

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A REGULAMENTAÇÃO BRASILEIRA E EUROPEIA DE DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO: ESFORÇO TRANSVERSO/CISALHAMENTO

Ilanna Maronezi

Dissertação apresentada à
Escola Superior de Tecnologia e de Gestão
Instituto Politécnico de Bragança
para obtenção do grau de mestre em

Engenharia da Construção

Orientador:
Professor Doutor Manuel Teixeira Bráz César

Coorientador:
Professor Doutor Gustavo Lacerda Dias

Março 2019

ILANNA MARONEZI

**ESTUDO COMPARATIVO ENTRE A REGULAMENTAÇÃO
BRASILEIRA E EUROPEIA DE DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS DE EDIFÍCIO DE CONCRETO ARMADO:
ESFORÇO TRANSVERSO/CISALHAMENTO**

Dissertação apresentada ao Instituto Politécnico de Bragança para obtenção do grau de mestre em Engenharia da Construção no âmbito da Dupla-Diplomação com a Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Orientadores:

Prof. Dr. Manuel Teixeira Bráz César

Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

BRAGANÇA

2019

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus que sempre me acompanhou em todos os momentos, que me deu forças nas horas difíceis e que possibilitou todas as boas oportunidades que tive na vida e sei que ainda tem preparado coisas boas que jamais pude imaginar.

A minha mãe, Juceni Fieira, que sempre possibilitou e me apoiou em todas as minhas decisões, que sempre esforçou e abdicou de diversas coisas para que eu pudesse concretizar meus sonhos e objetivos, sendo sempre o meu maior exemplo de determinação, amor e superação.

Ao meu irmão, Vinícius, que sempre me cuidou, apoiou e se dedicou a me ajudar durante todo meu percurso acadêmico, principalmente na concretização deste trabalho.

Agradeço a toda minha família pelas conversas, conselhos, incentivos e palavras de carinho durante toda minha vida, em especial nesse ano que passou.

Aos meus amigos do Brasil, que me encorajaram a buscar novas experiências, que compartilharam de diversos bons momentos comigo, sempre me apoiando e também me ajudando em questões que tangem esse trabalho.

A todos meus amigos de Portugal, que se tornaram parte da minha família, que me aguentaram em momentos bons e ruins, me incentivando e me ajudando em meu crescimento pessoal.

Ao que relaciona a realização desse trabalho, agradeço o professor e orientador Dr. Manuel Braz Cesar, por todos os ensinamentos e orientações repassados, pelo incentivo em buscar novos conhecimentos. Ao Instituto Politécnico de Bragança, que nos acolheu e incentivou nossos estudos.

Agradeço também o meu coorientador, Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias que sempre se mostrou prestativo e disposto em ajudar e que nos auxiliou em todos os processos prestados no programa Dupla-Diplomação. A todos os demais professores que fizeram parte de minha jornada acadêmica, por todos os ensinamentos e auxílios durante este período.

Por fim, agradeço a todas as pessoas que me ajudaram na realização deste trabalho e que me apoiaram a chegar até aqui.

“Lembre-se que as pessoas podem tirar tudo de você, menos o seu conhecimento.”

-Albert Einstein.

RESUMO

As normas técnicas vieram como uma forma de padronização dos procedimentos de cálculo, de controle de qualidade dos materiais, de uniformização dos processos executivos e de segurança. Mais especificamente as normas de dimensionamento de estruturas promovem a padronização dos projetos de estruturas, visando a segurança, conforto e confiabilidade no produto final. Com o crescimento acelerado da construção civil no mundo, essas normas foram tomando uma maior importância e um maior aprimoramento, a fim de se manterem alinhadas as novas tecnologias. O concreto armado é a técnica mais utilizada em todo o mundo para a construção de estruturas, possibilitando a execução de diferentes elementos construtivos como vigas, pilares, pórticos, entre outros, sendo que esse sistema construtivo deve atender a norma local para o dimensionamento. Devido a distinção entre normas para diferentes locais, esse trabalho possui o intuito de comparar a norma vigente no Brasil para o dimensionamento de estruturas, NBR 6118:2014 e a norma europeia NP EN 1992-1-1: 2004 tomando como exemplo uma viga bi-apoiada de modo a criar uma comparação entre os materiais, a quantidade de armadura para cada sistema normativo e algumas disposições construtivas de cada uma das normas. Em relação aos resultados, foi verificada semelhança para o dimensionamento a flexão de vigas. Já para o dimensionamento ao esforço transversal, houve uma considerável disparidade entre os valores de armadura transversal, assim como para a quantidade mínima de armadura.

