme fib Model Code 2010 e curva S–N experimental do ArcelorMittal CA- 70 S/AR para diâmetro 16 mm.....	26
Figura 18 - Seções utilizadas na comparação.....	30
Figura 19 - Resultados obtidos.....	31
Figura 20 - Bielas de concreto no bloco sobre duas estacas.....	35
Figura 21 - Fluxograma da metodologia.....	38
Figura 22 - representação esquemática de bloco sobre 2 estacas.....	41
Figura 23 - Área da biela de concreto na base do pilar e no topo da estaca.....	43

Figura 24 - Indicação da dimensão “B” do bloco.....	47
Figura 25 - Detalhamento de armaduras para bloco sobre duas estacas.....	48
Figura 26 - Representação esquemática de bloco sobre 3 estacas.....	52
Figura 27 - Corte A.....	52
Figura 28 - Armaduras paralelas aos lados e malha.....	60
Figura 29 - Armaduras de pele e malha superior.....	61
Figura 30 - Representação esquemática de bloco sobre 4 estacas.....	61
Figura 31 - Detalhamento de armaduras para o bloco sobre 4 estacas.....	70
Figura 32 - Representação esquemática da ancoragem da armadura principal.....	71
Figura 35 - Consumo de concreto total de cada Bloco.....	77
Figura 36 - Variação do consumo de concreto da opção de detalhamento “b” em relação ao consumo de concreto dos blocos com CA-50.....	78
Figura 38 - Variação do consumo de aço das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50.....	80
Figura 39 - Custo total do concreto de cada Bloco.....	82
Figura 40 - Variação do custo do concreto da opção de detalhamento CA-70 (b) em relação ao custo de concreto dos blocos com CA-50 (Resultado gráfico).....	84
Figura 41 - Custo total de aço para cada classe de resistência.....	85
Figura 42 - Variação do custo de aço das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50.....	87
Figura 43 - Custo total de concreto + aço.....	88
Figura 44 - Variação do custo total (concreto + aço) das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50.....	90

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Diâmetros comerciais dos fios.....	11
Tabela 2 - Diâmetros comerciais das barras.....	12
Tabela 4 - Diâmetros comerciais encontrados no Brasil.....	13
Tabela 5 - Modelos de cálculo para comprimento de ancoragem básico.....	27
Tabela 6 - Resumo dos coeficientes dos modelos de cálculo.....	28
Tabela 7 - Cargas resistentes de estacas diversas.....	33
Tabela 8 - Cargas de catálogo da estaca hélice contínua.....	34
Tabela 9 - Comparação de comprimentos de ancoragem entre CA-50 e CA-70 para um caso genérico.....	74
Tabela 10 - Preços do concreto (SINAPI).....	81
Tabela 11 - Preços dos vergalhões CA-50 (SINAPI).....	81
Tabela 12 - Preços dos vergalhões CA-70.....	81
Tabela 13 - Variação do custo do concreto da opção de detalhamento “b” em relação ao custo de concreto dos blocos com CA-50 (Resultado numérico).....	83
Tabela 14- Custo total de aço para cada classe de resistência.....	86
Tabela 15 - Variação do custo total (concreto + aço) das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50 (Resultado numérico).....	89
Tabela 16 - Resumo dos consumos de concreto e aço.....	91
Tabela 17 - Resumo dos custos totais.....	92

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA.....	1
2 OBJETIVO.....	3
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 ADERÊNCIA.....	4
3.2 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	6
3.2.1 Concreto comprimido.....	7
3.2.2 Concreto tracionado.....	8
3.2.3 Aço.....	9
3.2.3.1 Aço CA-70.....	10
3.3 AÇOS NORMALIZADOS NO BRASIL.....	11
3.4 NORMAS INTERNACIONAIS.....	14
3.5 LIMITAÇÕES DO USO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA.....	14
3.5.1 Abertura de fissuras e aderência.....	15
3.5.2 Ancoragem.....	17
3.6 DESEMPENHO FAVORÁVEL DO AÇO CA-70.....	18
3.6.1 Redução de área de aço para elementos fletidos.....	18
3.6.2 Comportamento em altas temperaturas.....	20
3.6.3 Fadiga.....	24
3.7 MODELO DE CÁLCULO DA ANCORAGEM.....	26
3.8 ESTACAS.....	32
3.9 BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	34
3.9.1 Modelo de cálculo: Blévoit.....	35
4 METODOLOGIA.....	37
4.1 ETAPAS DE PESQUISA.....	37
4.1.1 Levantamento teórico e normativo.....	39
4.1.2 Definição dos modelos analisados.....	39
4.1.3 Dimensionamento analítico.....	39
4.1.4 Levantamento de consumo e análise comparativa.....	39
4.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO: EXEMPLOS.....	40
4.2.1 Blocos com 2 estacas.....	40
4.2.2 Blocos com 3 estacas.....	51
4.2.3 Blocos com 4 estacas.....	61
4.3 PARTICULARIDADES DA METODOLOGIA DE DEFINIÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ARMADURA PRINCIPAL.....	70
4.3.1 Alternativas de arranjo das armaduras de aço CA-70.....	73
5 RESULTADOS.....	77
5.1 CONSUMO DE MATERIAIS.....	77
5.1 CUSTO DOS MATERIAIS.....	80
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	93
7 PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS.....	95
REFERÊNCIAS.....	96

1 INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

A adoção do aço CA-50, no Brasil, se difundiu rapidamente na época da construção da capital, a saber, a cidade de Brasília. Em consonância com Abreu *et al* (2022), até os anos 60 os aços mais utilizados em território nacional eram os 37CA e 50CA, materiais com tensões de escoamento característicos de 240 MPa e 300 MPa. Com novas demandas por estruturas mais resilientes e eficientes, fomentadas por projetos de infraestrutura para a construção da Capital, empresas como a Aço Torsima introduziram no mercado Nacional o vergalhão CA-50, inicialmente torcido a frio. Assim, com o desenvolvimento de novas tecnologias de laminação, o material passou a ser amplamente produzido em território nacional por siderúrgicas que o laminavam a quente.

Nesse contexto, o país desenvolveu-se de modo a demandar por projetos de Engenharia cada vez mais robustos e sólidos, onde o emprego de aços de alta resistência ao escoamento passou a ser cada vez mais almejado. Para Henrique (2023), ao passo que a necessidade de estruturas mais resistentes e eficientes cresceu, novos tipos de aço foram inseridos no mercado nacional para suprir as recentes demandas. Não somente o aço CA-50, mas também outras variações como CA-25, CA-60 e, mais tardiamente, o CA-70, foram inseridas no mercado, cada uma com suas especificidades e parâmetros de resistência e ductilidade.

Assim, surge a necessidade de se estudar e avaliar a aplicação do aço CA-70 em projetos de infraestrutura de concreto armado, mais especificamente, a aplicação em blocos de fundação, para o escopo deste trabalho. A necessidade emana do fato de que, por ser um novo material disponível, as normas nacionais, como a ABNT NBR 6118 (2023), não preveem o uso deste material na elaboração de elementos estruturais de concreto armado. Ressalta-se, que, apenas no primeiro trimestre de 2024, houve alguma consideração normativa a respeito do aço CA-70 através da ABNT NBR 7480 (2024).

Considerações importantes trazidas pela ABNT NBR 7480 (2024) são de que, primeiramente, as barras de categoria CA-70 devem ser providas de nervuras transversais oblíquas, o que aumenta significativamente a parcela de resistência de aderência mecânica da barra. Além disso, é previsto que as barras de aço CA-70 devem ter resistência característica de escoamento $f_{yk} = 700 \text{ MPa}$, limite de

resistência $f_{st} = 1,10 f_y$ e alongamento máximo após a ruptura, num comprimento de 10ϕ , de 8%.

Em relação à produção, o aço de alta resistência CA-70 pode ser encontrado no Brasil pela siderúrgica ArcelorMittal, através da sigla CA 70S/AR (aço soldável de alta resistência), nas bitolas 8ϕ , 10ϕ , $12,5\phi$, 16ϕ , 20ϕ , 25ϕ e 32ϕ . A fabricante afirma, em consonância com ArcelorMittal (2023), que as maiores economias geradas pela adoção do CA 70S/AR ocorrem em obras com grandes vãos e, principalmente, em blocos de fundação e sapatas. Além disso, o aço de alta resistência é fabricado também pela siderúrgica Gerdau, através da sigla GG 70, onde as bitolas disponíveis são $12,5\phi$, 16ϕ , 20ϕ , 25ϕ e 32ϕ , sendo todas elas soldáveis. Para Gerdau (2023), os vergalhões GG 70 são 40% mais resistentes que os pares CA -50, o que torna os elementos estruturais mais sustentáveis, ao passo que o consumo de material é reduzido e o uso de insumos diminui direta e indiretamente.

Realizadas as considerações iniciais, percebe-se que o aço CA-70 apresenta vantagens significativas em relação aos pares amplamente utilizados hoje em dia. Entretanto, cabe estudar a viabilidade do uso do aço CA-70 em substituição ao aço CA50 no projeto de blocos de fundação, tendo em vista que o comportamento estrutural do elemento é de resistência a esforços de compressão e flexão. Segundo a ABECE (2024), a utilização de aço de alta resistência em elementos fletidos reduz substancialmente a área de aço necessário para o Estado Limite último (ELU), porém deve-se verificar o comportamento dos elementos frente aos Estados Limites de Serviço (ELS), uma vez que a abertura de fissuras e os deslocamentos tendem a aumentar, em decorrência da menor inércia efetiva causada pela redução de área de aço de tração. Não obstante, a adoção do aço CA-70 tende a exigir mais comprimento de ancoragem por conta do aumento de tensões na barra de aço que faz com que haja formação de fissuras do concreto no entorno da barra, de acordo com ABECE (2024). Assim, cabe avaliar qualitativa e quantitativamente os benefícios da adoção do aço CA-70 em projetos de bloco de fundação, analisando a economia real do consumo de aço e custos envolvidos.

2 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é avaliar a viabilidade do uso do aço CA-70 em substituição ao aço CA-50 em blocos de fundação em concreto armado.

A pesquisa visa analisar os impactos dessa substituição no desempenho estrutural e econômico dos blocos de fundação, considerando variáveis como a geometria dos blocos, a resistência do concreto e a capacidade de carga das estacas. Além disso, o estudo busca comparar o consumo de material e os custos envolvidos, entre o uso dos aços CA-50 e CA-70. Desta forma, pretende-se determinar a eficácia do uso do aço CA-70, focando nas especificidades dos projetos de fundação.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

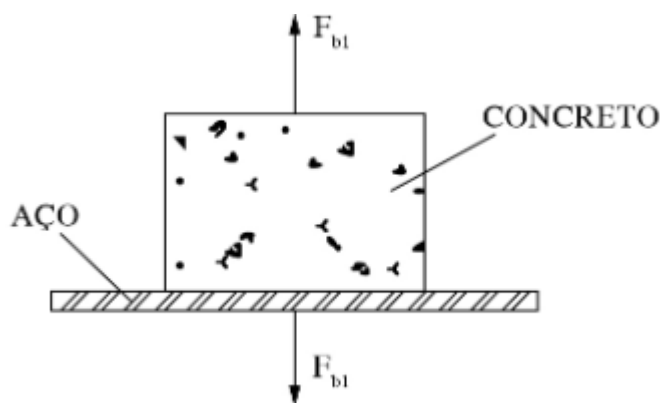
Nesta revisão bibliográfica são reunidos os principais pontos que ajudam a entender o funcionamento do concreto armado e o uso de aços de alta resistência. Primeiro, é tratada a questão da aderência entre o aço e o concreto, que garante o trabalho conjunto dos dois materiais. Depois, são apresentados os diagramas de tensão-deformação do concreto e do aço, com destaque para o aço CA-70 e suas diferenças em relação aos aços mais comuns. Também são discutidas as limitações do uso desse tipo de material, como questões de fissuração, ancoragem e consumo de armaduras. Além disso, são mostradas as normas que regulamentam o uso dos aços no Brasil e as recentes mudanças que começam a considerar o CA-70. Por fim, o capítulo aborda estudos laboratoriais que discutem propriedades positivas do aço de alta resistência e modelos usuais para determinação do comprimento de ancoragem.

3.1 ADERÊNCIA

Por aderência, entende-se a interação entre os elementos de concreto com os fios de aço, em que as deformações nas imediações da interface entre esses dois materiais são as mesmas, ou seja, tanto o aço quanto o concreto se comportam como se fossem um único material. De acordo com Vieira (2013), do ponto de vista mecânico, a aderência faz com que o aço e o concreto se comportem como um único sólido, através da transferência de esforços e compatibilidade das deformações. Nesse sentido, compreende-se que não há movimentação relativa entre o concreto e o aço.

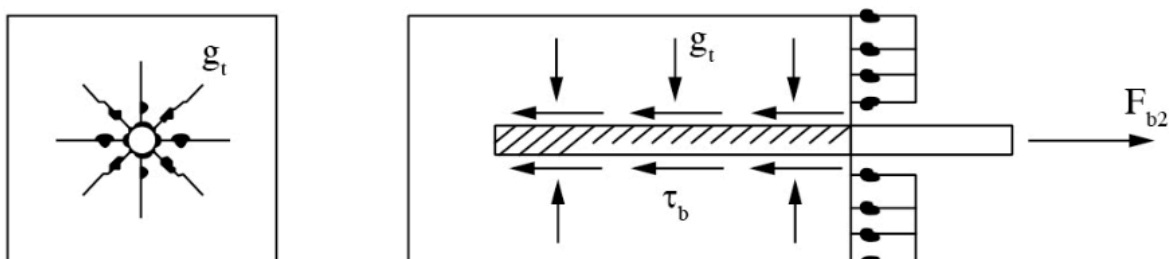
Não obstante, a aderência ocorre em 3 parcelas principais que ocorrem concomitantemente. Segundo Kimura et al (2022) a aderência se manifesta através das parcelas de adesão, atrito e mecânica.

A aderência por adesão ocorre no desenvolvimento de reações químicas entre o aço e a pasta de cimento durante a pega do concreto, como observado por Vieira (2013). Essa parcela de aderência desenvolve uma resistência que se opõe à separação do aço e do concreto. A Figura 1 representa a aderência por adesão, onde uma força (F_{b1}) é exercida para separar os elementos.

Figura 1 - Aderência por adesão

Fonte: Kimura *et al* (2022).

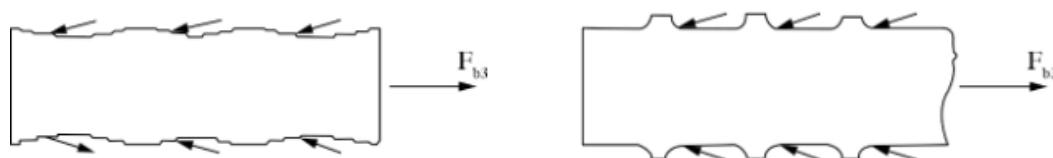
De outro modo, a aderência por atrito, em consonância com Kimura *et al* (2022), desenvolve uma tensão de cisalhamento resistente causada pelo atrito entre o aço e o concreto, o que varia em função da rugosidade da barra. O atrito, nesse sentido, ocorre quando existe a tendência de deslocamento relativo entre os elementos juntamente com pressões transversais às armaduras, como observa Vieira (2013). A Figura 2, representando o carregamento de compressão distribuído perpendicularmente à interface aço/concreto (g_t) juntamente com a força exercida tracionando a barra (F_{b2}), demonstra a tensão de cisalhamento que contrapõe a tendência de escorregamento da barra (T_b).

Figura 2 - Aderência por adesão

Fonte: Kimura *et al*, 2022.

Por fim, a aderência mecânica se dá pelo desenvolvimento de tensões de compressão no concreto quando a barra de aço é tracionada. Para Kimura *et al* (2022), a conformação superficial das barras ocorre por conta da presença de entalhes ou nervuras, em que estas mobilizam tensões de compressão nos elementos de concreto. Destaca-se aqui que, mesmo para barras lisas do tipo CA-25, existem imperfeições e rugosidade superficial, o que contribui para a aderência mecânica. Como pode ser observado na Figura 3, tanto barras lisas quanto nervuradas mobilizam tensões de compressão no concreto ao serem tracionadas por uma força (F_{b3}),

Figura 3 - Aderência mecânica



Fonte: Kimura *et al*, 2022.

Para Gregory (2008), os modos de falha são, basicamente, falha do tipo arranque e falha por deslocamento. O autor expõe que, quando há o esmagamento do concreto, ou, quando se desenvolvem tensões de cisalhamento na interface aço-concreto de modo que o concreto não resista, há a falha por arranque. Já a falha por descolamento é caracterizada por deformações nas barras de aço de modo a desenvolver tensões de tração no concreto circundante, causando o desconfinamento do material.

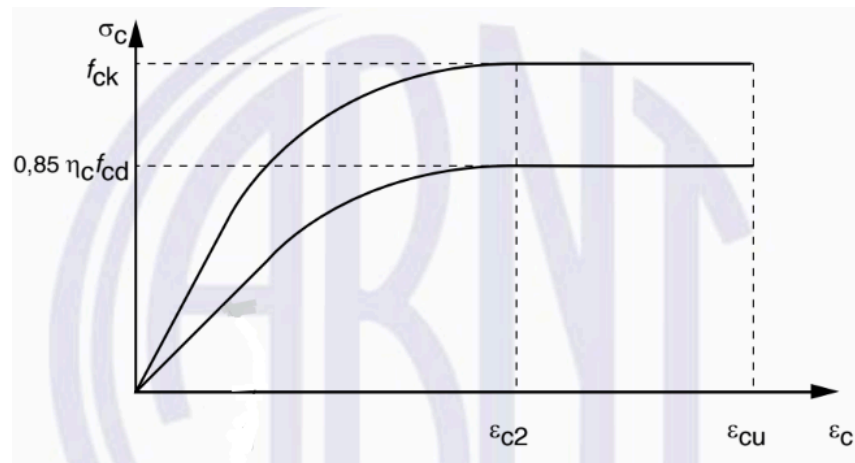
3.2 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Os diagramas de tensão-deformação são essenciais para entender o comportamento mecânico dos materiais, permitindo analisar sua resistência, elasticidade e ductilidade, além de orientar o dimensionamento dos elementos estruturais. Assim, cabe discutir os modelos de diagramas básicos indicados por norma.

3.2.1 Concreto comprimido

A ABNT NBR 6118 (2023) traz o diagrama simplificado da tensão-deformação para o concreto na compressão, mostrado na Figura 4, surgindo como viabilidade de dimensionamento e verificação para o Estado Limite último. O diagrama é composto por um trecho inicial não linear, regido pela Equação 1, onde o concreto apresenta níveis de deformações cada vez maiores para as mesmas variações de tensões, e por um patamar de escoamento entre as deformações (ε_{c2}) e (ε_{cu}).

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto comprimido



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023.

$$\sigma_c := 0,85 \cdot \eta_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right) \quad (\text{Eq. 1})$$

Onde:

$$f_{ck} \leq 40 \text{ MPa: } \eta_c = 1,0$$

$$f_{ck} > 40 \text{ MPa: } \eta_c = \left(\frac{40}{f_{ck}} \right)^{1/3}$$

$$f_{ck} \leq 50 \text{ MPa: } n = 2$$

$$f_{ck} > 50 \text{ MPa: } n = 1,4 + 23,4 \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

$$f = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

As deformações indexadas, de acordo com a norma, variam em função da classe de resistência do concreto, onde:

- Quando concretos de classes até C50

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

- Quando concretos de classes C55 a C90

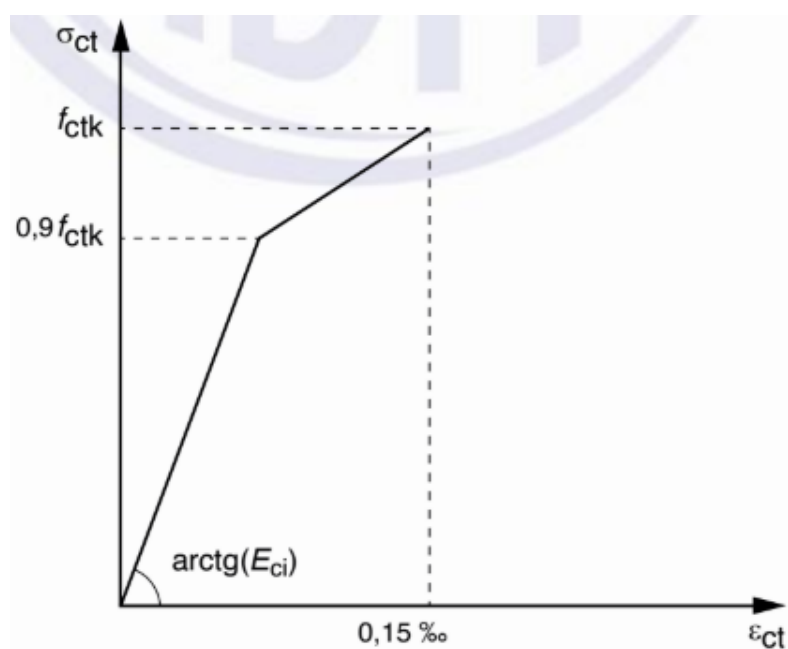
$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} * (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} * \left(\frac{90-f_{ck}}{100}\right)^4$$

3.2.2 Concreto tracionado

O diagrama de tensão-deformação para o concreto tracionado, com base na ABNT NBR 6118 (2023), segue a premissa de que o concreto não se encontra fissurado. O diagrama é bilinear com duas retas bem definidas no diagrama. A tensão de ruptura está vinculada a uma deformação de 0,15 ‰, como é possível observar na Figura 5.

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação idealizado para concreto tracionado



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023.

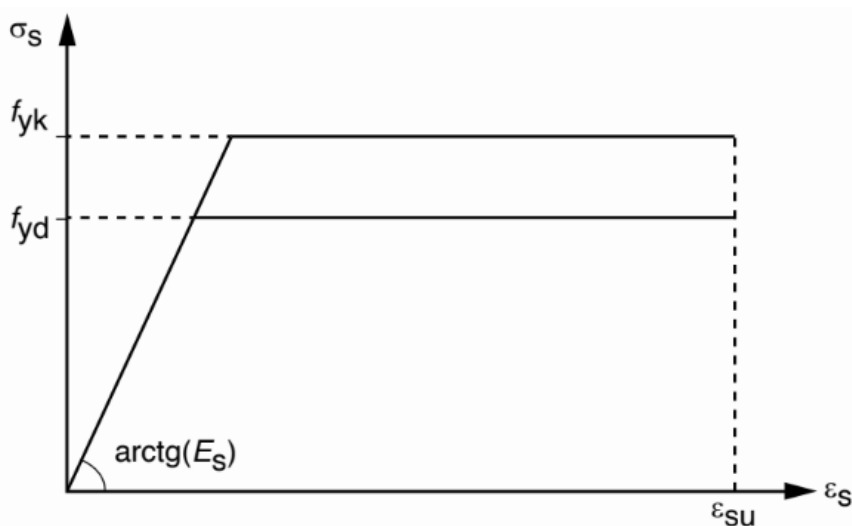
3.2.3 Aço

O aço caracteriza-se por ser um material isotrópico com resistências muito parecidas quando submetido à tração ou à compressão. Segundo Kimura et al (2022), os aços laminados a quente, o que se aplica ao CA-50 e CA-70, têm em seus diagramas de tensão-deformação um trecho de regime elástico-linear, onde as deformações são elásticas (reversíveis). Nesse trecho as tensões desenvolvidas são menores que a resistência característica de escoamento do aço à tração (f_{yk}).

Quando a tensão desenvolvida nas barras atinge a resistência característica de escoamento, o aço entra no patamar de escoamento, onde as deformações ocorrem no regime plástico. Por fim, com o aumento das tensões aplicadas, o aço se deforma até atingir o limite de resistência (f_{stk}), onde rompe.

A ABNT NBR 6118 (2023) traz um modelo ideal simplificado de diagrama tensão-deformação para o aço, como pode ser visto na Figura 6.

Figura 6 - Diagrama tensão-deformação idealizado para o aço



Fonte: ABNT NBR 6118, 2023.

