

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA

CTC – CENTRO TECNOLÓGICO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Giovanna Piveti

**RELAÇÃO ENTRE SEGURANÇA E CUSTO DE VIGAS EM
CONCRETO ARMADO SOB FLEXÃO**

Florianópolis

2019

Giovanna Piveti

**RELAÇÃO ENTRE SEGURANÇA E CUSTO DE VIGAS EM
CONCRETO ARMADO SOB FLEXÃO**

Trabalho Conclusão do Curso de Graduação em Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção do Título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Wellison José de Santana Gomes

Florianópolis

2019

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

PIVETI, GIOVANNA
RELAÇÃO ENTRE SEGURANÇA E CUSTO DE VIGAS EM CONCRETO
ARMADO SOB FLEXÃO / GIOVANNA PIVETI ; orientador, Wellison
José de Santana Gomes, 2019.
91 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2019.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Viga em Concreto Armado. 3.
Confiabilidade Estrutural. 4. Simulação de Monte Carlo. 5.
Coeficientes de Segurança. I. de Santana Gomes, Wellison
José. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação
em Engenharia Civil. III. Título.

Giovanna Piveti

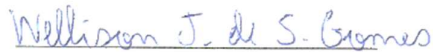
**RELAÇÃO ENTRE SEGURANÇA E CUSTO DE VIGAS EM CONCRETO
ARMADO SOB FLEXÃO**

Este Trabalho Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Santa Catarina, como requisito parcial exigido pelo curso de Graduação em Engenharia Civil.

Florianópolis, 26 de junho de 2019.

Prof. Luciana Rohde, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Wellison José de Santana Gomes, Dr.
Orientador

Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Rafael Holdorf Lopez, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Marcela Alejandra Juliani, MSc.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Ao professor Wellison José de Santana Gomes por aceitar orientar esse trabalho, pela paciência e disponibilidade.

A minha família por acompanhar toda a minha trajetória até aqui, acreditar em mim, comemorar junto as minhas vitórias e confortando-me nos momentos difíceis.

Ao meu amigo, Henrique Scarduelli, com quem pude discutir o tema durante esse último ano de faculdade.

Aos amigos que tive a oportunidade de conhecer durante a graduação, que foram essenciais para o meu desenvolvimento, que me ensinam e inspiram: Natália Castro, Gabriel Sakate, Bruno Crestani, Leonardo Medeiros, Vinícius Suzuki (Psy), Danilo Panetta, Maria Carolina Azevedo, Leonardo Soares, Victoria Lobo e meus queridos calouros.

A minha amiga Júlia Wormsbecker, que apesar de longe fisicamente, parecia estar sempre do meu lado.

Aos engenheiros da RKS pelo aprendizado que me proporcionaram durante esse um ano de estágio.

RESUMO

O concreto armado é uma técnica amplamente empregada no Brasil devido a suas vantagens, dentre elas durabilidade, competitividade econômica, trabalhabilidade e capacidade de se adaptar a diversas formas. O processo de dimensionamento de estruturas feitas deste material é descrito na ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014), uma norma brasileira reconhecida pelo comitê técnico ISO TC 71 como uma norma de padrão internacional. Apesar do reconhecimento, é notória a falta de estudos probabilísticos na calibração dos coeficientes de segurança parciais, como é realizado em outras normas internacionais, como na americana, ACI (2003), e na europeia, *Eurocode* (2002). O método semi-probabilístico, adotado na norma brasileira, apesar de simplificar o processo de projeto estrutural, não permite a quantificação do nível de segurança. Por outro lado, métodos probabilísticos, tais como aqueles baseados na teoria da confiabilidade estrutural, possibilitam quantificar a segurança ao considerarem as incertezas inerentes à estrutura e aos carregamentos que nela atuarão. O presente trabalho tem como objetivo comparar e analisar a relação entre os coeficientes de segurança utilizados na NBR 6118 (2014), a confiabilidade estrutural e o custo de vigas de concreto armado submetidas a flexão. O estudo consiste na variação dos valores dos quatro coeficientes parciais de segurança aplicados na verificação de estado limite último de flexão em uma viga cuja seção transversal e cujo momento solicitante característico total são pré-definidos. Para cada variante da viga, é determinada a probabilidade de falha associada, o custo de material da viga e os custos esperados totais considerando-se consequências de falha de níveis baixos, moderados e altos. Os resultados indicaram que os coeficientes de segurança relacionados ao esforço do aço (γ_s) e às ações permanentes (γ_g) possuem maior impacto na segurança e no custo do elemento estrutural. Em algumas situações, os valores apontados pela NBR 6118 (2014) para os coeficientes foram os mesmos associados aos valores ótimos dos custos esperados totais e pelas normas estrangeiras. No entanto, houve casos em que esses valores foram excessivamente conservadores ou insatisfatórios.

Palavras-chave: viga em concreto armado, coeficiente de segurança, confiabilidade estrutural.

ABSTRACT

Reinforced concrete is a technique commonly used in Brazil due to its advantages, among them its durability, economic competitiveness, workability and capacity adapt to different shapes. In Brazil, the design of reinforced concrete structures must follow the NBR 6118 – Design of concrete structures – Procedure (2014), a Brazilian standard code recognized by the technical committee ISO TC 71 as a code which is accordance with international standards. However, it is notable the lack of studies which aim for calibrating the partial safety factors by NBR 6118 (2014), as it was done in others international standard codes, such as ACI (2003) and the *Eurocode* (2002). The semi-probabilistic method, adopted by the Brazilian code, simplifies the design process, but does not allow to quantify the safety level. On the other hand, probabilistic approaches, such as those based on the structural reliability theory, allow to take into account uncertainties related to the structure and its loads, and quantify its safety. The present study aims to compare and analyze the relation between safety factors, structural reliability and cost, for the specific case of reinforced concrete beams. Different values of the partial safety factors are applied in the design and verification of a beam with rectangular cross section. The flexural ultimate limit state is considered, for given characteristic values of the total bending moment. In each case studied herein, failure probabilities, costs and total expected costs are determined. For the total expected cost, low, moderate and high levels of monetary consequences of failure are considered. The results indicated that the safety factors related to the steel strain (γ_s) and permanent actions (γ_g) are the ones with the most significant impact on safety and costs. In some situations, the values given by NBR 6118 (2014) were also the ones which led to the minimum total expected cost; these values were in accordance with target values presented by international codes. However, in some situations these values were found to be too conservative or even unsatisfactory.

Keywords: reinforced concrete beam, safety factor, structural reliability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. distribuição estatística normal de resultados	21
Figura 2. Diagrama tensão - deformação idealizado para concretos de classes até C50. 23	23
Figura 3. Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	24
Figura 4. Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples.	30
Figura 5. Diagramas de tensões no concreto no ELU para classes até C50.....	32
Figura 6. Domínios de deformação em uma seção de concreto armado.	32
Figura 7. Características do domínio 2.	33
Figura 8. Características do domínio 3.	34
Figura 9. Características do domínio 4.	34
Figura 10. Matriz de risco.	43
Figura 11. Fluxograma das atividades desenvolvidas.....	50
Figura 12. Resumo de casos abordados.....	52
Figura 13. Gráfico γ_c x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.....	58
Figura 14. Gráfico γ_c x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.	60
Figura 15. Gráfico γ_s x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.....	61
Figura 16. Gráfico γ_s x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.	63
Figura 17. Gráfico γ_g x custo para a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.....	64
Figura 18. Gráfico γ_g x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k2} e $\chi=0,1$.....	64
Figura 19. Gráfico γ_g x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.	66
Figura 20. Gráfico γ_q x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.....	67
Figura 21. Gráfico γ_q x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,6$; b) M_{k2} e $\chi=0,6$.	67
Figura 22. Gráfico γ_q x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.	69
Figura 23. Gráfico γ_q x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,6$; b) M_{k2} e $\chi=0,6$.	69

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Valores usuais de módulo de deformação.	22
Tabela 2. Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	26
Tabela 3. Coeficiente γ_f	28
Tabela 4. Valores do coeficiente γ_{f2}	28
Tabela 5. Combinações Últimas.	29
Tabela 6. Distribuições de probabilidades contínuas.	41
Tabela 7. Quantidade máxima de barras por camada para brita 1.	46
Tabela 8. Combinação dos coeficientes de segurança.	53
Tabela 9. Modelos probabilísticos das variáveis.	54
Tabela 10. Preços unitários dos materiais.	55
Tabela 11. Valores assumidos por γ_c e custos referentes a sua variação.	59
Tabela 12. Variação da probabilidade de falha referente a γ_c	59
Tabela 13. Ponto ótimo no gráfico de CET.	60
Tabela 14. Valores assumidos por γ_s e custos referentes a sua variação.	62
Tabela 15. Variação da probabilidade de falha referente a γ_s	62
Tabela 16. Ponto ótimo no gráfico de CET.	63
Tabela 17. Intervalos de valores e custos assumidos por γ_g	65
Tabela 18. Variação da probabilidade de falha referente a γ_g	65
Tabela 19. Ponto ótimo no gráfico de CET.	66
Tabela 20. Intervalos de valores e custos assumidos por γ_q	68
Tabela 21. Variação da probabilidade de falha referente a γ_q	68
Tabela 22. Ponto ótimo no gráfico de CET.	70

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	15
1.1.	OBJETIVOS	16
1.2.	JUSTIFICATIVA.....	17
1.3.	ESTRUTURA DE TRABALHO	17
2.	CONCEITOS RELACIONADOS A CONCRETO ARMADO.....	19
2.1.	CONCRETO.....	19
2.2.	AÇO	23
3.	DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS.....	25
3.1.	MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES	25
3.1.1.	Valores característicos e de cálculo das resistências.....	25
3.1.2.	Ações	26
3.1.3.	Combinação de ações.....	27
3.1.4.	Domínios	30
3.1.5.	Cálculo da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal simples	35
4.	TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL.....	38
4.1.	VARIÁVEIS ALEATÓRIAS.....	39
4.1.1.	Variáveis aleatórias contínuas.....	40
4.2.	PROBABILIDADE DE FALHA E SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO SIMPLES	41
4.3.	RISCO	42
5.	PROCEDIMENTO METODOLÓGICO.....	45
6.	ESTUDO DE CASO.....	51
6.1.	DISTRIBUIÇÃO E PARÂMETROS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS	54
6.2.	ESTUDO DE CUSTO.....	54
6.2.1.	Custo da viga.....	55
6.2.2.	Custo esperado total	55
6.3.	ANÁLISE DE RESULTADOS	56
6.3.1.	Análises relativas a γ_c	57

6.3.2.	Análises relativas a γ_s	61
6.3.3.	Análises relativas a γ_g	64
6.3.4.	Análises relativas a γ_q	67
6.3.5.	Análises comparativas entre os coeficientes.....	70
7.	CONCLUSÃO	72
8.	REFERÊNCIAS	73
	APÊNDICE A – Valores de entrada	78
	APÊNDICE B – Tabela de resumo	90

1. INTRODUÇÃO

No ramo da engenharia, as estruturas são dimensionadas de modo a cumprir as funções para as quais foram concebidas de forma economicamente viável e a garantir o nível de segurança adequado ao longo de toda sua vida útil (BECK, 2014).

A análise de segurança das estruturas de concreto armado é usualmente conduzida em termos de estados limites, que determinam se certa configuração estrutural é adequada para as condições de carregamento as quais é submetida. Ao se induzir margens de segurança por meio da aplicação de coeficientes de segurança, tem-se os chamados métodos semi-probabilísticos. Tais métodos lidam de maneira indireta com as incertezas que afetam as respostas estruturais, mas são empregados em muitas normas de projeto estrutural atuais, em particular nas brasileiras, e consistem em uma simplificação do processo de verificação da segurança. Neles, os coeficientes de segurança são aplicados com o intuito de contornar as incertezas presentes nas resistências dos materiais, nas características geométricas do elemento, nos valores de solicitações aplicados na peça, entre outros (BECK & ROSA, 2006). Esse processo, no entanto, não permite quantificar a segurança associada ao elemento estrutural (SANTOS, STUCCHI & BECK, 2014).

Por outro lado, procedimentos probabilísticos têm sido aplicados tanto na verificação dos níveis de segurança quanto no dimensionamento estrutural em si, como por exemplo, na norma referente ao dimensionamento de revestimentos de poços de petróleo, ISO 10400 – Petroleum and natural gas industries – Formulae and calculations for the properties of casing, tubing, drill pipe and line pipe used as casing or tubing. A aplicação da teoria da confiabilidade estrutural permite quantificar diretamente os efeitos das incertezas associadas às estruturas e aos carregamentos por meio de cálculos de probabilidades de falha. Esse cálculo consiste, na sua forma mais simples, em um valor numérico da possibilidade de ocorrência de um evento que resulte na violação dos requisitos mínimos de desempenho, sejam estes referentes aos estados limites últimos ou de serviços. Essa medida pode ser obtida por meio de observações da frequência a longo prazo para estruturas genericamente similares ou simplesmente pode-se estimar valores numéricos (MELCHERS & BECK, 2017).

Outro fator levado em conta durante a concepção do projeto estrutural é o econômico. É fácil notar que o requisito de segurança e o interesse econômico são

conflitantes, uma vez que segurança excessiva gera custos altos que podem, por sua vez, acarretar projetos inviáveis. O contrário, estruturas econômicas que não apresentem nível de segurança adequado devem ser evitadas (BECK, 2014). Verificações do aspecto econômico na construção civil comumente empregam custos definidos como o produto do volume de materiais pelos seus respectivos custos unitários. Às vezes os custos unitários englobam também parcelas relacionadas à mão-de-obra. No presente trabalho essa parcela determinística de custo é denominada custo inicial.

Do ponto de vista probabilístico e de confiabilidade, é possível incorporar os chamados custos esperados de falha, dados pelos custos monetários decorrentes de possíveis falhas multiplicados pelas respectivas probabilidades de falha. Quando estes são somados ao custo inicial, origina-se o custo esperado total (CET). No cálculo de custos associados às estruturas, podem ser levados em conta, além dos custos de construção, também aqueles relacionados ao ciclo de vida da estrutura, bem como a capacidade da mesma de gerar retornos econômicos. Essa capacidade também é influenciada pelas incertezas associadas ao projeto, que implicam em risco e, por sua vez, podem levar a altos custos de falhas (GOMES & BECK, 2012). O custo esperado total permite obter conclusões mais abrangentes a respeito do aspecto econômico da estrutura. Por exemplo, o uso dos estudos probabilísticos permite criar políticas de manutenção de forma a garantir a melhor eficiência e menores custos levando em consideração incertezas associadas à estrutura, a processos de deteriorações, entre outros (OKASHA & FRANGOPOL, 2009).

Neste trabalho o custo e a confiabilidade estrutural de vigas de concreto armado são estudados em função dos coeficientes parciais de segurança adotados na etapa de projeto. O foco é mantido na verificação da segurança quanto ao estado limite último de flexão. As análises de confiabilidade são efetuadas pelo método de Simulação de Monte Carlo. O trabalho tem enfoque na etapa de projeto, não abordando, portanto, custos relacionados a manutenção, inspeção, utilização, mão de obra, entre outros.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Geral

Investigar a relação entre coeficientes parciais de segurança, confiabilidade estrutural e custo de vigas de concreto armado, considerando os critérios de projeto apresentados na norma ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014).

1.1.2. Específico

- Dimensionar vigas de acordo com as normas brasileiras de projeto vigentes;
- Avaliar a confiabilidade de elementos estruturais dimensionados segundo a norma;
- Comparar a influência de cada coeficiente parcial de segurança na confiabilidade do elemento estrutural;
- Analisar a relação entre o nível de confiabilidade estrutural e os custos;
- Analisar a relação entre coeficiente de segurança e custos;
- Ilustrar, de maneira simplificada, como valores ótimos dos coeficientes de segurança podem ser obtidos a partir de análises do custo esperado total.

1.2. JUSTIFICATIVA

Na norma ABNT NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento (2014), é proposta a metodologia de dimensionamento de estruturas em concreto armado por meio do método dos estados limites. Nesta abordagem, as incertezas inerentes ao projeto são consideradas de maneira indireta, utilizando-se de coeficientes de segurança parciais cujos valores são indicados na norma. Conforme indicam várias referências da literatura (SOUZA JUNIOR, 2009; BECK & SOUZA JUNIOR, 2010; SANTOS, STUCCHI & BECK, 2014;), a confiabilidade estrutural resultante da aplicação de uma abordagem como esta é bastante dependente da calibração dos valores dos coeficientes de segurança, calibração esta que ainda não foi feita para a norma NBR 6118 (2014). Além disso, a literatura tem indicado também a análise do custo esperado total como uma maneira de determinar valores ótimos dos coeficientes de segurança (SOUZA JR., 2008).

Tendo em vista o exposto, o presente trabalho tem por justificativa a necessidade de se investigar conjuntamente o impacto dos coeficientes de segurança adotados em projeto na confiabilidade estrutural e no custo das vigas.

1.3. ESTRUTURA DE TRABALHO

Esse trabalho é dividido em sete capítulos, nos quais os segundo, terceiro e quarto consistem em revisão de literatura acerca dos temas de concreto armado, de dimensionamento de vigas e de confiabilidade estrutural, respectivamente.

O quinto capítulo trata sobre o procedimento metodológico utilizado para a realização do estudo de caso.

No sexto capítulo encontram-se as informações numéricas usadas no estudo de caso e a análise dos resultados.