Palavras chave: concreto armado, NBR 6118:2014, NP EN 1992-1-1 2004, vigas, dimensionamento, análise comparativa, esforço transversal.

ABSTRACT

Technical standards came as a standardization form of calculation procedures, materials quality control, and leveling of executive and security processes. More specifically, structural design standards promote the standardization of structural projects, aiming for safety, comfort and reliability in the final product. With the world's quick growth of civil construction the standards have become more important and improved, in order to keep the new technologies aligned. Reinforced concrete is the most used technique for structures construction in the world, thus enabling the execution of different constructive elements such as beams, pillars, frames, among others, and considering that the construction system must meet the local sizing standard. Due to the distinction between standards for different locations, this work intends to compare the current standard in Brazil for the dimensioning of structures, NBR 6118:2014, and the European standard NP EN 1992-1-1 2010 by taking as an example a bi-supported beam. A comparison between the materials will be created, as well as the amount of reinforcement for each normative system and some constructive dispositions of each one of the norms. Regarding the results, similarities were verified for the dimensioning of the bending of beams. For the dimensioning of shear stress, there was a considerable disparity between the transverse reinforcement values, as well as the minimum amount of reinforcement.

Keywords: reinforced concrete, NBR 6118:2014, NP EN 1992-1-1 2010, beams, dimensioning, comparative analysis, shear stress.

ÍNDICE

1	Introdução	13
1.1	Enquadramento temático	13
1.2	Objetivos	14
1.3	Organização do trabalho	14
2	Propriedades segundo a NBR 6118:2014	16
2.1	Concreto	16
2.1.1	Resistência característica a compressão	16
2.1.2	Resistência média do concreto a compressão	17
2.1.3	Resistência à compressão de cálculo	19
2.1.4	Relação tensão-deformação	20
2.1.5	Resistência à tração	21
2.1.6	Módulo de elasticidade	23
2.2	Aço	25
2.2.1	Módulo de elasticidade	26
2.2.2	Propriedades mecânicas dos aços destinados a concreto armado	27
3	Propriedades segundo a NP EN 1992-1-1	28
3.1	Concreto	28
3.1.1	Resistência característica a compressão	28
3.1.2	Resistência média do concreto a compressão	30
3.1.3	Resistência à compressão de cálculo	30
3.1.4	Relação tensão-deformação	30
3.1.5	Tensão média de rotura a tração por flexão	31
3.1.6	Módulo de elasticidade	33
3.2	Aço	33
3.2.1	Módulo de elasticidade	33
3.2.2	Propriedades mecânicas dos aços destinados ao concreto armado	34
4	Durabilidade das estruturas	35
4.1	Segundo a NBR 6118:2014	36
4.1.1	Agressividade ambiental	36
4.1.2	Qualidade do concreto de cobrimento	36
4.1.3	Recobrimento de armaduras	37
4.2	Segundo a NP EN 1992-1-1	37
4.2.1	Classes de agressividade ambiental	37
4.2.2	Qualidade do concreto de cobrimento	40
4.2.3	Recobrimento de armaduras	41

5 Vigas	44
5.1 Dimensionamento de vigas segundo a NBR 6118:2014.	44
5.1.1 Flexão simples	44
5.1.1.1 Armadura longitudinal mínima	45
5.1.1.2 Cálculo da armadura longitudinal	46
5.1.1.3 Armadura longitudinal máxima	48
5.1.1.4 Armadura de pele	48
5.1.1.5 Aderência entre armadura e concreto	49
5.1.1.6 Espaçamento mínimo entre barras longitudinais	49
5.1.2 Esforço transversal	50
5.1.2.1 Cálculo da armadura transversal	51
5.1.2.2 Taxa de armadura transversal mínima	53
5.1.2.3 Espaçamento máximo entre os estribos	53
5.2 Dimensionamento segundo a NP EN 1992-1-1	54
5.2.1 Flexão Simples	54
5.2.1.1 Taxa de armadura mínima	54
5.2.1.2 Taxa de armadura máxima	54
5.2.1.3 Armadura de pele	55
5.2.1.4 Cálculo da armadura longitudinal	55
5.2.1.5 Aderência entre armadura e concreto	56
5.2.1.6 Espaçamento mínimo entre as barras	57
5.2.2 Esforço transversal e verificações	58
5.2.2.1 Taxa de armadura mínima	61
5.2.2.2 Cálculo da armadura de esforço transversal	61
5.2.2.3 Taxa de armadura máxima para o esforço transversal	61
5.2.2.4 Espaçamento máximo entre os estribos	62
6 Estudo de caso – Viga bi-apoiada	63
7 Resultados e discussões	65
7.1 Comparativo entre recobrimento das armaduras e altura útil	65
7.2 Comparativo entre os coeficientes de ponderação	65
7.3 Comparativo da armadura longitudinal	66
7.4 Comparativo da armadura transversal	67
8 Conclusão	70
REFERÊNCIAS	72
ANEXOS	75