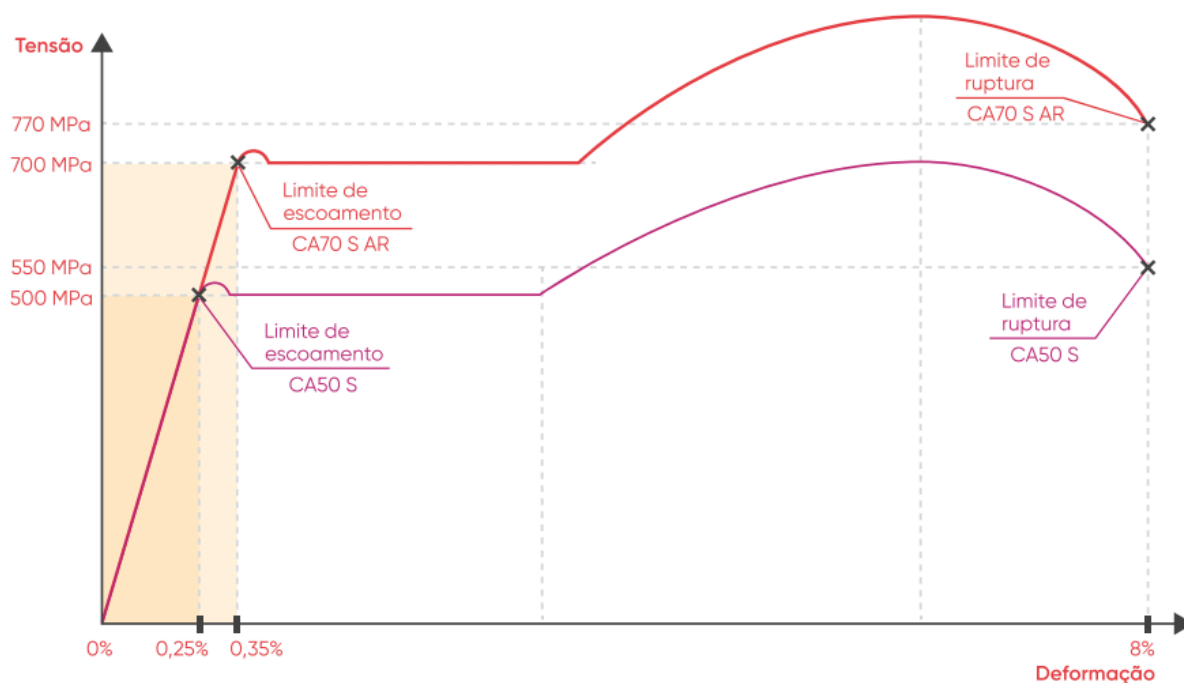
É importante ressaltar que, conforme estabelecido pela norma, os valores característicos da resistência ao escoamento (f_{yk}), da resistência última (f_{stk}) e da deformação de ruptura (ϵ_{su}) devem ser obtidos por meio de ensaios de tração, conforme os critérios definidos pela ABNT NBR 6892-1 (2024).

Entretanto, é salvaguardado o uso do diagrama simplificado para cálculos nos estados-limite de serviço e último, com base disposto na ABNT NBR 6118 (2023).

3.2.3.1 Aço CA-70

Ensaio realizado por ArcelorMittal (2023), mostram o diagrama de tensão x deformação para o aço CA-70 e o aço CA-50. Na Figura 7, é possível observar que o aço CA-70 possui um patamar de escoamento bem definido, assim como o aço CA-50. Destaca-se o fato de que o aço de alta resistência, por ser capaz de absorver tensões mais elevadas, têm deformação na tensão de escoamento $\varepsilon = 0,35\%$, enquanto que para o aço CA-50 $\varepsilon = 0,25\%$. Assim, compreende-se que o aço CA-70 deforma-se 40,0% mais que o aço CA-50 na tensão de escoamento característica. Cabe ressaltar que a fabricante utilizou o módulo de elasticidade (E) igual a 200 GPa para ambos os aços.

Figura 7 - Diagrama real de tensão-deformação para os aços CA-70 e CA-50 da ArcelorMittal



Fonte: ArcelorMittal (2023).

3.3 AÇOS NORMALIZADOS NO BRASIL

Segundo a ABNT NBR 7480 (2024), os elementos de aço utilizados em concreto armado são divididos em barras e fios. As barras são os produtos de diâmetro nominal 6,3 mm ou superior, fabricados através de laminação a quente. Para Kimura et al (2022), a laminação a quente garante uma alta ductilidade dos aços, assim como um patamar de escoamento bem definido no diagrama tensão-deformação. Os fios, de outro modo, são obtidos pela laminação a frio, com diâmetro nominal máximo de 10,0 mm. Assim, com base na resistência de escoamento característica, as barras de aço são denominadas como CA-25, CA-50 e CA-70. Os fios ficam restritos à categoria CA-60.

A norma define que as barras da categoria CA-50, CA-60 e CA-70 devem apresentar nervuras, sendo que as barras CA-50 e CA-70 devem possuir nervuras transversais oblíquas. As barras CA-25 devem ser concebidas de modo que a superfície fique lisa, sem a presença de quaisquer tipos de nervuras.

Dessa forma, os diâmetros comerciais dos fios e das barras, reconhecidos pela ABNT NBR 7480 (2024) podem ser observados nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1 - Diâmetros comerciais dos fios

Diâmetro nominal ^a mm		Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Série ^b	Fios	Massa nominal ^c kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
Fina	3,4	0,071	± 6%	9,1	10,7
	3,8	0,089	± 6%	11,3	11,9
	4,2	0,109	± 6%	13,9	13,2
Média	4,6	0,130	± 6%	16,6	14,5
	5,0	0,154	± 6%	19,6	15,7
	5,5	0,187	± 6%	23,8	17,3
	6,0	0,222	± 6%	28,3	18,8
Grossa	6,4	0,253	± 6%	32,2	20,1
	7,0	0,302	± 6%	38,5	22,0
	8,0	0,395	± 6%	50,3	25,1
	9,5	0,558	± 6%	70,9	29,8
	10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4

^a Faixa de diâmetros de fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.
^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: ABNT NBR 7480, 2024.

Tabela 2 - Diâmetros comerciais das barras

Diâmetro nominal mm		Massa e tolerância por unidade de comprimento		Valores nominais	
Série ^a	Barras	Massa nominal ^b kg/m	Máxima variação permitida para massa nominal	Área da seção mm ²	Perímetro mm
Fina	6,3	0,245	± 6%	31,2	19,8
	8,0	0,395	± 6%	50,3	25,1
Média	10,0	0,617	± 6%	78,5	31,4
	12,5	0,963	± 6%	122,7	39,3
Grossa	16,0	1,578	± 5%	201,1	50,3
	20,0	2,466	± 5%	314,2	62,8
Extra grossa	22,0	2,984	± 4%	380,1	69,1
	25,0	3,853	± 4%	490,9	78,5
	32,0	6,313	± 4%	804,2	100,5
	40,0	9,865	± 4%	1256,6	125,7

^a Faixa de diâmetros de barras de aço destinados a armaduras para concreto armado.

^b A densidade linear de massa (em quilogramas por metro) é obtida pelo produto da área da seção nominal em metros quadrados por 7 850 kg/m³.

Fonte: ABNT NBR 7480, 2024.

As propriedades mecânicas e os principais parâmetros de ensaio de dobramento e ensaio de aderência são evidenciados na Tabela 3.

Tabela 3 - Propriedades mecânicas e parâmetros relevantes

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 10ϕ ^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
CA-70	700	1,10 f_y	8	5	3 ϕ	6 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, 2024.

No Brasil, o aço de alta resistência CA-70 é produzido pela siderúrgica ArcelorMittal (CA-70S/AR) e pela siderúrgica Gerdau (GG 70). Os diâmetros comerciais produzidos pela Arcelormittal podem ser observados na Tabela 4. A Gerdau produz os mesmos diâmetros com exceção das barras de 8 e 10 mm.

Tabela 4 - Diâmetros comerciais encontrados no Brasil

Bitola (mm)	Massa Nominal (kg/m)	Tolerância (%)
8,00	0,395	±7
10,00	0,617	±6
12,5	0,963	±6
16,0	1,578	±5
20,0	2,466	±5
25,0	3,853	±4
32,0	6,313	±4

Fonte: Arcelormittal, 2022.

Cabe ressaltar que é possível encontrar barras soldáveis em todos os diâmetros citados.

3.4 NORMAS INTERNACIONAIS

O uso de aços de alta resistência em estruturas de concreto foi consistentemente previsto pelas normas internacionais desde a última década. Em 2008, o ACI 318-08 fez a primeira menção a classes de aço de alta resistência, com ASTM A1035 permitindo seu uso como armadura transversal em elementos submetidos a flexão e compressão.

Em 2010, o ACI ITG-6R-10 lançou um guia específico para o uso das barras ASTM A1035 Grade 100 (690 MPa), explicando como dimensionar vigas, lajes, pilares e fundações usando esse tipo de aço.

Depois, em 2014, o ACI 318-14 passou a incluir o ASTM A1035 Grade 100 para armaduras laterais e estribos em espiral. O guia ITG-6R-10 continuou sendo usado para complementar o dimensionamento.

Por fim, em 2019, o ACI 439.6R-19 atualizou as recomendações e substituiu o guia antigo. No mesmo ano, o ACI 318-19 passou a permitir o uso de aços Grade 100 em elementos submetidos à flexão, força axial, retração e temperatura, consolidando de vez esse tipo de material na norma.

A ABNT NBR 6118 (2023), de outro modo, ainda não prevê a adoção de aços de alta resistência em elementos de concreto armado, sendo que este material é contemplado apenas pela ABNT NBR 7480 (2024).

3.5 LIMITAÇÕES DO USO DE AÇOS DE ALTA RESISTÊNCIA

Através da evolução e difusão de conhecimentos científicos aplicados ao setor siderúrgico, a produção de aços de alta resistência passou a ser realidade ao redor do mundo. Esses materiais apresentam grande potencial para aplicações em elementos de concreto armado, permitindo maior eficiência estrutural e redução no consumo de aço. Entretanto, é necessário analisar as possíveis limitações associadas à adoção dessas barras de alta resistência.

As considerações apresentadas a seguir baseiam-se no estudo “Optimum High-Strength Reinforcing Bar Grade for Reinforced Concrete Flexural Members” (Grau Ótimo de Aço de Alta Resistência para Elementos de Concreto Armado à Flexão), de Harvinder Singh (2022). A pesquisa analisou o comportamento estrutural de vigas de concreto armado utilizando aços de alta resistência com resistências variadas, com foco em parâmetros como fissuração, deflexão, ductilidade, aderência e consumo de aço. O objetivo do estudo foi avaliar os efeitos do uso de barras de diferentes classes sobre o desempenho das vigas, tomando como referência os critérios de projeto estabelecidos pela norma ACI 318-14. O trabalho foi publicado no ACI Structural Journal, periódico técnico do American Concrete Institute (EUA).

Assim, a fim de explicar as convenções utilizadas pelo autor, tem-se:

- Fe415 ($f_{yk} = 415 \text{ MPa}$)
- Fe500 ($f_{yk} = 500 \text{ MPa}$)
- Fe550 ($f_{yk} = 550 \text{ MPa}$)
- Fe600 ($f_{yk} = 600 \text{ MPa}$)

3.5.1 Abertura de fissuras e aderência

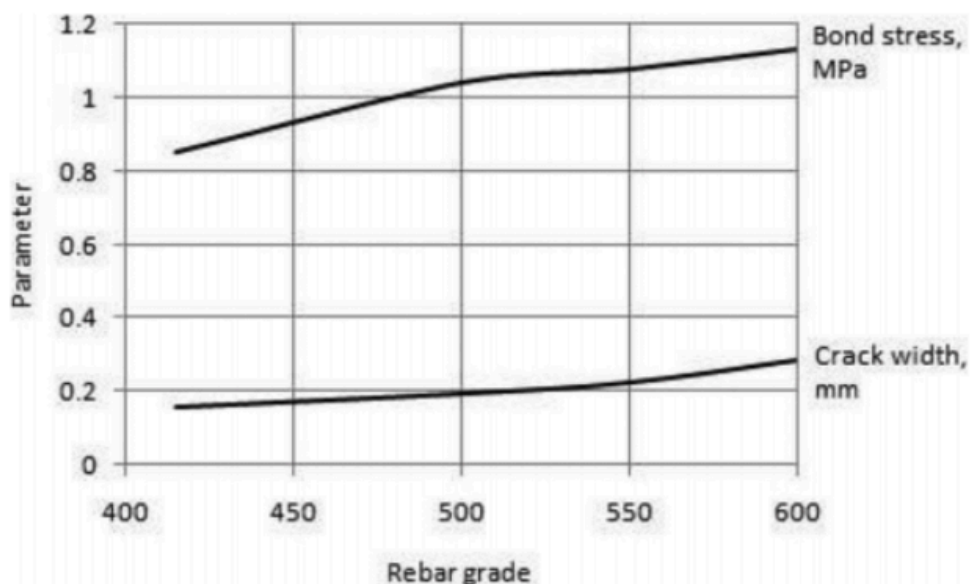
Inicialmente, verificou-se que a adoção de aços de alta resistência possibilita que as vigas submetidas à flexão resistam aos esforços com uma quantidade menor de aço. Nesse sentido, Singh (2022) afirma que a redução na área de aço longitudinal resulta em um aumento de tensão nas barras tracionadas, pois a alta resistência do aço permite que tensões mais elevadas sejam desenvolvidas. Na pesquisa, o autor conclui que o elevado nível de tensão gerado nas barras provoca maior alongamento, resultando em deformações mais significativas em comparação com as seções projetadas com barras de menor resistência.

Além disso, esse aumento na tensão e deformação das barras de alta resistência, influencia diretamente a largura das fissuras formadas na face tracionada das vigas. Singh (2022) observou que vigas projetadas com barras Fe500 ou superiores apresentaram fissuras mais largas do que aquelas com barras de menor resistência, embora os valores permanecessem dentro dos limites normativos. Inicialmente, verificou-se que a adoção de aços de alta resistência

permite que as vigas submetidas à flexão resistam aos esforços com uma quantidade menor de aço.

Com a redução da área de aço, a área de contato entre as barras e o concreto diminui, permanecendo-se a mesma sollicitação inicial. Assim, há aumento da tensão de aderência mobilizada entre o concreto e as barras. Como consequência, há uma maior mobilização da tração no concreto da região alongada, o que tende a aumentar a fissuração na face tracionada das vigas. Dessa forma, o uso de aços de alta resistência exige atenção no detalhamento das seções, de modo a equilibrar a redução de aço com o controle da abertura das fissuras e das deformações, garantindo desempenho estrutural adequado. Observa-se, na Figura 8, que tanto a tensão de aderência quanto a largura máxima das fissuras apresentam correlação positiva com a classe de aço empregada. Ressalta-se que os valores apresentados nessa figura foram obtidos com base nas barras e diâmetros ensaiados, considerando as condições específicas de ancoragem e carregamento adotadas no estudo.

Figura 8 - Largura de fissuras e tensão de aderência em função das resistências das barras de aço



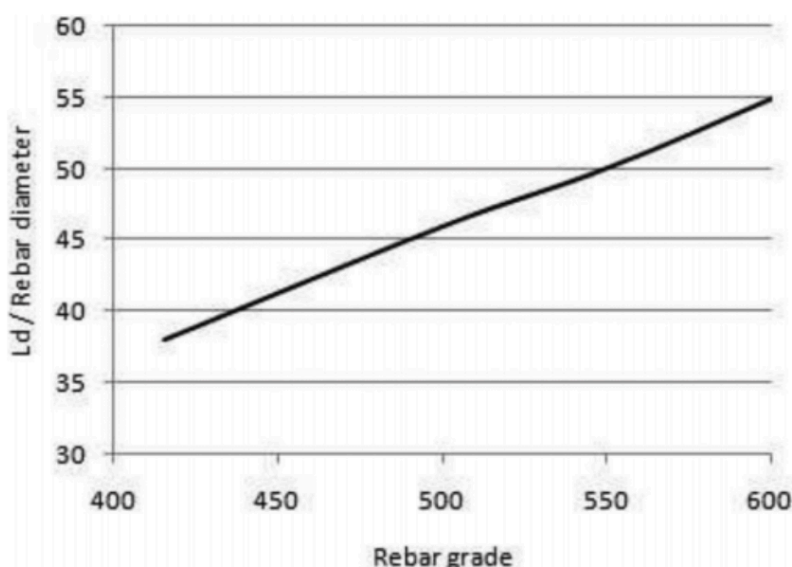
Fonte: Singh, 2022.

3.5.2 Ancoragem

Como grandes tensões de aderência são desenvolvidas ao longo da superfície das barras, como observou Singh (2022), é necessário um comprimento de ancoragem suficiente para que o concreto adjacente à barra não rompa. Dessa forma, o autor afirma que barras de alta resistência precisam de um comprimento de ancoragem maior do que barras de menor resistência, independentemente de seu diâmetro ou da classe de resistência do concreto. Portanto, quanto maior a solitação a qual as barras estarão submetidas, maior será a disparidade de consumo de aço com ancoragem entre aços de baixa resistência e alta resistência.

Na Figura 9, o eixo vertical traz um fator adimensional, razão entre o comprimento de ancoragem e o diâmetro das barras, com as diversas classes de resistências características ao escoamento de aços no eixo horizontal. Dessa forma, observa-se que há correlação linear positiva entre o comprimento de ancoragem com a resistência do aço das barras.

Figura 9 - Comprimento de ancoragem em função da resistência das barras



Fonte: Singh, 2022.

3.6 DESEMPENHO FAVORÁVEL DO AÇO CA-70

Para avaliar algumas das principais vantagens relativas à adoção do aço CA-70, utilizou-se o estudo de Singh (2022), já citado anteriormente, além dos artigos de Craveiro, Laím e Santiago (2025) - *Comportamento em Altas Temperaturas* - e Almeida, Pupin, Araújo e Beatriz (2025) - *Estudo da Fadiga do Vergalhão CA-70* - , ambos publicados na *Revista Estrutura*. Assim, foram avaliados os aspectos de consumo de aço, resistência em altas temperaturas e fadiga.

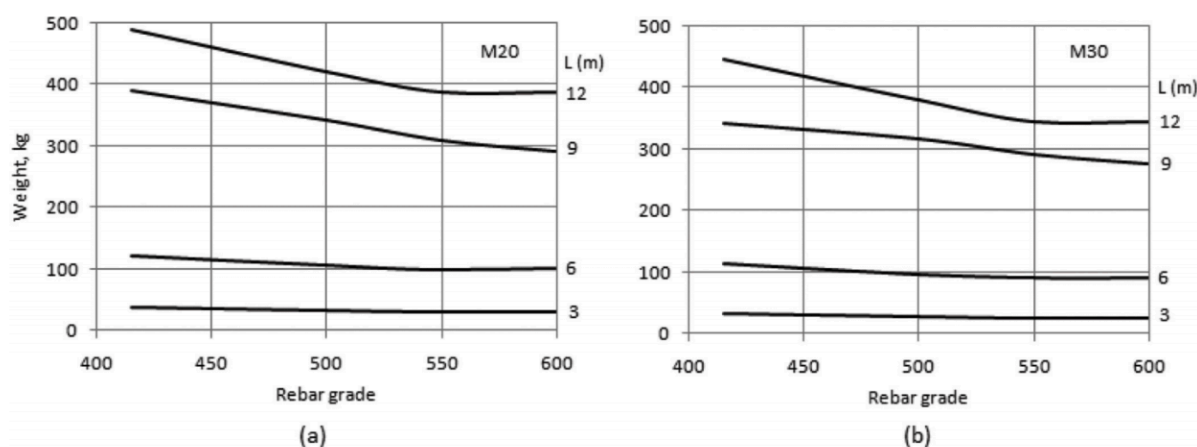
3.6.1 Redução de área de aço para elementos fletidos

Singh (2022) apresentou em seu estudo uma das principais vantagens relativas à adoção de aços de alta resistência. O autor realizou testes paramétricos e analíticos em vigas com vãos variados, além de concretos C20 e C30, obtendo as áreas de aço necessárias para o equilíbrio das seções das vigas submetidas a um mesmo valor de momento fletor, com a variação da classe de resistência da armadura longitudinal.

Assim, o autor observou que, barras de alta resistência exigem uma menor área de seção transversal para fornecer a mesma capacidade de momento resistente em comparação com barras de menor resistência. Para Singh (2022), isso acontece devido à possibilidade de mobilização de tensões mais elevadas nas barras de alta resistência, o que leva à redução da área de aço de tração necessária na seção. Ou seja, a redução da quantidade de armadura longitudinal ocorre porque as barras de alta resistência suportam tensões mais elevadas antes de atingir o escoamento.

Os resultados do estudo são apresentados na Figura 10, a qual mostra a relação entre o consumo de aço longitudinal necessário para resistir aos momentos fletores e as variáveis consideradas (tipo de concreto, vão da viga e classe de resistência do aço). O gráfico da Figura 10a leva em consideração o uso de concreto C20, enquanto o da Figura 10b considera concreto C30.

Figura 10 - Consumo de aço da armadura longitudinal para concreto C20 (a) e concreto C30 (b)



Fonte: Singh, 2022.

Trazendo a análise para o contexto de blocos de fundação, é possível observar o impacto da classe de resistência do aço sobre a área de aço necessária para o equilíbrio do elemento estrutural. Utilizando como exemplo a Equação 2 de área de aço longitudinal para blocos sobre duas estacas, apresentada por Bastos (2023), observa-se que f_{yd} (resistência de cálculo do aço) é inversamente proporcional a A_s (armadura principal), o que corrobora com a noção de que a adoção do aço CA-70 contribui diretamente para a diminuição de armadura longitudinal, sobretudo, em barras tracionadas.

$$A_s := \frac{1,15 \cdot N_{sd}}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot (2 \cdot e - a_p)$$

(Eq. 2)

f_{yd} - resistência de cálculo do aço

N_{sd} - força de compressão aplicada no bloco

e, a_p - parâmetros geométricos do bloco

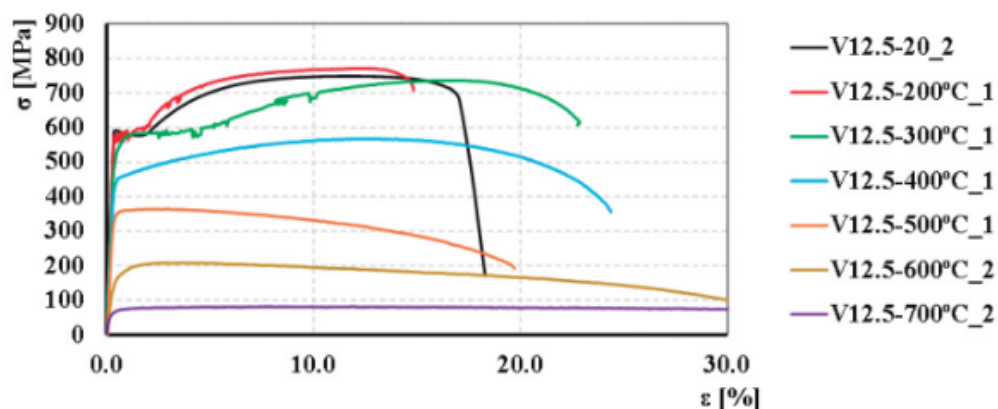
3.6.2 Comportamento em altas temperaturas

O desempenho do aço CA-70 em situações de aquecimento foi investigado por Craveiro, Laím e Santiago (2025) no artigo *CA-70 – Comportamento em Altas Temperaturas*, publicado na *Revista Estrutura*. O estudo teve como objetivo avaliar o comportamento mecânico do aço CA-70 frente à elevação térmica, comparando-o ao CA-50, amplamente utilizado em estruturas de concreto armado no Brasil. Os ensaios foram realizados no FireLab da Universidade de Coimbra, em Portugal, utilizando uma máquina universal de tração acoplada a um forno elétrico tubular tipo split, o que permitiu o controle preciso do aquecimento e o monitoramento da temperatura por meio de termopares distribuídos ao longo das amostras (CRAVEIRO; LAÍM; SANTIAGO, 2025).

De acordo com os autores, as barras ensaiadas foram submetidas a um aquecimento controlado de 15 °C/min, com um período de 20 minutos de estabilização térmica antes do início dos ensaios. As temperaturas analisadas variaram entre 20 °C e 700 °C, e os ensaios seguiram as diretrizes da norma ISO 6892-1, sob regime estacionário. Foram testados vergalhões de 12,5 mm e 20 mm de diâmetro, permitindo a obtenção das curvas tensão–deformação e a análise da degradação das propriedades mecânicas com o aumento da temperatura (CRAVEIRO; LAÍM; SANTIAGO, 2025).

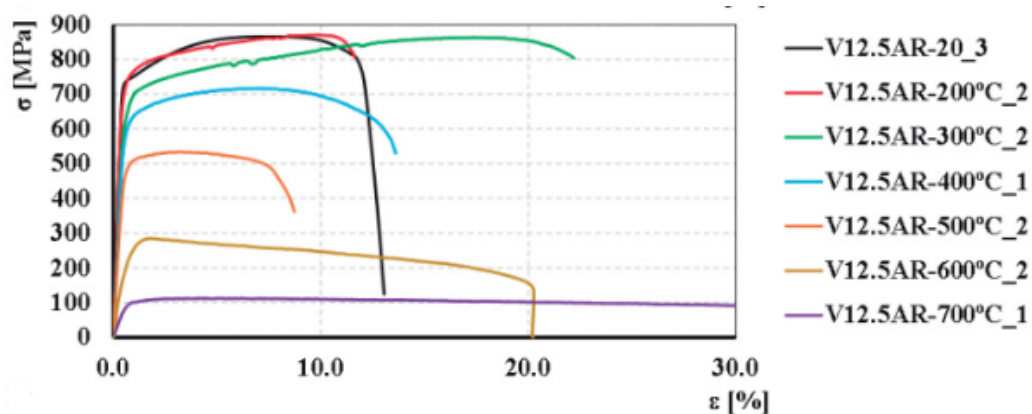
Assim, é possível observar nas Figuras 11 e 12, os diagramas de tensão-deformação para as faixas de temperatura estudadas, com as barras do primeiro diagrama constituídas de aço CA-50 e as do segundo constituídas de aço CA-70. Ambos os diagramas foram realizados com barras $\phi = 12,5 \text{ mm}$.