Por fim, o sétimo capítulo trata das conclusões desenvolvidas nesse trabalho.

2. CONCEITOS RELACIONADOS A CONCRETO ARMADO

O concreto consiste em um material composto por água, cimento e agregados graúdos e miúdos, podendo também ser incorporados produtos químicos ou outros componentes a fim de melhorar suas propriedades (trabalhabilidade, tempo de pega, resistência, etc).

Segundo Clímaco (2008), as características de boa trabalhabilidade, adaptação a várias formas, competitividade em termos econômicos, durabilidade, resistência ao fogo e boa resistência à maioria das solicitações dão ao concreto um destaque no uso estrutural em relação a outros materiais, como aço e madeira. No entanto, apesar de apresentar boa resistência à compressão, nota-se que o material pouco resiste a esforços de tração (cerca de 1/10 da resistência à compressão). Para aumentar a resistência de elementos estruturais sob solicitação à tração, associa-se ao concreto um material que possua boa resistência à tração, sendo mais comum o uso do aço. Ao conjunto concreto e aço dá-se o nome de concreto armado. É por meio da aderência entre esses materiais, da deformação e da fissuração do concreto, que os esforços de tração na peça são repassados em sua maioria ao aço, enquanto o concreto muitas vezes fica responsável pela resistência às solicitações de compressão. Além disso, deve-se destacar a importância do uso do concreto no cobrimento da armadura a fim de proteger esta da ação de oxidação, que prejudica a resistência do material ao longo da vida útil.

Por outro lado, os elementos em concreto armado resultam em seções transversais maiores em comparação a elementos em aço, gerando elevados esforços devido ao peso próprio da peça, que, por sua vez, impactam no custo ou limitação do uso.

A seguir são abordadas características citadas nas normas brasileiras relativas ao concreto e ao aço, separadamente.

2.1. CONCRETO

A ABNT NBR 8953 – Concreto para fins estruturais (2015) estabelece a classificação do concreto em dois grupos, conforme a resistência característica à compressão obtidas por meio do ensaio de corpos-de-prova para a idade de 28 dias, pertencendo ao grupo I aqueles cuja resistência encontra-se entre 10 a 50 MPa, e ao grupo II, de 55 a 90 MPa. Aos concretos de ambos os grupos e com massa específica entre 2000 kg/m³ e 2800 kg/m³,

designam-se as classes do concreto, nominadas pela a letra C acompanhada do valor de resistência característica à compressão em MPa. A classe C20 ou superior pode ser usada com armaduras passivas (concreto armado); classe C25 ou superior pode ser usada com armaduras ativas (concreto armado protendido). Concretos de classe C15 podem ser usados apenas em obras provisórias ou em peças sem fins estruturais.

Como dito anteriormente, a resistência característica à compressão pode ser obtida pelo ensaio de corpos-de-provas de acordo com a ABNT NBR 5739 (2018). Diversos fatores podem influenciar no resultado, sendo os principais a idade do concreto e o traço, ou seja, a relação entre as quantidades de cimento, agregados e água. A resistência à compressão (f_{cj}), obtida por ensaio, é dada pela expressão:

$$f_{cj} = \frac{N_{rup}}{A} \quad (2.1)$$

sendo:

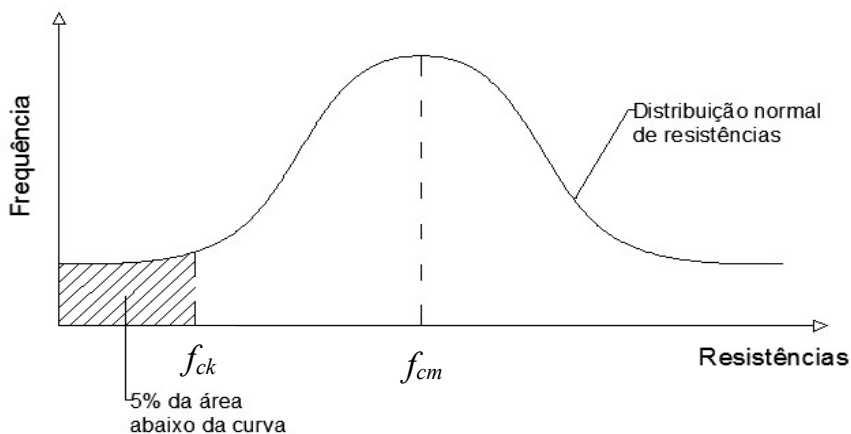
f_{cj} - a resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de j dias;

N_{rup} - carga de ruptura do corpo de prova;

A - área da seção transversal do corpo de prova.

A ABNT NBR 6118 (2014) define resistência característica inferior, $f_{k,inf}$, como sendo o valor de resistência que 5% das amostras de um lote não atinja. Ou seja, dos resultados obtidos pelo ensaio de um lote, 95% se encontram acima do valor de $f_{k,inf}$ e 5% abaixo. A partir da resistência característica inferior obtém-se a resistência característica, f_k . A Figura 1 ilustra a distribuição estatística normal, também denominada curva de Gauss, em que f_{cm} é a média aritmética das cargas de ruptura.

Figura 1. Distribuição estatística normal de resultados



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

Apesar de recomendada a realização de ensaios, estes não representam completamente a realidade do comportamento e das solicitações sob o concreto. Isso se deve ao fato dos ensaios ocorrerem, em geral, de forma rápida, enquanto, em construções, solicitações atuam durante toda a vida útil do elemento estrutural. Além disso, a resistência do concreto varia em função do tempo, o que também não é levado em consideração em alguns ensaios (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Por não poder deduzir diretamente de ensaios uma equação válida de resistência das estruturas de concreto para qualquer tipo de solicitação possível, é comum a dedução de expressões empíricas com aproximações razoáveis para diversos tipos de solicitações em função da resistência à compressão, apresentadas no item 8.2 da ABNT NBR 6118 (2014).

Do ensaio de corpos de prova à compressão centrada, obtém-se a curva compressão-deformação, de onde pode-se obter não somente o valor da resistência à compressão como também o módulo de elasticidade. A norma distingue os módulos de elasticidade em três tipos: módulo tangente, de deformabilidade inicial e secante.

Quando não forem realizados ensaios, a norma NBR 6118 (2014) determina que o módulo de deformação tangente inicial do concreto (E_{ci}) ou módulo de elasticidade inicial pode ser estimado pelas seguinte expressão:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \alpha_E \cdot (f_{ck})^{\frac{1}{2}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de 20 MPa a 50 MPa} \quad (2.2)$$

Em que:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

O módulo de deformação secante é estimado pela expressão:

$$E_{cs} = E_{ci} \cdot \alpha_i = \left(0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80}\right) \cdot E_{ci} \leq E_{ci} \quad (2.3)$$

Na Tabela 1 a seguir são apresentados os valores estimados arredondados que podem ser utilizados em projetos estruturais.

Tabela 1. Valores usuais de módulo de deformação.

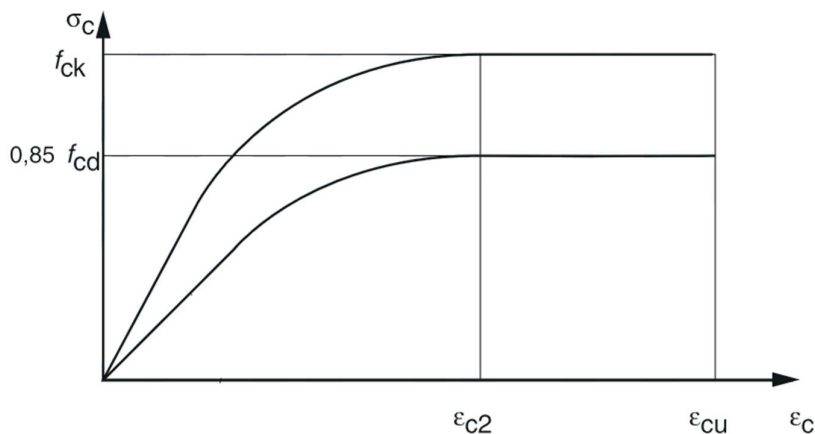
Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{ci} (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,92	0,92	0,95	0,98	1,00	1,00

Fonte: Adaptado da Tabela 8.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

Na avaliação do comportamento de um elemento estrutural ou seção transversal, pode ser adotado módulo de elasticidade único, à tração e à compressão, igual ao módulo de deformação secante E_{cs} .

Para análises no estado-limite último, podem ser empregados o diagrama tensão-deformação apresentado Figura 2. No eixo das abscissas são demonstradas as deformações do concreto (ε_c). Para concretos de classe até C50, os valores da deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (ε_{c2}) e da deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (ε_{cu}) são de 2,0 ‰ e 3,5 ‰, respectivamente. No eixo das ordenadas estão representadas a tensão característica do concreto (f_{ck}) e a tensão máxima de cálculo, dada em função da tensão de cálculo (f_{cd}).

Figura 2. Diagrama tensão - deformação idealizado para concretos de classes até C50.



Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014).

Como pode-se inferir dos parágrafos anteriores, a principal característica do concreto é sua resistência à compressão. No cálculo de estruturas de concreto, geralmente, a sua resistência à tração é desprezada, sendo o aço o principal material resistente a tal esforço (CLÍMACO,2008).

2.2. AÇO

Os aços utilizados em projetos estruturais de concreto armado são indicados pela sigla CA (concreto armado) seguidos por um número que indica a categoria referente a sua resistência de escoamento mínima em kN/cm^2 . As categorias permitidas pela ABNT NBR 7480 (2007) são CA-25, CA-50 e CA-60, com as seções transversais nominais também estabelecidas pela mesma norma.

Pelos ensaios de tração especificados pela ABNT NBR ISO 6892-1 (2018), obtém-se as características mecânicas do aço necessárias para o projeto, são elas:

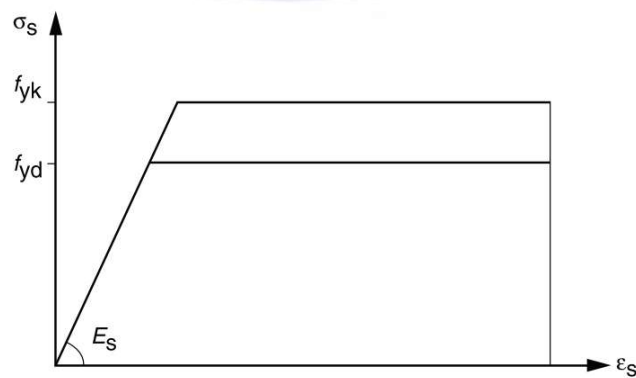
- A resistência característica de escoamento: máxima tensão que a barra suporta, trabalhando em regime elástico linear. A partir dela o aço sofre deformações permanentes. Em outras palavras, se o valor da tensão no ensaio não ultrapassar do valor de resistência característica de escoamento (f_{yk}), assim que se deixar de aplicar a força, o aço voltará ao configuração inicial. Se a tensão for superior a esta característica, o aço sofrerá mudança de

configuração mesmo que a força deixe de ser aplicada. Isto serve para os aços que possuam patamar de escoamento definido, como o CA25 e CA50. O aço CA60 não apresenta tal característica, assim o valor de f_{yk} é dado pela tensão que gera deformação específica permanente de 2‰ (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014);

- O limite de resistência (f_{uk}): força máxima que a barra suporta e na qual se rompe;
- O alongamento na ruptura: aumento do comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura, expresso em porcentagem.

No cálculo dos estados-limite de serviço e último, a NBR 6118 (2014) admite fazer uso do diagrama tensão-deformação simplificado, apresentado na Figura 3, para aços com patamar de escoamento (CA50) ou sem (CA60) para esforços de tração e compressão.

Figura 3. Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.



Fonte: Figura 8.4 da ABNT NBR 6118 (2014).

3. DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS

O dimensionamento tem por fim impedir a ruína de um elemento estrutural ou de toda a estrutura. Vale ressaltar que a definição de ruína nem sempre diz respeito somente à ruptura ou colapso. Em outras palavras, a finalidade do cálculo estrutural é garantir, com segurança adequada, que a estrutura mantenha certas características que possibilitem a utilização satisfatória da construção, durante sua vida útil, para as finalidades às quais foi concebida (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014). Para o cálculo de estruturas de concreto armado, usualmente são admitidos dois métodos: o método clássico e o método dos estados limites. Pelo fato do método clássico não ser adotado na norma brasileira, ele não será apresentado neste trabalho.

3.1.MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES

O método dos Estados Limites segundo a NBR 6118 (2014) consiste em um método semi-probabilístico em que a segurança é garantida majorando-se os valores de solicitação e reduzindo-se os de resistência dos materiais por meio de coeficientes de ponderação das resistências e das solicitações. As incertezas existentes são consideradas indiretamente, adotando-se valores característicos para resistência e ações e aplicando-se os coeficientes de segurança para obter valores de cálculo. Assim, o estado limite, ou seja, o limite que divide o estado de falha e o de sobrevivência da estrutura, na condição de projeto é definido quando a solicitação majorada (solicitação de cálculo) iguala-se à resistência minorada (resistência de cálculo). Com dito anteriormente, a falha não se caracteriza somente pela ruptura ou colapso do elemento estrutural, podendo ser também caracterizada por deformações, vibrações e fissurações excessivas que comprometam o perfeito estado de utilização. A ABNT NBR 6118 (2014) faz uso destas definições de falha ao separar o Estado Limite em dois tipos: Últimos (ELU) e de Serviço (ELS). Para ambos os casos, a sobrevivência dá-se quando a resistência é superior à solicitação; e a falha quando o oposto acontece.

3.1.1. Valores característicos e de cálculo das resistências

Os valores característicos f_k das resistências são os que, em um lote de material, têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. A norma brasileira determina a resistência característica inferior sendo aquela que

tenha 5% de probabilidade de não ser atingida. Para a transformação das resistências características em resistências de cálculo, a ABNT NBR 6118 (2014) determina a uso da seguinte equação:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (3.1)$$

em que γ_m é o coeficiente de ponderação das resistências, definido como:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \times \gamma_{m2} \times \gamma_{m3} \quad (3.2)$$

No caso dos estados limites de serviço, a NBR 6118 (2014) estabelece a falta de necessidade em minorar as resistências, podendo-se considerar, portanto, $\gamma_m = 1,0$.

Para o concreto e o aço, a norma já fornece o valor a ser adotado de γ_m , que pode ser verificado na Tabela 2:

Tabela 2. Valores dos coeficientes γ_c e γ_s .

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,00

Fonte: Adaptado da Tabela 12.1 da ABNT NBR 6118 (2014).

3.1.2. Ações

A ABNT NBR 8681 (2003) classifica as ações em três tipos, conforme apresentado a seguir:

1. Ações permanentes: aquelas cujos valores são praticamente constantes durante toda a vida útil da construção ou que aumentam ao longo do tempo, tendendo a um valor limite. Os valores característicos adotados para essas ações são iguais aos médios de suas distribuições de probabilidade. A NBR 6118 (2014) apresenta também subclassificações para essas ações em diretas, como por exemplo ações que tenham por base o peso próprio da estrutura; ou em indiretas (associados a imperfeições geométricas, deslocamentos de apoio, etc).

2. Ações variáveis: também classificadas segundo a ABNT NBR6118 (2014) e por Carvalho & Figueiredo Filho (2014) como diretas, constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água; e indiretas, como a variação

de temperatura, ações relacionadas a choques e vibrações. No entanto, a ABNT NBR 8681 (2003) determina a categoria segundo a probabilidade de ocorrência durante a vida útil da construção, sendo classificada como ações variáveis normais e especiais. Na primeira classificação se encaixam as ações variáveis cuja probabilidade de ocorrência é grande e, portanto, devem ser obrigatoriamente consideradas nos projetos. Na segunda, consideram-se as ações sísmicas ou de intensidades especiais. São estabelecidos pela ABNT NBR 8681 (2003) os valores característicos para as ações variáveis correspondentes aqueles cuja probabilidade de serem ultrapassados sejam entre 25% e 35% no sentido desfavorável, durante o período de 50 anos. As ações variáveis de efeitos favoráveis não são consideradas atuantes na estrutura para efeitos de cálculo.

3. Ações excepcionais: ações de curtas durações, com baixa probabilidade de ocorrência, cujos efeitos não possam ser contidos por meio de outros recursos e, portanto, devem ser consideradas nos projetos.

3.1.3. Combinação de ações

Um carregamento é definido pela combinação de ações que têm probabilidades diferente de zero de atuarem de forma simultânea sobre a estrutura, durante um período preestabelecido. A NBR 8681 (2003) determina que, na verificação tanto dos estados limites últimos quanto dos de serviços, deve-se verificar a combinação cujos efeitos são mais desfavoráveis para a estrutura. Quando mais de uma ação é considerada no dimensionamento de um elemento estrutural, a NBR 6118 (2014) permite que os valores de cálculo F_d sejam obtidos multiplicando-se as ações pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , apresentados na Tabela 3.

Para as verificações de estados-limites últimos, considera-se muito baixa a probabilidade de ocorrência de valores característicos de mais de uma ação variável de natureza diferente. Portanto, quando a ação variável principal é combinada com outra ação, adota-se o valor da ação variável “secundária” reduzido por meio do coeficiente ψ_0 , indicado na Tabela 4, obedecendo-se a função de combinação de ações apresentada na Tabela 5.

Tabela 3. Coeficiente γ_f .

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ^a	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Adaptado da Tabela 11.1 da ABNT 6118 (2014).