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Grupo 1 de resistência característica a compressão de concretos pela norma brasileira.....	17
Quadro 2 - Grupo 2 de resistência característica a compressão de concretos pela norma brasileira.....	17
Quadro 3 - valores de desvio padrão em função das condições de preparo do concreto.....	18
Quadro 4 - Valores de K_n em função do número de ensaios.....	19
Quadro 5 - Valores do coeficiente γ_c de acordo com a combinação de ações no estado limite último. (ELU).....	20
Quadro 6 - Parâmetro em função da natureza do agregado.	24
Quadro 7 - Valores do módulo de elasticidade em função da resistência característica a compressão.....	25
Quadro 8 - Classificação dos aços de acordo com a resistência característica ao escoamento.	27
Quadro 9 - Resistência característica a compressão de concretos.....	29
Quadro 10 - Valores de "s" em função do tipo de cimento.	30
Quadro 11 - Coeficientes parciais de segurança do concreto.	30
Quadro 12 - Valores de extensão a ser atingida pelo concreto em função do f_{ck}	31
Quadro 13 - Valores médios da tensão de rotura a tração de concretos em função do f_{ck}	32
Quadro 14 - Valores de α em função do tempo.....	32
Quadro 15 - Módulo de elasticidade do concreto em função do f_{ck}	33
Quadro 16 – Classificação de acordo com o REBAP dos aços destinados a concreto armado.	34
Quadro 17 - Classes de agressividade ambiental de concretos pela norma brasileira.....	36
Quadro 18 - Relação A/C para concretos de acordo com a classe de agressividade ambiental.....	37
Quadro 19 - Recobrimento nominal para componentes de uma estrutura de acordo com a classe de agressividade ambiental.	37
Quadro 20 - Classe de agressividade ambiental pela EN NP1992-1-1.	40
Quadro 21 - Classe de resistência do concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental.....	41
Quadro 22 - Recobrimento mínimo relativo aos requisitos de aderência.	42
Quadro 23 - Requisitos ambientais para o recobrimento mínimo.....	42
Quadro 24 - Armadura mínima de flexão segundo a NBR 6118:2014.	46
Quadro 25 - Taxa de armadura mínima para esforço transversal de acordo com a NBR 6118:2014.....	53
Quadro 26 - Valores do coeficiente K_1 em função da classe de resistência do concreto.....	56
Quadro 27 - Valores de $f_{ctk,0,05}$ em função da resistência característica a compressão do concreto..	57
Quadro 28 - Considerações iniciais sobre a viga.	63
Quadro 29 - Valor da altura útil da viga..	65
Quadro 30 - Comparativo entre os coeficientes de ponderação.....	66
Quadro 31 - Taxa de armadura longitudinal.	66
Quadro 32 - Taxa de armadura longitudinal mínima.	66
Quadro 33 - Taxa de armadura longitudinal máxima.....	67

Quadro 34 - Aderência entre armadura longitudinal e o concreto.	67
Quadro 35 - Espaçamento mínimo entre armaduras longitudinais. Fonte: autoria própria.	67
Quadro 36 - Armadura mínima transversal.....	68
Quadro 37 - Armadura de esforço transverso para os modelos de cálculo I e II da NBR 6118:2014.....	68
Quadro 38 - Armadura de esforço transverso.	68
Quadro 39 - Espaçamento máximo entre os estribos.....	69
Quadro 40 - Valores para o cálculo da armadura longitudinal em seções retangulares para concretos com f_{ck} de até 50 Mpa.....	75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Relação tensão-deformação para concretos.....	21
Figura 2 - Representação do módulo de elasticidade secante (E_{cs}).	23
Figura 3 - Representação do módulo de elasticidade tangente inicial.....	24
Figura 4 - Distribuição Gaussiana para representar a resistência característica a compressão.	28
Figura 5 - Diagrama tensão-extensão para o concreto comprimido.	31
Figura 6 - Viga sujeita a fissuras causadas pelo esforço de flexão.	45
Figura 7 - Domínios de estado limite último para uma seção transversal.	47
Figura 8 - Detalhamento do posicionamento de uma armadura de pele.	48
Figura 9 - Fissura em uma viga causada pela falta de armadura transversal.	50
Figura 10 - Fissuras causadas pelo esmagamento do concreto na viga.....	51
Figura 11 - Fissuras causadas pela falta de ancoragem das armaduras.	51
Figura 12 - Esquema do comportamento até a rotura de uma viga por esforço transversal.....	58
Figura 13 - Modelo Trelença de Morsch para armadura de esforço transversal	59
Figura 14 - Estudo de caso - Viga simplesmente apoiada	63
Figura 15 - Diagrama do momento fletor calculado pelo modelo brasileiro.	76
Figura 16 - Diagrama do esforço transversal calculado pelo método brasileiro.	76
Figura 17 - Diagrama do momento fletor calculado pelo modelo português.	76
Figura 18 - Diagrama do esforço cortante calculado pelo modelo português.....	76