Figura 11 - Curvas de tensão-deformação CA-50 (12,5 mm)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

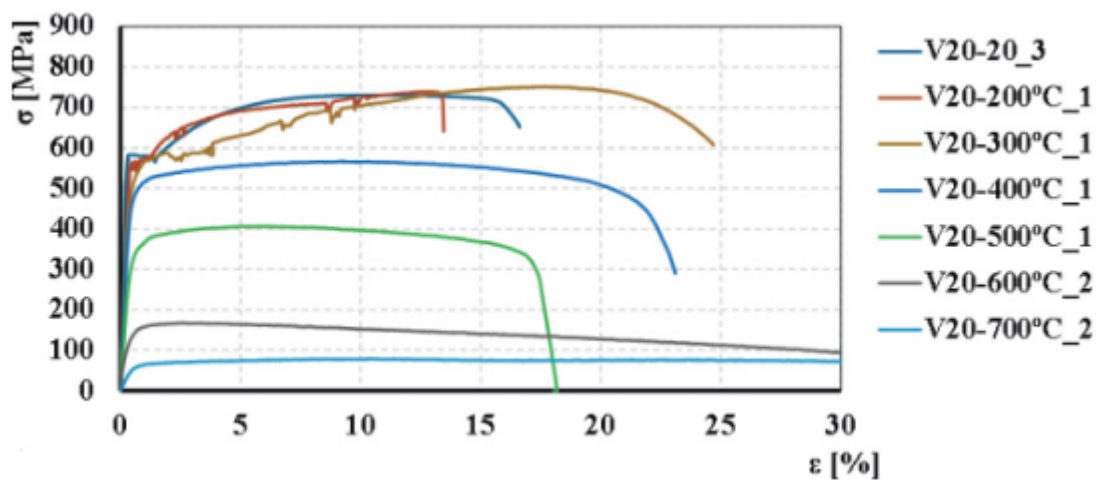
Figura 12 - Curvas de tensão-deformação CA-70 (12,5 mm)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

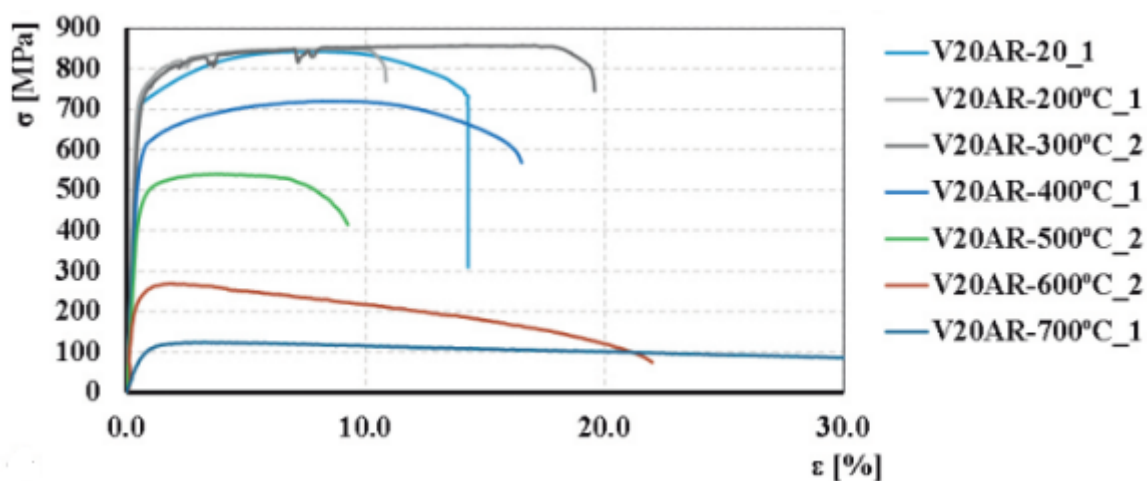
Já nas Figuras 13 e 14, são apresentados os diagramas tensão-deformação com barras de 20 mm, para as mesmas faixas de temperatura.

Figura 13 - Curvas de tensão-deformação CA-50 (20 mm)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

Figura 14 - Curvas de tensão-deformação CA-70 (20 mm)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

Com isso, foram calculados os fatores de redução de aço, de acordo com as especificações na ABNT NBR 15200 (2024). Para a tensão de escoamento, o fator de redução é:

$$k_{S,\theta} = \frac{f_{yk,\theta}}{f_{yk}} \quad (\text{Eq. 3})$$

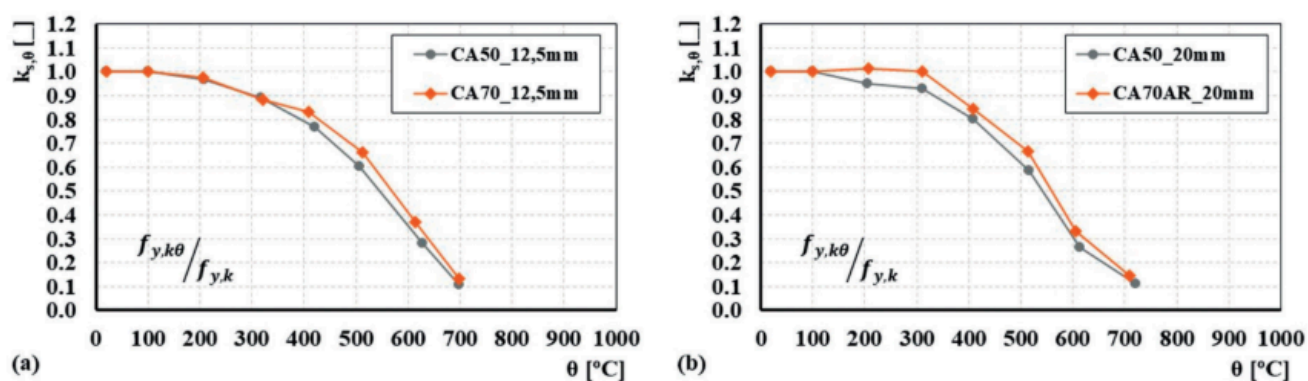
$k_{s,\theta}$ - Fator de redução da resistência do aço na temperatura θ

$f_{yk,\theta}$ - resistência característica ao escoamento do aço na temperatura θ

f_{yk} - resistência característica ao escoamento do aço na temperatura ambiente

Assim, as curvas de redução da resistência do aço podem ser observadas na Figura 15, em que (a) é o diagrama dos vergalhões de 12,5 mm e (b) é o diagrama dos vergalhões de 20 mm. Nota-se que as barras de aço CA-50 são ligeiramente mais sensíveis às variações de temperatura, perdendo resistência de forma mais acentuada.

Figura 15 - Comparação entre fatores de redução da tensão de escoamento ($k_{s,\theta}$)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

Além disso, foram construídos os diagramas de redução do módulo de elasticidade para os dois tipos de aço. Assim, de acordo com a ABNT NBR 15200 (2024):

$$k_{Es,\theta} = \frac{E_{s,\theta}}{E_s} \quad (\text{Eq. 4})$$

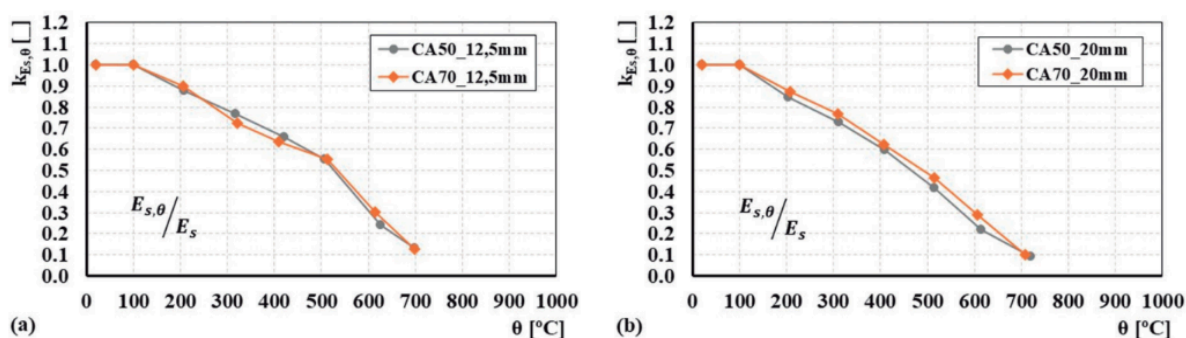
$k_{Es,\theta}$ - Fator de redução do módulo de elasticidade do aço na temperatura θ

$E_{s,\theta}$ - módulo de elasticidade do aço na temperatura θ

E_s - módulo de elasticidade do aço na temperatura ambiente

Os diagramas de redução do módulo de elasticidade são expressos na Figura 16, em que (a) é o diagrama dos vergalhões de 12,5 mm e (b) é o diagrama dos vergalhões de 20 mm.

Figura 16 - Comparação entre fatores de redução do módulo de elasticidade ($k_{E_s,\theta}$)



Fonte: Craveiro; Laím; Santiago, 2025.

Nota-se que o aço CA-70 apresenta um comportamento bastante semelhante ao aço CA-50, em termos de perda de resistência com o aumento da temperatura. Assim, Craveiro; Laím; Santiago (2025) afirmam que os resultados indicam que não há diferenças expressivas entre os vergalhões CA-50 e CA-70 avaliados, evidenciando o bom desempenho do novo material.

3.6.3 Fadiga

A resistência à fadiga do aço CA-70 foi estudada por Almeida, Pupin, Araújo e Beatriz (2025) no artigo *Estudo da Fadiga do Vergalhão CA-70*, publicado na *Revista Estrutura*. Segundo os autores, o objetivo principal foi avaliar o desempenho do aço CA-70 S/AR sob carregamentos cíclicos de tração, comparando-o ao aço CA-50. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Sistemas Estruturais (LSE), vinculado à Cátedra Construindo o Amanhã, uma parceria entre a ArcelorMittal e a Universidade de São Paulo (ALMEIDA et al., 2025).

Conforme detalhado pelos autores, as amostras de 16 mm de diâmetro foram submetidas a ensaios de fadiga do tipo tração–tração, conduzidos de acordo com os procedimentos da norma DIN 50100:2016-12. Durante os ensaios, manteve-se uma razão de tensões $R_s = 0,2$, limitando-se a tensão máxima a 60 % da tensão de escoamento (f_y), de modo a reproduzir o comportamento do material em regime elástico (ALMEIDA et al., 2025). Foram aplicadas diferentes amplitudes de variação de tensão, entre 12 % e 60 % da tensão de escoamento (f_y), abrangendo tanto o regime de alto ciclo (HCF) quanto o de longa vida (LLF), o que possibilitou traçar as curvas S–N e compará-las aos parâmetros de referência do *fib Model Code 2010*.

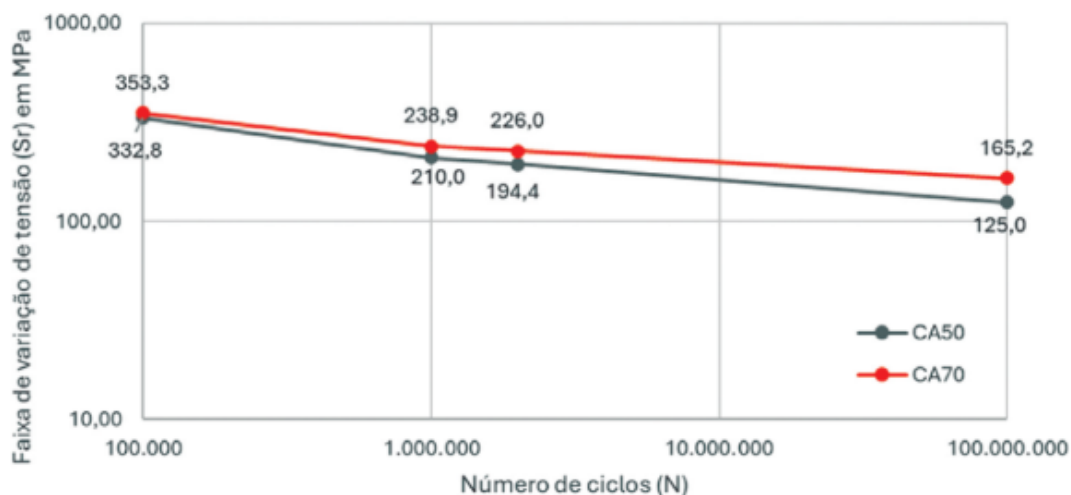
As curvas S–N, também conhecidas como curvas de Wöhler, representam graficamente a relação entre a amplitude de tensão aplicada (S) e o número de ciclos até a ruptura (N) de um material submetido a carregamentos repetidos. Nesse sentido, observa-se uma tendência decrescente, evidenciando que quanto maior o número de ciclos, menor é a amplitude de tensão suportada sem ocorrência de falha (CALLISTER; RETHWISCH, 2016). Essa relação é descrita por meio de uma equação exponencial ajustada a partir de dados experimentais, cujos coeficientes (k_1 e k_2) indicam a taxa de degradação da resistência e a vida útil estimada do material (FIB, 2010). Desse modo, curvas com inclinação menos acentuada, como as obtidas para o aço CA-70, indicam maior durabilidade e resistência à fadiga, conforme demonstrado experimentalmente por Almeida et al. (2025).

Os resultados obtidos por Almeida et al. (2025) mostraram que o CA-70 apresentou resistência à fadiga 16 % superior à do CA-50 após 2 milhões de ciclos, com degradação mais lenta da resistência à medida que aumentava o número de ciclos. A análise das curvas S–N revelou coeficientes $k_1 = 5,88$ e $k_2 = 12,49$, superiores aos valores $k_1 = 5,0$ e $k_2 = 9,0$ recomendados pelo *fib Model Code 2010* para o CA-50, o que evidencia a maior estabilidade do CA-70 sob esforços cíclicos.

A Figura 17 apresenta a curva S–N experimental do CA-70 comparada à curva de referência do CA-50. É possível observar que o aço de alta resistência mantém amplitudes de tensão mais elevadas para o mesmo número de ciclos, refletindo maior durabilidade e vida útil. Essa diferença gráfica é particularmente expressiva em regimes de longo prazo, nos quais a resistência do CA-50 tende a

decair mais rapidamente, enquanto o CA-70 preserva melhor desempenho (ALMEIDA et al., 2025).

Figura 17 - Curva S–N do CA-50 conforme fib Model Code 2010 e curva S–N experimental do ArcelorMittal CA- 70 S/AR para diâmetro 16 mm



Fonte: Almeida, Pupin, Araújo e Beatriz (2025).

Em síntese, o estudo conduzido por Almeida, Pupin, Araújo e Beatriz (2025) demonstra que o CA-70 combina elevada resistência mecânica com excelente desempenho à fadiga, apresentando menor inclinação da curva S–N, maior resistência residual e estabilidade superior sob ciclos repetitivos. Essas propriedades reforçam seu potencial para uso em estruturas de concreto armado de longa vida útil, consolidando o CA-70 como uma alternativa moderna e eficiente frente aos aços convencionais.

3.7 MODELO DE CÁLCULO DA ANCORAGEM

No âmbito mundial, algumas Normas Regulamentadoras foram atualizadas para abranger em seus modelos de ancoragem e transpasse de barras, o aço de alta resistência de 700 MPa (Grade 100 para o ACI 318). De acordo com a Revista Estrutura (Abece, 2025) as normas internacionais como o ACI 318 e o fib Model Code 2010 já contemplam aços de alta resistência, enquanto a ABNT NBR 6118 (2023) segue demandando por uma revisão. Por esse motivo, a recomendação

Abece 008:2024 (ABECE, 2024) definiu um parâmetro η_4 que modifica o modelo de equação da norma brasileira, adaptando-o para o uso do CA-70. De acordo com a Recomendação, a inserção de η_4 considera a formação de fissuras no concreto na região de aderência, pois conforme a barra apresenta valores elevados de tensão, mais o concreto adjacente à barra fissa, diminuindo a resistência de aderência. A Tabela 5 mostra os principais modelos de formulação para ancoragem e transpasse presentes nas normas brasileira e internacionais.

Tabela 5 - Modelos de cálculo para comprimento de ancoragem básico

Norma/Recomendação	Modelo
NBR 6118:23	$l_b = \frac{f_{yk} \cdot \phi}{0,84 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \eta_{1NBR} \cdot \eta_{2NBR} \cdot \eta_{3NBR}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s}; \text{ para } f_{ck} \leq 50MPa$ $l_b = \frac{f_{yk} \cdot \phi}{5,936 \cdot \ln[1+0,1 \cdot (f_{ck}+8)] \cdot \eta_{1NBR} \cdot \eta_{2NBR} \cdot \eta_{3NBR}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s}; \text{ para } f_{ck} > 50MPa$
fib MC10	$l_b = \frac{\alpha_{1FIB} \cdot f_{yk} \cdot \phi}{4,0 \cdot \left[(\alpha_{2FIB} + \alpha_{3FIB}) \cdot \eta_{1FIB} \cdot \eta_{2FIB} \cdot \eta_{3FIB} \cdot \eta_{4FIB} \cdot \frac{f_{ck}^{\frac{1}{2}}}{5} - 2P_{tr} \right]} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s}$
fib MC20	$l_b = 67 \cdot \max \left\{ \frac{f_{yk}}{435 \cdot \gamma_s}; \left(\frac{f_{yk}}{435 \cdot \gamma_s} \right)^{1,8} \right\} \cdot k_{tcSP} \cdot \frac{\left[\left(\frac{\gamma_c}{1,5} \right)^{0,65} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{0,45} \cdot \left(\frac{\phi}{25} \right)^{0,35} \right]}{a_2 + a_3 + 1,5 \cdot P_{tr}}$
ACI 318:19	$l_b = \frac{f_{yk} \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \psi_s \cdot \psi_g \cdot \phi}{1,1 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{c_b + K_{tr}}{\phi} \right)}$
EC2	$l_b = \frac{f_{yk} \cdot \phi \cdot \alpha_{1EN} \cdot (\alpha_{2EN} \cdot \alpha_{3EN})^{\alpha_{5EN}} \cdot \gamma_c}{1,89 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \eta_{1EN} \cdot \eta_{2EN}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s}; \text{ para } f_{ck} \leq 50MPa$ $l_b = \frac{f_{yk} \cdot \phi \cdot \alpha_{1EN} \cdot (\alpha_{2EN} \cdot \alpha_{3EN})^{\alpha_{5EN}} \cdot \gamma_c}{13,356 \cdot \ln[1+0,1 \cdot (f_{ck}+8)] \cdot \eta_{1EN} \cdot \eta_{2EN}} \cdot \frac{\gamma_c}{\gamma_s}; \text{ para } f_{ck} > 50MPa$
BS EC2: 2023	$l_b = k_{lb} \cdot k_{cp} \cdot \phi \cdot \left(\frac{f_{yk}}{435 \cdot \gamma_s} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{25}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\phi}{20} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot \phi}{C_d} \right)^{\frac{1}{2}}$

Nota: Os índices NBR, FIB e EN, embora não constem nos modelos, foram empregados na tabela para facilitar a identificação, dado que muitas das simbologias se repetem. Fonte: os autores.

Fonte: Bertazzolo, Cecel e Meneghetti, 2025.

Cada modelo leva em consideração fatores particulares que podem ou não apresentar interseções entre si. Ainda de acordo com Bertazzolo, Cecel e Meneghetti (2025), há também modelos que não são refinados suficientemente para abarcar os efeitos de confinamento dados pelos estribos, enquanto consideram principalmente a resistência característica ao escoamento do aço, (f_{yk}) e resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}).

Assim, a Tabela 6 resume a funcionalidade dos coeficientes presentes nos modelos de cálculos citados anteriormente.

Tabela 6 - Resumo dos coeficientes dos modelos de cálculo

Fator	Descrição
l_b	Comprimento de ancoragem
f_{yk}	Tensão de escoamento característica
f_{ck}	Resistência de compressão característica
ϕ	Diâmetro da barra ancorada
$\gamma_c ; \gamma_s$	Fatores de minoração da resistência do concreto e do aço, respectivamente
$\eta_{1,FIB} ; \Psi_e$	Fatores relacionados a condições de superfície da barra
$\eta_{1,NBR} ; \eta_{2,FIB} ; \eta_{1,EN} ; K_{tcSP} ; \Psi_t ; K_{CP}$	Fatores que relacionam condições de aderência em função da posição da barra na concretagem
$\eta_{3,NBR} ; \eta_{3,FIB} ; \eta_{3,EN} ; \Psi_s$	Fatores que relacionados ao diâmetro da barra
$\eta_{4,FIB} ; \Psi_g$	Fatores que relacionados ao escoamento do aço
$\alpha_{2,FIB} ; \alpha_{2,EN} ; \alpha_{3,FIB} ; \alpha_{3,EN} ; C_d ; K_{tr} ; P_{tr} ; \alpha_{5,EN}$	Fatores relacionados ao confinamento gerado pelo cobrimento do concreto, armadura transversal e/ou tensões de compressão externas
K_{lbs}	Fator que relaciona a natureza de carregamento do projeto, especificando ações contínuas e acidentais

Fonte: Autoria própria, 2025.

Como a ABNT NBR 6118 (2023) não contempla o uso do aço CA 70 em sua equação de ancoragem, foi proposto, através da recomendação Abece 008:2024, a

inserção de um fator de correção $\eta_4 = 0,76$. Para que se evite erros interpretativos, optou-se por colocar o índice “abece” no parâmetro η_4 . Assim, o modelo de cálculo simplificado adaptado da ABNT NBR 6118 (2023) é:

- $f_{ck} \leq 50$ MPa

$$l_b := \frac{f_{yk} \cdot \phi}{0,84 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_{4,abece}} \cdot \frac{Y_c}{Y_s} \quad (\text{Eq. 5})$$

- $f_{ck} > 50$ MPa

$$l_b := \frac{f_{yk} \cdot \phi}{5,936 \cdot \ln\left(1 + 0,1 \cdot (f_{ck} + 8)\right) \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_{4,abece}} \cdot \frac{Y_c}{Y_s} \quad (\text{Eq. 6})$$

Com $\eta_{4,abece} = 0,76$.

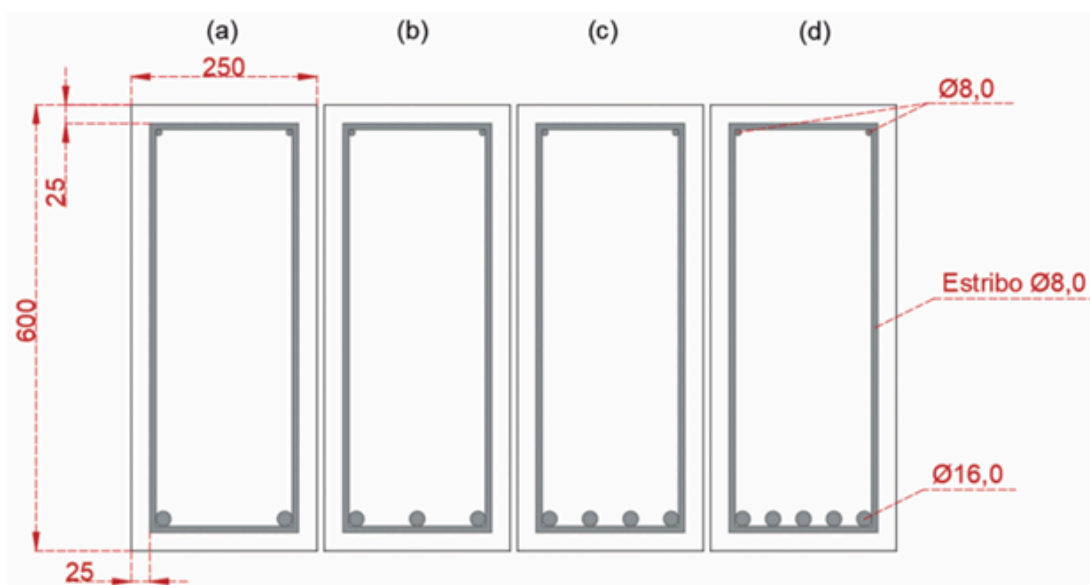
Essa proposição é pertinente porque, como será visto a seguir, calibrou satisfatoriamente o cálculo da ancoragem da ABNT NBR 6118 (2023) para o aço CA-70. Os autores verificaram a dispersão de resultados obtidos por cada um desses modelos e sintetizaram em gráficos, onde para tensão característica de escoamento do aço adotada, obteve-se um comprimento de ancoragem mínimo. A pesquisa foi realizada em seções de retangulares de 25x60, com a presença de duas a 4 barras na face inferior da seção. As hipóteses da comparação foram:

- Uso de barras nervuradas de 16 mm de diâmetro nominal, sem tratamentos de superfície, com extremidades retas;
- Condições de boa aderência;
- Estribo de 8,0 mm de diâmetro, com dois ramos, espaçados em 150 mm;
- Área de aço efetiva igual à área de aço calculada;

- Sem atuação de tensões externas perpendiculares à possível seção de fendilhamento;
- Cobrimento de 25 mm;
- Resistência característica à compressão do concreto de 35 MPa;
- As análises feitas contemplam apenas as barras de extremidade.

As seções utilizadas podem ser conferidas na Figura 18. Ressalta-se que houve variação do número de barras porque modelos como o fib Model Code (2010) são sensíveis ao grau de confinamento das armaduras longitudinais, desse modo, o objetivo foi observar o comportamento de todos os modelos com suas nuances e variáveis consideradas.