Tabela 4. Valores do coeficiente γ_f .

Ações		γ_f		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

^a Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.
^b Edifícios residenciais.
^c Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

Fonte: Adaptado da Tabela 11.2 da ABNT 6118 (2014).

Tabela 5. Combinações Últimas.

Combinações últimas (ELU)	Descrição	Cálculo das solicitações
Normais	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado ^a	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$
	Esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto protendido	Deve ser considerada, quando necessário, a força de protensão como carregamento externo com os valores $P_{k\max}$ e $P_{k\min}$ para a força desfavorável e favorável, respectivamente, conforme definido na Seção 9
	Perda do equilíbrio como corpo rígido	$S(F_{sd}) \geq S(F_{nd})$ $F_{sd} = \gamma_{gs} G_{sk} + R_d$ $F_{nd} = \gamma_{gn} G_{nk} + \gamma_q Q_{nk} - \gamma_{qs} Q_{s,\min}$, onde: $Q_{nk} = Q_{1k} + \sum \psi_{0j} Q_{jk}$
Especiais ou de construção ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + \gamma_q (F_{qk} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
Excepcionais ^b	$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{eg} F_{egk} + F_{q1exc} + \gamma_q \sum \psi_{0j} F_{qjk} + \gamma_{eq} \psi_{0e} F_{eqk}$	
<p>onde</p> <p>F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última;</p> <p>F_{gk} representa as ações permanentes diretas;</p> <p>F_{ik} representa as ações indiretas permanentes como a retração F_{rgk} e variáveis como a temperatura F_{tgk};</p> <p>F_{qk} representa as ações variáveis diretas das quais F_{q1k} é escolhida principal;</p> <p>$\gamma_g, \gamma_{eg}, \gamma_q, \gamma_{eq}$ ver Tabela 11.1;</p> <p>ψ_{0j}, ψ_{0e} ver Tabela 11.2;</p> <p>F_{sd} representa as ações estabilizantes;</p> <p>F_{nd} representa as ações não estabilizantes;</p> <p>G_{sk} é o valor característico da ação permanente estabilizante;</p> <p>R_d é o esforço resistente considerado estabilizante, quando houver;</p> <p>G_{nk} é o valor característico da ação permanente instabilizante;</p> <p>$Q_{nk} = Q_{1k} + \sum_{j=2}^m \psi_{0j} Q_{jk}$;</p> <p>$Q_{nk}$ é o valor característico das ações variáveis instabilizantes;</p> <p>Q_{1k} é o valor característico da ação variável instabilizante considerada principal;</p> <p>ψ_{0j} e Q_{jk} são as demais ações variáveis instabilizantes, consideradas com seu valor reduzido;</p> <p>$Q_{s,\min}$ é o valor característico mínimo da ação variável estabilizante que acompanha obrigatoriamente uma ação variável instabilizante.</p> <p>^a No caso geral, devem ser consideradas inclusive combinações onde o efeito favorável das cargas permanentes seja reduzido pela consideração de $\gamma_g = 1,0$. No caso de estruturas usuais de edifícios, essas combinações que consideram γ_g reduzido (1,0) não precisam ser consideradas.</p> <p>^b Quando F_{q1k} ou F_{q1exc} atuarem em tempo muito pequeno ou tiverem probabilidade de ocorrência muito baixa, ψ_{0j} pode ser substituído por ψ_{2j}. Este pode ser o caso para ações sísmicas e situação de incêndio.</p>		

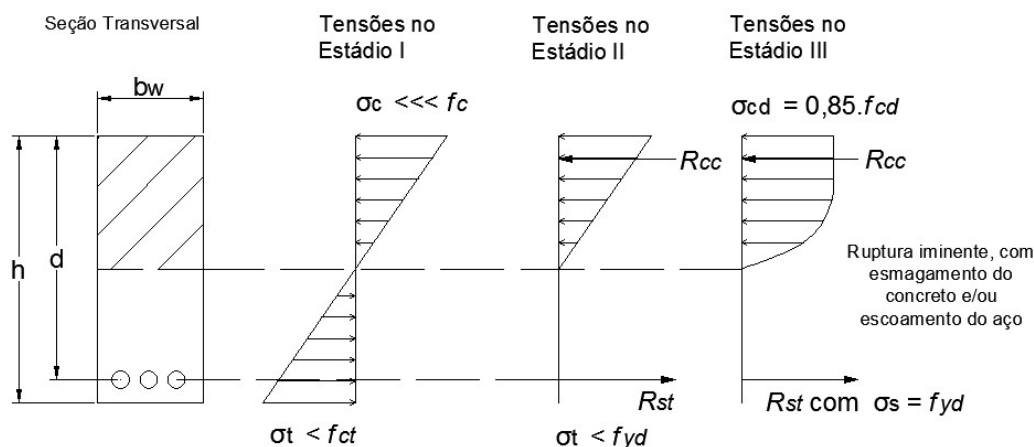
Fonte: Adaptado da Tabela 11.3 da ABNT 6118 (2014).

3.1.4. Domínios

O dimensionamento realizado por meio do método dos estados limites últimos de ruína, impõe que a seção alcance as deformações específicas máximas dos materiais, seja pela ruptura do concreto comprimido ou do aço tracionado (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014).

Em vigas de concreto armado, geralmente os esforços normais são admitidos desprezáveis, sendo considerado que o elemento está sujeito à flexão normal, simples e pura. O momento fletor causa tensões normais nas seções transversais. Sob efeito de flexão normal simples, a viga pode apresentar três estádios de deformação. A Figura 4 demonstra os três estádios de uma viga de concreto armado de altura h , base b_w e distância entre a fibra mais comprimida e o centro geométrico da armadura d . As resultantes das tensões de compressão no concreto e resultantes das tensões de tração no aço são representados por R_{cc} e R_{st} , respectivamente.

Figura 4. Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples.



Fonte: Adaptado da Figura 5.2 de Clímaco (2008).

No Estádio I, a viga está submetida a um momento fletor pequeno. A tensão de tração (σ_t) não atinge a resistência à tração do concreto (f_{ct}) e a tensão de compressão é muito inferior a resistência à compressão do concreto (f_c). O concreto encontra-se ainda em estado elástico e a distribuição de tensão é linear por toda a seção transversal.

No Estádio II, o momento fletor é maior, causando tensões de tração maiores do que a tensão de resistência característica à tração do concreto. Assim, passa a se considerar que

somente o aço resiste aos esforços de tração. Admite-se que o concreto resiste aos esforços de compressão, trabalhando no regime elástico linear.

No Estádio III, o momento é aumentado até próximo da ruína. Para concretos até C50, as fibras mais comprimidas começam a plastificar a partir da deformação específica de \mathcal{E}_{c2} (2,0‰) até atingir a deformação específica última \mathcal{E}_{cu} (3,5‰) sem que haja aumento de tensão. O diagrama de tensão de compressão no concreto tende a ficar uniforme (diagrama parábola-retângulo), o que significa que praticamente todas as fibras estão trabalhando com sua tensão máxima de compressão (σ_{cd}). A tensão do aço (σ_s) atinge o valor a resistência de cálculo do aço (f_{yd}).

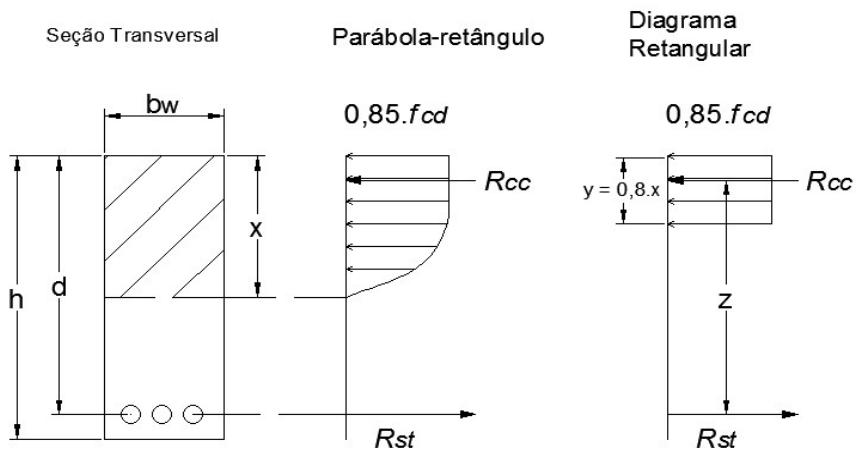
O dimensionamento dos elementos estruturais de concreto armado é realizado comumente no estágio III para que se garanta que os materiais estejam trabalhando da melhor forma possível em termos de resistência, garantindo-se a economia, sem atingir o colapso. (CLÍMACO, 2008).

Para concretos de classe até C50, as tensões podem ser consideradas tendo como base o diagrama parábola-retângulo, cuja tensão máxima é dada por:

$$\sigma = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (3.3)$$

Admite-se ainda a simplificação desse diagrama transformando-o em um retângulo de altura $0,8 \cdot x$, onde x é a distância da face comprimida da seção transversal até a linha neutra. No trecho $0,2 \cdot x$ a partir da linha neutra as tensões de compressão do concreto são desprezadas. A figura a seguir ilustra o diagrama parábola-retângulo e sua simplificação:

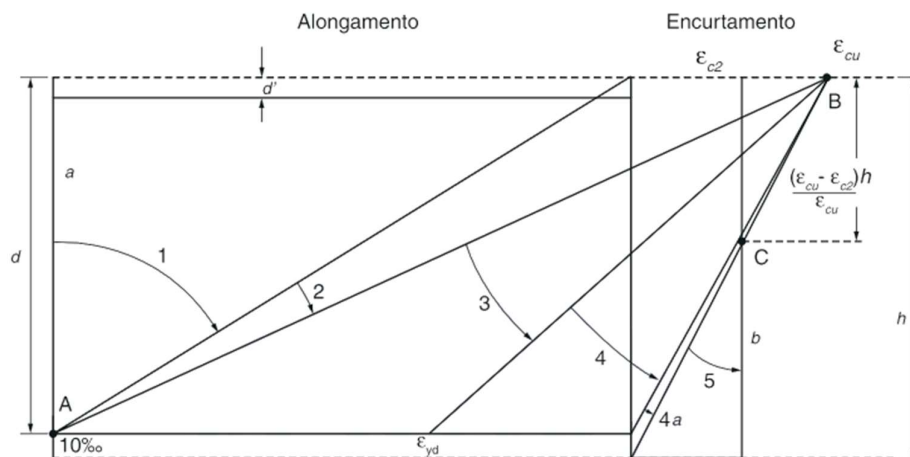
Figura 5. Diagramas de tensões no concreto no ELU para classes até C50.



Fonte: Adaptado da Figura 5.3 de Clímaco (2008).

Os conjuntos de deformações específicas do concreto e do aço ao longo de uma seção transversal retangular com armadura simples submetida a ações normais definem os domínios de deformação esquematizados na Figura 6, para concretos até a classe C50 (CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO, 2014). Os domínios representam as deformações presentes no elemento estrutural de concreto armado sob flexão.

Figura 6. Domínios de deformação no estado limite último em uma seção de concreto armado.



Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118 (2014).

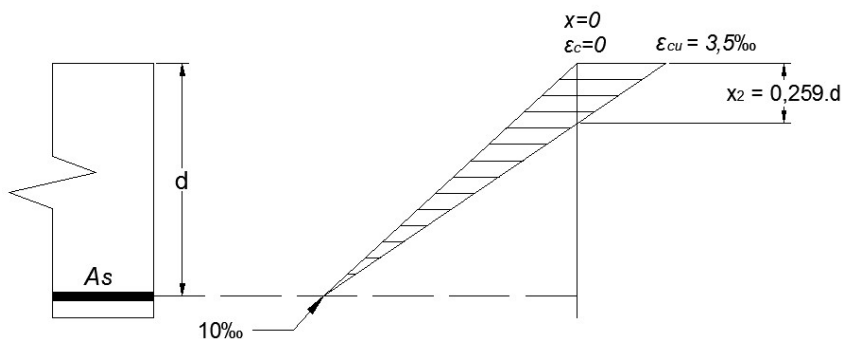
Nos domínios 1 e 2 o aço apresenta o alongamento máximo, o que indica estado limite último por deformação plástica excessiva. Os domínios 3, 4, 4a, 5 correspondem ao

estado limite último por ruptura do concreto por encurtamento limite. A seguir serão abordadas as características de cada domínio, sendo mais detalhados os domínios 2, 3 e 4, que são os geralmente utilizados para o dimensionamento da seção transversal de vigas de concreto armado e a armadura longitudinal.

No domínio 1, a linha neutra é externa à seção transversal, caracterizando uma peça totalmente tracionada. Portanto, a seção resistente é composta apenas pelo aço, não havendo participação do concreto.

No domínio 2, a linha neutra corta a seção, ou seja, há esforços de tração e de compressão. O esforço resistente é decorrente do aço tracionado e do concreto comprimido. Nesse domínio o concreto não alcança a ruptura. A Figura 7 ilustra as deformações de ambos os materiais dentro do domínio 2, sendo a do aço fixa em 10‰ e a do concreto variando de 0 a 3,5‰.

Figura 7. Características do domínio 2.

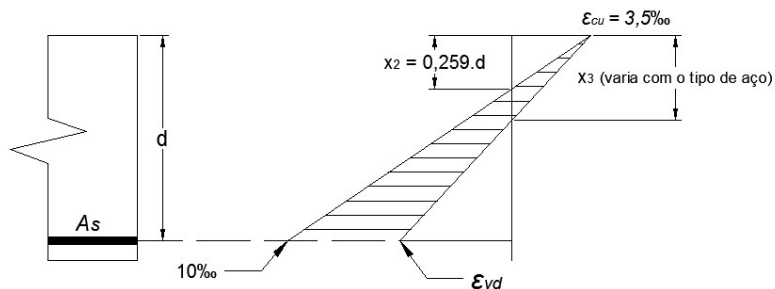


Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

Assim como no domínio 2, no domínio 3 a linha neutra corta a seção transversal e o esforço resistente é fornecido pelo aço tracionado e pelo concreto comprimido. A ruptura do concreto ocorre simultaneamente com o escoamento da armadura. Assim, esse domínio consiste na situação ideal para o dimensionamento, pois ambos os materiais são aproveitados da melhor forma, atingindo as respectivas capacidades máximas de resistência. Além disso, o aço sofre deformações grandes e visíveis, servindo, dessa forma, de aviso da ruína do elemento estrutural. Na Figura 8 observa-se as características do domínio 3, em que o

concreto comprimido possui deformação específica fixa de 3,5‰ e o do aço varia de 10‰ ao valor da deformação específica de escoamento.

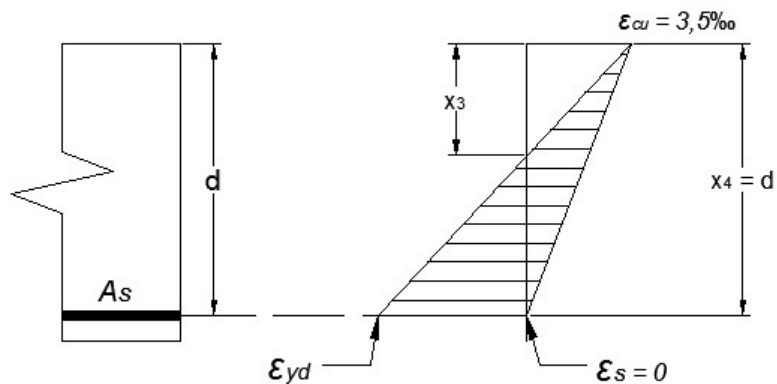
Figura 8. Características do domínio 3.



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

No domínio 4, a linha neutra ainda corta a seção. No entanto, a ruptura se dá pelo concreto comprimido enquanto a armadura não atinge a tensão de escoamento, o que resulta em pequenas deformações. Por sua vez, pequenas deformações indicam uma ruptura frágil e sem aviso, portanto este domínio deve ser evitado. Além disso, este domínio tem por característica ser antieconômico por utilizar aço de forma a não aproveitar a sua capacidade resistente. Na Figura 9 pode-se observar as características do domínio 4, em que o concreto possui deformação específica fixa de 3,5‰, enquanto do aço pode variar da deformação específica de escoamento até o valor nulo.

Figura 9. Características do domínio 4.



Fonte: Adaptado de Carvalho e Figueiredo Filho (2014).

Os demais domínios (4a e 5) têm por característica ambos os materiais trabalhando em compressão. Sendo que no primeiro, há apenas o concreto de cobrimento tracionado enquanto no outro a seção está em compressão por completo. A ruptura para ambos os casos é frágil, sem que haja fissuração ou deformação de aviso.

3.1.5. Cálculo da armadura longitudinal em vigas sob flexão normal simples

A ABNT NBR 6118 (2014) determina que seja realizado o processo de dimensionamento de uma viga sob flexão normal considerando que há dois esforços de resistência na seção da viga: o concreto resistindo à compressão e o aço, à tração. Ou seja, há um binário que resulta em um momento interno que deve resultar igual ao momento externo de cálculo. A equação a seguir descreve o equilíbrio de momentos mencionado:

$$M = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \quad (3.4)$$

em que:

M_d é o momento externo de cálculo;

F_c , a força atuante no concreto;

z , a distância entre o ponto de aplicação da força do concreto até o ponto de aplicação da força do aço.