1 Introdução

1.1 Enquadramento temático

A primeira concepção de concreto armado no mundo, proposta por Joseph Monier, surgiu no ano de 1867 a partir do desenvolvimento de peças de concreto armado que poderiam ser produzidas em série. No ano seguinte, ele construiu um sistema de vigas de concreto reforçadas com barras de ferro. Esse sistema teve uma grande difusão pelo mundo, sendo que no ano de 1913 foi introduzida no Brasil uma empresa de fabricação desse sistema (SANTOS 2008).

O primeiro sistema estrutural completo, composto por vigas, pilares, foi proposto por François Hennebique, onde em todos os elementos estruturais são previstos sistema de armaduras. Esse sistema alavancou a difusão do concreto armado, possibilitando a execução de pontes, armazéns, silos (SANTOS, 1961, apud (SANTOS 2008)).

O concreto armado é um sistema combinado de aço com o concreto, que é conhecido desde a Antiguidade por ser um material composto por agregados graúdos e miúdos, água e cimento, disposto em uma fôrma de determinadas dimensões cuja geometria é adequada para a função que irá exercer. A estratégia desse processo está em combinar a resistência à tração do aço com a resistência a compressão do concreto (SANTOS, 2008).

Os primeiros estudos sobre vigas de concreto armado surgiram com o modelo clássico da treliça de Morsch, em 1903. Desde então, esse estudo vem sendo utilizado para o dimensionamento de vigas de concreto armado ao esforço cortante, devido ao mecanismo resistente desse material ser associado ao da treliça. (SANTOS, GIONGO, 2008). Além do esforço cortante, as vigas estão sujeitas a esforços de flexão, que irão gerar um momento fletor na estrutura.

No Brasil, no ano de 1940, surgem as primeiras associações formais, dentre elas a associação brasileira de normas técnicas (ABNT), que culminou a instituição das normalizações técnicas. (SANTOS, 2008). A NBR 6118:2014 surgiu em substituição a NBR 6118:2003, com algumas mudanças, dentre elas a inclusão de concreto armado de alta resistência. Pela qualidade técnica que foi incorporada em sua última versão, é reconhecida pela Internacional Organization for Standardization (ISO).

Em 1971, foram examinados um conjunto de documentos técnicos europeus que cobrissem uma grande quantidade de trabalhos na construção civil. Em 1980, surgiram os Eurocodes, que foram os primeiros documentos técnicos desta área. Finalmente em 1990, surgiu a primeira versão dos padrões europeus normatizados.

As duas referências normativas, NBR 6118:2014 e a NP EN 1992-1-1 2010, estabelecem os requisitos básicos para o dimensionamento de estruturas em concreto armado, estabelecendo os requisitos gerais a serem atendidos pelo projeto e os requisitos específicos a cada uma das etapas. Ambas dentro das suas conformidades garantem a segurança e durabilidade das estruturas de concreto armado.

1.2 Objetivos

O objetivo essencial dessa dissertação é realizar uma análise comparativa entre duas normas de dimensionamento de estruturas, a NBR 6118:2014 e a NP EN 1992-1-1 2010 a partir de um exemplo prático de uma viga bi-apoiada.

Comparar as propriedades dos dois principais componentes do concreto armado, aço e concreto, segundo as duas normas, apontando apenas os quesitos que se diferem.

Cooperar assim, para o dimensionamento das estruturas seguindo as normatizações construtivas, respeitando todos os quesitos de dimensionamento e disposições construtivas nelas implantadas.