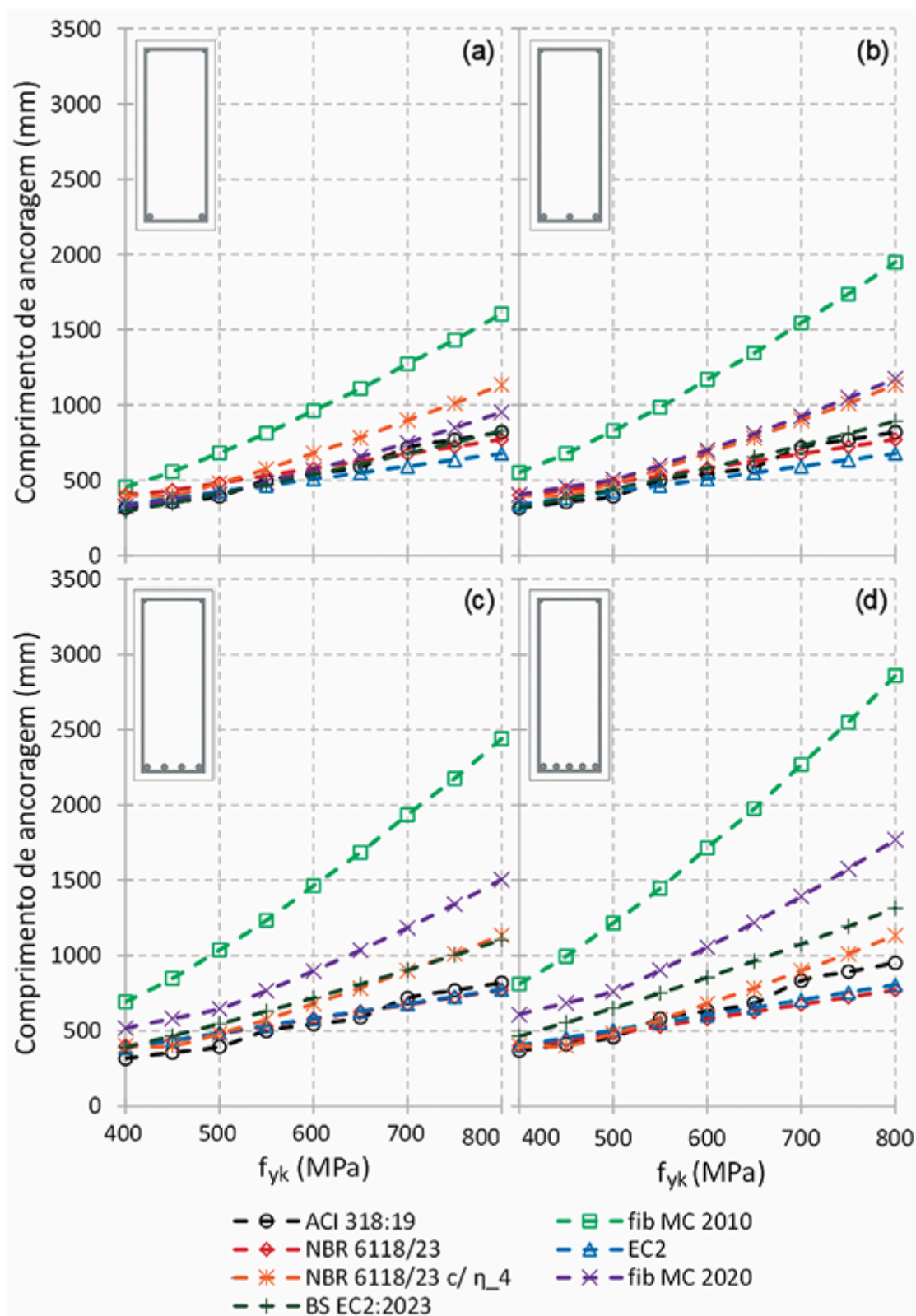
Figura 18 - Seções utilizadas na comparação



Fonte: Bertazzolo, Cecel e Meneghetti, 2025.

Os resultados obtidos, sintetizados em quatro gráficos, podem ser vistos na Figura 19. Observa-se que quando há o aumento do número de barras diminui-se o confinamento das armaduras pelo concreto, assim, modelos que levam em consideração esse efeito tendem a aumentar o comprimento de ancoragem básico.

Figura 19 - Resultados obtidos



Fonte: Bertazzolo, Cecel e Meneghetti, 2025.

Desse modo, observa-se que a adoção de $\eta_{4,abece} = 0,76$ proporciona valores de comprimento de ancoragem satisfatórios e condizentes com outros modelos de cálculos internacionais. Essa consideração possibilitou a adoção do modelo adaptado da ABNT NBR 6118 (2023) para o escopo deste trabalho.

3.8 ESTACAS

Segundo a ABNT NBR 6122 (2022), as fundações profundas do tipo estaca caracterizam-se pela transferência das cargas aplicadas para o solo, através da ponta e da superfície lateral (fuste), em que a profundidade mínima de execução deve ser 3,0 m.

Assim, de acordo com Lopes e Velloso (2010), a construção civil no Brasil adota diferentes tipos de estacas, como: estacas de madeira, de concreto pré-moldado, de aço cravadas, estacas do tipo Strauss, tipo Franki, estacas escavadas, estacas raiz, micro estacas injetadas e estacas hélice.

A Tabela 7 traz as principais estacas existentes com suas respectivas cargas resistentes.

Tabela 7 - Cargas resistentes de estacas diversas

Tipo de Estaca	Dimensão (cm)	Carga Usual (kN)	Carga Máx. (kN)	Obs.	
Escavadas Circulares sem revestimento ou fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	$\varnothing 20^*$	100	120	* = "estaca broca"	
	$\varnothing 25^*$	150	200		
	$\varnothing 30^*$	200	250	Não são indicadas	
	$\varnothing 60$	1000	1400	abaixo do NA.	
Strauss $\sigma = 3$ a 4 MPa	$\varnothing 25$	150	200	Não são indicadas na ocorrência de argilas muito moles e abaixo do NA.	
	$\varnothing 32$	250	350		
	$\varnothing 38$	350	450		
	$\varnothing 45$	500	650		
Escavadas com revestimento ou com fluido estabilizante $\sigma = 3$ a 5 MPa	$\varnothing 60$	1100	1400	Escavação estabilizada com fluido (lama) ou camisa de aço.	
	$\varnothing 80$	2000	2500		
	$\varnothing 100$	3100	3900		
	$\varnothing 120$	4500	5600		
	$40 \times 250^{**}$	4000	5000		** = "estaca-diafragma" ou "barrete" (escavação estabilizada com fluido)
	$60 \times 250^{**}$	6000	7500		
Estacas Hélice $\sigma = 5$ a 6 MPa	$\varnothing 40$	600	800		
	$\varnothing 60$	1400	1800		
	$\varnothing 80$	2500	3000		
	$\varnothing 100$	4000	4700		
Estacas Raíz $\sigma = 11$ a 12,5 MPa	$\varnothing 17$	250	300	diâm. acabado $\varnothing 20$ cm	
	$\varnothing 22$	400	500	diâm. acabado $\varnothing 25$ cm	
	$\varnothing 27$	600	700	diâm. acabado $\varnothing 30$ cm	
	$\varnothing 32$	850	1000	diâm. acabado $\varnothing 35$ cm	
	$\varnothing 37$	1200	1400	diâm. acabado $\varnothing 40$ cm	

Fonte: Lopes e Velloso, 2010.

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2022), as estacas hélice contínua são classificadas como moldadas *in loco* e executadas por meio da introdução, no solo, de um trado helicoidal contínuo em rotação. Durante a retirada desse trado, realiza-se a injeção do concreto pela haste central, de forma simultânea à extração. Após a concretagem, a armadura é posicionada no interior da estaca. Dessa maneira, Cintra e Aoki (2010) definiram as cargas de catálogo das estacas para diâmetros variados, como pode ser observado na Tabela 8.

Tabela 8 - Cargas de catálogo da estaca hélice contínua

Hélice contínua $\sigma_e = 6$ MPa (Antunes e Tarozzo, 1998)	Ø 27,5	350
	Ø 30	450
	Ø 35	600
	Ø 40	800
	Ø 42,5	900
	Ø 50	1.250
	Ø 60	1.800
	Ø 70	2.450
	Ø 80	3.200
	Ø 90	4.000
	Ø 100	5.000

Fonte: Cintra e Aoki, 2010 (adaptado).

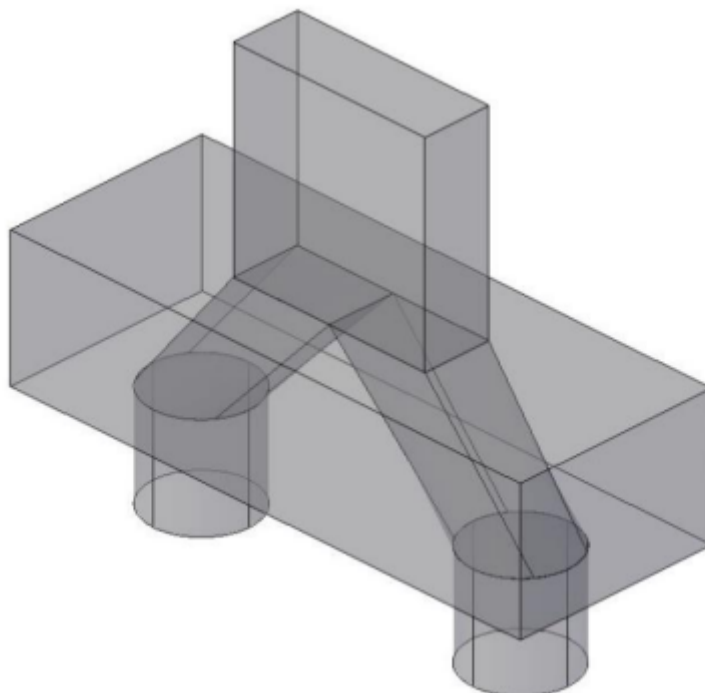
3.9 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

A ABNT NBR 6118 (2023) define blocos de fundação como elementos de volume responsáveis por transmitir cargas de fundação para estacas e tubulões. Nesse sentido, a norma cria uma distinção entre blocos rígidos e blocos flexíveis.

Os blocos rígidos são classificados por trabalhar à flexão nas duas direções, com uma analogia de bielas e tirantes, onde as bielas de compressão direcionam as forças provenientes dos pilares para as estacas, como pode ser observado na Figura 20. Nesse processo, esforços de tração se desenvolvem nas linhas sobre as estacas com faixa de largura de 1,2 vezes o diâmetro da estaca.

Já os blocos flexíveis, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), apresentam comportamento mais complexo, demandando por análises que verificam com mais precisão a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração e do cisalhamento, além dos efeitos de punção.

Figura 20 - Bielas de concreto no bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos, 2023.

3.9.1 Modelo de cálculo: Bléivot

Os modelos de dimensionamento de blocos de fundação aceitos pela ABNT NBR 6118 (2023) são: modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Além disso, a Norma preconiza que devem ser levados em consideração efeitos de fendilhamento na região de contato entre pilar e bloco, com a permissão da determinação das armaduras a partir de um modelo de bielas e tirantes.

O método de cálculo desenvolvido por Bléivot, conforme apresentado em Bastos (2023), considera que o bloco de fundação se comporta de maneira análoga a uma treliça. Nesse modelo, as bielas de concreto desempenham o papel dos elementos comprimidos, enquanto as armaduras assumem a função dos tirantes, resistindo aos esforços de tração. Para blocos apoiados em duas estacas, adota-se como referência uma treliça plana. Já no caso de blocos sobre múltiplas estacas, o comportamento estrutural é representado por uma treliça espacial.

Para Bastos (2023), o método de Blevót é recomendado quando:

- O carregamento é praticamente centrado.
- As estacas estão dispostas mantendo-se um espaçamento uniforme do centro do pilar

Além disso, de acordo com o autor, o método possui como lastro o amplo suporte experimental (116 ensaios de Blévoit, entre outros), o que contribuiu para sua vasta adoção no Brasil e Europa, além do fato de que o modelo de treliça é intuitivo.

4 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho possui caráter experimental de cálculo, baseada na aplicação do método das bielas e tirantes para o dimensionamento de blocos de fundação de concreto armado. O objetivo é avaliar a viabilidade técnica do uso do aço CA-70 em comparação ao aço convencional CA-50, por meio do levantamento do consumo de materiais e custos.

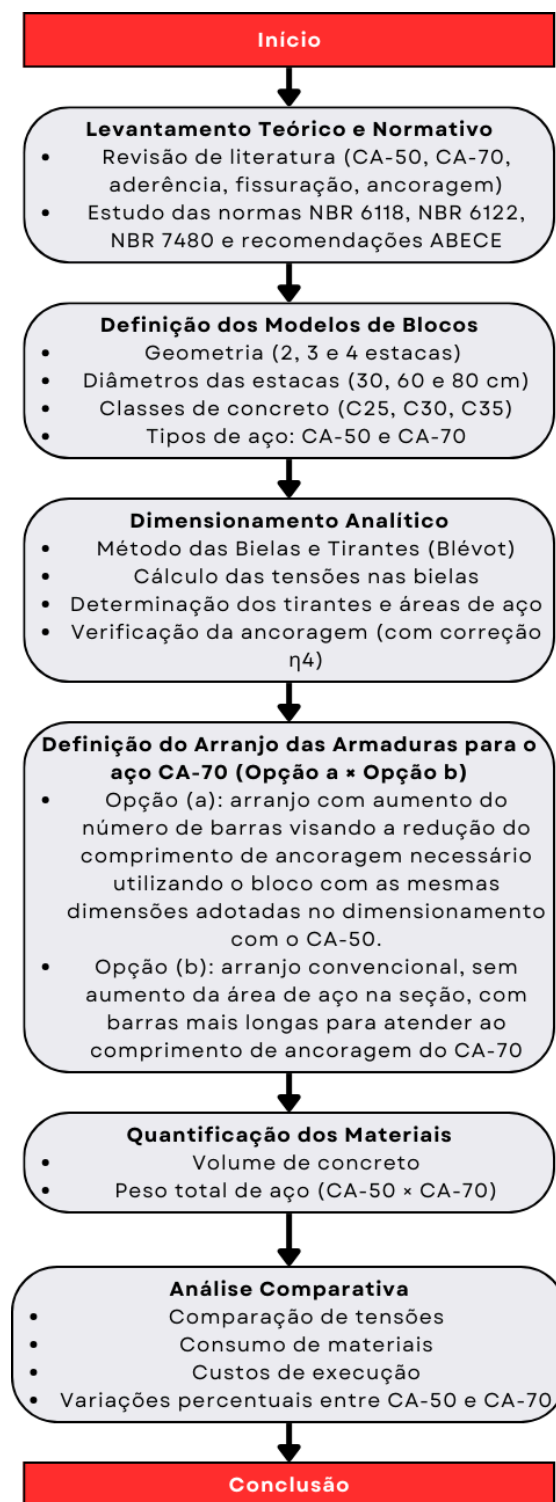
4.1 ETAPAS DE PESQUISA

O estudo foi estruturado em quatro etapas principais:

- **Levantamento teórico e normativo:** revisão bibliográfica sobre o comportamento de blocos de fundação, o método das bielas e tirantes e as propriedades mecânicas do aço CA-70, além da análise das normas ABNT NBR 6118 (2023) e ABNT NBR 6122 (2019), que fundamentam os critérios de dimensionamento adotados.
- **Definição dos parâmetros geométricos e de materiais:** estabelecimento das variáveis que influenciam os blocos, incluindo a geometria do bloco, número e diâmetro das estacas, resistência característica do concreto (C25, C30 e C35) e resistência ao escoamento do aço (CA-50 e CA-70).
- **Dimensionamento analítico:** cálculo sistemático das tensões nas bielas de concreto e das forças nos tirantes, bem como das áreas de armadura principal e de distribuição, com base nas diretrizes normativas e nas hipóteses de projeto. Todos os cálculos foram conduzidos em planilhas desenvolvidas no Excel.
- **Análise comparativa dos resultados:** comparação das diferentes combinações de materiais e geometrias, considerando tensões, áreas de armadura, consumo total de aço e custos.

O fluxograma que ilustra as etapas do trabalho pode ser observado na Figura 21.

Figura 21 - Fluxograma da metodologia



Fonte: autoria própria, 2025.

4.1.1 Levantamento teórico e normativo

Foram revisados os princípios de transferência de carga entre pilar e estacas, o método das bielas e tirantes e as propriedades do aço CA-70, em relação ao aço CA-50. Essa etapa permitiu compreender os mecanismos de resistência e aderência do aço de alta resistência, além de fornecer bases normativas e teóricas para verificação de tensões e dimensionamento seguro das bielas e tirantes.

4.1.2 Definição dos modelos analisados

Foram definidos blocos de fundação com dois, três e quatro estacas, de diâmetros iguais a 30 cm, 60 cm e 80 cm. As dimensões básicas em planta dos blocos foram calculadas a partir do espaçamento entre eixos das estacas, igual a 2,5 vezes o diâmetro, e da distância entre o eixo da estaca e a borda do bloco, igual a 15 cm. Para cada geometria, foram consideradas três classes de concreto (C25, C30 e C35) e duas classes de aço (CA-50 e CA-70), com resistência ao escoamento $f_{yk} = 500$ MPa e $f_{yk} = 700$ MPa, respectivamente. O pilar foi considerado centralizado em todos os blocos, com seção transversal de 80x60 cm para os blocos sobre duas estacas e 80x80 cm para os demais casos.

4.1.3 Dimensionamento analítico

O dimensionamento dos blocos foi realizado pelo método das bielas e tirantes, determinando-se as tensões nas bielas de concreto e as forças nos tirantes, a fim de calcular as áreas necessárias de armadura principal e de distribuição. As verificações seguiram as limitações de tensões admissíveis no concreto e no aço, considerando a ancoragem adequada dos tirantes e as condições geométricas de cada bloco. Todos os cálculos foram efetuados em planilhas Excel, permitindo padronização e comparação direta dos diferentes casos.

4.1.4 Levantamento de consumo e análise comparativa

Para cada combinação de materiais e geometrias, foram calculados:

- consumo total de aço na armadura principal;
- consumo total de concreto;
- custos estimados;

Os resultados foram comparados entre os diferentes aços e concretos, permitindo avaliar os efeitos da substituição do CA-50 pelo CA-70 sobre o consumo de materiais e os impacto financeiro

4.2 DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO: EXEMPLOS

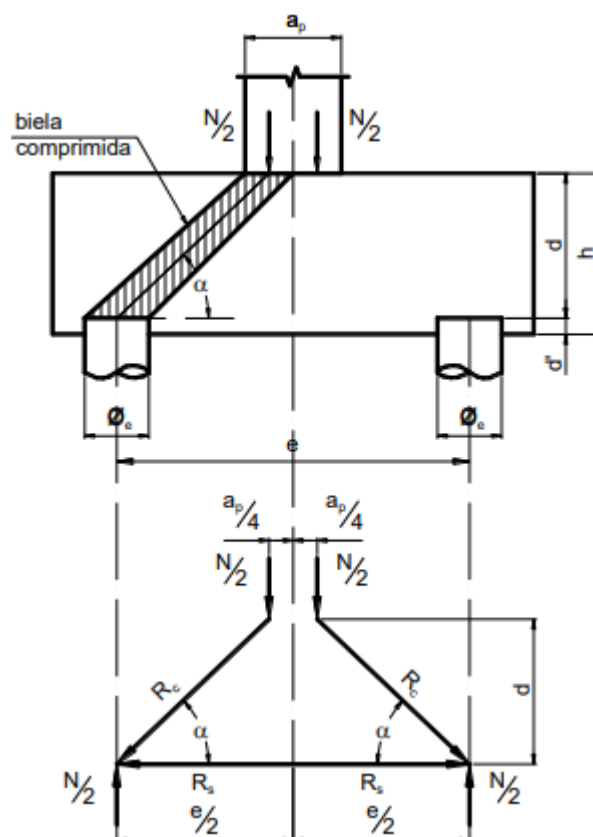
No modelo adotado a força normal de compressão aplicada foi definida em função da resistência máxima das estacas, de modo que cada elemento trabalhasse sob a carga limite de catálogo, garantindo uma situação de solicitação máxima admissível e adequada para comparação entre os modelos.

Para fins de exemplificação dos cálculos, foram dimensionadas estacas com 30 cm de diâmetro e blocos com concreto de classe C25, adotando-se pilar centralizado. Como mencionado, o pilar do bloco sobre duas estacas foi considerado com seção retangular de 80 cm × 60 cm, enquanto os pilares dos blocos com três e quatro estacas foram definidos com seção quadrada de 80 cm × 80 cm. Estas dimensões foram definidas, como será possível observar nas verificações das bielas de concreto, de modo que seja evitado o esmagamento da biela na região do pilar.

4.2.1 Blocos com 2 estacas

Os blocos sobre duas estacas se caracterizam por receber esforços de flexocompressão dos pilares, distribuindo os esforços até as estacas, através das bielas de compressão. A Figura 22 traz uma representação esquemática do bloco sobre duas estacas, tal como as convenções utilizadas, bielas comprimidas e representação vetorial dos esforços internos.

Figura 22 - representação esquemática de bloco sobre 2 estacas



Fonte: Bastos, 2023.

De acordo com Bastos (2023), quando $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$, as bielas de concretos não apresentam riscos de ruptura por punção. Assim,

$$\operatorname{tg} \alpha := \frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{a_p}{4}}$$

(Eq. 7)

α – ângulo de inclinação das bielas de concreto

d – altura útil

e – distância entre eixo das estacas ($\geq 2,5\phi_c$)

a_p – largura do pilar na direção da distância "e"

Substituindo-se α por 40° e 55°

$$d_{min} := 0,5 \cdot \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (\text{Eq. 8})$$

$$d_{max} := 0,71 \cdot \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (\text{Eq. 9})$$

d_{min} – altura útil mínima

d_{max} – altura útil máxima

Assim, a altura total do bloco é:

$$H := d + d' \quad (\text{Eq. 10})$$

H – altura total do bloco

d' – maior valor entre: 5 cm e $a_{est}/5$

a_{est} – lado de uma estaca de seção quadrada, com área igual à da estaca de seção circular ($\frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e$)

Assim,

$$e = 2,5 * 30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

De acordo com a ABNT NBR 6122 (2019), os blocos de fundação não devem ter dimensão menor do que 60 cm. Assim, adotou-se $e = 120$ cm, o que possibilita uma altura total do bloco de 60 cm.

Prosseguindo,

$$d_{min} := 0,5 \cdot \left(120 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} \right) = 40 \text{ cm}$$

$$d_{max} := 0,71 \cdot \left(120 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} \right) = 56,8 \text{ cm}$$

$$\alpha_{est} := \frac{\sqrt{\Pi}}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 26,59 \text{ cm}$$

$$\frac{\alpha_{est}}{5} = 5,32 \text{ cm}$$

$$d'_{calculado} := 5,32 \text{ cm}$$

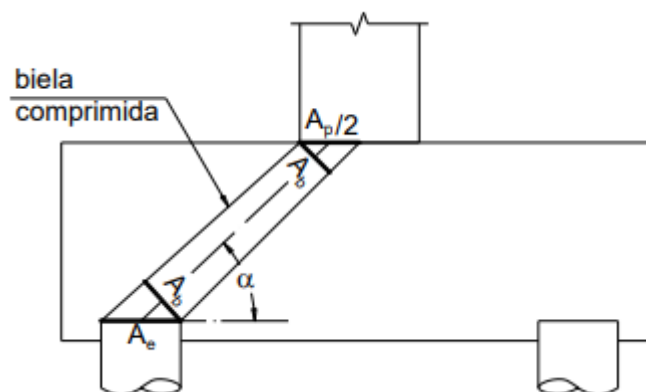
$$d'_{adotado} := 6 \text{ cm}$$

$$H := 54 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{atan} \left(\frac{54 \text{ cm}}{\frac{120 \text{ cm}}{2} - \frac{80 \text{ cm}}{4}} \right) = 53,47^\circ$$

Dessa maneira, de acordo com o autor, é necessário a verificação das bielas de concreto, uma vez que a área transversal da biela varia de acordo com a altura do bloco, como se pode observar na Figura 23.

Figura 23 - Área da biela de concreto na base do pilar e no topo da estaca



Fonte: Bastos, 2023.

A verificação deve ser feita tanto para a biela no topo da estaca quanto para a biela na base do pilar. Assim, são calculadas as tensões normais de compressão nas bielas, referentes ao pilar e às estacas, através das formulações desenvolvidas por Bastos (2023):

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{N_{sd}}{A_p \cdot (\text{sen}(\alpha))^2} \quad (\text{Eq. 11})$$

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{N_{sd}}{2 \cdot A_e \cdot (\text{sen}(\alpha))^2} \quad (\text{Eq. 12})$$

$\sigma_{cd,b,pil}$ – tensão normal de compressão na biela na base do pilar

$\sigma_{cd,b,est}$ – tensão normal de compressão na biela no topo da estaca

Assim, a carga aplicada considerada será a soma da própria capacidade de carga de cada estaca:

$$N_{sd} := 2 \cdot 450 \text{ kN} = 900 \text{ kN}$$

As tensões de compressão são:

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{900 \text{ kN}}{80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot (\sin(53,47^\circ))^2} = 2,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{900 \text{ kN}}{2 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (30 \text{ cm})^2}{4} \right) \cdot (\sin(53,47^\circ))^2} = 9,86 \text{ MPa}$$

Seguindo as recomendações de Santos et al. (2023), a tensão máxima de compressão máxima admitida nas bielas serão:

$$\sigma_{c,lim,pilar} := 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{Eq. 13})$$

$$\sigma_{c,lim,estaca} := 0,72 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$\sigma_{c,lim,pilar} := 0,85 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{25}{1,4} \text{ MPa} = 13,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,lim,estaca} := 0,72 \cdot \left(1 - \frac{25}{250}\right) \cdot \frac{25}{1,4} \text{ MPa} = 11,57 \text{ MPa}$$

f_{ck} – resistência à compressão característica do concreto

Dessa maneira, a verificação que deve ser realizada é:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{c,lim,pilar}$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{c,lim,estaca}$$

Assim, observa-se a seguir que a verificação foi satisfeita:

$$2,18 \text{ MPa} < 13,66 \text{ MPa}$$

$$9,86 \text{ MPa} < 11,57 \text{ MPa}$$

Assim, após a verificação das bielas de concreto, em conformidade com Bastos (2023), realiza-se o dimensionamento das armaduras, em especial a armadura principal, que irá atuar como tirante, de acordo com o modelo de Blevót.