Por meio do desenvolvimento dessa equação, pode-se obter a posição da linha neutra (x):

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x) \quad (3.5)$$

$$z = d - (0,4 \cdot x) \quad (3.6)$$

$$M_d = (0,68 \cdot x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot f_{cd} \cdot b_w \quad (3.7)$$

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 \cdot M_{sd}}{0,85 \cdot (f_{cd}) \cdot b_w} \right)}}{0,8} \quad (3.8)$$

em que:

M_{Sd} é o momento solicitante de cálculo;

d é a distância da fibra mais comprimida da seção até o centro geométrico das barras de aço;

b_w é a base da viga;

e f_{cd} é a tensão de cálculo do concreto.

Para determinar a área de aço necessária, utiliza-se a seguinte equação resultante da condição de equilíbrio dos momentos:

$$A_s = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot z} \quad (3.9)$$

Definida a armadura, pode-se obter o momento resistente de cálculo da viga pela fórmula:

$$M_{Rd} = A_s \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \left(h - d' - 0,4 \cdot \frac{A_s \cdot \left(\frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)}{0,68 \cdot b \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right)} \right) \quad (3.10)$$

em que:

M_{Rd} é o momento de cálculo;

A_s é a área de aço;

f_{yk} é a tensão característica do aço;

h é a altura da viga;

d' é a distância da fibra mais tracionada da seção até o centro geométrico das barras de aço;

b é a base da viga;

f_{ck} é a tensão característica do concreto;

γ_c , o coeficiente de segurança do concreto cujo valor em norma é de 1,4;

γ_s , o coeficiente de segurança do aço cujo valor em norma é de 1,15.

Deve-se ressaltar que a NBR 6118 (2014) determina que sejam verificadas as condições de limite entre os domínios 2, 3 e 4, sendo que para o aço CA50 esses limites são:

$$0,259 < \frac{x}{d} \leq 0,6283 \quad (3.11)$$

A fim de garantir a ductilidade mínima, a mesma norma determina que seja respeitada a seguinte condição:

$$\frac{x}{d} \leq 0,45 \quad (3.12)$$

Para valores abaixo de 0,259 considera-se que a viga se encontra no domínio 2. Se o valor for acima de 0,45 considera-se no domínio 3 acima do limite de ductilidade. E, acima de 0,6283, a viga encontra-se no domínio 4.

4. TEORIA DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Ao grau de confiança para a não ocorrência de falha (sobrevivência) em um sistema por período de tempo determinado se dá o nome de confiabilidade. Quando essa confiança é tratada em termos de probabilidade denomina-se probabilidade de falha (BECK, 2014). A falha está associada a qualquer especificação de projeto, não necessariamente relacionada a ruína da estrutura. Ou seja, cada estado considerado indesejável pode ser um modo de falha, seja ele ruína, deformações ou fissurações excessivas. É a partir da determinação dos modos de falha que se origina os estados limites que dividem o que é considerado falha da sobrevivência.

Na análise estrutural, a função de desempenho consiste na diferença entre os esforços resistentes e os solicitantes, podendo ser matematicamente escrito da seguinte forma:

$$g(\mathbf{X}) = R(\mathbf{X}) - S(\mathbf{X}) \quad (4.1)$$

sendo:

\mathbf{X} , o vetor de variáveis aleatórias;

$R(\mathbf{X})$, a variável aleatória que representa a resistência;

$S(\mathbf{X})$, a variável aleatória que representa a solicitação.

O estado limite é obtido quando essa função assumir valor nulo, ou seja:

$$g(\mathbf{x}) = R(\mathbf{x}) - S(\mathbf{x}) = 0 \quad (4.2)$$

Segundo esta equação de estado limite, a probabilidade de falha consiste na probabilidade da solicitação ser maior que a resistência, o que está relacionado a valores menores ou abaixo de zero da função descrita anteriormente.

O método semi-probabilístico empregado pela NBR 6118 (2014) consiste em um processo simplificado para evitar estudos complicados ou até mesmo impossíveis de serem realizados por análises probabilísticas completas (BECK, 2014). Se por um lado o método dos estados limites garante o dimensionamento mais simples e de forma segura, por outro não se permite quantificar a segurança (SANTOS, STUCCHI & BECK, 2014). Isso deve-se ao fato das incertezas associadas à geometria, aos materiais, às cargas, ao próprio modelo e ao processo de análise (BECK & ROSA, 2006), não serem considerados diretamente nos cálculos (SANTOS, STUCCHI & BECK, 2014).

Os métodos probabilísticos são utilizados na confiabilidade estrutural para estimar a probabilidade de falha. Segundo Santos, Stucchi e Beck (2014), podem ser divididos em duas

categorias: os métodos aproximados, que, como o nome indica, fazem uso de aproximações; e os métodos exatos, que consideram a distribuição real das variáveis aleatórias e o uso de simulações.

Os métodos exatos são denominados assim por apresentarem resultados que tendem ao valor exato quando o número de simulações tende ao infinito (RUBINSTEIN, 1981). Apesar de evitar o uso de aproximações de métodos analíticos, os métodos de simulação ainda estão sujeitos a erros de modelos e aproximações algorítmicas para a geração de números aleatórios (BECK, 2014).

Dentre os métodos exatos, destaca-se a simulação de Monte Carlo, utilizada neste trabalho, devido a sua simplicidade, generalidade e robustez. Para a explicação do método é necessário primeiramente explicar o conceito de variável aleatória.

4.1.VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

Consistem em variáveis a qual podem ser atribuídos diferentes valores numéricos dependendo de fatores aleatórios, e para a qual é possível calcular a probabilidade de ocorrência de seus valores (MAGALHÃES, 2006). Em um experimento aleatório, cada valor da variável é associado a um número real. As variáveis aleatórias são indicadas por letras maiúsculas e, após serem associados valores a elas em um experimento, são indicadas por letras minúsculas (MONTGOMERY, 1999).

As variáveis aleatórias podem ser classificadas em dois grupos, dependendo dos valores que podem assumir. As variáveis aleatórias discretas são aquelas que assumem somente valores enumeráveis, podendo ser finitos ou infinitos, e por consequência geram funções de distribuição descontínuas (MAGALHÃES, 2006). As contínuas assumem quaisquer valores dentro de determinado intervalo pertencente aos números reais, resultando em funções contínuas (BUSSAB & MORETTIN, 2010).

É por meio da função de distribuição de probabilidades que se descreve o comportamento e se agregam as informações acerca da variável (MAGALHÃES, 2006). A distribuição consiste na descrição das probabilidades associadas a cada possível valor que a variável assuma e, geralmente, é resumida em dois parâmetros: a média e a variância (MONTGOMERY & RUNGER, 1999).

4.1.1. Variáveis aleatórias contínuas

Neste trabalho, todas as variáveis aleatórias foram consideradas contínuas. Portanto, a seguir serão apresentadas as características somente para esse tipo de variáveis.

Segundo Montgomery e Runger (1999), a média consiste na medida central da distribuição, ela é obtida pela média ponderada dos possíveis valores assumidos pela variável multiplicados pelas suas respectivas probabilidades. Para variáveis aleatórias contínuas a média é representada da seguinte forma:

$$\mu = \int_{-\infty}^{\infty} x \cdot f(x) \cdot dx \quad (4.3)$$

onde:

x é o valor assumido pela variável aleatória X ;

$f(x)$ é a função densidade de probabilidade.

A variância consiste na medida de dispersão ou variabilidade em uma distribuição. No cálculo da variância utiliza-se o peso como fator multiplicador para cada possível desvio ao quadrado, ou seja:

$$Var = \sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \mu)^2 \cdot f(x) \cdot dx = \int_{-\infty}^{\infty} x^2 \cdot f(x) \cdot dx - \mu^2 \quad (4.4)$$

A partir da variância, é possível obter o desvio padrão:

$$\sigma = \sqrt{Var} \quad (4.5)$$

Sabendo-se a média e o desvio padrão de uma variável, pode-se obter o coeficiente de variação (CV) por:

$$CV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (4.6)$$

Deve-se ressaltar que essas medidas não são suficientes para descrever uma distribuição de probabilidades, sendo necessário identificar o tipo de distribuição de cada variável aleatória. Dentre as distribuições para variáveis aleatórias contínuas existentes, foram utilizadas para o estudo a Normal, a Lognormal e a de Gumbel, cujas funções são apresentadas na Tabela 6:

Tabela 6. Distribuições de probabilidades contínuas.

Distribuição	$f_X(x)$	Média (μ)	Variância (σ^2)
Normal	$\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right]$	μ	σ^2
Gumbel (Tipo I)	$\beta \cdot \exp[-\beta \cdot (x - u_n) - e^{-\beta \cdot (x - u_n)}]$	$u_n + \frac{\gamma}{\beta}$ (*)	$\frac{\pi}{\sqrt{6}} \frac{1}{\beta}$
Lognormal	$\frac{1}{\xi x \sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(x) - \lambda}{\xi}\right)^2\right]$	$\exp(\lambda + 0,5\xi^2)$	$\frac{\mu[\exp(\xi^2) - 1]}{\xi^2}$

(*) γ é chamada de constante de Euler-Mascheroni, sendo igual a aproximadamente 0,577216.

Fonte: Adaptado de Ang e Tang (2007).

4.2. PROBABILIDADE DE FALHA E SIMULAÇÃO DE MONTE CARLO SIMPLES

Determinada a função desempenho ou função de estado limite, é possível calcular a probabilidade de que a estrutura falhe. Probabilidade de falha consiste na probabilidade de integral de todos os pontos pertencentes ao domínio de falha, ou seja:

$$P_f = \int_{D_f} f_X(\mathbf{x}) \cdot d\mathbf{x} \quad (4.7)$$

Sendo:

P_f , a probabilidade de falha;

$f_X(\mathbf{x})$ a função de densidade de probabilidade conjunta;

D_f , o domínio de falha.

Um dos métodos mais empregados na literatura para solucionar essa integral consiste no método de Simulação de Monte Carlo.

A simulação é uma técnica que permite a realização das combinações possíveis de resistências e solicitações em uma estrutura, sendo estas representadas, no presente trabalho, por variáveis aleatórias. Assim, a simulação surge como uma possível solução para problemas muito complexos para os quais experimentos práticos não seriam viáveis (BECK, 2014).

A simulação de Monte Carlo consiste em gerar aleatoriamente um valor para cada variável aleatória, de acordo com a sua respectiva distribuição e parâmetros previamente determinados. Os valores são lançados na função de estado limite e analisa-se se ocorre falha ou não. A simulação é repetida pela quantidade de vezes definida, com novos sorteios de

valores para cada variável aleatória (DEFILTRO & GOMES, 2016). Ao final das simulações, é estimada a probabilidade de falha, dividindo-se o número de simulações que corresponderam à falha pelo número total de simulações.

O coeficiente de confiabilidade (β) consiste em outro meio de quantificar a segurança associada à estrutura e para dadas condições de carregamento e vinculação. Quanto maior o seu valor, maior a segurança. O índice de confiabilidade se relaciona à probabilidade de falha por meio da seguinte equação (MELCHERS & BECK, 2018):

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (4.8)$$

onde:

β é o coeficiente de confiabilidade;

Φ é a função de distribuição cumulativa normal padrão;

P_f é a probabilidade de falha.

Uma estimativa do erro associado à probabilidade de falha fornecida pelo método de Monte Carlo Simples pode ser obtida considerando-se o coeficiente de variação desta mesma probabilidade de falha. Aproximadamente tem-se que (BECK, 2014):

$$CV_{P_f} = \frac{1}{\sqrt{n_{si} \cdot P_f}} \quad (4.9)$$

em que:

CV_{P_f} consiste no coeficiente de variação da probabilidade de falha;

n_{si} , o número de simulações;

P_f , a probabilidade de falha.

Segundo Beck (2014) há expressões que permitem estimar a quantidade de simulações necessárias para se chegar à probabilidade de falha com coeficientes de variação requeridos. Nesta mesma referência, o autor determina que para obter-se a probabilidade de falha da ordem de 10^{-p} com coeficiente de variação da probabilidade de falha menor que 10%, são necessárias aproximadamente $10^{(p+2)}$ simulações. Outra possibilidade é efetuar uma análise gráfica de convergência para garantir a precisão dos resultados.

4.3. RISCO

Segundo Melchers e Beck (2018), risco refere-se à magnitude da ocorrência de um evento em termos de unidade monetária. Em questões de engenharia, o evento são as

ocorrências de alguma falha na função projetada para o sistema. De acordo com Frangopol, Sabatino e Dong (2016), o risco consiste na quantificação da combinação entre a probabilidade de ocorrência de um evento e sua consequência, conforme demonstra a equação a seguir:

$$risco[E] = P[E] \times C[E] \quad (4.10)$$

onde:

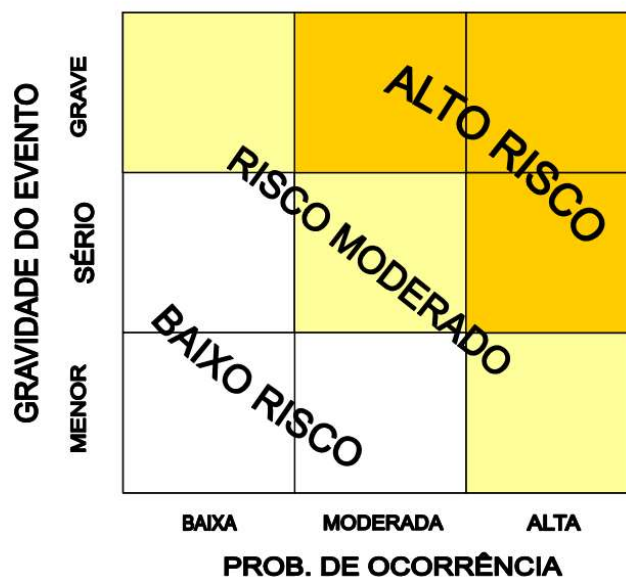
E é o evento

$P[E]$, a probabilidade desse evento ocorrer;

$C[E]$, o custo das consequências desse evento.

Como pode-se inferir da equação apresentada, os eventos cuja ocorrência e/ou gravidade são mais altas apresentam maiores riscos. A matriz de risco a seguir ilustra a análise qualitativa de risco.

Figura 10. Matriz de risco.



Fonte: (Beck, 2014)

O risco é um fator decisivo na análise de viabilidade de projetos de engenharia. Neste contexto, muitas vezes o mesmo é utilizado para construção do chamado custo esperado total.

Segundo Beck e Gomes (2010), o custo esperado total pode ser decomposto da seguinte forma:

- 1.custo inicial ou de construção;
- 2.custo de operação;
- 3.custo de inspeção e manutenção
- 4.custo de descarte;
- 5.custo esperado de falha

Sendo que o custo esperado de falha consiste no risco associado ao sistema. Em outras palavras, o custo esperado de falha consiste no produto do custo decorrente da falha e a probabilidade dessa falha ocorrer. No custo de falha podem ser incluídos custos de reparos ou substituição dos equipamentos danificados, de reconstrução do sistema, de indenizações devido a acidentes, mortes, danos ao meio ambiente, entre outros. (BECK & GOMES, 2010). O custo esperado total serve de base para a denominada otimização de risco, que permite identificar projetos que são ótimos do ponto de vista da segurança e da economia, simultaneamente.

5. PROCEDIMENTO METODOLÓGICO

Para a análise de confiabilidade estrutural e de custos proposta neste trabalho, foi realizado um estudo de caso envolvendo uma viga cuja seção e momento fletor característico total são pré-determinados. O estudo consiste na análise do efeito da variação dos valores de quatro coeficientes de segurança ($\gamma_s, \gamma_c, \gamma_g, \gamma_q$) no custo e na confiabilidade da viga.

Para início do estudo é feita uma etapa de pré-dimensionamento onde definem-se as dimensões da viga, a resistência do concreto a ser utilizado, o tipo de agregado, o cobrimento e o diâmetro do aço de estribo. Nessa etapa também é determinada a bitola de referência que será adotada de referência para a armadura longitudinal.

Com as informações acima determinadas, é possível calcular a base efetiva da viga, que será usada para estabelecer a quantidade máxima de barras de aço por camada (n_{\max}). A base efetiva é obtida da seguinte forma:

$$b_{ef} = b - 2 \cdot (\phi_t + c) \quad (5.1)$$

Em que:

b_{ef} é a base efetiva da viga em centímetros;

ϕ_t é o diâmetro do estribo em centímetros;

c é o cobrimento em centímetros.

E por meio da seguinte tabela, que leva em consideração a brita utilizada, obtém-se a quantidade máxima de barras por camada:

Tabela 7. Quantidade máxima de barras por camada para brita 1.

$\varnothing l$	6,3	8	10	12,5	16	20
5	2	2	2	2	1	1
6	2	2	2	2	2	1
7	3	3	2	2	2	2
8	3	3	3	2	2	2
9	3	3	3	3	2	2
10	4	3	3	3	3	2
11	4	4	4	3	3	3
12	4	4	4	4	3	3
13	5	4	4	4	3	3
14	5	5	4	4	4	3
15	5	5	5	4	4	4
16	6	5	5	5	4	4
17	6	6	5	5	4	4
18	6	6	6	5	5	4
19	7	6	6	6	5	4
20	7	7	6	6	5	5
21	8	7	7	6	6	5
22	8	7	7	6	6	5
23	8	8	7	7	6	5
24	9	8	8	7	6	6
25	9	8	8	7	7	6

Fonte: Loriggio (2016)

O próximo passo consiste em estabelecer as cargas atuantes na viga por meio da definição do momento característico total (M_k) e o valor da relação (χ) entre o momento característico permanente (M_g) e variável (M_q). O momento característico total é dado pela soma entre o permanente e o variável, sem que sejam majorados com os coeficientes de segurança. A relação entre esses momentos é definida em Santos, Stucchi e Beck (2014) como sendo:

$$\chi = \frac{Q_k}{G_k + Q_k} \quad (5.2)$$

Dessa forma, os momentos são definidos tomando-se

$$Q_k = \frac{G_k \cdot \chi}{(1 - \chi)} \quad (5.3)$$

Logo:

$$M_k = Q_k + G_k \rightarrow M_k = \frac{G_k \cdot \chi}{(1 - \chi)} + G_k \rightarrow G_k = M_k \cdot (1 - \chi) \quad (5.4)$$

Em seguida é determinada a distância entre a face mais comprimida e a linha neutra (x). No entanto, para que esse cálculo seja possível, é necessário estimar um valor para a distância mais comprimida da seção e o centro geométrico das barras de aço (d), conforme a equação a seguir:

$$x = \frac{d - \sqrt{d^2 - \left(\frac{2 \cdot M_{sd}}{0,85 \cdot (f_{ck}/\gamma_c) \cdot b_f} \right)}}{0,8} \quad (5.5)$$

Para isso, foi adotado:

$$d = h - (5 \text{ cm}) \quad (5.6)$$

Por meio desses valores, descobre-se a área de aço necessária da seguinte forma:

$$A_s = \frac{M_d}{(f_{yk}/\gamma_s) \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (5.7)$$

Sendo:

$$M_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k \quad (5.8)$$

Em estudos preliminares, foi observado que, ao variar os coeficientes de segurança, o resultado obtido na Equação (5.7) não mudava suficientemente para, ao escolher uma armadura existente no mercado, resultar em valores distintos de armadura longitudinal efetiva. Ou seja, apesar da variação dos coeficientes de segurança, não havia mudança na armadura. Assim, nem a segurança associada às vigas nem os custos iniciais variavam. Devido a isso, foram adotados na análise estrutural e no cálculo de custo os valores diretamente fornecidos pela Equação (5.7), sem que houvesse escolha das barras de aço existente no mercado.

A área de armadura necessária é, então, dividida pela área de aço de uma barra do diâmetro de referência, resultando na quantidade de armadura do diâmetro de referência necessária para resistir ao momento solicitante. O valor dessa razão não é arredondado a fim de evitar quantidade de armaduras iguais, resultando em probabilidade de falhas e custos idênticos. Dessa forma, é possível obter a distância entre a fibra mais tracionada da seção e o centro geométrico das barras de aço (d'), pelas equações:

$$d' = c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}, \text{ quando } \frac{A_s}{A_{ref}} \leq n_{max} \quad (5.9)$$

e:

$$d' = \frac{(c + \phi_t + \frac{\phi_l}{2}) \cdot n_{max} + (\frac{A_s}{A_{ref}} - n_{max}) \cdot (c + \phi_t + \frac{3 \cdot \phi_l}{2} + a_v)}{A_s}, \text{ quando } 2 \cdot n_{max} > \frac{A_s}{A_{ref}} > n_{max} \quad (5.10)$$

onde:

ϕ_l é o diâmetro da armadura longitudinal;

ϕ_t é o diâmetro do estribo em centímetros;

a_v é o espaçamento entre as camadas de armadura;

c é o cobrimento em centímetros;

n_{max} , o número máximo de barras por camada.

O espaçamento vertical entre camadas da armadura consiste no maior valor entre 20mm, o diâmetro da barra longitudinal e metade da dimensão máxima da brita.

A NBR 6118 (2014) impõe que seja verificado o domínio em que a viga se encontra, sendo que para o domínio 3, para CA50, deve-se respeitar a Equação (3.11); e respeitado o limite de ductilidade imposto pela Equação (3.12)

Definido d' pode-se verificar se o d estimado condiz com o calculado. Para estar a favor da segurança, o valor de d' calculado deve estar abaixo de 5 cm (valor estimado anteriormente).

Dimensionada a viga, a próxima etapa é fazer a análise de confiabilidade. Para isso, é necessário estipular uma função limite, que indique o que será considerado falha da estrutura. Para cada variável aleatória presente na função de estado limite, devem ser definidos os parâmetros e a distribuição. A função limite adotada, que foi embasada em Santos, Stucchi e Beck (2014), está descrita a seguir:

$$g(\mathbf{X}) = \theta_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(h - d' - 0,5 \cdot \left(A_s \cdot \frac{f_y}{0,85 \cdot b \cdot f_c} \right) \right) - \theta_S \cdot (M_g + M_q) \quad (5.11)$$

onde:

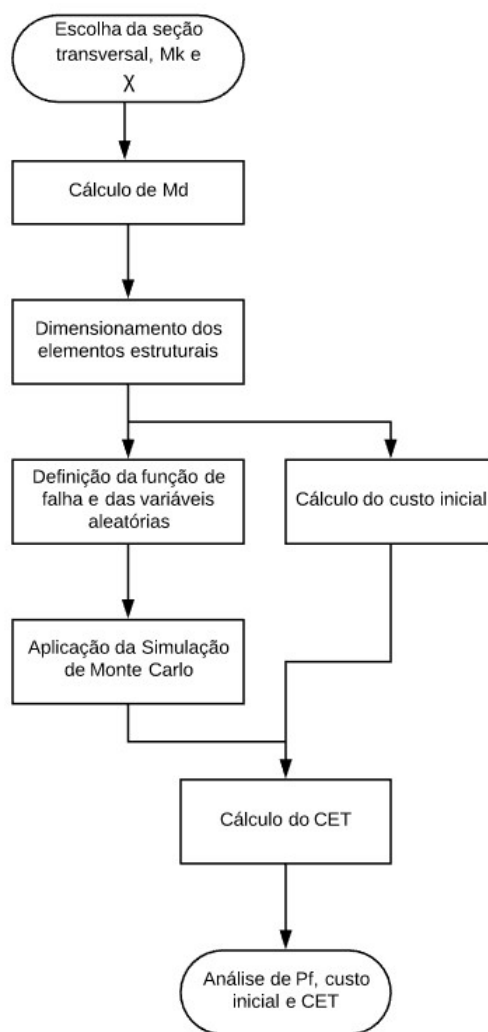
θ_R é o coeficiente relacionado às incertezas do modelo de resistência;

θ_S é o coeficiente relacionado às incertezas do modelo de ações.

Neste trabalho, as análises de confiabilidade foram realizadas via Método de Monte Carlo Simples, utilizando o *software* Rt (MAHSULI; HAUKASS, 2013) desenvolvido pelos professores Terje Haukaas, da UBC (University of British Columbia), Vancouver – Canadá, e pelo professor Mojtaba Mahsuli, da Universidade Sharif, Teerã - Irã. A verificação de convergência da probabilidade de falha estimada foi feita considerando o coeficiente de variação da mesma, assumindo um coeficiente alvo de 0,05. Além disso, por limitações computacionais, considerou-se um número máximo de simulações de 10^7 .

A Figura 11 resume os passos realizados no trabalho:

Figura 11. Fluxograma das atividades desenvolvidas.



Fonte: Elaborado pela autora.

6. ESTUDO DE CASO

Para a escolha das dimensões e do momento de resistência foi levado em conta o domínio em que a viga encontrava-se variando cada coeficiente de segurança de 1 a 1,8, um de cada vez. Para os demais coeficientes de segurança foram mantidos os valores indicados pela norma NBR 6118 (2014). Evitou-se o estudo de vigas no domínio 2 e 4, optando-se preferencialmente por vigas no domínio 3. No entanto, o domínio 2 não pode ser evitado para alguns valores de coeficientes de segurança diferentes dos indicados pela ABNT NBR 6118 (2014). Como o dimensionamento de vigas no domínio 2 é permitido, foi escolhido dois momentos que fornecem a menor quantidade de variantes no domínio 2 e nenhuma no domínio 4. Também foi necessário limitar a variação dos coeficientes parciais de segurança para valores até 1,8, uma vez que acima disso, a viga ultrapassava o limite de ductilidade.

A viga escolhida possui dimensões de 20x40 cm de concreto C25 e brita 1. A classe de agressividade escolhida é moderada (classe II), cujo cobrimento recomendado pela NBR 6118 (2014) é de 30 mm. O aço utilizado para o estribo é CA60 de diâmetro de 5mm. Adotou-se como referência da armadura longitudinal a barra de 16mm de diâmetro. Seguindo a metodologia explicada anteriormente, encontrou-se uma base efetiva de 14 cm. Segundo a Tabela 7, para a armadura de referência, pode haver até 4 barras por camada.

Foi estudada a aplicação de dois momentos característicos distintos. Sendo o primeiro caso, $M_{k1} = 61,07 \text{ kN.m}$; E o segundo, $M_{k2} = 53,57 \text{ kN.m}$.

Para cada caso, decidiu-se adotar duas possibilidades de divisão do momento fletor total em momento permanente e variável, por meio da definição de dois valores para χ . Em Santos, Stucchi e Beck (2014), é citado que essa relação se encontra geralmente no intervalo de 0,1 e 0,6 para vigas de concreto armado. Portanto, foi escolhido realizar análise de confiabilidade para esses dois valores limites de intervalo.

Segundo Santos, Stucchi e Beck (2014), o valor de segurança associado a $\chi=0,6$ é o menor dentro do intervalo $[0,1;0,6]$ e a confiabilidade no intervalo $]0,1; 0,4]$ é maior do que a confiabilidade estrutural calculada para $\chi=0,1$. Dessa forma, o presente trabalho inclui o pior caso em termos de confiabilidade estrutural para uma viga de concreto armado.

Sendo assim, tem-se os quatro casos a serem analisados, conforme ilustrado na Figura 12.

Figura 12. Resumo de casos abordados.

Caso I A $Mk_1 = 61,07 \text{ kN.m}; \chi = 0,1$	Caso I B $Mk_1 = 61,07 \text{ kN.m}; \chi = 0,6$
Caso II A $Mk_2 = 53,57 \text{ kN.m}; \chi = 0,1$	Caso II B $Mk_2 = 53,57 \text{ kN.m}; \chi = 0,6$

Fonte: Elaborado pela autora.

A tabela a seguir apresenta as combinações de coeficientes de segurança adotadas, sendo que as linhas realçadas em amarelo são idênticas e correspondem aos valores indicados na norma brasileira:

Tabela 8. Combinação dos coeficientes de segurança.

γ_c	γ_s	γ_g	γ_q
1,0	1,15	1,4	1,4
1,2	1,15	1,4	1,4
1,4	1,15	1,4	1,4
1,6	1,15	1,4	1,4
1,8	1,15	1,4	1,4
1,4	1,0	1,4	1,4
1,4	1,15	1,4	1,4
1,4	1,2	1,4	1,4
1,4	1,4	1,4	1,4
1,4	1,6	1,4	1,4
1,4	1,8	1,4	1,4
1,4	1,15	1,0	1,4
1,4	1,15	1,2	1,4
1,4	1,15	1,4	1,4
1,4	1,15	1,6	1,4
1,4	1,15	1,8	1,4
1,4	1,15	1,4	1,0
1,4	1,15	1,4	1,2
1,4	1,15	1,4	1,4
1,4	1,15	1,4	1,6
1,4	1,15	1,4	1,8

Fonte: Elaborado pela autora.

Em cada situação, são feitos novos dimensionamentos, onde novos momentos de cálculo (M_d), distâncias da linha neutra (x), distâncias até o centro geométrico da armadura (d') e áreas de aço são definidos (A_s).

Foi adotado $d_{estimado}$ igual a 35 cm para determinar x e área de aço necessária para cada situação. A partir de A_s definido, encontrou-se a relação entre a área de aço necessária e a de referência para que pudesse verificar o valor de d adotado e em que domínio encontra-se a viga. Assim, para um resultado dessa relação igual ou inferior a 4, ou seja, se fossem necessárias menos do que 4 barras de 16mm, seria usada apenas uma camada de armadura. No APÊNDICE B deste trabalho encontram-se os resultados de dimensionamento correspondente a cada combinação.

Após realizado o dimensionamento, parte-se para a análise de confiabilidade.

6.1. DISTRIBUIÇÃO E PARÂMETROS DAS VARIÁVEIS ALEATÓRIAS

A seguir são informados os parâmetros utilizados para cada variável aleatória. Os parâmetros podem ser encontrados em diversas literaturas, às vezes com valores distintos de uma para a outra. Para este trabalho foram escolhidos as seguintes distribuições e parâmetros:

Tabela 9. Modelos probabilísticos das variáveis.

Variável aleatória	Distribuição	Unid.	Média (μ)	desvio padrão	fonte
Área de aço	Normal	cm ²	As	0,015 μ	(1)
Ação permanente	Normal	kN.m	1,05 Gk	0,1 μ	(2)
Ação variável	Gumbel	kN.m	0,934 Qk	0,2 μ	(2)
θ_R	Lognormal	-	1	0,05	(3)
θ_S	Lognormal	-	1	0,05	(3)
Base	Normal	cm	b	1,2	(3)
Altura	Normal	cm	h	2,25	(3)
Distância CG das barras	Lognormal	cm	d'	1,1	(2)
Resistência - concreto	Normal	MPa	1,2 f_c	0,15 μ	(2)
Resistência – aço	Normal	MPa	1,09 f_y	0,05 μ	(1) e (2)
(1) Santos e Stucchi (2010); (2) Santos e Stucchi (2007); (3) Santos, Stucchi e Beck (2014).					

Fonte: Elaborado pela autora.

Os valores de entrada para cada simulação podem ser vistos no APÊNDICE A deste trabalho.

6.2. ESTUDO DE CUSTO

O estudo de custo pode ser dividido em duas partes: a primeira envolve somente o custo simplificado dos materiais da viga; enquanto a segunda, o custo esperado total do elemento.

6.2.1. Custo da viga

Para o cálculo foi considerado somente a seção transversal de concreto e a armadura longitudinal por tratar-se dos dois componentes que resistem aos esforços de flexão na viga. Apesar de utilizado no cálculo, o estribo não foi quantificado porque não varia e tem importância somente construtiva em relação à flexão. Assim como para o dimensionamento, para definir o custo, também foi utilizada a área de aço calculado sem que houvesse escolha de uma armadura existente no mercado. Utilizou-se, porém, o preço da barra de aço de 16mm como referência e a relação entre a área de aço necessária e a área de aço de 16mm de diâmetro. Os preços unitários foram obtidos da tabela de insumos não desonerado do SINAPI de fevereiro de 2019.

Tabela 10. Preços unitários dos materiais.

Materiais	Unidade	Preço Unitário (R\$)
Concreto C25 com brita 1	m ³	304,56
Aço CA50, 16mm, vergalhão	kg	4,63

Fonte: Elaborado pela autora.

Para determinar o volume de concreto e de aço para a precificação considerou-se que a viga possui 2,5 metros de comprimento. O valor total do concreto na viga é dado diretamente pelo volume do material multiplicado pelo preço unitário. No caso do aço ainda é necessário fazer uma conversão de medidas, uma vez que o preço unitário é por quilograma do material. Além disso, deve-se novamente realizar a relação entre a área de aço sobre a área de uma barra de referência. Essa razão não deve ser arredondada para evitar preços idênticos entre as vigas. Tomando como referência a barra de CA50 de 16mm de diâmetro, o custo inicial da viga é dado por:

$$C_{viga} = (\text{preço unitário}_s) \cdot 1,578 \cdot \left(\frac{A_s}{A_{ref}} \right) + (\text{preço unitário}_c) \cdot A_c \quad (6.1)$$

6.2.2. Custo esperado total

O custo esperado de total (CET) está não somente relacionado ao valor do material da viga caso ela falhe, mas também às consequências relacionadas ao sinistro. Foram considerados três níveis distintos de consequências de falha: baixo, em que a falha acarretaria

somente na ruptura da viga e o custo envolvido seria de sua reconstrução; moderado, onde a falha envolve ruptura de outros elementos e perda de outros equipamentos ou móveis; alta, onde a falha acarreta em indenizações, associadas a possíveis perdas de vidas humanas.

$$CET = (C_{viga}) + (P_f \cdot C_{falha}) \quad (6.2)$$

onde:

C_{viga} é o custo da viga, calculado anteriormente;

P_f é a probabilidade de falha;

C_{falha} é o custo acarretado pela falha da viga e é adotado igual a:

- 50 . C_{viga} , para acidentes de baixo grau;
- 100 . C_{viga} , para acidentes de grau moderado;
- 500. C_{viga} , para acidentes de grau alto.

O custo esperado total é utilizado no presente trabalho para identificar valores que corresponderiam aos coeficientes de segurança ótimos, para os diferentes níveis de consequência de falha considerados. Ressalta-se que os pontos denominados ótimos indicam os pontos de mínimo encontrados nos gráficos. No entanto, para esses serem verdadeiramente considerados ótimos devem ser realizadas análises de confiabilidade envolvendo processos de degradação e outros que ocorram ao longo da vida útil da estrutura. Análises como estas são complexas de serem realizadas, sendo necessário mais conhecimento técnico e tempo.

Vale salientar que para definir o valor do custo de falha deve ser realizado um estudo aprofundado que leva em consideração o efeito do desastre, como, por exemplo, o preço total de bens materiais, indenizações, custo do material e mão de obra para a reconstrução do elemento e de demais elementos comprometidos pela falha, etc.