- A armadura principal

$$A_s := \frac{1,15 \cdot N_{sd}}{8 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot (2 \cdot e - a_p) \quad (\text{Eq. 15})$$

- Armadura complementar superior

$$A_{s,sup} := 0,2 \cdot A_s \quad (\text{Eq. 16})$$

- Armadura complementar de pele e estribos verticais em cada face lateral

$$\left(\frac{A_{sp}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = 0,075 \cdot B \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (\text{Eq. 17})$$

A_{sp} – armadura de pele

A_{sw} – estribos verticais

s – espaçamento entre as armaduras

B – largura do bloco na direção perpendicular ao eixo das armaduras principais

Ressalta-se que a Equação 19 foi desenvolvida para blocos com aço CA-50, porém, por falta de embasamento teórico, utilizou-se nesta exemplificação a mesma formulação para o aço CA-70.

Nesse sentido, realizou-se o dimensionamento considerando aço CA-50 e CA-70 alternativamente, como pode ser observado a seguir:

- A armadura principal

$$A_{s,CA50} := \frac{1,15 \cdot 900 \text{ kN}}{8 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (2 \cdot 120 \text{ cm} - 80 \text{ cm}) = 8,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,CA70} := \frac{1,15 \cdot 900 \text{ kN}}{8 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (2 \cdot 120 \text{ cm} - 80 \text{ cm}) = 6,3 \text{ cm}^2$$

- Armadura complementar superior

$$A_{s,sup,CA50} := 0,2 \cdot 8,82 \text{ cm}^2 = 1,76 \text{ cm}^2$$

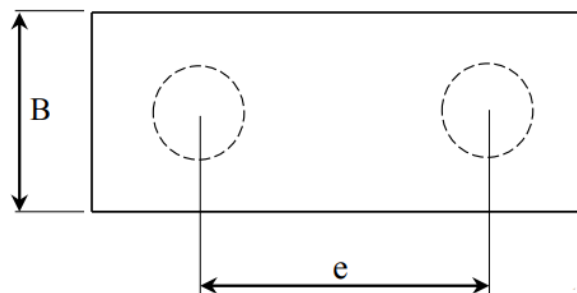
$$A_{s,sup,CA70} := 0,2 \cdot 6,3 \text{ cm}^2 = 1,26 \text{ cm}^2$$

- Armadura complementar de pele e estribos verticais em cada face lateral

A largura “B” do bloco calculada, com representação em planta indicada na Figura 24, considerou a distância entre face da estaca e borda do bloco de 15 cm. Assim, com estaca de 30 cm:

$$B := 30 \text{ cm} + 2 \cdot 15 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

Figura 24 - Indicação da dimensão “B” do bloco



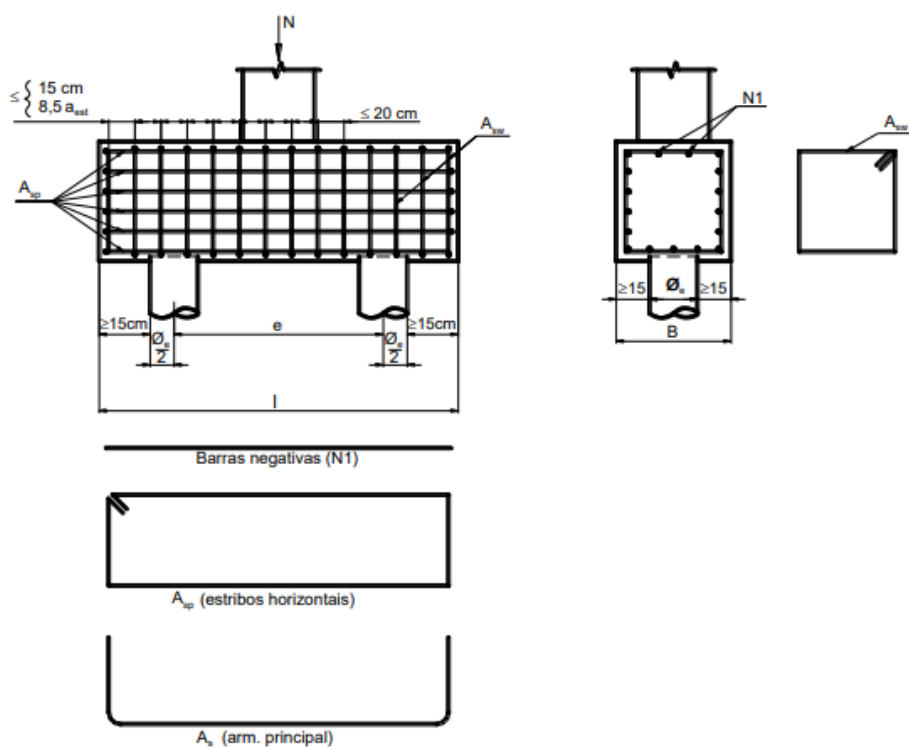
Fonte: Bastos, 2023 (adaptado).

Calcula-se então a armadura:

$$\left(\frac{A_{sp}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{mín,face}} = 0,075 \cdot 60 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 4,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

A disposição das armaduras no bloco pode ser observada na Figura 25, com a identificação de cada tipo de armadura.

Figura 25 - Detalhamento de armaduras para bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos, 2023.

Com base nas recomendações de Bastos (2023) para os espaçamentos das armaduras, calculou-se os valores limites de espaçamento:

- Espaçamento da armadura de pele

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Eq. 18})$$

$$s \leq \frac{54 \text{ cm}}{3} \quad s \leq 18 \text{ cm}$$

- Espaçamento dos estribos verticais
 - Sobre as estacas

$$s \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 0,5a_{\text{est}} = 0,5 \frac{\sqrt{\pi}}{2} \phi_e \end{cases} \quad (\text{Eq. 19})$$

$$s \leq \frac{0,5 \cdot \sqrt{\pi} \cdot 30 \text{ cm}}{2} \quad s \leq 13,29 \text{ cm}$$

- Nas outras posições

$$s \leq 20 \text{ cm}$$

Por fim, é necessário o cálculo da ancoragem da armadura principal. Como já discutido no tópico de ancoragem, a equação utilizada na determinação do comprimento de ancoragem básico será

$$l_b := \frac{f_{yk} \cdot \phi}{0,84 \cdot f_{ck} \cdot \frac{2}{3} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4} \cdot \frac{Y_c}{Y_s} \quad (\text{Eq. 20})$$

Assim, a fim de exemplificar a aplicação da equação, realizou-se os seguintes arranjos de armaduras principais:

- Arranjo para CA-50:

Arranjo - 8 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{8,82 \text{ cm}^2}{9,82 \text{ cm}^2} = 0,9$$

- Arranjo para CA-70:

Arranjo - 6 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{6,30 \text{ cm}^2}{7,36 \text{ cm}^2} = 0,86$$

No cálculo do comprimento de ancoragem das barras de aço foram adotados os fatores definidos pela ABNT NBR 6118 (2023), considerando as condições de aderência e geometria do elemento. Utilizaram-se os parâmetros $\eta_1 = 2,25$, $\eta_2 = 1,0$, $\eta_3 = 1,0$ e, para o aço CA-70, $\eta_4 = 0,76$. Como a ancoragem foi feita com gancho, adotou-se $\alpha = 0,7$, conforme recomendação para barras dobradas em 90° .

Assim, podem ser calculados os comprimentos de ancoragem para o bloco sobre duas estacas:

- Ancoragem com CA-50

O cálculo do comprimento de ancoragem básico é demonstrado a seguir:

$$l_b := \frac{500 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left((25)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 47,09 \text{ cm}$$

O comprimento de ancoragem necessário é definido pela seguinte equação:

$$l_{b,nec} := \alpha \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} \cdot l_b$$

(Eq. 21)

Assim,

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,90 \cdot 47,09 \text{ cm} = 29,67 \text{ cm}$$

O comprimento mínimo de ancoragem a ser atendido é definido como o maior entre os valores:

$$0,3 \cdot l_b = 14,13 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

(Eq. 22)

- Ancoragem com CA-70

Para o aço CA-70 é considerado $\eta_4 = 0,76$, como mencionado.

$$l_b := \frac{700 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left((25)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,76} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 86,74 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,86 \cdot 86,74 \text{ cm} = 52,22 \text{ cm}$$

Ancoragem mínima:

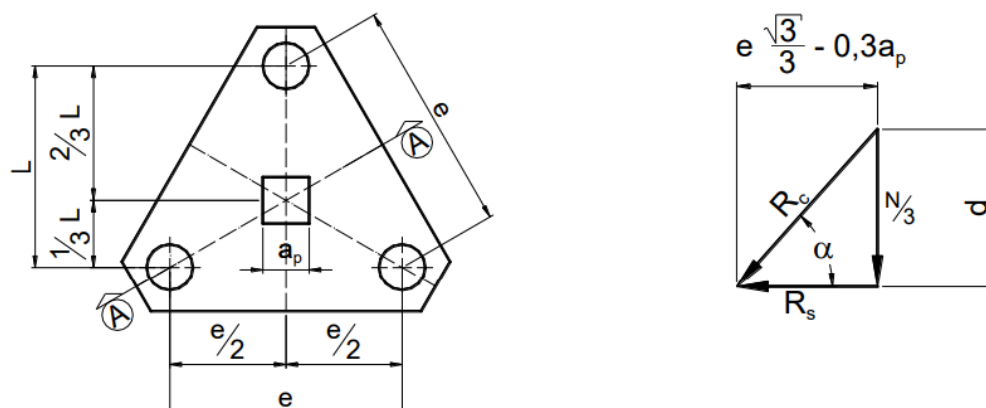
$$0,3 \cdot l_b = 26,02 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

4.2.2 Blocos com 3 estacas

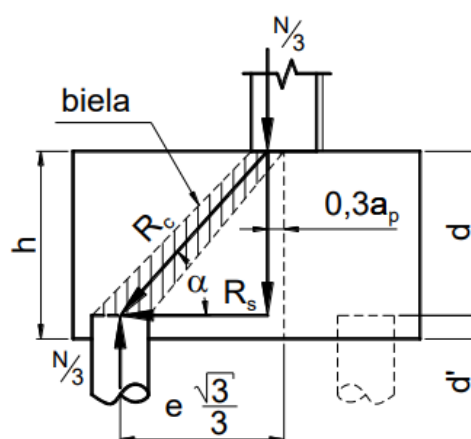
Os blocos sobre três estacas, diferentemente dos blocos sobre duas estacas, se caracterizam pela capacidade de receber esforços de compressão e de momento fletor nas duas direções principais. Através da Figura 26 é possível observar a planta esquemática de um bloco de 3 estacas, tal como as convenções utilizadas nos equacionamentos. O corte do bloco é representado na Figura 27.

Figura 26 - Representação esquemática de bloco sobre 3 estacas



Fonte: Bastos, 2023.

Figura 27 - Corte A



Fonte: Bastos, 2023.

De forma análoga ao bloco sobre 2 estacas, calcula-se uma altura útil de modo que $40^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Assim,

$$tg\alpha := \frac{d}{\frac{e \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot a_p}$$

(Eq. 23)

α – ângulo de inclinação das bielas de concreto

d – altura útil

e – distância entre eixo das estacas ($\geq 2,5\phi_e$)

a_p – largura do pilar (se a seção não for quadrada, calcular seção quadrada equivalente)

Substituindo-se α por 40° e 55°

$$d_{min} := 0,58 \cdot \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (\text{Eq. 24})$$

$$d_{max} := 0,825 \cdot \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (\text{Eq. 25})$$

d_{min} – altura útil mínima

d_{max} – altura útil máxima

Assim, a altura total do bloco é:

$$H := d + d' \quad (\text{Eq. 26})$$

H – altura total do bloco

d' – maior valor entre: 5 cm e $a_{est}/5$

a_{est} – lado de uma estaca de seção quadrada, com área igual à da estaca de seção circular $(\frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e)$

Dessa forma,

$$e := 2,5 \cdot 30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

Como no exemplo do bloco sobre duas estacas, foi necessário aumentar o valor de “e” para que fosse possível uma altura final do bloco de no mínimo 60 cm, em conformidade com a ABNT NBR 6122 (2019). Assim, $e = 110$ cm.

Prosseguindo,

$$d_{min} := 0,58 \cdot \left(110 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} \right) = 40,6 \text{ cm}$$

$$d_{max} := 0,825 \cdot \left(110 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} \right) = 57,75 \text{ cm}$$

$$\alpha_{est} := \frac{\sqrt{\pi}}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 26,59 \text{ cm}$$

$$\frac{\alpha_{est}}{5} = 5,32 \text{ cm}$$

$$d'_{calculado} := 5,32 \text{ cm}$$

$$d'_{adotado} := 6 \text{ cm}$$

$$H := 54 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

O ângulo de inclinação das bielas:

$$\text{atan} \left(\frac{54 \text{ cm}}{\frac{110 \text{ cm} \cdot \sqrt{3}}{3} - 0,3 \cdot 80 \text{ cm}} \right) = 53,81^\circ$$

Assim, verifica-se a compressão nas bielas de concreto, através das formulações propostas por Bastos (2023). A verificação deve ser feita tanto para a biela no topo da estaca quanto para a biela na base do pilar, analogamente ao bloco sobre 2 estacas.

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{N_{sd}}{A_p \cdot (\text{sen}(\alpha))^2} \quad (\text{Eq. 27})$$

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{N_{sd}}{3 \cdot A_e \cdot (\text{sen}(\alpha))^2} \quad (\text{Eq. 28})$$

$\sigma_{cd,b,pil}$ – tensão normal de compressão na biela na base do pilar

$\sigma_{cd,b,est}$ – tensão normal de compressão na biela no topo da estaca

Assim, a carga aplicada considerada será a soma da capacidade de carga de cada estaca, como calculado a seguir:

$$N_{sd} := 3 \cdot 450 \text{ kN} = 1350 \text{ kN}$$

As tensões de compressão são:

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{1350 \text{ kN}}{80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot (\sin(53,81^\circ))^2} = 3,24 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{1350 \text{ kN}}{3 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (30 \text{ cm})^2}{4} \right) \cdot (\sin(53,81^\circ))^2} = 9,77 \text{ MPa}$$

Dessa maneira, realiza-se a verificação:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{c,lim,pilar}$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{c,lim,estaca}$$

Assim, como demonstrado a seguir, o bloco está seguro quanto ao esmagamento das bielas de concreto.

$$3,24 \text{ MPa} < 13,66 \text{ MPa}$$

$$9,77 \text{ MPa} < 11,57 \text{ MPa}$$

Dessa forma, após a verificação das bielas de concreto conforme o procedimento apresentado por Bastos (2023), procede-se ao dimensionamento das armaduras do bloco, em conformidade com as recomendações do autor.

- Armadura paralela aos lados do bloco

$$A_{s,lado} := \frac{\sqrt{3} \cdot N_{sd}}{27 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot (e \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot a_p) \quad (\text{Eq. 29})$$

- Armadura em malha

$$A_{s,malha} := 0,2 \cdot A_{s,lado} \geq A_{s,susp,face} \quad (\text{Eq. 30})$$

- Armadura de suspensão por face

$$A_{s,susp,tot} := \frac{N_{sd}}{4,5 \cdot f_{yd}} \quad (\text{Eq. 31})$$

$$A_{s,susp,face} := \frac{A_{s,susp,tot}}{3} \quad (\text{Eq. 32})$$

- Armadura superior e de pele

$$A_{s,sup} := 0,2 \cdot A_{s,lado} \quad (\text{Eq. 33})$$

$$A_{sp,face} := \frac{3}{8} \cdot A_{s,lado} \quad (\text{Eq. 34})$$

$A_{s,lado}$ – armadura principal paralela aos lados do bloco

$A_{s,malha}$ – armadura em malha

$A_{s,susp,tot}$ – armadura de suspensão total

$A_{s,susp,face}$ – armadura de suspensão por face

$A_{s,sup}$ – armadura superior

$A_{sp,face}$ – armadura de pele

Assim, o dimensionamento foi realizado para os aços CA-50 e CA-70, conforme apresentado a seguir.

- Armadura paralela aos lados do bloco

$$A_{s,lado,CA50} := \frac{\sqrt{3} \cdot 1350 \text{ kN}}{27 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (110 \text{ cm} \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot 80 \text{ cm}) = 4,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,lado,CA70} := \frac{\sqrt{3} \cdot 1350 \text{ kN}}{27 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (110 \text{ cm} \cdot \sqrt{3} - 0,9 \cdot 80 \text{ cm}) = 3,12 \text{ cm}^2$$

- Armadura em malha

$$A_{s,malha,CA50} := 0,2 \cdot 4,37 \text{ cm}^2 = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,malha,CA70} := 0,2 \cdot 3,12 \text{ cm}^2 = 0,62 \text{ cm}^2$$

- Armadura de suspensão por face

a) CA-50

$$A_{s,susp,tot,CA50} := \frac{1350 \text{ kN}}{4,5 \cdot \left(\frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \right)} = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,susp,face,CA50} := \frac{A_{s,susp,tot,CA50}}{3} = 2,3 \text{ cm}^2$$

b) CA-70

$$A_{s,susp,tot,CA70} := \frac{1350 \text{ kN}}{4,5 \cdot \left(\frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \right)} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,susp,face,CA70} := \frac{A_{s,susp,tot,CA70}}{3} = 1,64 \text{ cm}^2$$

- Armadura superior e de pele

a) CA-50

$$A_{s,sup,CA50} := 0,2 \cdot 4,37 \text{ cm}^2 = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp,face,CA50} := \frac{3}{8} \cdot 4,37 \text{ cm}^2 = 1,64 \text{ cm}^2$$

b) CA-70

$$A_{s,sup,CA70} := 0,2 \cdot 3,12 \text{ cm}^2 = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp,face,CA70} := \frac{3}{8} \cdot 3,12 \text{ cm}^2 = 1,17 \text{ cm}^2$$

Bastos (2023) recomenda os seguinte espaçamentos para as armaduras:

- Espaçamento máximo entre armaduras

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Eq. 35})$$

$$s \leq \frac{54 \text{ cm}}{3} \quad s \leq 18 \text{ cm}$$

- Espaçamento mínimo entre armaduras

$$s \geq 8 \text{ cm}$$

Prosseguindo, para a determinação do comprimento de ancoragem, definiu-se o arranjo das armaduras principais, como pode ser observado a seguir.

- Arranjo para CA-50:

Arranjo - 4 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{4,37 \text{ cm}^2}{4,91 \text{ cm}^2} = 0,89$$

- Arranjo para CA-70:

Arranjo - 3 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{3,12 \text{ cm}^2}{3,68 \text{ cm}^2} = 0,85$$

Os parâmetros para a determinação do comprimento de ancoragem básico foram: $\eta_1 = 2,25$; $\eta_2 = 1,0$; $\eta_3 = 1,0$ e, para o aço CA-70, $\eta_4 = 0,76$. Como a ancoragem se deu com uso de ganchos, $\alpha = 0,7$.

Assim, podem ser calculados os comprimentos de ancoragem para o bloco sobre três estacas:

- Ancoragem com CA-50

O cálculo do comprimento de ancoragem básico é demonstrado a seguir:

$$l_b := \frac{500 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left(\left(25 \right)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 47,09 \text{ cm}$$

O comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,89 \cdot 47,09 \text{ cm} = 29,34 \text{ cm}$$

O comprimento mínimo de ancoragem a ser atendido é definido como o maior entre os valores:

$$0,3 \cdot l_b = 14,13 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

- Ancoragem com CA-70

Para o aço CA-70 é considerado $\eta_4 = 0,76$, como mencionado.

$$l_b := \frac{700 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left((25)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,76} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 86,74 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,85 \cdot 86,74 \text{ cm} = 51,61 \text{ cm}$$

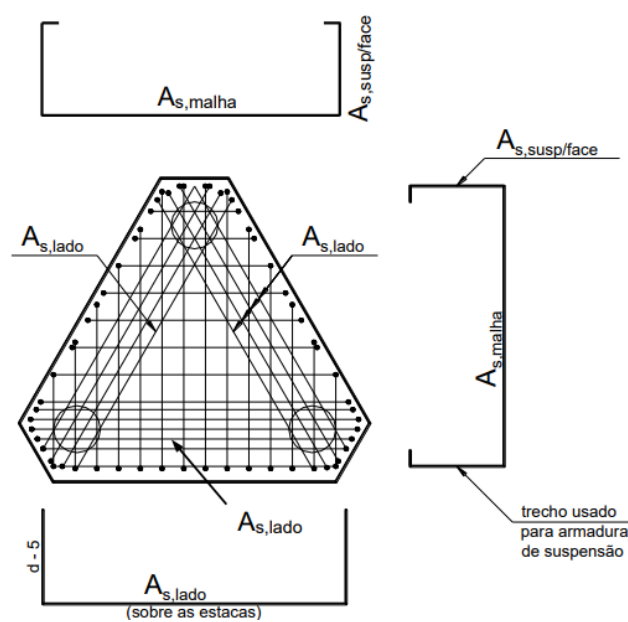
Ancoragem mínima:

$$0,3 \cdot l_b = 26,02 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

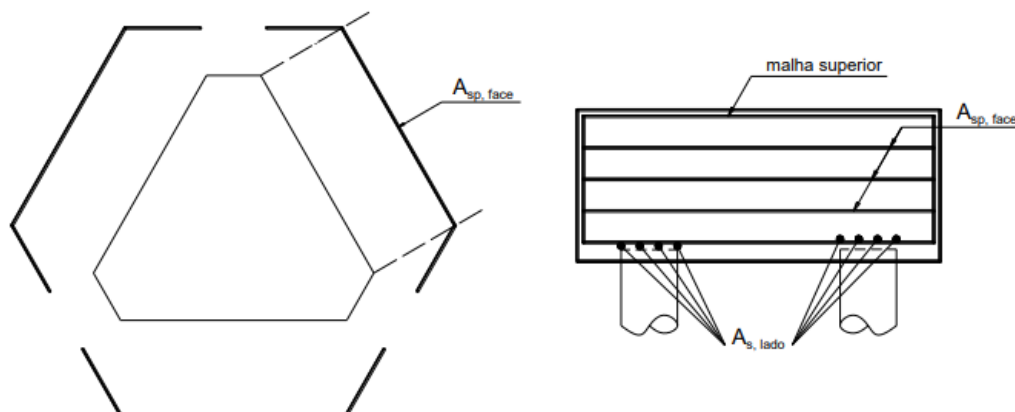
A disposição final das armaduras pode ser observada nas Figuras 28 e 29.

Figura 28 - Armaduras paralelas aos lados e malha



Fonte: Bastos, 2023.

Figura 29 - Armaduras de pele e malha superior

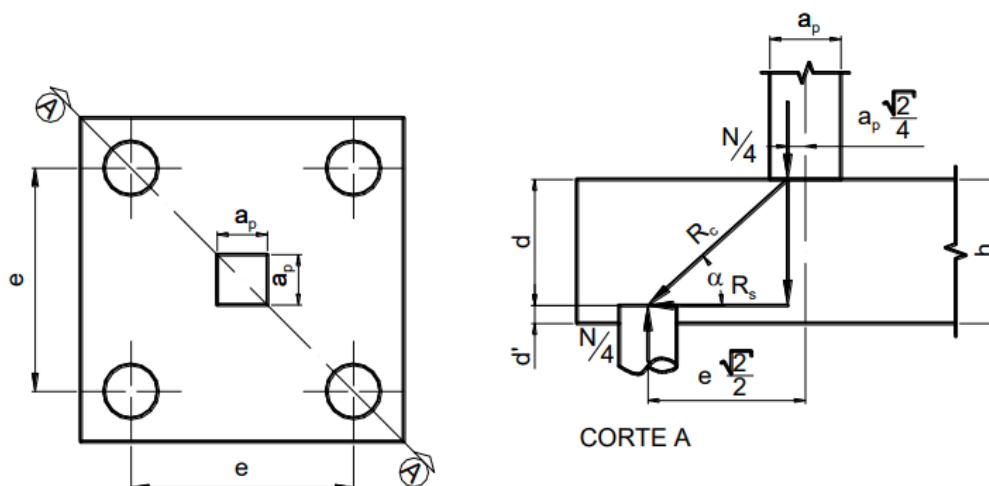


Fonte: Bastos, 2023.

4.2.3 Blocos com 4 estacas

Por fim, com base em Bastos (2023), cabe analisar o procedimento de dimensionamento para o bloco sobre 4 estacas. Na Figura 30, observa-se as representações esquemáticas do bloco sobre 4 estacas. No equacionamento, a força aplicada deve estar centralizada e coincidente com o centro de gravidade do bloco.

Figura 30 - Representação esquemática de bloco sobre 4 estacas



Fonte: Bastos, 2023.