6.3. ANÁLISE DE RESULTADOS

Os quatro casos de vigas citados na Figura 12 levam a 72 análises de confiabilidade distintas. Para cada variante da viga está associada uma probabilidade de falha, havendo necessidade de maior ou menor número de simulações para obtenção de resultados com precisão mínima adequada, sendo o número limite de 10^6 devido à restrição da capacidade de memória do computador. Foram, então, calculados os valores de probabilidades de falha, índice de confiabilidade, o custo e o custo esperado total referente a cada caso. Decidiu-se trabalhar com a probabilidade de falha em vez do índice de confiabilidade por ser necessário

no cálculo do custo esperado total e por gerar cruzamento entre os gráficos de probabilidade de falha x custo. As normas estrangeiras, no entanto, forneciam o índice de confiabilidade alvo. Portanto foi necessária transformar o valor fornecido em probabilidades de falha equivalente.

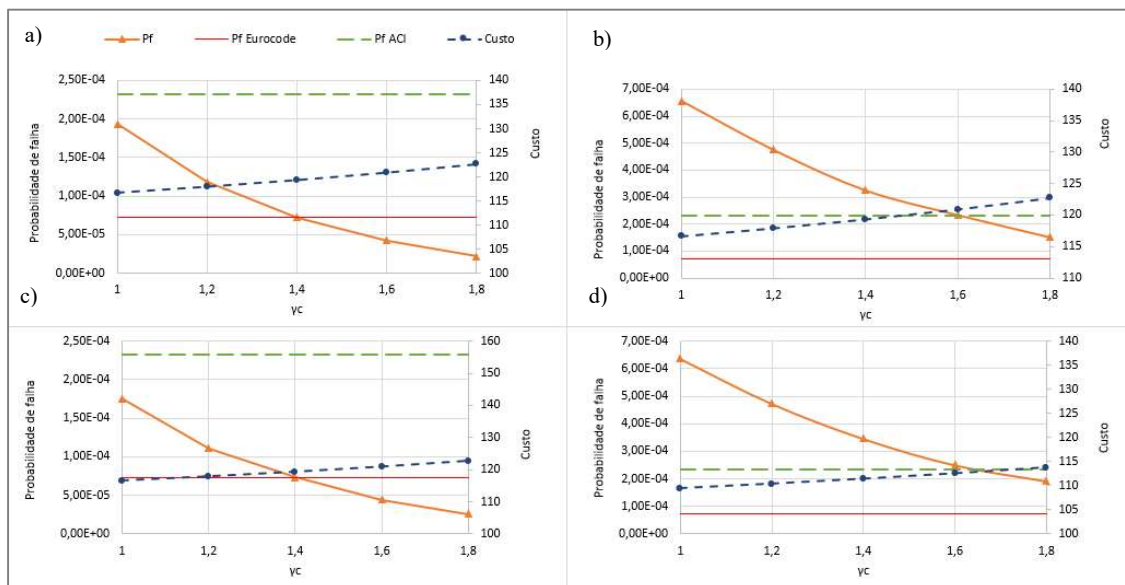
Segundo a norma europeia EN 1990, o índice de confiabilidade para residência ou escritório para uma vida útil de 50 anos é 3,8. De acordo com a norma americana, esse valor é de 3,5. Em termos de probabilidade de falha, estes índices de confiabilidade resultam nos respectivos valores de referência: $7,2348 \cdot 10^{-5}$ e $2,3263 \cdot 10^{-4}$.

A seguir são apresentados para cada coeficiente de segurança os gráficos gerados a partir da probabilidade de falha e custo inicial da viga e o gráfico de custo esperado total. No primeiro foi realizada também a comparação entre as probabilidades de falha resultantes das vigas estudadas e às equivalentes aos índices de confiabilidade alvo fornecidos pelo Eurocode 1990 e pela norma americana ACI 318.

6.3.1. Análises relativas a γ_c

Na Figura 13 e na Figura 14 encontram-se os gráficos que referente ao coeficiente de segurança γ_c , coeficiente este que atua na minoração do esforço resistente do concreto, e cujo valor indicado pela norma brasileira é de 1,4.

Figura 13. Gráfico γ_c x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Nota-se que, tomando em consideração a ACI 318, quando $\chi = 0,1$, o coeficiente de segurança recomendado pela NBR 6118 (2014) apresenta-se excessivamente conservador; mas quando $\chi = 0,6$, o coeficiente de segurança deveria ter valor superior ao fornecido pela norma brasileira ($\gamma_c > 1,6$).

Em relação ao Eurocode, percebe-se uma situação mais crítica, em que a norma brasileira não atinge o nível alvo para $\chi = 0,1$ nem para $\chi = 0,6$. Apesar do nível alvo de segurança estar próximo quando $\gamma_c = 1,4$ para $\chi = 0,1$; para $\chi = 0,6$, a segurança só é atingida com $\gamma_c > 1,8$.

Na Tabela 11 estão resumidos os valores do coeficiente γ_c que levariam ao nível de confiabilidade alvo indicado pelas normas estrangeiras. Nos casos em que o valor procurado está fora do intervalo que foi analisado neste trabalho ($[1,0; 1,8]$), indica-se somente se o valor do coeficiente estaria abaixo ($< 1,0$) ou acima ($> 1,8$) do intervalo. Também é apresentado a diferença em porcentagem entre o custo mais alto e o mais baixo da viga ao variar γ_c no intervalo $[1,0; 1,8]$.

Tabela 11. Valores assumidos por γ_c e custos referentes a sua variação.

γ_c					
	χ	ACI	EN	Custo	Variação de Custo
Mk1	0,1	<1,0	1,401	R\$116,65 - R\$122,72	5,20%
	0,6	1,601	>1,8	R\$116,65 - R\$122,73	5,20%
Mk2	0,1	<1,0	1,406	R\$109,48 - R\$113,78	3,93%
	0,6	1,660	>1,8	R\$109,48 - R\$113,79	3,93%

Fonte: Elaborado pela autora.

Na Tabela 12 são apresentados os maiores e menores valores de probabilidade de falha obtidos ao variar γ_c no intervalo [1,0; 1,8].

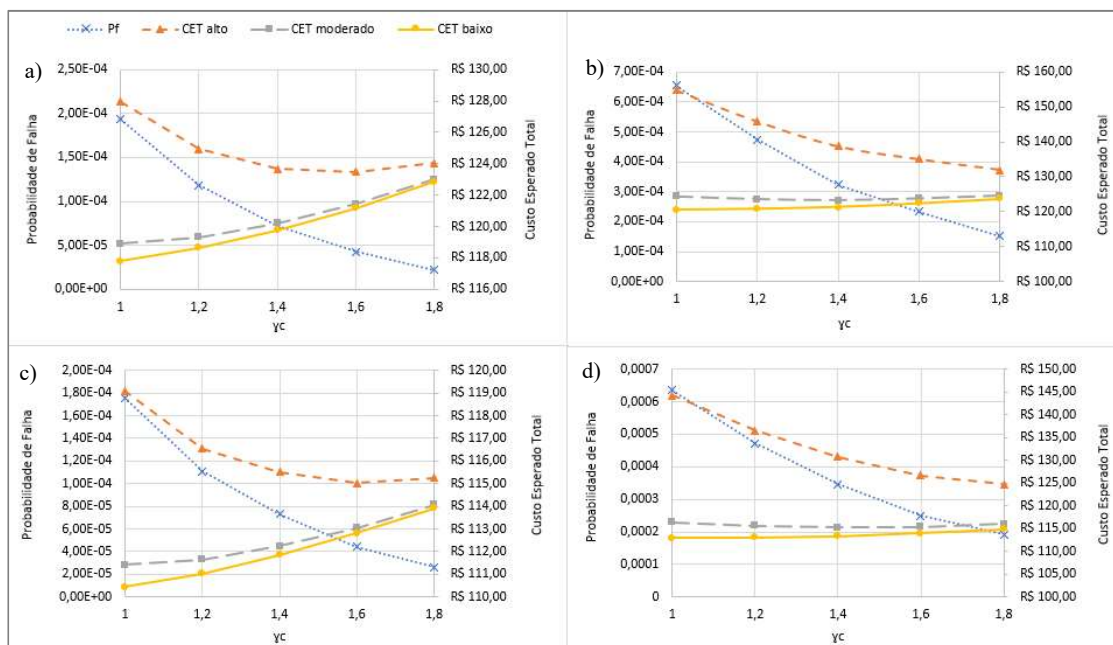
Tabela 12. Variação da probabilidade de falha referente a γ_c :

γ_c			
	χ	Maior P_f	Menor P_f
Mk1	0,1	1,93E-04	0,00002170
	0,6	6,56E-04	0,00015101
Mk2	0,1	1,76E-04	2,61E-05
	0,6	6,35E-04	1,92E-04

Fonte: Elaborado pela autora.

Para a análise do custo esperado total, os seguintes gráficos são construídos:

Figura 14. Gráfico γ_c x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Assim como na comparação com a confiabilidade imposta pela ACI 318, para $\chi = 0,1$, é notório o ponto ótimo estar abaixo do indicado pela norma brasileira. No entanto, nota-se na Figura 14a e Figura 14c que, para risco “alto”, o ponto ótimo é acima da indicada pela NBR 6118 (2014), sendo próximo a 1,6.

Para $\chi = 0,6$, percebe-se divergência entre os valores obtidos na Figura 14: para risco alto o valor ótimo de γ_c encontra-se acima de 1,8; para risco baixo, o ponto ótimo estaria abaixo de 1,0; para risco moderado, o valor assumido pela NBR 6118 (2014) é o ponto ótimo.

A Tabela 13 resume os valores associados ao ponto ótimo para cada situação.

Tabela 13. Ponto ótimo no gráfico de CET.

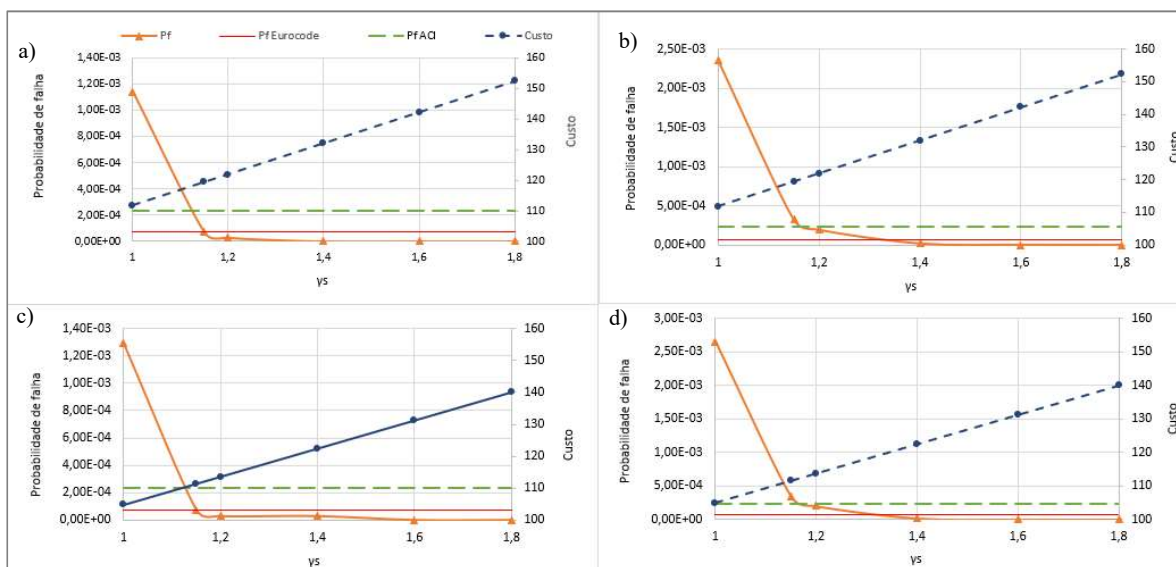
		γ_c			
		χ	Baixo	Moderado	Alto
Mk1	0,1		<1,0	<1,0	1,6
	0,6		<1,0	1,4	>1,8
Mk2	0,1		<1,0	<1,0	1,6
	0,6		<1,0	1,4	>1,8

Fonte: Elaborado pela autora.

6.3.2. Análises relativas a γ_s

Os gráficos seguintes são referentes à variação de γ_s , coeficiente de segurança que minor a o esforço resistente do aço. A NBR 6118 (2014) determina o valor de 1,15 para o coeficiente em questão.

Figura 15. Gráfico γ_s x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Nota-se que para $\chi=0,1$, o valor indicado pela NBR 6118 (2014), de 1,15, atinge os valores de referência. Quando o carregamento variável é predominante ($\chi = 0,6$), o mesmo não ocorre. Na Tabela 14 são expostos os valores a partir do qual o coeficiente de segurança relativo à tensão do aço atinge a segurança proposta nas normas internacionais sejam respeitadas. Também nesta tabela, encontram-se os custos mais altos e mais baixos ao variar γ_s dentro do intervalo estudado.

Tabela 14. Valores assumidos por γ_s e custos referentes a sua variação.

γ_s					
	χ	ACI	EN	Custo	Varição de Custo
Mk1	0,1	1,128	1,150	R\$111,72 - R\$152,37	36,39%
	0,6	1,185	1,338	R\$111,72 - R\$152,38	36,39%
Mk2	0,1	1,130	1,151	R\$104,84 - R\$139,99	33,53%
	0,6	1,189	1,340	R\$104,84 - R\$139,100	33,53%

Fonte: Elaborado pela autora.

As variações entre a maior e a menor probabilidades de falha referentes às mudanças nos valores de γ_s podem ser vistas na Tabela 15.

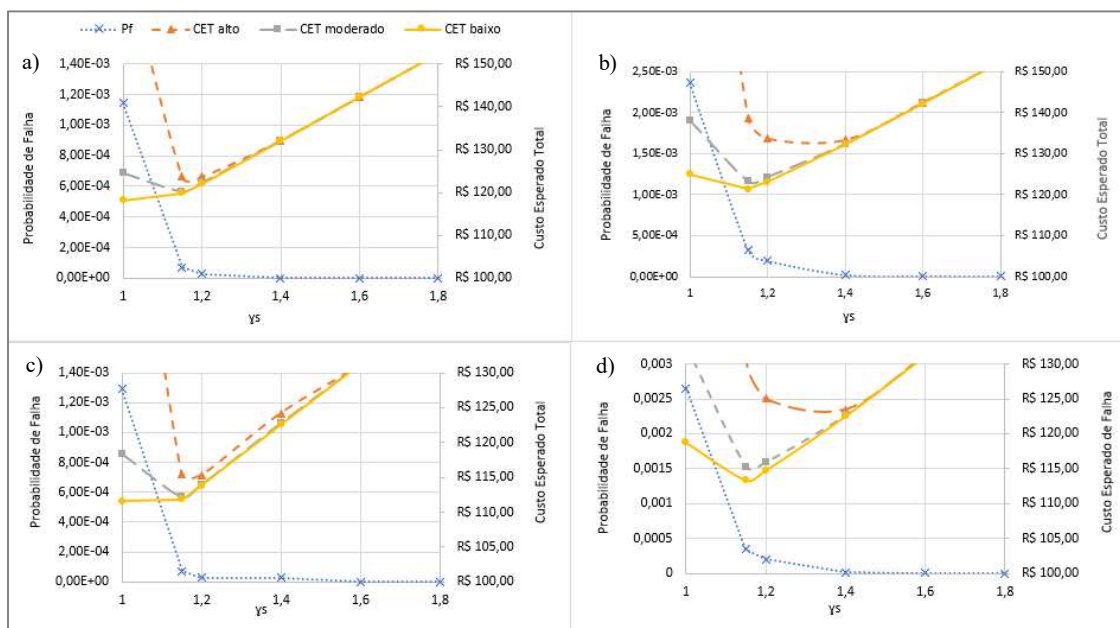
Tabela 15. Variação da probabilidade de falha referente a γ_s .

γ_s			
	χ	Maior P_f	Menor P_f
Mk1	0,1	1,14E-03	8,00E-07
	0,6	2,36E-03	8,00E-07
Mk2	0,1	1,29E-03	2,00E-07
	0,6	2,65E-03	5,00E-07

Fonte: Elaborado pela autora.

Os seguintes gráficos referem-se ao custo esperado total para a viga estudada considerando os diferentes valores assumidos por γ_s .

Figura 16. Gráfico γ_s x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

A partir da análise do CET, observa-se que na maioria dos casos o valor fornecido pela NBR 6118 (2014) tanto para $\chi = 0,1$ quanto $\chi = 0,6$ são pontos ótimos. No entanto, para risco considerado alto, o ponto considerado ótimo varia e assume valores maiores ao aconselhado pela norma brasileira. A Tabela 16 resume os valores ótimos encontrados para cada situação.

Tabela 16. Ponto ótimo no gráfico de CET.

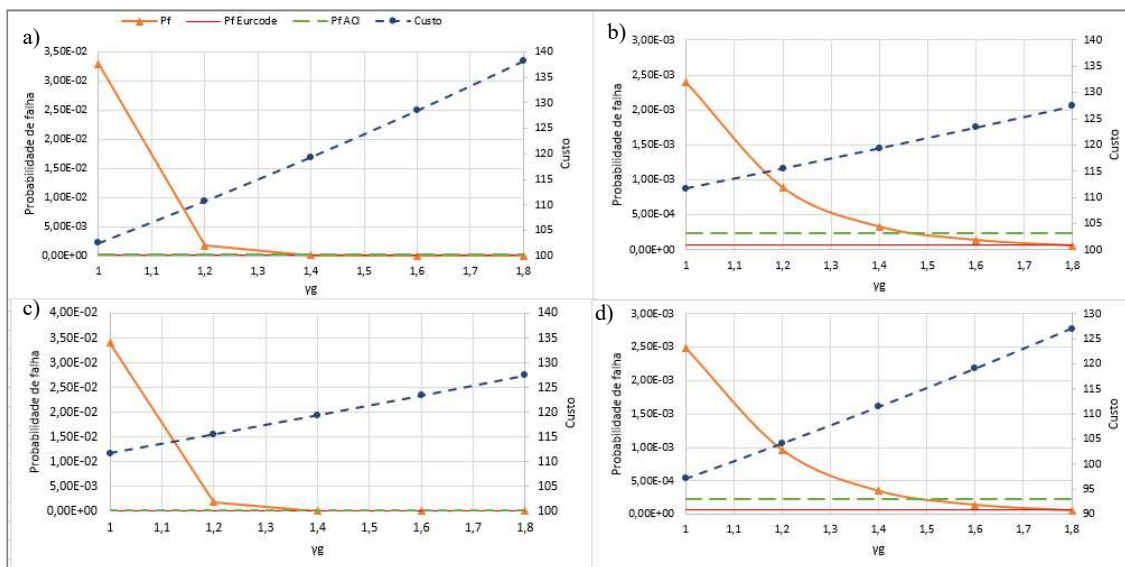
		γ_s			
		χ	Baixo	Moderado	Alto
Mk1	0,1		1,15	1,15	1,15
	0,6		1,15	1,15	1,4
Mk2	0,1		<1,0	1,15	1,2
	0,6		1,15	1,15	1,4

Fonte: Elaborado pela autora.

6.3.3. Análises relativas a γ_g

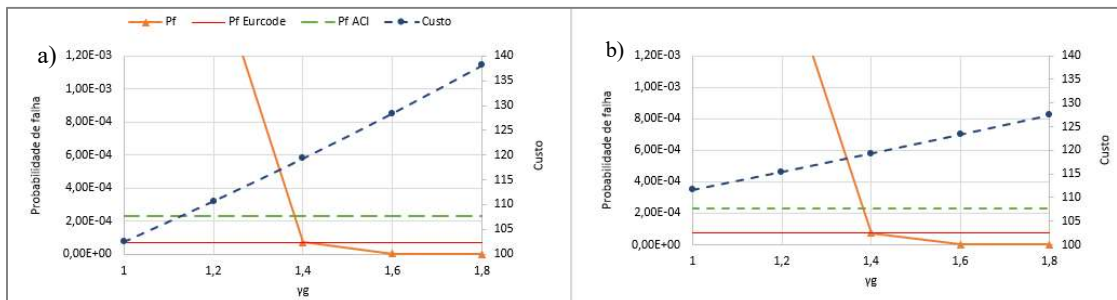
A seguir são apresentados os gráficos referentes à variação de γ_g , coeficiente de segurança que majora a solicitação dos esforços permanentes e que assume o valor de 1,4 de acordo com a NBR 6118 (2014).

Figura 17. Gráfico γ_g x custo para a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 18. Gráfico γ_g x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k2} e $\chi=0,1$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Para $\chi = 0,1$, as probabilidades de falha para $\gamma_g=1,0$ e $\gamma_g=1,2$ são altas em relação as dos demais pontos, conforme a Figura 17 expõe. Assim, criou-se a Figura 18 para melhor visualização da região de interesse nos gráficos.

É observado que, para carregamentos preponderantemente permanente, o valor sugerido pela norma brasileira atende aos critérios de confiabilidade das demais normas analisadas. Entretanto, para $\chi = 0,6$, o mesmo não se aplica, sendo que a partir de $\gamma_g=1,76$, a segurança proposta pelo Eurocode é respeitada e para a norma americana, esse valor encontra-se próximo de 1,5. Na tabela a seguir os valores assumidos pelo coeficiente de segurança em questão para atingir os valores de referência.

Tabela 17. Intervalos de valores e custos assumidos por γ_g .

γ_g					
	χ	ACI	EN	Custo	Varição de Custo
Mk1	0,1	1,381	1,400	R\$102,50 - R\$138,13	34,76%
	0,6	1,496	1,753	R\$111,66 - R\$127,42	14,11%
Mk2	0,1	1,382	1,402	R\$ 97,13 - R\$127,05	30,80%
	0,6	1,508	1,757	R\$104,93 - R\$118,19	12,64%

Fonte: Elaborado pela autora.

São apresentados também as variações entre a maior probabilidade de falha e menor referente às mudanças do valor do coeficiente parcial de segurança em questão dentro do intervalo estudado.

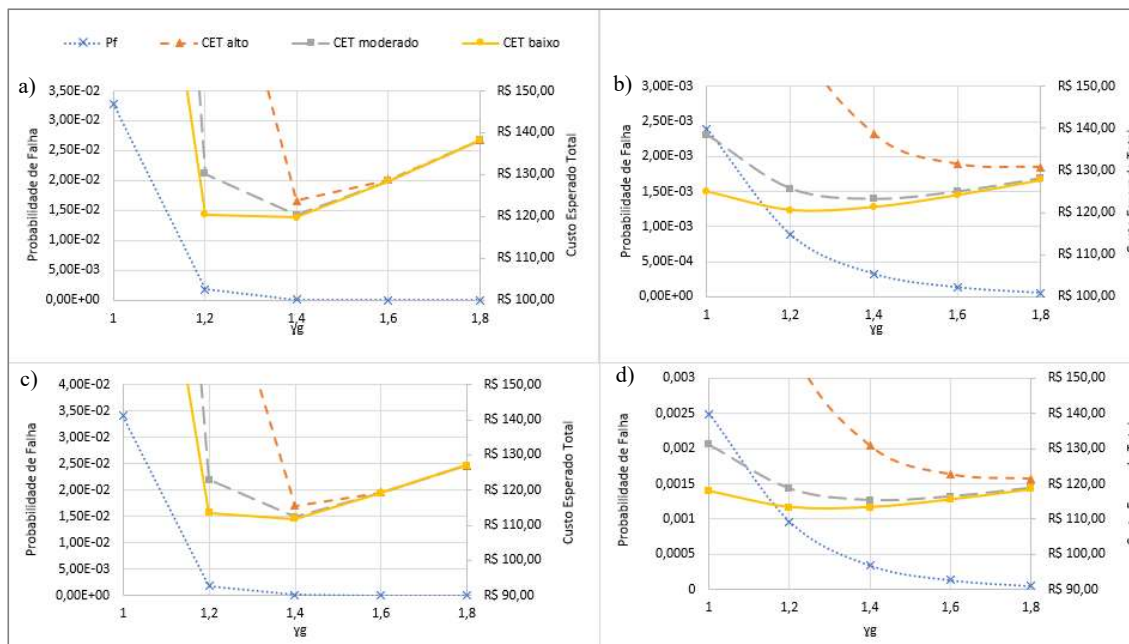
Tabela 18. Variação da probabilidade de falha referente a γ_g .

γ_g			
	χ	Maior P_f	Menor P_f
Mk1	0,1	3,29E-02	7,00E-07
	0,6	2,39E-03	5,37E-05
Mk2	0,1	3,41E-02	2,00E-07
	0,6	2,49E-03	5,48E-05

Fonte: Elaborado pela autora.

Os gráficos da Figura 19 referem-se ao custo esperado total para as variações de valores assumidos por γ_g para a viga estudada.

Figura 19. Gráfico γg x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Em relação ao gráfico do CET, para $\chi = 0,1$ há convergência do ponto ótimo para o valor de 1,4 para todos os graus de riscos. Para $\chi = 0,6$, no entanto, nota-se que o ponto ótimo varia conforme o grau de risco: para risco baixo, assume o valor de 1,2; para moderado, 1,4; e para alto, não é conclusivo, pois não se sabe se 1,8 é o ponto de mínimo da curva. Nota-se que para valores de γg acima de 1,8 e carregamento M_{k1} a viga ultrapassa o limite de ductilidade, necessitando armadura dupla, que, por sua vez, acarretaria na necessidade de outra função de estado limite.

Tabela 19. Ponto ótimo no gráfico de CET.

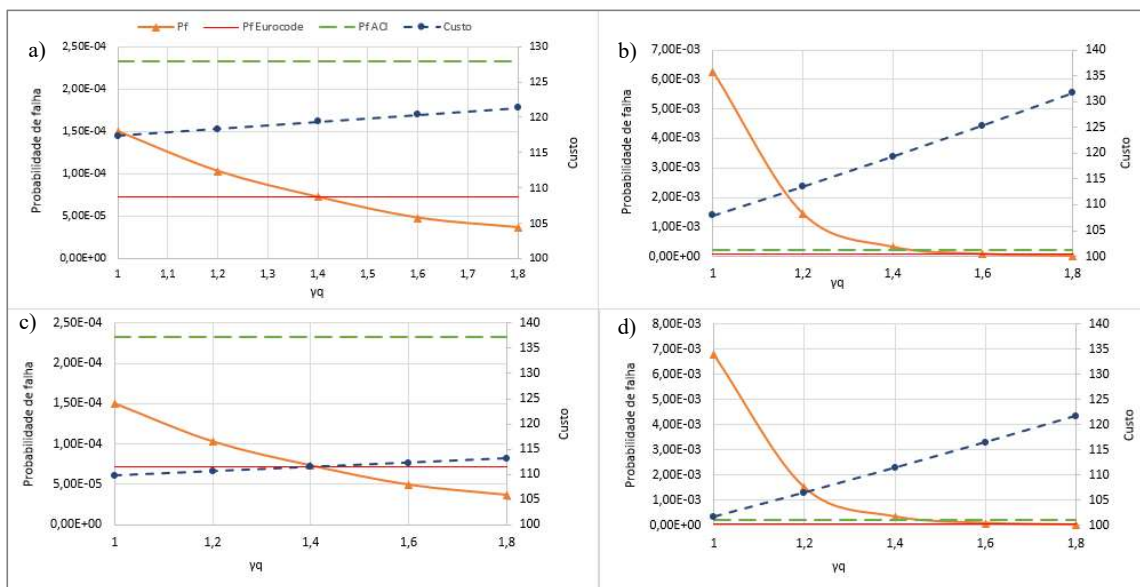
		γg		
	χ	Baixo	Moderado	Alto
Mk1	0,1	1,4	1,4	1,4
	0,6	1,2	1,4	>1,8
Mk2	0,1	1,4	1,4	1,4
	0,6	1,2	1,4	>1,8

Fonte: Elaborado pela autora.

6.3.4. Análises relativas a γ_q

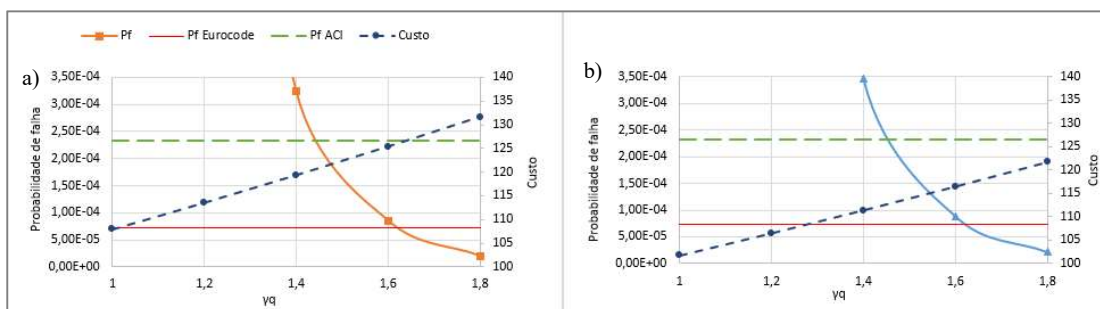
Os seguintes gráficos são referentes à variação do γ_q , coeficiente de segurança que majora a sollicitação dos esforços variáveis e que determinado pela NBR 6118 (2014) com o valor de 1,4.

Figura 20. Gráfico γ_q x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 21. Gráfico γ_q x custo para: a) M_{k1} e $\chi=0,6$; b) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Analogamente aos gráficos associados às mudanças de valor de γ_g para momento permanente preponderante ($\chi=0,1$), para os gráficos cujo carregamento variável é maior ($\chi=0,6$), há grande aumento das probabilidades de falha para $\gamma_q=1,0$ e $\gamma_q=1,2$ em relação aos demais pontos, conforme a Figura 20 expõe. Assim, criou-se a Figura 21 para visualização mais precisa da região de interesse.

É observado que, quando $\chi = 0,1$, o valor sugerido pela norma brasileira encontra-se próximo de atender aos critérios de segurança da ACI e do Eurocode. Entretanto, para $\chi = 0,6$, o mesmo não se aplica: para $\gamma_q=1,4$, as probabilidades de falha de Mk_1 e Mk_2 não atingem a confiabilidade proposta nem pela norma americana nem pela europeia, conforme expõe a tabela a seguir:

Tabela 20. Intervalos de valores e custos assumidos por γ_q .

γ_q					
	χ	ACI	EN	Custo	Varição de Custo
Mk1	0,1	<1,0	1,401	R\$117,39 - R\$121,33	3,35%
	0,6	1,477	1,641	R\$107,94 - R\$131,61	21,93%
Mk2	0,1	<1,0	1,402	R\$109,79 - R\$113,130	3,04%
	0,6	1,488	1,648	R\$101,77 - R\$121,68	19,56%

Fonte: Elaborado pela autora.

Na Tabela 21 são informados os valores de maior e menor probabilidade de falha devido às variações de γ_q e as variações associadas à essas probabilidades.

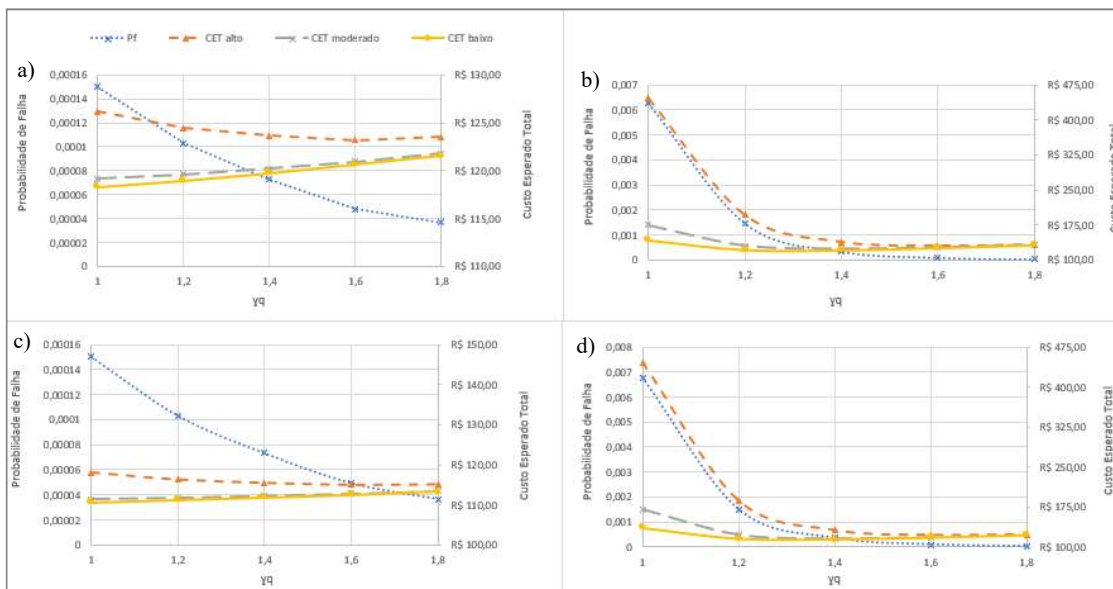
Tabela 21. Variação da probabilidade de falha referente a γ_q .

γ_q			
	χ	Maior P_f	Menor P_f
Mk1	0,1	1,50E-04	3,67E-05
	0,6	6,26E-03	2,04E-05
Mk2	0,1	1,50E-04	3,67E-05
	0,6	6,76E-03	2,12E-05

Fonte: Elaborado pela autora.

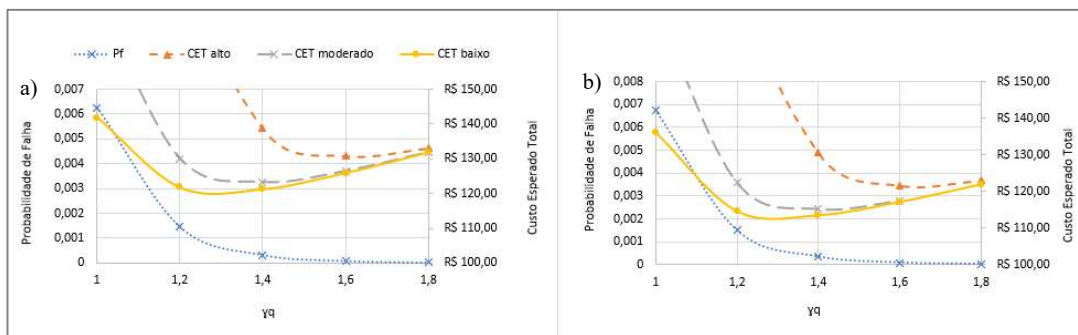
Os próximos gráficos referem-se aos resultados da análise do CET para a viga estudada considerando os diferentes valores assumidos por γ_q .