Calculando a altura útil, de modo que $45^\circ \leq \alpha \leq 55^\circ$. Assim,

$$tg\alpha := \frac{d}{\frac{e \cdot \sqrt{2}}{2} - a_p \cdot \frac{\sqrt{2}}{4}} \quad (\text{Eq. 36})$$

α – ângulo de inclinação das bielas de concreto

d – altura útil

e – distância entre eixo das estacas ($\geq 2,5\phi_e$)

a_p – largura do pilar (se a seção não for quadrada, calcular seção quadrada equivalente)

Substituindo-se α por 45° e 55°

$$d_{min} := 0,71 \cdot \left(e - \frac{a_p}{2} \right) \quad (\text{Eq. 37})$$

$$d_{max} := e - \frac{a_p}{2} \quad (\text{Eq. 38})$$

d_{min} – altura útil mínima

d_{max} – altura útil máxima

Assim, a altura total do bloco é:

$$H := d + d' \quad (\text{Eq. 39})$$

H – altura total do bloco

d' – maior valor entre: 5 cm e $a_{est}/5$

a_{est} – lado de uma estaca de seção quadrada, com área igual à da estaca de seção circular ($\frac{\sqrt{\pi}}{2} * \phi_e$)

Assim,

$$e := 2,5 \cdot 30 \text{ cm} = 75 \text{ cm}$$

Optou-se por $e = 100 \text{ cm}$, possibilitando a adoção de uma altura total de bloco que se enquadre nas exigências da ABNT NBR 6122 (2019).

Dessa forma,

$$d_{min} := 0,71 \cdot \left(100 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} \right) = 42,6 \text{ cm}$$

$$d_{max} := 100 \text{ cm} - \frac{80 \text{ cm}}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$\alpha_{est} := \frac{\sqrt{\Pi}}{2} \cdot 30 \text{ cm} = 26,59 \text{ cm}$$

$$\frac{\alpha_{est}}{5} = 5,32 \text{ cm}$$

$$d'_{calculado} := 5,32 \text{ cm}$$

$$d'_{adotado} := 6 \text{ cm}$$

$$H := 54 \text{ cm} + 6 \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{atan} \left(\frac{54 \text{ cm}}{\frac{100 \text{ cm} \cdot \sqrt{2}}{2} - 80 \text{ cm} \cdot \frac{\sqrt{2}}{4}} \right) = 51,84^\circ$$

Na sequência, calculam-se as tensões normais de compressão atuantes nas bielas associadas ao pilar e às estacas, com base nas expressões apresentadas por Bastos (2023).

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{N_{sd}}{A_p \cdot (\text{sen}(\alpha))^2}$$

(Eq. 40)

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{N_{sd}}{4 \cdot A_e \cdot (\sin(\alpha))^2} \quad (\text{Eq. 41})$$

$\sigma_{cd,b,pil}$ – tensão normal de compressão na biela na base do pilar

$\sigma_{cd,b,est}$ – tensão normal de compressão na biela no topo da estaca

A carga aplicada para o bloco com estacas de 30 cm, como nos exemplos anteriores, foi definida em função da capacidade de carga de catálogo da estaca tipo hélice contínua. Dessa maneira,

$$N_{sd} := 4 \cdot 450 \text{ kN} = 1800 \text{ kN}$$

O cálculo das tensões nas bielas de concreto é exposto a seguir:

$$\sigma_{cd,b,pil} := \frac{1800 \text{ kN}}{80 \text{ cm} \cdot 80 \text{ cm} \cdot (\sin(51,84^\circ))^2} = 4,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{cd,b,est} := \frac{1800 \text{ kN}}{4 \cdot \left(\frac{\pi \cdot (30 \text{ cm})^2}{4} \right) \cdot (\sin(51,84^\circ))^2} = 10,3 \text{ MPa}$$

Prosseguindo para a verificação de esmagamento das bielas:

$$\sigma_{cd,b,pil} \leq \sigma_{c,lim,pilar}$$

$$\sigma_{cd,b,est} \leq \sigma_{c,lim,estaca}$$

É possível observar a seguir que as bielas de concreto resistiram e satisfizeram a verificação.

$$4,55 \text{ MPa} < 13,66 \text{ MPa}$$

$$10,3 \text{ MPa} < 11,57 \text{ MPa}$$

Realizada esta etapa de verificação, prossegue-se para o dimensionamento das armaduras do bloco, em conformidade com as recomendações do autor.

- Armadura principal

$$A_{s,lado} := \frac{N_{sd}}{16 \cdot d \cdot f_{yd}} \cdot (2 \cdot e - a_p) \quad (\text{Eq. 42})$$

- Armadura de malha

$$A_{s,malha} := 0,25 \cdot A_{s,lado} \geq \frac{A_{s,susp}}{4} \quad (\text{Eq. 43})$$

$$A_{s,susp} := \frac{N_{sd}}{6 \cdot f_{yd}} \quad (\text{Eq. 44})$$

- Armadura de pele

$$A_{sp,face} := \frac{1}{8} \cdot A_{s,tot} \quad (\text{Eq. 45})$$

$$A_{s,tot} := 4 \cdot A_{s,lado} \quad (\text{Eq. 46})$$

- Armadura superior

$$A_{s,sup} := 0,2 \cdot A_{s,tot} \quad (\text{Eq. 47})$$

$A_{s,lado}$ – armadura principal paralela aos lados do bloco

$A_{s,malha}$ – armadura de malha (para cada direção)

$A_{s,susp}$ – armadura de suspensão total

$A_{sp,face}$ – armadura de pele

$A_{s,tot}$ – armadura principal total

$A_{s,sup}$ – armadura superior

Assim, os dimensionamentos das armaduras com aços CA-50 e CA-70 podem ser conferidos a seguir.

- Armadura principal

$$A_{s,lado,CA50} := \frac{1800 \text{ kN}}{16 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (2 \cdot 100 \text{ cm} - 80 \text{ cm}) = 5,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,lado,CA70} := \frac{1800 \text{ kN}}{16 \cdot 54 \text{ cm} \cdot \left(\frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \right)} \cdot (2 \cdot 100 \text{ cm} - 80 \text{ cm}) = 4,11 \text{ cm}^2$$

- Armadura de malha e suspensão

$$A_{s,malha,CA50} := 0,25 \cdot 5,75 \text{ cm}^2 = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,malha,CA70} := 0,25 \cdot 4,11 \text{ cm}^2 = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,susp,CA50} := \frac{1800 \text{ kN}}{6 \cdot \left(\frac{500 \text{ MPa}}{1,15} \right)} = 6,9 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,susp,CA50}}{4} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,susp,CA70} := \frac{1800 \text{ kN}}{6 \cdot \left(\frac{700 \text{ MPa}}{1,15} \right)} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{s,susp,CA70}}{4} = 1,23 \text{ cm}^2$$

- Armadura de pele

- a) CA-50

$$A_{s,tot,CA50} := 4 \cdot 5,75 \text{ cm}^2 = 23 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp,face,CA50} := \frac{1}{8} \cdot 23 \text{ cm}^2 = 2,88 \text{ cm}^2$$

- b) CA-70

$$A_{s,tot,CA70} := 4 \cdot 4,11 \text{ cm}^2 = 16,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{sp,face,CA70} := \frac{1}{8} \cdot 16,44 \text{ cm}^2 = 2,06 \text{ cm}^2$$

- Armadura superior

$$A_{s,sup,CA50} := 0,20 \cdot 23 \text{ cm}^2 = 4,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,sup,CA70} := 0,20 \cdot 16,44 \text{ cm}^2 = 3,29 \text{ cm}^2$$

Bastos (2023) recomenda os seguinte espaçamentos para as armaduras:

- Espaçamento máximo entre armaduras

$$s \leq \begin{cases} \frac{d}{3} \\ 20 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Eq. 48})$$

$$s \leq \frac{54 \text{ cm}}{3} \quad s \leq 18 \text{ cm}$$

- Espaçamento mínimo entre armaduras

$$s \geq 8 \text{ cm}$$

Prosseguindo, para a determinação do comprimento de ancoragem, definiu-se o arranjo das armaduras principais, como pode ser observado a seguir.

- Arranjo para CA-50:

Arranjo - 5 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{5,75 \text{ cm}^2}{6,14 \text{ cm}^2} = 0,94$$

- Arranjo para CA-70:

Arranjo - 4 Φ 12,5 mm

$$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} = \frac{4,11 \text{ cm}^2}{4,91 \text{ cm}^2} = 0,84$$

Os parâmetros adotados para o cálculo do comprimento de ancoragem básico foram $\eta_1 = 2,25$, $\eta_2 = 1,0$, $\eta_3 = 1,0$ e, para o aço CA-70, $\eta_4 = 0,76$. Considerando que a ancoragem foi realizada com o uso de ganchos, aplicou-se $\alpha = 0,7$. Assim como nos demais exemplos de blocos analisados, esses valores foram utilizados para determinar o comprimento de ancoragem do bloco apoiado sobre quatro estacas.

- Ancoragem com CA-50

O cálculo do comprimento de ancoragem básico é demonstrado a seguir:

$$l_b := \frac{500 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left((25)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 47,09 \text{ cm}$$

O comprimento de ancoragem necessário:

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,94 \cdot 47,09 \text{ cm} = 30,99 \text{ cm}$$

O comprimento mínimo de ancoragem a ser atendido é definido como o maior entre os valores:

$$0,3 \cdot l_b = 14,13 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

(Eq. 49)

- Ancoragem com CA-70

Para o aço CA-70 é considerado $\eta_4 = 0,76$, como mencionado.

$$l_b := \frac{700 \text{ MPa} \cdot 12,5 \text{ mm}}{0,84 \cdot \left((25)^{\frac{2}{3}} \text{ MPa} \right) \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,76} \cdot \frac{1,4}{1,15} = 86,74 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} := 0,7 \cdot 0,84 \cdot 86,74 \text{ cm} = 51 \text{ cm}$$

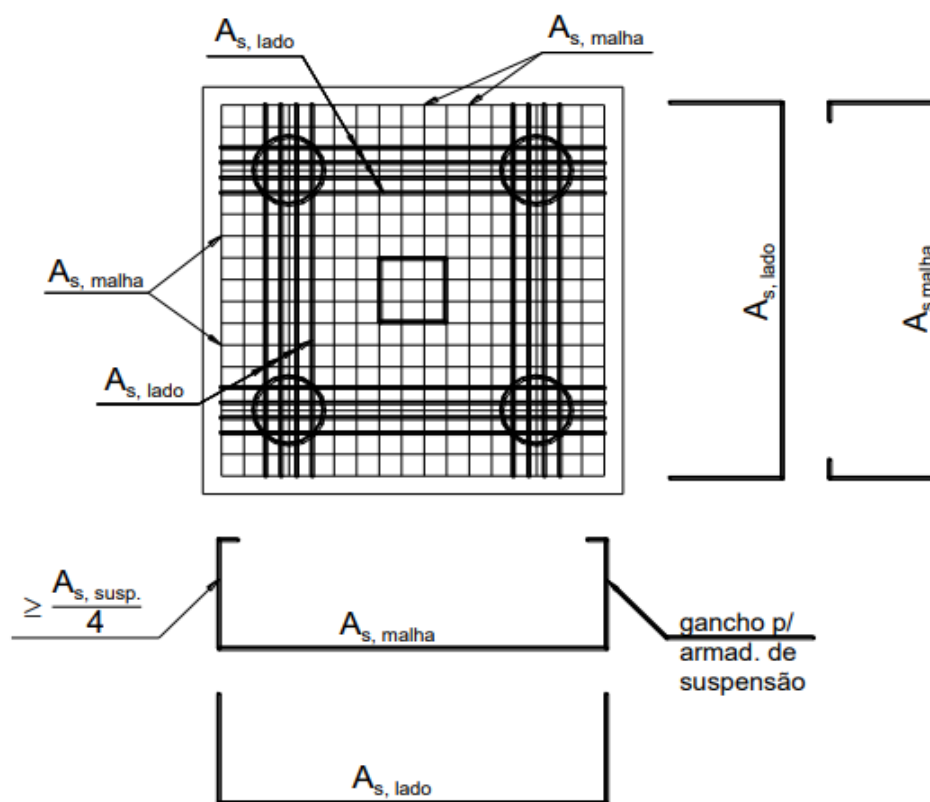
Ancoragem mínima:

$$0,3 \cdot l_b = 26,02 \text{ cm}$$

$$10 \cdot \phi = 12,5 \text{ cm}$$

A disposição final das armaduras pode ser observada na Figura 31.

Figura 31 - Detalhamento de armaduras para o bloco sobre 4 estacas

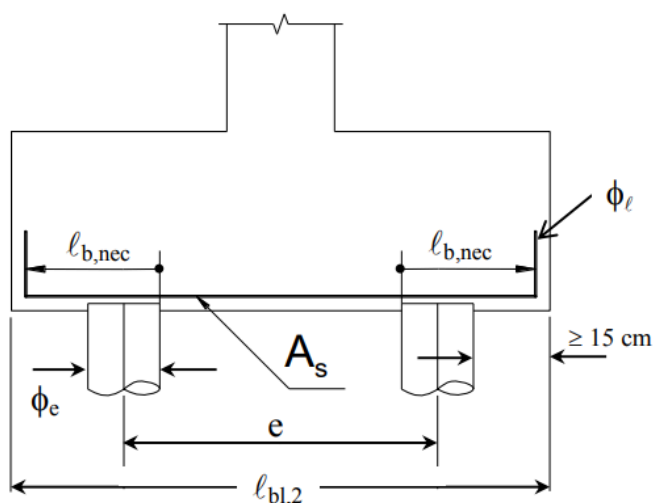


Fonte: Bastos, 2023.

4.3 PARTICULARIDADES DA METODOLOGIA DE DEFINIÇÃO DO COMPRIMENTO DE ANCORAGEM DA ARMADURA PRINCIPAL

O modelo de dimensionamento dos blocos de fundação, exposto em Bastos (2023), considera o início da ancoragem das barras a partir da face interna das estacas, como pode-se observar na Figura 32.

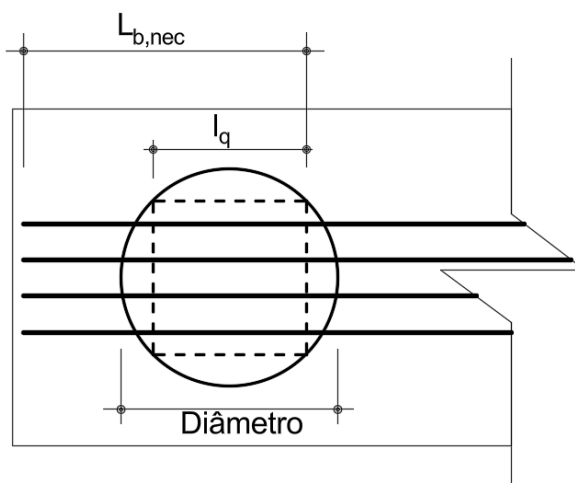
Figura 32 - Representação esquemática da ancoragem da armadura principal



Fonte: Bastos (2023).

Entretanto, visando adotar uma abordagem mais conservadora, considerou-se que o comprimento de ancoragem deve iniciar na face interna do quadrado inscrito na seção circular da estaca, e não diretamente no contorno externo desta. Esta consideração garante que todas as barras tenham início da ancoragem dentro da área projetada da estaca. Assim, garante-se uma margem adicional de segurança no desenvolvimento da aderência entre o aço e o concreto. Na Figura 33 é apresentada a vista em planta do esquema de ancoragem das barras, ilustrando o critério adotado para a medição do comprimento de ancoragem.

Figura 33 - Representação esquemática alternativa da ancoragem



Fonte: Autoria própria (2025).

Assim, o comprimento de um dos lados do quadrado inscrito na circunferência é definido de acordo com a Equação 50.

$$l_q := \frac{\phi_e}{\sqrt{2}} \quad (\text{Eq. 50})$$

ϕ_e – diâmetro da estaca

l_q – lado do quadrado inscrito na seção circular da estaca

O comprimento de ancoragem disponível num determinado bloco, considerando uma distância mínima de 15 cm entre a face da estaca e a borda do bloco, é determinado de acordo com a Equação 51.

$$l_{b,disp} := 15 \text{ cm} + 0,5 \cdot (\phi_e - l_q) + l_q - c \quad (\text{Eq. 51})$$

$l_{b,disp}$ – comprimento mínimo de ancoragem disponível

c – cobertura

Por sua vez, o comprimento total de uma barra ancorada leva em consideração o comprimento necessário para executar o gancho, composto pelo trecho curvo retificado mais a ponta reta. Dessa forma, o comprimento total do trecho ancorado é obtido através da Equação 52.

$$l_t := l_{b,nec} + l_g - \left(\frac{\phi_i}{2} + \phi \right) \quad (\text{Eq. 52})$$

Os parâmetros utilizados são determinados pelas equações 53 e 54.

$$l_g := \frac{3 \cdot \pi \cdot \phi}{2} + 8 \cdot \phi \quad (\text{Eq. 53})$$

$$\phi_i := 5 \cdot \phi \quad (\text{Eq. 54})$$

l_t – comprimento total de ancoragem com gancho

l_g – comprimento do gancho

$l_{b,nec}$ – comprimento necessário de ancoragem

ϕ – diâmetro da barra ancorada

ϕ_i – diâmetro do pino de dobramento

Por fim, o comprimento total de cada barra da armadura principal pode ser definido como:

$$L_{barras} := e - l_q + 2 \cdot l_t \quad (\text{Eq. 55})$$

L_{barras} – Comprimento total da armadura

l_q – lado do quadrado inscrito na seção circular da estaca

e – distância entre eixo das estacas

4.3.1 Alternativas de arranjo das armaduras de aço CA-70

No dimensionamento das armaduras e ancoragens, observou-se que as armaduras de aço CA-70 demandaram por comprimentos de ancoragem muito superiores aos valores de ancoragem para aço CA-50. Na Tabela 9 foi realizada uma comparação entre comprimentos de ancoragem necessários entre o aço CA-50 e CA-70, para concretos C25, C30 e C35, em que os demais parâmetros das equações foram padronizados para os dois aços. Observa-se que o comprimento de ancoragem necessário ao aço CA-70, em situações análogas ao CA-50, pode chegar a quase o dobro do comprimento.

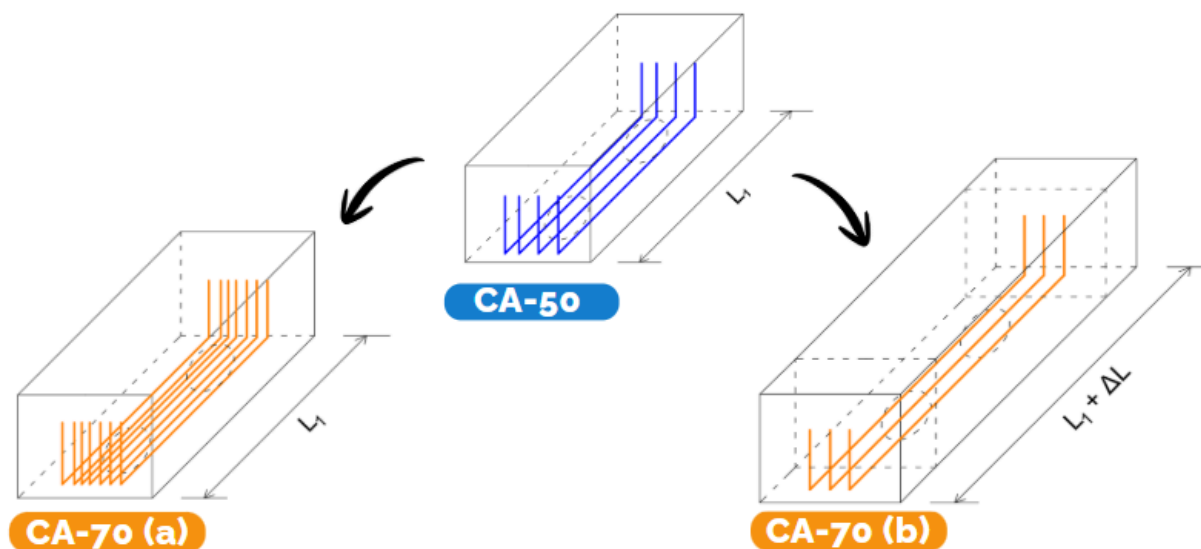
Tabela 9 - Comparação de comprimentos de ancoragem entre CA-50 e CA-70 para um caso genérico

ANCORAGEM		
Parâmetros		
N1	2,25	Nervurada
N2	1	Boa ade
N3	1	<32mm
N4	0,76	CA-70
Φ (mm)	16	
α	0,7	Gancho
As calc/As ef	1	
Comprimentos (cm) - C25		
	CA - 50	CA - 70
lb (básico)	60,27	111,02
0,3*lb (cm)	18,08	33,31
10 Φ	16	16
l,min(mínimo)	18,08	33,31
lb,nec(necessário)	42,19	77,72
Comprimentos (cm) - C30		
	CA - 50	CA - 70
lb (básico)	53,37	98,32
lb,nec(necessário)	37,36	68,82
Comprimentos (cm) - C35		
	CA - 50	CA - 70
lb (básico)	48,16	88,71
lb,nec(necessário)	33,71	62,10

Fonte: Autoria própria (2025).

Tendo em vista esse fator, realizou-se duas configurações alternativas de ancoragem para os vergalhões em CA-70, a opção “a” e a opção “b”, com representação de ambas opções de arranjo evidenciadas na Figura 34.

Figura 34 - Ilustração das duas opções de arranjos para as barras em CA-70



Fonte: Autoria própria, 2025.

Na opção “a”, os blocos foram dimensionados e armados com suas dimensões ajustadas para comportar a ancoragem das barras de CA-50. Assim, com as dimensões do bloco já estabelecidas, realizou-se novamente o dimensionamento, dessa vez com barras em aço CA-70. Para possibilitar a ancoragem das barras, considerando como limite de ancoragem para o aço CA-70 o comprimento utilizado para o aço CA-50, aumentou-se a área efetiva das armaduras de CA-70. Conforme demonstrado na Equação 56, o acréscimo dessa área reduz o comprimento de ancoragem necessário, permitindo que o aço CA-70 seja ancorado dentro do comprimento previamente definido.

$$l_{b,nec} := \alpha \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,efet}} \cdot l_b$$

(Eq. 56)

Já na metodologia da opção “b” de arranjo das armaduras de aço CA-70, não foi estipulado um comprimento limite para a ancoragem das barras. Assim, buscou-se sempre definir arranjos de armaduras de forma que de forma a satisfazer a relação a seguir:

$$\frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}} \simeq 1$$

Desse modo, os blocos foram dimensionados sendo aumentados para possibilitar a ancoragem das barras em aço CA-70, sem que houvesse a necessidade da diminuição da relação apresentada anteriormente.

Assim, foi possível realizar a comparação do consumo de aço entre as duas classes de aços analisados (CA-50 e CA-70), considerando a primeira e a segunda opção de arranjo das armaduras de aço CA-70.

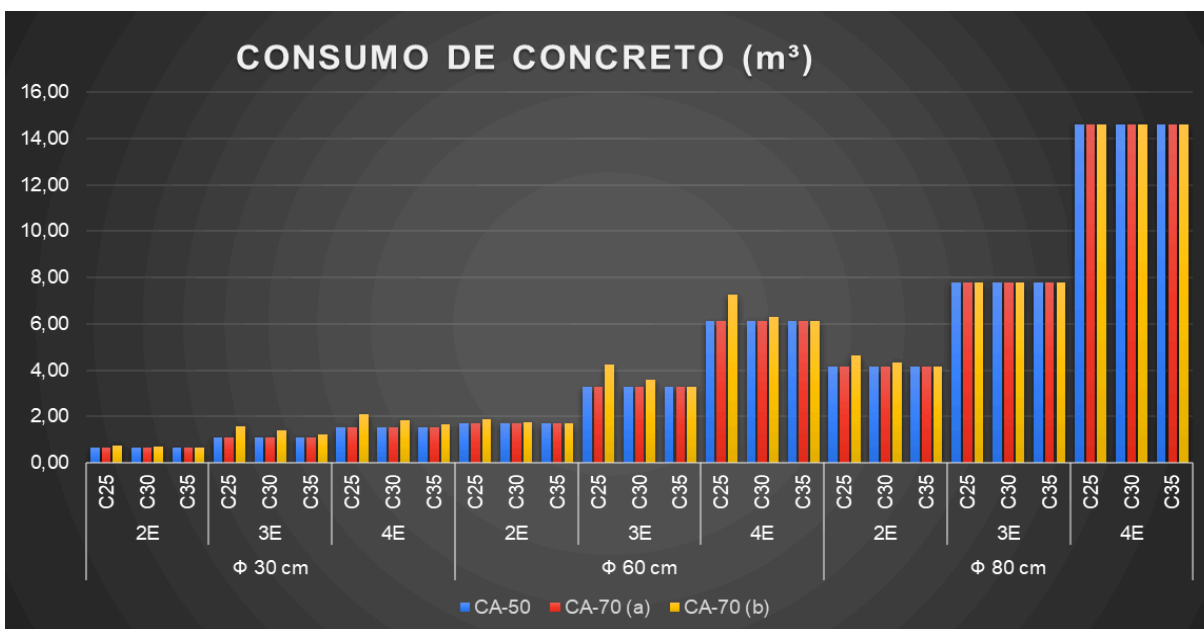
5 RESULTADOS

Os resultados obtidos contemplam as variáveis já discutidas anteriormente, com destaque para o fato de que as armaduras consideradas nos dimensionamentos deste item foram apenas as armaduras principais. Compreende-se que a determinação da ancoragem destas armaduras exerce um impacto considerável e relevante nos resultados.

5.1 CONSUMO DE MATERIAIS

Como esperado, o consumo de concreto aumenta à medida que as dimensões dos blocos crescem. Nesse sentido, o diâmetro das estacas funciona como um indicador indireto do tamanho do bloco, pois blocos associados a estacas maiores exigem volumes maiores de concreto. Essa relação pode ser observada na Figura 35.

Figura 35 - Consumo de concreto total de cada Bloco

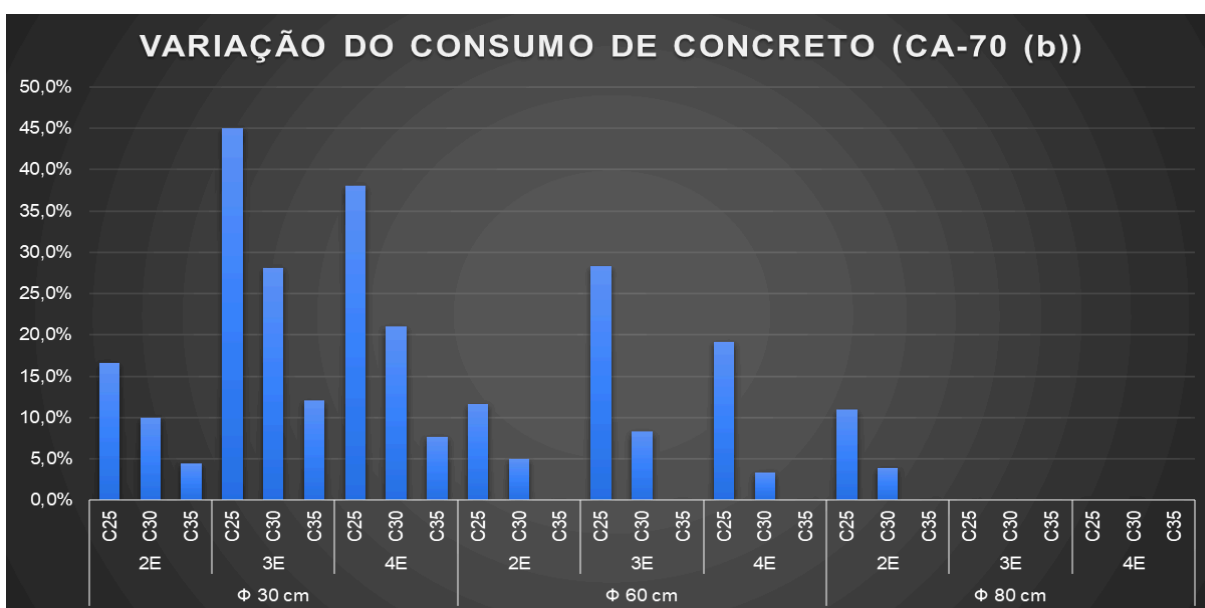


Fonte: Autoria própria (2025).

É notório que, para blocos de grandes dimensões (diâmetro de estacas maior que 80 cm), a opção de arranjo CA-70 (b) não incorre em aumento do tamanho

mínimo do bloco, como pode ser observado na Figura 36, isso porque as armaduras têm amplo espaço disponível para a ancoragem. Como evidenciado na Equação 59 já demonstrada, maiores diâmetros de estacas, e consequentemente maiores blocos, tem maior comprimento de ancoragem disponível.

Figura 36 - Variação do consumo de concreto da opção de detalhamento “b” em relação ao consumo de concreto dos blocos com CA-50



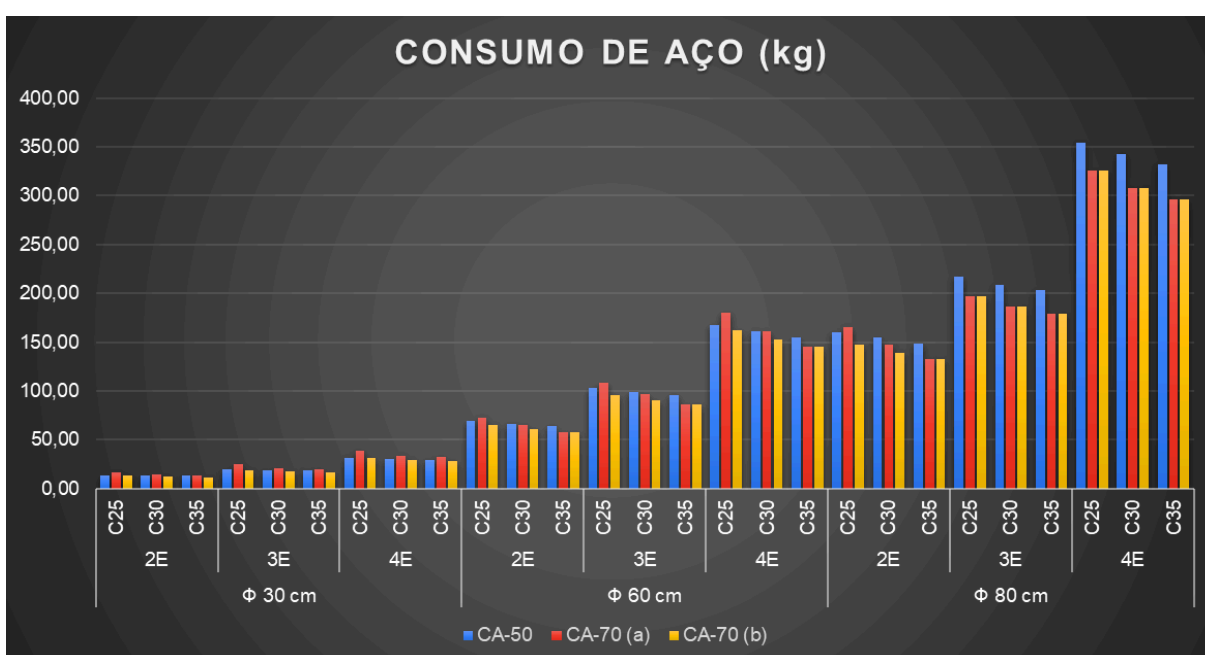
Fonte: Autoria própria, 2025.

O consumo de aço CA-70 comparado ao aço CA-50, foi menor conforme as dimensões do bloco e estacas aumentaram, como demonstra a Figura 37. Blocos menores, principalmente com estacas de 30 cm de diâmetro, não apresentaram economia de consumo de aço na opção de arranjo CA-70 (a), isso porque foi necessário aumentar consideravelmente o número de barras para diminuir a área de aço efetiva, com fim de possibilitar a ancoragem das armaduras dentro reduzido espaço disponível. Entretanto, o quadro se inverte conforme o tamanho dos blocos aumenta, isso porque as armaduras de aço CA-70 puderam ser ancoradas dentro do espaço já definido conforme a ancoragem para barras CA-50 sem que houvesse necessidade de aumento de número de barras.

. Já a opção de arranjo CA-70 (b) se provou a mais econômica do ponto de vista de consumo. Em todos os casos, apresentou menor consumo de aço do que o

arranjo com CA-50, isso porque buscou-se $A_{s,efet} \simeq A_{s,calc}$. Com isso, a economia relativa de aço cresceu ainda mais conforme o tamanho dos blocos aumentou, tendo em vista que a maior parte do consumo de aço ocorreu na região do tirante. O consumo de aço com ancoragem para barras CA-70 pode chegar a ser o dobro do que em barras CA-50, porém, como demonstrado nas exemplificações de dimensionamento dos blocos, a área necessária para as armaduras principais com CA-70 pode chegar a ser 30% menor do que para as barras em CA-50.

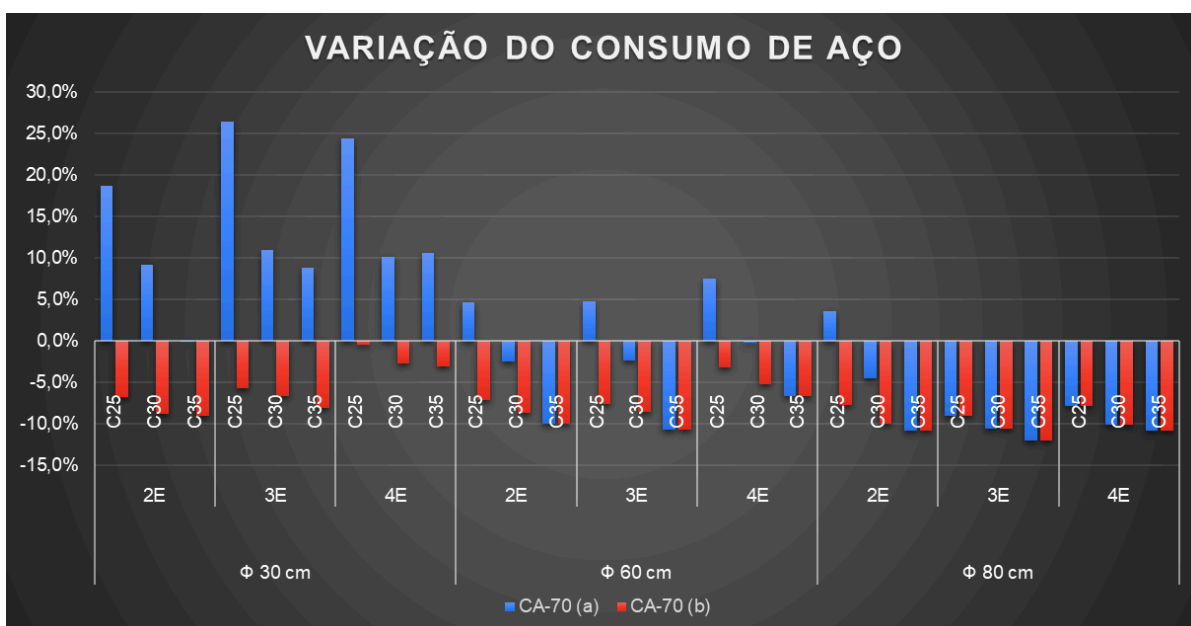
Figura 37 - Consumo de aço total de cada Bloco (armadura principal)



Fonte: Autoria própria (2025).

A Figura 38 demonstra exatamente as considerações realizadas. A economia de aço gerada pela adoção do aço CA-70, em comparação ao CA-50, é mais significativa conforme as dimensões do bloco aumentam, sendo que a opção de arranjo CA-70 (a) se mostrou desvantajosa em blocos pequenos com estacas de 30 cm. Nota-se que há uma melhora quando se analisa o consumo do mesmo em blocos com estacas de 60 cm, entretanto, o concreto C25 ainda faz com que a necessidade de maior ancoragem resulte em maior consumo relativo de aço.

Figura 38 - Variação do consumo de aço das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50



Fonte: Autoria própria (2025).

5.1 CUSTO DOS MATERIAIS

A realização da análise dos custos ocorreu primeiramente pelo levantamento do valor unitário dos materiais utilizados, a saber:

- Concretos: C25, C30 e C35 (usinados incluindo bombeamento)
- Vergalhões CA-50/ CA-70: 12,5 mm, 16 mm e 20 mm.

Assim, utilizou-se o Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), uma ferramenta criada pelo IBGE e pela Caixa Econômica Federal para produzir dados de referência sobre custos e índices para o setor da construção civil, de onde se obteve as composições das classes de concreto e vergalhões CA-50, como pode ser visto nas Tabelas 10 e 11.

Tabela 10 - Preços do concreto (SINAPI)

Código	Descrição	Tipo	Unidade	Data	Valor Não Desonerado	Valor Desonerado
00001527	CLASSE DE RESISTENCIA C25, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE	Material	m³	09/2025	R\$ 481,43	R\$ 481,43
00001525	CLASSE DE RESISTENCIA C30, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE	Material	m³	09/2025	R\$ 496,25	R\$ 496,25
00011145	CLASSE DE RESISTENCIA C35, BRITA 0 E 1, SLUMP = 100 +/- 20 MM, COM BOMBEAMENTO (DISPONIBILIZACAO DE	Material	m³	09/2025	R\$ 511,06	R\$ 511,06

Fonte: SINAPI (2025).

Tabela 11 - Preços dos vergalhões CA-50 (SINAPI)

Código	Descrição	Tipo	Unidade	Data	Valor Não Desonerado	Valor Desonerado
00043055	ACO CA-50, 12,5 mm OU 16,0 mm, VERGALHAO	Material	kg	09/2025	R\$ 5,40	R\$ 5,40
00043056	ACO CA-50, 20,0 mm OU 25,0 mm, VERGALHAO	Material	kg	09/2025	R\$ 6,22	R\$ 6,22

Fonte: SINAPI (2025).

Os vergalhões de aço CA-70, por serem materiais novos no mercado, não tiveram os preços referenciados no SINAPI nem nos catálogos dos principais fabricantes no Brasil. Segundo Meo (2023, apud Uliana, 2023), o aço CA-70 apresenta custo cerca de 7 a 10% superior ao do CA-50. Desse modo, foi adotada a relação de 10% entre os preços do CA-50 e CA-70. Assim, utilizou-se os valores da Tabela 12.

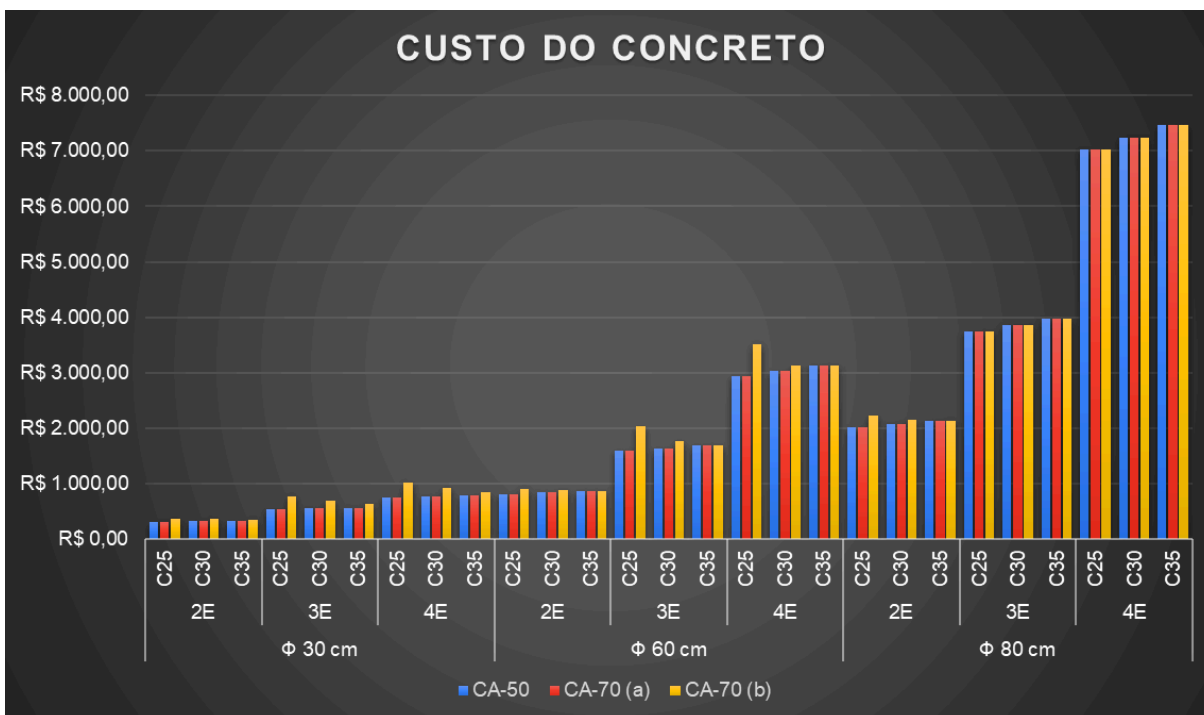
Tabela 12 - Preços dos vergalhões CA-70

Descrição	Unidade	Valor
ACO CA-70, 12,5 mm OU 16,0 mm, VERGALHAO	kg	R\$ 5,94
ACO CA-70, 20,0 mm OU 25,0 mm, VERGALHAO	kg	R\$ 6,84

Fonte: Meo (2023, apud Uliana, 2023).

Os custos, como esperado, são diretamente proporcionais ao consumo de cada material, com gráficos de custo muito similares aos gráficos de consumo. Assim, nas Figuras 39 é demonstrado o custo total do concreto em cada bloco.

Figura 39 - Custo total do concreto de cada Bloco



Fonte: Autoria própria (2025).

Nota-se que para diâmetros de estacas igual ou superiores a 80 cm, não é necessário o aumento das dimensões mínimas dos blocos com fim de ancorar as barras, pois o comprimento de ancoragem disponível já é suficiente. Isso fica evidente porque não há acréscimo considerável de custo de concreto entre os arranjos CA-50 e CA-70. Entretanto, o custo do concreto aumenta consideravelmente quando analisados blocos com menores dimensões, pois é necessário aumentar as dimensões mínimas para possibilitar a ancoragem da opção CA-70 (b).

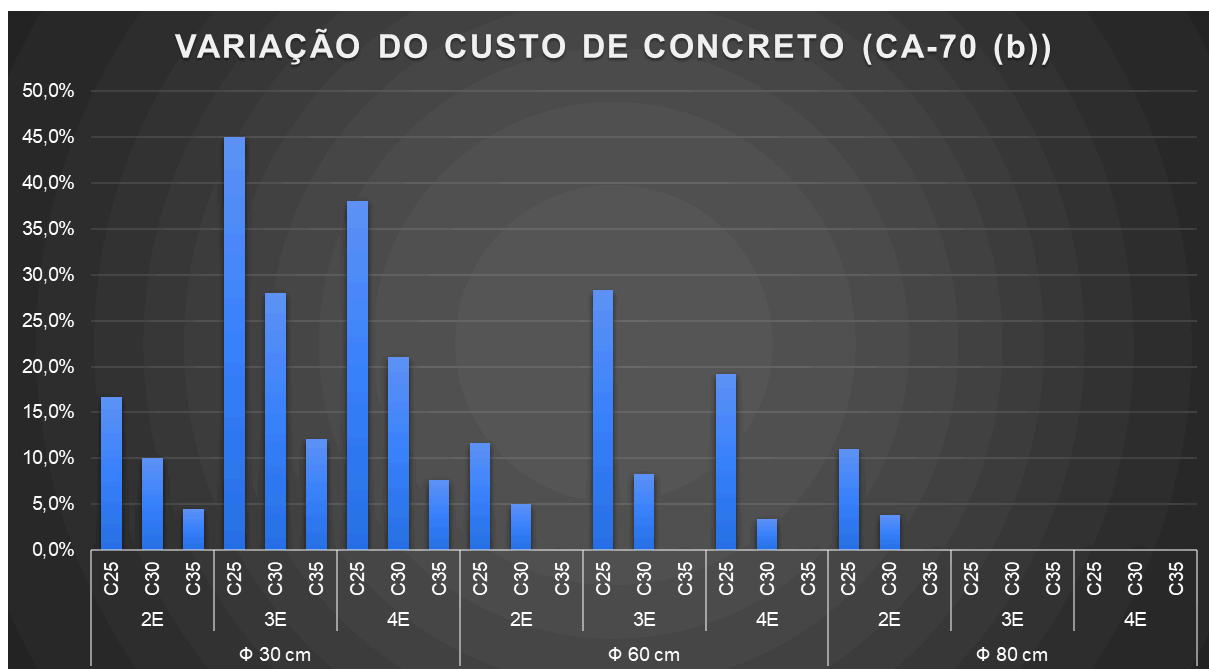
A Tabelas 13 e a Figura 40 demonstram a variação do custo de concreto da opção de arranjo CA-70 (b), em relação à opção de arranjo com CA-50.

Tabela 13 - Variação do custo do concreto da opção de detalhamento “b” em relação ao custo de concreto dos blocos com CA-50 (Resultado numérico)

	Bloco	Classe do concreto	Δ custo de concreto
			CA-70 (b)
Φ 30 cm	2E	C25	16,7%
		C30	10,0%
		C35	4,4%
	3E	C25	45,0%
		C30	28,1%
		C35	12,1%
	4E	C25	38,1%
		C30	21,0%
		C35	7,6%
Φ 60 cm	2E	C25	11,7%
		C30	5,0%
		C35	0,0%
	3E	C25	28,4%
		C30	8,3%
		C35	0,0%
	4E	C25	19,2%
		C30	3,4%
		C35	0,0%
Φ 80 cm	2E	C25	11,0%
		C30	3,9%
		C35	0,0%
	3E	C25	0,0%
		C30	0,0%
		C35	0,0%
	4E	C25	0,0%
		C30	0,0%
		C35	0,0%

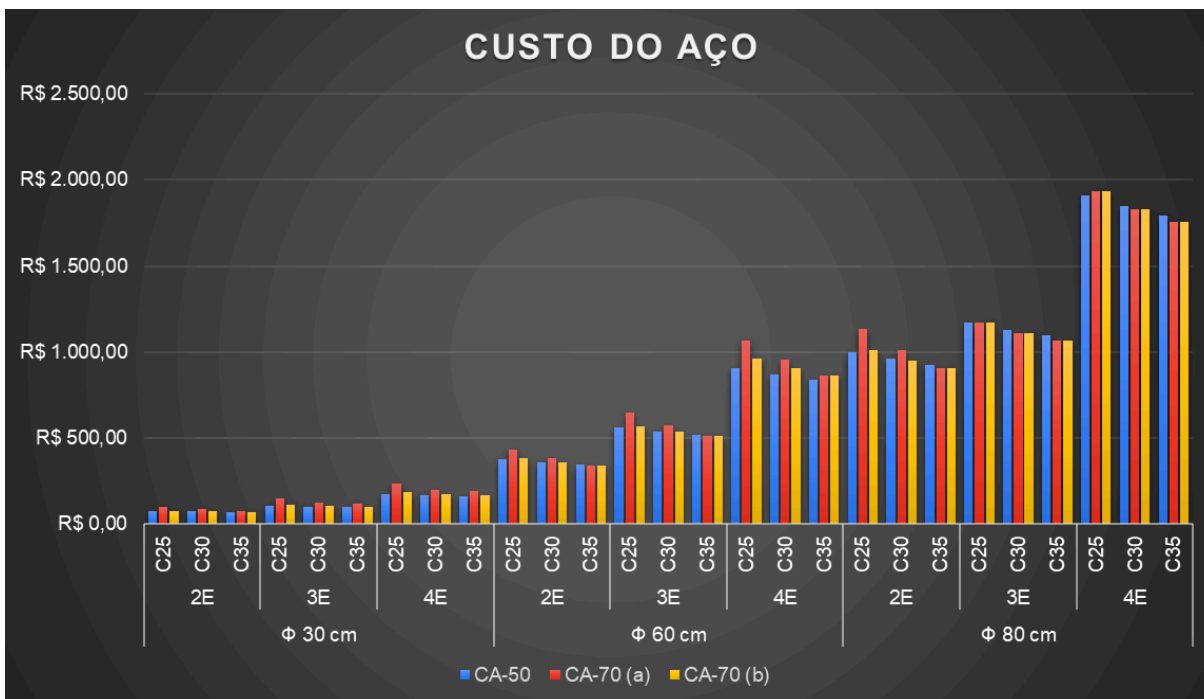
Fonte: Autoria própria (2025).

Figura 40 - Variação do custo do concreto da opção de detalhamento CA-70 (b) em relação ao custo de concreto dos blocos com CA-50 (Resultado gráfico)



Fonte: Autoria própria (2025).

Como esperado, o custo de cada opção de arranjo acompanhou a mesma tendência dos resultados de consumo de cada aço. É preciso evidenciar que a opção CA-70 (a) se mostrou bastante desvantajosa economicamente quando analisados blocos com estacas menores de 60 cm, especialmente quando adotados concretos C25 e C30. Assim, os custos totais referentes às armações principais são apresentados na Figura 41.

Figura 41 - Custo total de aço para cada classe de resistência

Fonte: Autoria própria (2025).