Figura 22. Gráfico γ_q x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,1$; b) M_{k1} e $\chi=0,6$; c) M_{k2} e $\chi=0,1$; d) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Figura 23. Gráfico γ_q x custo esperado total para: a) M_{k1} e $\chi=0,6$; b) M_{k2} e $\chi=0,6$.



Fonte: Elaborado pela autora.

Analisando os gráficos de custo esperado total, nota-se a curva pouco acentuada $\chi = 0,1$, sugerindo pouca variação do custo e/ ou da probabilidade de falha. Esse resultado deve-se ao momento variável ser pequeno, portanto, há pequeno impacto causado pela modificação do coeficiente de segurança que atua sobre ele. O ponto de mínimo para o grau de risco alto assume valor de 1,6.

Para $\chi = 0,6$, o ponto ótimo varia conforme o grau de risco, mantendo-se igual a 1,6 para risco alto. Para risco baixo, esse valor encontra-se entre 1,2 e 1,3 enquanto, para moderado, 1,4.

Tabela 22. Ponto ótimo no gráfico de CET.

γ_q				
	χ	Baixo	Moderado	Alto
Mk1	0,1	<1,0	<1,0	1,6
	0,6	$1,2 < \gamma < 1,3$	1,4	1,6
Mk2	0,1	<1,0	<1,0	1,6
	0,6	$1,2 < \gamma < 1,3$	1,4	1,6

Fonte: Elaborado pela autora.

6.3.5. Análises comparativas entre os coeficientes

Para todos os coeficientes de segurança estudados, tanto para Mk_1 quanto Mk_2 , quando o momento permanente é preponderante ($\chi = 0,1$), as probabilidades de falha são menores em relação aos casos onde $\chi = 0,6$, o que está de acordo com o esperado e com Santos, Stucchi e Beck (2014), uma vez que o momento permanente apresenta menor coeficiente de variação.

Pela análise de custo inicial, percebeu-se que, para γ_s , houve variação de cerca de 36,39% do custo ao se considerar Mk_1 e 33,53% para Mk_2 , enquanto para γ_g chegou a 34,76% para Mk_1 e 30,80% para Mk_2 . Para os demais coeficientes a variação ficou abaixo de 21,93%.

Nota-se também que, quando $\chi=0,6$, γ_q apresenta maiores modificações no custo (21,93% e 19,56% para Mk_1 e Mk_2 , respectivamente) em comparação a γ_g (14,11% e 12,64%, respectivamente). Isso se deve ao fato do momento variável (M_q), momento sobre o qual γ_q atua, ser maior em relação ao permanente (M_g). O oposto ocorre quando $\chi=0,1$. Neste caso, percebe-se que a variação de γ_g influencia mais (34,76% e 30,80% Mk_1 e Mk_2 , respectivamente) no custo inicial comparado a γ_q (3,35% e 3,04%).

Para γ_c e γ_s , a mudança do valor de χ não interfere no custo. Isso ocorre porque o valor do momento de cálculo (M_d) não varia conforme a mudança de valores destes coeficientes de segurança. Assim, o dimensionamento realizado para $\chi=0,1$ e $\chi=0,6$ são idênticos. Por outro lado, como a função de estado limite (Equação (5.11)) depende de M_g e M_q , e não de M_k , a probabilidade de falha de γ_c e γ_s varia de acordo com o χ empregado.

Dessa forma, as mudanças nos valores de γ_c e γ_s expõem que, os casos em que $\chi=0,1$, as probabilidades de falha são menores em comparação aos casos em que $\chi=0,6$, mas os custos se mantêm iguais.

Por meio do estudo de variação da probabilidade de falha, constata-se que a variação de γ_g causa maior impacto na confiabilidade da estrutura quando $\chi=0,1$. Em seguida, γ_s apresenta maiores alterações tanto para os casos em que $\chi=0,1$ quanto $\chi=0,6$. Novamente, a sensibilidade da probabilidade de falha em relação às mudanças do coeficiente de segurança que atua tensão do concreto (γ_c) foi a menor.

7. CONCLUSÃO

Enquanto as mudanças no valor de γ_c interferem pouco no custo e na confiabilidade do elemento estrutural, o coeficiente de segurança referente a tensão do aço apresenta maiores impactos em ambos os quesitos.

Para situações em que o momento permanente é predominante, as variações do custo são mais afetadas pelo γ_s , seguido por γ_g . No entanto, a probabilidade de falha para $\chi=0,1$ é mais impactada pelo valor de γ_g e em seguida por γ_s .

Quando a ação variável é maior em relação à permanente, tanto os impactos no custo quanto na probabilidade de falha são mais afetados com a alteração do coeficiente de segurança referente a tensão do aço. Para essa situação de carregamento, γ_q é o segundo coeficiente que mais gera variações tanto no custo quanto na probabilidade de falha.

Além disso, percebe-se que, enquanto em algumas situações um coeficiente apresenta valor excessivamente alto, em outras esse mesmo coeficiente pode não garantir o requisito mínimo de segurança das normas estrangeiras. Isso ocorre, por exemplo, para os coeficientes γ_q e γ_c que, para $\chi=0,1$, apresentam valores conservadores; mas para $\chi=0,6$, não atingem os valores de referências.

Alguns resultados obtidos coincidiram ou encontravam-se próximos aos valores sugeridos pela NBR 6118 (2014). Em contrapartida, houve também situações em que os valores foram dispersos. Um exemplo disso são as análises de γ_c e γ_s . Os estudos de CET indicam que os valores ótimos para γ_c são menores que 1,4 para riscos baixos (e moderados, caso $\chi=0,1$) e iguais ou superiores a 1,6 para riscos altos. Em relação às normas estrangeiras, percebeu-se a conclusões semelhantes. Por outro lado, para γ_s nota-se que a maioria dos valores ótimos das análises de CET e de comparação com outras normas eram iguais ou próximos do valor dado na norma brasileira. Os resultados obtidos para γ_g e γ_q , apesar de não coincidirem tanto quanto para γ_s , não foram tão dispersos como os resultados de γ_c .

Conclui-se, portanto, que as análises realizadas no presente trabalho indicam a necessidade de calibração dos coeficientes de segurança parciais no intuito de manter a segurança estrutural em níveis adequados e reduzir a variabilidade para diferentes situações. Discussões a respeito do processo de calibração com base em confiabilidade podem ser vistos, por exemplo em (NOWAK; PARK; OJALA, 2001).

8. REFERÊNCIAS

ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building Code Requirements for Structural Concrete**. ACI Committe 318. Farmington Hills, 1999.

ANG, A.H.S.; TANG, W.H. **Probability concepts in engineering: emphasis on applications to civil and environmental engineering**. 2nd edition. John Wiley & Sons, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação**. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento** Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação por grupos de resistência**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto — Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2015.

BECK, A.T. **Curso de confiabilidade estrutural**. São Carlos: EESC- USP, 2014.

BECK, André Teófilo; GOMES, Wellison José de Santana. A comparison of deterministic, reliability-based and risk-based structural optimization under

uncertainty. **Probabilistic Engineering Mechanics**, [s.l.], v. 28, p.18-29, abr. 2012. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.probengmech.2011.08.007>.

Beck AT, Rosa E, 2006: Structural Reliability Analysis Using Deterministic Finite Element Programs, *Latin American Journal of Solids and Structures* 3, 197 - 222.

BECK, André Teófilo; SOUZA JUNIOR, Antônio C. de. A first attempt towards reliability-based calibration of Brazilian structural design codes. **Journal Of The Brazilian Society Of Mechanical Sciences And Engineering**, [s.l.], v. 32, n. 2, p.119-127, jun. 2010. FapUNIFESP (SciELO). <http://dx.doi.org/10.1590/s1678-58782010000200004>.

BUSSAB, W.O.; MORETTIN, P.A. **Estatística Básica**. 6ª Edição, São Paulo: Saraiva, 2010.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. EdUFSCar, São Carlos, Vol 1, 4ª Edição, 2014.

CLÍMACO, J.C.T.S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. UnB, Brasília, 2ª Edição, 2008.

DEFILTRO, Vinícius Favaretto; GOMES, Wellison José de Santana. Análise de Confiabilidade Estrutural de Problemas Baseados na Mecânica dos Sólidos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, [s.l.], v. 12, n. 2, p.14-25, jun. 2016.

DIAMANTIDIS, Dimitris; HOLICKÝ, Milan. Reliability differentiation in the Eurocodes. In: SEMC INTERNATIONAL CONFERENCE, 6., 2016, Cape Town. **Proceedings...** [s.l.]: SEMC International Conference, 2010. 4 p.

EUROPEAN COMITEE FOR STANDARDIZATION. **EN 1990: Eurocode – Basis of structural design**. Bruxelas, 2002.

FERNANDES, G.B. **Solicitações normais – cálculo no estado limite último**. Unicamp, Campinas, 2006.

FRANGOPOL, Dan M.; DONG, You; SABATINO, Samantha. Bridge life-cycle performance and cost: analysis, prediction, optimisation and decision-making. **Structure And Infrastructure Engineering**, [s.l.], v. 13, n. 10, p.1239-1257, 12 jan. 2017. Informa UK Limited. <http://dx.doi.org/10.1080/15732479.2016.1267772>.

FURST, Adriano. **Influência do lançamento estrutural na confiabilidade de vigas em concreto armado**. 2017. 76 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

FUSCO, P.B. **Resistência do concreto**. Rio de Janeiro: IME, 2009.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION: **ISO 10400: Petroleum and natural gas industries – Formulae and calculations for the properties of casing, tubing, drill pipe and line pipe used as casing or tubing**, 2018.

JAIN, R. **Computer Systems Analysis**. 1994

JCSS – JOINT COMMITTEE ON STRUCTURAL SAFETY. **Probabilistic model code**. Disponível em <<http://www.jcss.byg.dtu.dk/>> , 2001

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Notas de aula de Estruturas de Concreto Armado I** i. mar. 2016, jul. 2016. 69p.

MAHSULI, M.; HAUKAAS, T.. Computer Program for Multimodel Reliability and Optimization Analysis. **Journal Of Computing In Civil Engineering**, [s.l.], v. 27, n. 1, p.87-98, jan. 2013. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)cp.1943-5487.0000204](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)cp.1943-5487.0000204).

NOWAK, Andrzej S; PARK, Chan-hee; OJALA, Peter. Calibration of design code for buried structures. **Canadian Journal Of Civil Engineering**, [s.l.], v. 28, n. 4, p.574-582, ago. 2001. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/101-023>.

RUBINSTEIN, R.Y. **Simulation and the Monte Carlo Method**. 1st edition. John Wiley & Sons, 1981.

SANTOS, D.M.; STUCCHI, F.R.; BECK, A.T. **Reliability of beams designed in accordance with Brazilian codes**. IBRACON Structures and Materials Journal, v.7, p. 723-746, 2014.

SOUZA JÚNIOR, Antônio Carlos de. **Aplicação da Confiabilidade na Calibração de Coeficientes Parciais de Segurança de Normas Brasileiras de Projeto Estrutural**. 2008. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

STUCCHI, F.R.; SANTOS, S.H.C. **Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 Based on Reliability Analyses**. In: Joint IABSE fib Conference: Codes in Structural Engineering, Dubrovnik, 2010.

STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C. **Reliability based comparison between ACI 318-05 and NBR 6118**. Revista IBRACON de Estruturas, São Paulo, v. 3, n. 2, p. 230-239, 2007.

STUCCHI, F. R.; SANTOS, S. H. C; FRANCO, M. **Evaluation of the Safety Criteria of Brazilian Standard NBR 6118 for Slender Members Based on Reliability Analyses**, 11th International Conference on Applications of statistics and probability in civil engineering, Zürich, p2671-77, 2011.

MAGALHÃES, M.N. **Probabilidade e variáveis aleatórias**. Edusp, São Paulo, 2^a Edição, 2006.

MELCHERS, R.E.; BECK, A.T. **Structural Reliability Analysis and Prediction**. 3rd edition. John Wiley & Sons, 2017.

MONTGOMERY, D.C.; RUNGER, G.C. **Applied Statistics and Probability for Engineers**. 3rd edition. John Wiley & Sons, 2003.

OKASHA, Nader M.; FRANGOPOL, Dan M.. Lifetime-oriented multi-objective optimization of structural maintenance considering system reliability, redundancy and life-cycle cost using GA. **Structural Safety**, [s.l.], v. 31, n. 6, p.460-474, nov. 2009. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2009.06.005>.

APÊNDICE A – Valores de entrada

Mk1 - $\chi=0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,4322	0,096484	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,0;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,136	0,092039	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,2;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,2766	0,094149	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,6;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,6062	0,099093	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,8;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,8033	0,102049	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,0;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	5,5932	0,083899	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,2;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,7119	0,100678	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk1 - $\chi = 0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,4;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	7,8305	0,117458	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,6;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	8,9492	0,134238	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,6647	1,1	0,2358	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,8;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	10,068	0,151018	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	5,0242	1,1	0,2189	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,0;$ $\gamma_q = 1,4$	As	4,5782	0,068674	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,2;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,4826	0,082238	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,6;$ $\gamma_q = 1,4$	As	7,4349	0,111523	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,8;$ $\gamma_q = 1,4$	As	8,5005	0,127507	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,494	1,1	0,2448	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,0$	As	6,2169	0,093254	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk1 - $\chi=0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,2$	As	6,3243	0,094864	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,6$	As	6,5409	0,098113	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,8$	As	6,6502	0,099752	0,015	Normal	cm ²
	Mg	57,375	5,7375	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,6707	1,134143	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk1 - $\chi=0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,4322	0,0965	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,0;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,136	0,092	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,2;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,2766	0,0941	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,6;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,6062	0,0991	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,8;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,8033	0,102	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,0;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	5,5932	0,0839	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,2;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,7119	0,1007	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,4;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	7,8305	0,1175	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm

Mk1 - $\chi=0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,6;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	8,9492	0,1342	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,6647	1,1	0,23581134	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,8;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	10,068	0,151	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	5,0242	1,1	0,21893952	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,0;$ $\gamma_q=1,4$	As	5,5857	0,0838	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,2;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,0041	0,0901	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,6;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,8708	0,1031	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,8;$ $\gamma_q=1,4$	As	7,3206	0,1098	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,0$	As	5,1764	0,0776	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,2$	As	5,7937	0,0869	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm

Mk1 - $\chi = 0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,6$	As	7,0942	0,1064	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,8$	As	7,7825	0,1167	0,015	Normal	cm ²
	Mg	25,5	2,55	0,1	Normal	kN.m
	Mq	34,024	6,8049	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,25581395	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi = 0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,56139135	0,083421	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,0;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,34629734	0,080194	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,2;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,44935406	0,08174	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,6;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,68404717	0,085261	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,8;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,81945907	0,087292	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,0;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	4,83599248	0,07254	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,2;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,80319098	0,087048	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,4;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	6,77038947	0,101556	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi = 0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,6;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	7,73758797	0,116064	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,8;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	8,70478646	0,130572	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,57390831	1,1	0,2405	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,0;$ $\gamma_q = 1,4$	As	3,98636166	0,059795	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,2;$ $\gamma_q = 1,4$	As	4,75811311	0,071372	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,6;$ $\gamma_q = 1,4$	As	6,40040803	0,096006	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,8;$ $\gamma_q = 1,4$	As	7,28040537	0,109206	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,0$	As	5,37995882	0,080699	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,2$	As	5,47045815	0,082057	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi=0,1$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c= 1,4;$ $\gamma_s= 1,15;$ $\gamma_g= 1,4;$ $\gamma_q= 1,6$	As	5,65276474	0,084791	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c= 1,4;$ $\gamma_s= 1,15;$ $\gamma_g= 1,4;$ $\gamma_q= 1,8$	As	5,74458477	0,086169	0,015	Normal	cm ²
	Mg	50,625	5,0625	0,1	Normal	kN.m
	Mq	5,00357143	1,000714	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi = 0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,5614	0,083421	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,0;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,3463	0,080194	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,2;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,4494	0,08174	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,6;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,684	0,085261	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,8;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,8195	0,087292	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,0;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	4,836	0,07254	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,2;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	5,8032	0,087048	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,4;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,4$	As	6,7704	0,101556	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi=0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,6;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	7,7376	0,116064	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,8;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,4$	As	8,7048	0,130572	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,5739	1,1	0.24049455	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,0;$ $\gamma_q=1,4$	As	4,8457	0,072686	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,2;$ $\gamma_q=1,4$	As	5,2002	0,078004	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,6;$ $\gamma_q=1,4$	As	5,9296	0,088944	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,8;$ $\gamma_q=1,4$	As	6,3053	0,094579	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,0$	As	4,4975	0,067463	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c=1,4;$ $\gamma_s=1,15;$ $\gamma_g=1,4;$ $\gamma_q=1,2$	As	5,0222	0,075333	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,004286	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

Mk2 - $\chi = 0,6$						
	variável	média	desvio padrão	CV	distribuição	unidade
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,6$	As	6,1165	0,0917	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,0043	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm
$\gamma_c = 1,4;$ $\gamma_s = 1,15;$ $\gamma_g = 1,4;$ $\gamma_q = 1,8$	As	6,6889	0,1003	0,015	Normal	cm ²
	Mg	22,5	2,25	0,1	Normal	kN.m
	Mq	30,021	6,0043	0,2	Gumbel	kN.m
	d'	4,3	1,1	0,2558	Lognormal	cm