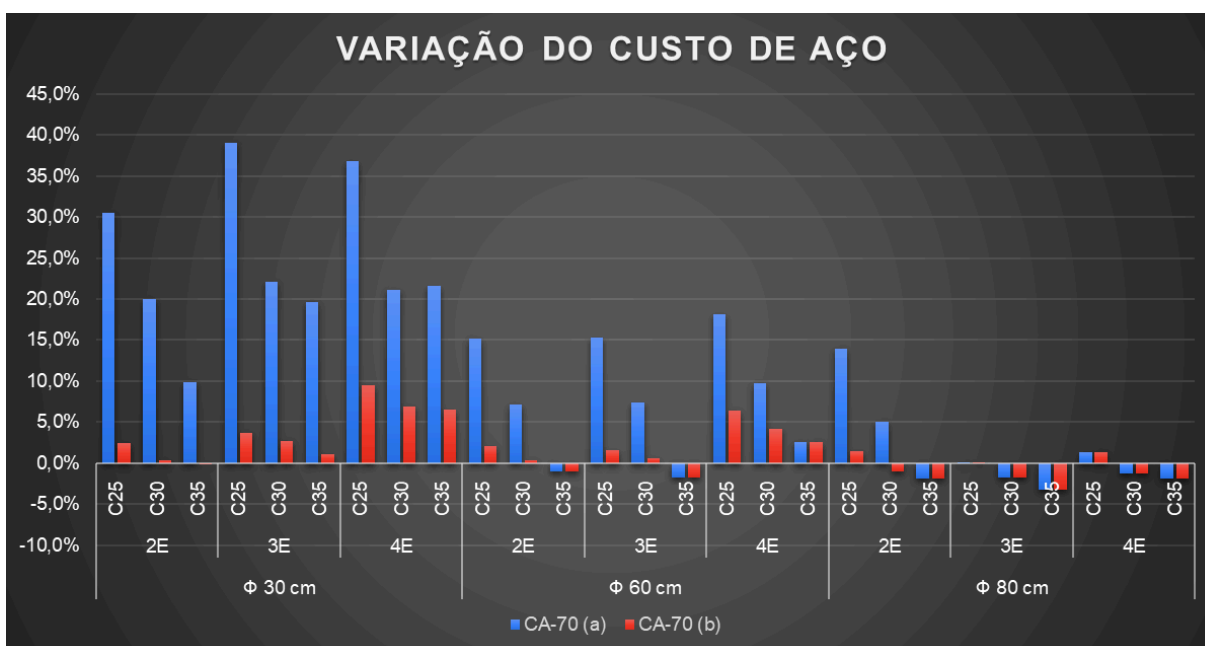
A Tabela 14 e a Figura 42, ilustram as variações percentuais entre os custos do aço CA-50 e as opções com CA-70. Observa-se que o arranjo com aço CA-50 é mais viável economicamente para blocos com estacas de diâmetro menor que 60 cm, uma vez que na maior parte dos casos, as opções com CA-70 se tornam mais custosas. Entretanto, como é mais evidente na Figura 40, blocos maiores com estacas de 80 cm, começam a apresentar vantagem em termos de custos com armação, demonstrando uma tendência de vantagem do CA-70 quando aplicado em blocos maiores.

Tabela 14- Custo total de aço para cada classe de resistência

	Bloco	Classe do concreto	Δ custo de aço	
			CA-70 (a)	CA-70 (b)
Φ 30 cm	2E	C25	30,6%	2,5%
		C30	20,0%	0,3%
		C35	9,9%	0,0%
	3E	C25	39,1%	3,6%
		C30	22,1%	2,6%
		C35	19,6%	1,1%
	4E	C25	36,8%	9,5%
		C30	21,2%	7,0%
		C35	21,6%	6,5%
Φ 60 cm	2E	C25	15,1%	2,1%
		C30	7,2%	0,3%
		C35	-1,0%	-1,0%
	3E	C25	15,3%	1,6%
		C30	7,4%	0,6%
		C35	-1,8%	-1,8%
	4E	C25	18,2%	6,4%
		C30	9,7%	4,2%
		C35	2,6%	2,6%
Φ 80 cm	2E	C25	14,0%	1,5%
		C30	5,1%	-1,0%
		C35	-1,9%	-1,9%
	3E	C25	0,0%	0,0%
		C30	-1,7%	-1,7%
		C35	-3,3%	-3,3%
	4E	C25	1,3%	1,3%
		C30	-1,2%	-1,2%
		C35	-1,9%	-1,9%

Fonte: Autoria própria (2025).

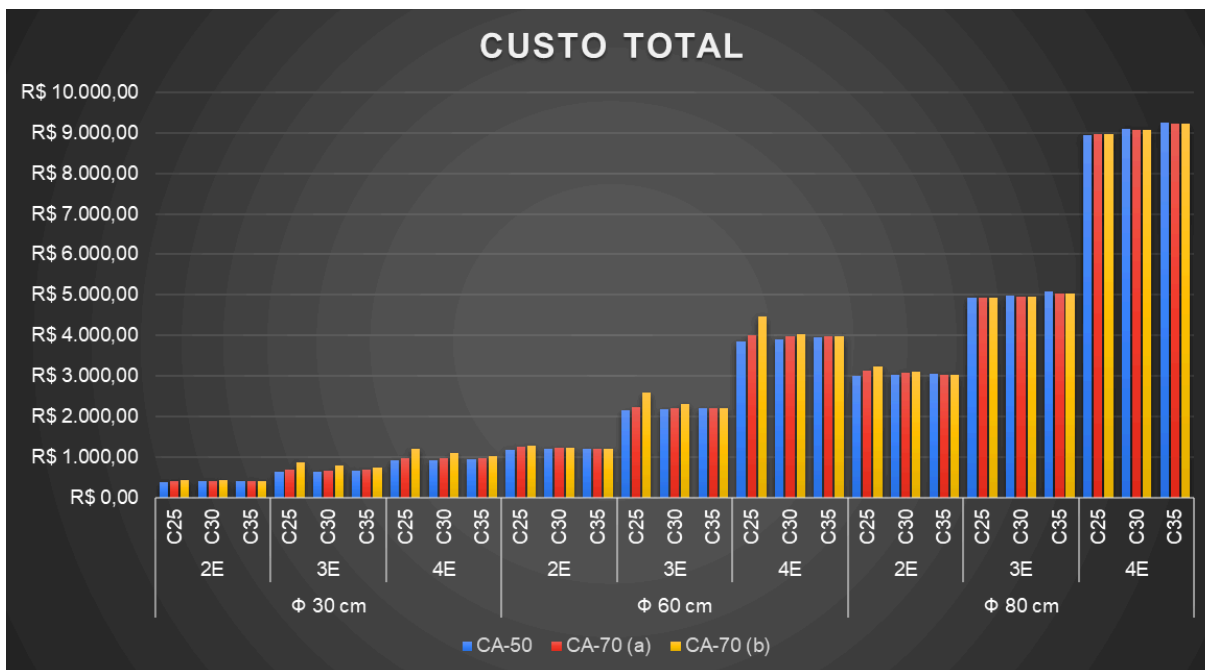
Figura 42 - Variação do custo de aço das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50



Fonte: Autoria própria (2025).

O principal parâmetro de onde se avaliará a viabilidade do uso do aço CA-70 será o custo total. A Figura 43 traz os custos referentes à armação principal + concreto, para todas as combinações de parâmetros.

Figura 43 - Custo total de concreto + aço



Fonte: Autoria própria (2025).

Observa-se na Tabela 15 e na Figura 44 que a economia real gerada pela adoção do aço CA-70 acontece essencialmente em blocos de grandes dimensões. A maior parte dos casos com estacas de diâmetro de 80 cm indicaram economia, com pequena exceção para blocos sobre duas estacas com concreto C25 e C30. Isso demonstra a tendência já observada que o uso de CA-70 em blocos é mais vantajoso quando em blocos grandes, com espaçamento mínimo interno capaz de ancorar as barras sem que haja necessidade de aumento dos comprimentos.

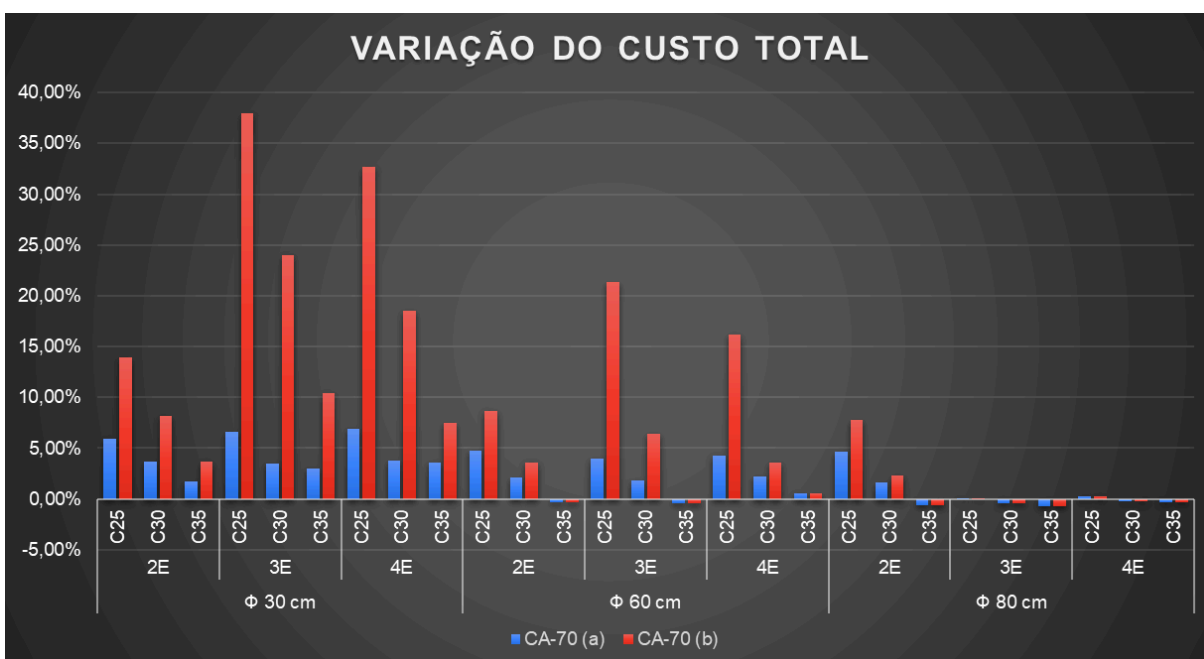
Entretanto, a opção de arranjo CA-70 (b) se mostrou bastante antieconômica em blocos com estacas de 30 cm e 60 cm, aumentando muito o custo final dos blocos. Isso ocorreu essencialmente porque foi necessário maior gasto com concreto quando os blocos aumentaram de tamanho para comportar a ancoragem das barras.

Tabela 15 - Variação do custo total (concreto + aço) das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50 (Resultado numérico)

	Bloco	Classe do concreto	Δ custo total	
			CA-70 (a)	CA-70 (b)
Φ 30 cm	2E	C25	5,96%	13,90%
		C30	3,71%	8,21%
		C35	1,73%	3,66%
	3E	C25	6,61%	37,99%
		C30	3,50%	24,03%
		C35	2,97%	10,43%
	4E	C25	6,90%	32,71%
		C30	3,75%	18,51%
		C35	3,62%	7,46%
Φ 60 cm	2E	C25	4,80%	8,63%
		C30	2,16%	3,60%
		C35	-0,29%	-0,29%
	3E	C25	3,99%	21,37%
		C30	1,81%	6,43%
		C35	-0,42%	-0,42%
	4E	C25	4,27%	16,17%
		C30	2,17%	3,55%
		C35	0,55%	0,55%
Φ 80 cm	2E	C25	4,63%	7,81%
		C30	1,60%	2,33%
		C35	-0,57%	-0,57%
	3E	C25	0,00%	0,00%
		C30	-0,39%	-0,39%
		C35	-0,71%	-0,71%
	4E	C25	0,29%	0,29%
		C30	-0,25%	-0,25%
		C35	-0,37%	-0,37%

Fonte: Autoria própria (2025).

Figura 44 - Variação do custo total (concreto + aço) das opções de detalhamento com CA-70 em relação ao blocos com CA-50



Fonte: Autoria própria (2025).

5.2 SÍNTESE DOS RESULTADOS

Os resultados discutidos foram sintetizados e expostos nas tabelas resumo a seguir. A Tabela 16 representa os consumos totais de materiais debatidos anteriormente, enquanto a Tabela 17 resume os custos relativos a cada material e custos totais.

Tabela 16 - Resumo dos consumos de concreto e aço

Bloco	Classe do concreto	Consumo de concreto (m³)			Consumo de aço (kg)			
		CA-50	CA-70 (a)	CA-70 (b)	CA-50	CA-70 (a)	CA-70 (b)	
Φ 30 cm	2E	C25	0,65	0,65	0,76	14,01	16,62	13,05
		C30	0,65	0,65	0,71	13,55	14,78	12,35
		C35	0,65	0,65	0,68	13,08	13,07	11,89
	3E	C25	1,10	1,10	1,59	19,86	25,11	18,70
		C30	1,10	1,10	1,40	18,93	21,01	17,66
		C35	1,10	1,10	1,23	18,47	20,09	16,97
	4E	C25	1,54	1,54	2,12	31,55	39,25	31,40
		C30	1,54	1,54	1,86	30,40	33,48	29,56
		C35	1,54	1,54	1,65	29,24	32,32	28,32
Φ 60 cm	2E	C25	1,68	1,68	1,88	69,76	73,01	64,74
		C30	1,68	1,68	1,77	66,61	64,90	60,76
		C35	1,68	1,68	1,68	64,08	57,67	57,67
	3E	C25	3,29	3,29	4,23	103,70	108,67	95,79
		C30	3,29	3,29	3,57	98,97	96,59	90,48
		C35	3,29	3,29	3,29	96,13	85,85	85,85
	4E	C25	6,11	6,11	7,28	167,43	179,87	161,93
		C30	6,11	6,11	6,31	161,38	160,99	152,84
		C35	6,11	6,11	6,11	155,32	144,89	144,89
Φ 80 cm	2E	C25	4,17	4,17	4,62	160,10	165,85	147,68
		C30	4,17	4,17	4,33	154,43	147,49	139,00
		C35	4,17	4,17	4,17	148,76	132,68	132,68
	3E	C25	7,78	7,78	7,78	217,21	197,50	197,50
		C30	7,78	7,78	7,78	208,69	186,42	186,42
		C35	7,78	7,78	7,78	203,58	179,03	179,03
	4E	C25	14,61	14,61	14,61	353,98	326,11	326,11
		C30	14,61	14,61	14,61	342,87	307,94	307,94
		C35	14,61	14,61	14,61	331,76	295,82	295,82

Fonte: Autoria própria (2025).

Tabela 17 - Resumo dos custos totais

Bloco	Classe do concreto	Custo de concreto (R\$)			Custo de aço (R\$)			Custo total (R\$)			
		CA-50	CA-70 (a)	CA-70 (b)	CA-50	CA-70 (a)	CA-70 (b)	CA-50	CA-70 (a)	CA-70 (b)	
Φ 30 cm	2E	C25	311,97	311,97	363,96	75,64	98,75	77,50	387,61	410,72	441,46
		C30	321,57	321,57	353,73	73,14	87,78	73,39	394,71	409,35	427,11
		C35	331,17	331,17	345,89	70,65	77,61	70,64	401,81	408,77	416,52
	3E	C25	527,44	527,44	764,65	107,22	149,14	111,11	634,66	676,59	875,75
		C30	543,68	543,68	696,22	102,23	124,80	104,93	645,91	668,49	801,15
		C35	559,91	559,91	627,60	99,73	119,31	100,81	659,64	679,22	728,41
	4E	C25	739,48	739,48	1020,94	170,38	233,13	186,54	909,85	972,61	1207,48
		C30	762,24	762,24	922,31	164,14	198,86	175,56	926,38	961,10	1097,87
		C35	784,99	784,99	844,97	157,90	191,99	168,24	942,88	976,98	1013,20
Φ 60 cm	2E	C25	811,11	811,11	905,74	376,73	433,70	384,56	1187,84	1244,81	1290,31
		C30	836,08	836,08	877,89	359,69	385,51	360,94	1195,77	1221,59	1238,83
		C35	861,03	861,03	861,03	346,05	342,57	342,57	1207,09	1203,60	1203,60
	3E	C25	1585,07	1585,07	2034,53	559,98	645,49	568,97	2145,05	2230,56	2603,50
		C30	1633,86	1633,86	1770,29	534,42	573,77	537,48	2168,28	2207,63	2307,76
		C35	1682,62	1682,62	1682,62	519,08	509,92	509,92	2201,70	2192,54	2192,54
	4E	C25	2939,42	2939,42	3503,01	904,15	1068,40	961,88	3843,57	4007,82	4464,89
		C30	3029,90	3029,90	3131,74	871,43	956,28	907,89	3901,33	3986,18	4039,63
		C35	3120,33	3120,33	3120,33	838,70	860,65	860,65	3959,03	3980,98	3980,98
Φ 80 cm	2E	C25	2005,83	2005,83	2225,82	995,85	1134,77	1010,40	3001,68	3140,60	3236,23
		C30	2067,58	2067,58	2147,61	960,57	1009,15	951,01	3028,15	3076,72	3098,62
		C35	2129,28	2129,28	2129,28	925,29	907,82	907,82	3054,57	3037,10	3037,10
	3E	C25	3747,16	3747,16	3747,16	1172,96	1173,12	1173,12	4920,12	4920,28	4920,28
		C30	3862,51	3862,51	3862,51	1126,95	1107,32	1107,32	4989,46	4969,83	4969,83
		C35	3977,78	3977,78	3977,78	1099,34	1063,45	1063,45	5077,12	5041,24	5041,24
	4E	C25	7032,34	7032,34	7032,34	1911,49	1937,12	1937,12	8943,83	8969,46	8969,46
		C30	7248,82	7248,82	7248,82	1851,50	1829,14	1829,14	9100,32	9077,96	9077,96
		C35	7465,16	7465,16	7465,16	1791,51	1757,15	1757,15	9256,67	9222,31	9222,31

Fonte: Autoria própria (2025).

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho realizou uma análise comparativa entre os aços CA-50 e CA-70 aplicados ao dimensionamento de blocos de fundação sobre duas, três e quatro estacas, considerando diferentes classes de concreto e avaliando os impactos no consumo de materiais e no custo total das soluções. A partir dos modelos estruturais desenvolvidos e dos dimensionamentos efetuados, foi possível identificar de forma clara como a adoção de um aço de maior resistência afeta o comportamento estrutural, a quantidade de armaduras necessárias e a viabilidade econômica das alternativas estudadas.

Os resultados demonstraram que a redução do consumo de aço proporcionada pelo CA-70 está fortemente condicionada ao porte do bloco. Em blocos maiores - especialmente aqueles apoiados sobre estacas de 80 cm - o espaço disponível para ancoragem das barras é suficiente para acomodar os vergalhões em CA-70 sem necessidade de aumento das dimensões do bloco. Nesses casos, a economia de aço se tornou significativa, uma vez que a área necessária para as armaduras principais pode ser até 30% menor que a obtida com o CA-50, superando o acréscimo unitário de 10% no custo do material. Assim, verificou-se que o uso do CA-70 tende a ser vantajoso técnica e economicamente nos blocos de maior demanda resistente.

Por outro lado, em blocos menores, sobretudo aqueles com estacas de 30 cm e, em menor grau, com 60 cm, as limitações de espaço interno para ancoragem impactaram negativamente o desempenho econômico do CA-70. Nessas situações, a necessidade de aumentar o número de barras ou até mesmo as dimensões do bloco para viabilizar a ancoragem resultou em aumento expressivo tanto do consumo quanto do custo de aço e concreto. A opção de detalhamento CA-70(b), inclusive, mostrou-se marcadamente antieconômica nos blocos de menor porte, dado o acréscimo de volume de concreto necessário para acomodar as armaduras.

De modo geral, conclui-se que a viabilidade do CA-70 está diretamente relacionada ao tamanho do bloco e à disponibilidade de comprimento de ancoragem. Quando essas condições são favoráveis, o aço de maior resistência se mostra eficiente, reduz o consumo total de armadura e tende a diminuir o custo final da

solução. Entretanto, quando a geometria impõe restrições à ancoragem, sua adoção pode gerar aumentos de custo e não se justificar economicamente.

Portanto, o emprego do CA-70 em blocos de fundação deve ser analisado caso a caso, considerando dimensões, espaçamento interno, classe de concreto, detalhamento das armaduras e condições de execução. Nos cenários adequados, especialmente em blocos grandes, o aço CA-70 representa uma alternativa técnica consistente e economicamente atrativa. Em blocos pequenos, entretanto, o CA-50 permanece a solução mais racional. Dessa forma, o estudo evidencia que a adoção de aços de maior resistência pode contribuir para projetos mais otimizados e alinhados às boas práticas da engenharia estrutural, desde que consideradas as limitações geométricas e construtivas de cada obra.

7 PROPOSTAS DE TRABALHOS FUTUROS

Diante dos resultados obtidos neste estudo, algumas investigações complementares podem ampliar a compreensão sobre a aplicação do aço CA-70 em blocos de fundação. Como propostas de trabalhos futuros, destacam-se:

- **Comparação da emissão de CO₂ entre os aços CA-50 e CA-70**, incluindo toda a cadeia produtiva dos materiais e transporte até o canteiro de obras.
- **Análise de custos considerando o ciclo de vida da estrutura**, incluindo transporte, fabricação, montagem e possíveis reduções de impacto ambiental associadas à diminuição do consumo de aço.
- **Calibração do modelo de cálculo de ancoragem básica da ABNT NBR 6118 (2023)**, considerando fatores como tensão transversal e confinamento das barras ancoradas.
- **Investigação da durabilidade e do desempenho a longo prazo** dos vergalhões CA-70 em ambientes agressivos, considerando corrosão por cloretos, carbonatação e efeitos combinados com ciclos de carga.

REFERÊNCIAS

ACI. ACI ITG-6R-10: Design Guide for the Use of ASTM A1035/A1035M Grade 100 (690 MPa) Steel Bars for Structural Concrete. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2010.

ACI. ACI 439.6R-19: Mechanical Reinforcement—Use of ASTM A1035/A1035M Grade 100 (690 MPa) Steel Bars for Concrete Reinforcement. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019.

ACI. ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. American Concrete Institute, Farmington Hills, 2019.

ALMEIDA, P.; PUPIN, L. A.; ARAÚJO, L. F.; BEATRIZ, E. *Estudo da Fadiga do Vergalhão CA-70. Revista Estrutura*, São Paulo: ABECE, edição 16, ano 8, p. 77–79, maio 2025.

ARCELORMITTAL. ArcelorMittal 50 Soldável de Alta Resistência CA-50 S/AR. Catálogo. 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2023: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2023. 242 p. ISBN 978-85-07-09632-0.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.** Rio de Janeiro, 2019: Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6122: Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2019. Disponível em: <https://www.abntcatalogo.com.br>.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7480:2022 - Aço destinado às armaduras para estruturas de concreto armado – Requisitos.** 3. ed. Rio de Janeiro, 2022. Versão corrigida em 31.05.2023. ISBN 978-85-07-09131-8.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL (ABECE). **Recomendação ABECE 008: 2024: Barras de aço com 700 MPa de resistência característica ao escoamento (CA-70): projeto de blocos de fundação.** São Paulo, 2024.

BASTOS, P. S. Blocos de Fundação. Universidade Estadual Paulista – UNESP, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Bauru/SP, out. 2023. Material da disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III. Disponível em: www.feb.unesp.br/pbastos.

BERTAZZOLO, B. B.; CECEL, R. T.; MENEGHETTI, L. C. *O comprimento de ancoragem na NBR 6118:2023 – uma comparação entre modelos. Revista Estrutura*,

São Paulo: Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural – ABECE, edição 16, ano 8, p. 53–60, maio 2025.

CALLISTER, W. D.; RETHWISCH, D. G. *Ciência e Engenharia dos Materiais: Uma Introdução*. 9. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2016.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. v. 2. 1. ed. São Paulo: PINI, 2009.

CRAVEIRO, H.; LAÍM, L.; SANTIAGO, A. *CA-70 – Comportamento em Altas Temperaturas*. *Revista Estrutura*, São Paulo: ABECE, edição 16, ano 8, p. 69–78, maio 2025.

CINTRA, José Carlos Angelo e AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. . São Paulo: Oficina de Textos. . Acesso em: 30 set. 2025. , 2010

FIB – **International Federation for Structural Concrete**. *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Lausanne: Fédération Internationale du Béton, 2010.

HENRIQUE, Gustavo Silveira de Viveiros. **Explorando as implicações do aço CA-70 no dimensionamento de elementos de concreto armado sujeitos à flexão simples**. 2023. Monografia (Especialização em Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2023.
GERDAU. Vergalhão Gerdau GG 70. Catálogo. 2022.

SANTOS, Daniel Miranda dos; MOTA, Joaquim Eduardo; SOUZA, Rafael Alves de; CARVALHO, Roberto Chust; BARROS, Rodrigo; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho. B14 – Fundações. In: KIMURA, Alio Ernesto; PARSEKIAN, Guilherme Aris; ALMEIDA, Luiz Carlos de; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho; BITTENCOURT, Túlio Nogueira. **Coleção Estruturas de Concreto: Estruturas de Concreto Armado. Volume 2**. 1. ed. São Paulo: [nome da editora], 2023. 716 p. ISBN 978-65-89675-15-0.

KIMURA, Alio Ernesto; PARSEKIAN, Guilherme Aris; ALMEIDA, Luiz Carlos de; SANTOS, Sergio Hampshire de Carvalho; BITTENCOURT, Túlio Nogueira. **Coleção Estruturas de Concreto: Estruturas de Concreto Armado. Volume 1 - Capítulos básicos B1 a B9**. 1. ed. São Paulo: [nome da editora], 2022. 665 p. ISBN 978-65-89675-05-1.

SINGH, Harvinder. **Optimum High-Strength Reinforcing Bar Grade for Reinforced Concrete Flexural Members**. *ACI Structural Journal*, Farmington Hills, v. 119, n. 4, p. 69–74, jul. 2022. DOI: 10.14359/51734649

SINAPI – Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e Caixa Econômica Federal. Acesso em: 20/11/2025

ULIANA, Murilo Scieve. Potencialidades e limitações das barras de aço com 700 MPa de resistência ao escoamento em vigas de concreto armado. 2023. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2023.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. ISBN 978-85-7975-013-7.

VIEIRA, Gabriela Carvalho Cavalcanti; PIMENTEL, Lia Lorena. **Revisão de literatura sobre métodos de cálculo da aderência entre concreto e aço**. In: ENCONTRO DE INICIAÇÃO CIENTÍFICA, 18.; ENCONTRO DE INICIAÇÃO EM DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO E INOVAÇÃO, 3., 2013, Campinas. Anais [...]. Campinas: PUC-Campinas, 2013.