1.3 Organização do trabalho

Este trabalho está organizado em sete capítulos sendo o primeiro deles a introdução.

O segundo capítulo faz uma descrição sucinta dos dois principais materiais constituintes do concreto armado, o concreto e o aço, e também de suas propriedades que estão exemplificadas na norma brasileira NBR 6118:2014, sendo necessária para descrição dessas propriedades normas brasileiras auxiliares.

Para que seja possível a comparação entre normas, o terceiro capítulo descreve as propriedades de concreto e do aço de acordo com a norma europeia NP EN 1992-1-1 2010. Parte-se de principio de comparar apenas as propriedades

dos dois materiais que se diferem entre as duas normas e não de todas as propriedades descritas nas referencias normativas.

Além do comparativo entre as propriedades dos materiais, é importante realizar uma análise de durabilidade das estruturas, que induz ao valor de recobrimento das armaduras, o valor da resistência do concreto que será utilizado e ao valor da altura útil da viga. Os dois primeiros fatores são apresentados no capítulo 4, de acordo com as duas referencias normativas.

Seguidamente, no capítulo 5, faz-se uma breve introdução a respeito de vigas em concreto armado e também do esforço de flexão e esforço transversal que atuam nas vigas, exemplificando os procedimentos adotados para o cálculo desses dois esforços de acordo com as duas normas. Esses cálculos serão utilizados no capítulo sete para realizar o dimensionamento de uma viga.

No capítulo 6, foi apresentado um exemplo prático de uma viga simplesmente apoiada e de suas considerações iniciais que irão servir de base para o dimensionamento e posterior comparação dos resultados obtidos pelas duas referências normativas. Foi realizada uma introdução das cargas atuantes em vigas e também do tipo de viga analisada..

Utilizando os procedimentos de dimensionamento de vigas descritos no capítulo 5, faz-se o dimensionamento da viga descrita no capítulo 6, para os esforços de flexão e cortante. Os resultados provenientes dos dois dimensionamentos são analisados e discutidos no capítulo 7. Analisa-se também em qual das referencias normativas encontra-se uma maior quantidade de armadura longitudinal, transversal e também se analisa as disposições construtivas.

Por fim, no capítulo oito, apresentam-se as principais conclusões obtidas no presente estudo, que visam melhorar otimização no dimensionamento de estruturas em concreto armado, visando sempre à segurança.

2 Propriedades segundo a NBR 6118:2014

2.1 Concreto

O concreto é um material amplamente utilizado na construção civil, composto por cimento, agregados, água, podendo ou não conter aditivos, que possuem a função de melhorar seu desempenho. A junção desses componentes em determinadas proporções caracterizam o traço do concreto, que deve atender as condições especificadas no projeto estrutural para que se obtenha adequadamente as propriedades fundamentais do concreto, que são resistência, trabalhabilidade e durabilidade (RIBEIRO, PINTO e STARLING 2006).

Segundo (NEVILLE E BROOKS 2013) um concreto para ser considerado bom, seu desempenho deve ser satisfatório no estado fresco e no endurecido. No estado fresco a mistura deve permitir um adequado adensamento, a fim de eliminar os vazios, tornando a mistura mais compacta e que seja coesa, para evitar segregação no transporte e no lançamento da mistura. Para o estado endurecido, a principal exigência é a resistência à compressão, que relaciona outras propriedades do concreto, como por exemplo, a massa específica durabilidade, sendo assim, de forma geral, um concreto com maior resistência possui características mais desejáveis.

Seguindo este contexto, serão apresentadas as seguintes propriedades do concreto: resistência característica a compressão, resistência média do concreto a compressão, resistência à compressão de cálculo, relação tensão-deformação, resistência à tração e módulo de elasticidade.

2.1.1 Resistência característica a compressão

É a capacidade de resistir às tensões sem romper, ou seja, a tensão máxima que o corpo de prova suporta. Na resistência a compressão, o corpo de prova é considerado rompido mesmo não apresentando fissuras externas, isso se deve ao fato de haver fissuras internas em um estado avançado que não suportam mais carga (MEHTA, MONTEIRO, 2008).

Este parâmetro é estipulado pelo rompimento, aos 28 dias, de corpos-de-prova de concreto moldados ao sair da betoneira, e é considerado um dos parâmetros mais importantes para se avaliar a qualidade do concreto da estrutura (JOSÉ ORLANDO VIEIRA FILHO, 2007).

O rompimento é executado a partir de corpos de prova cilíndricos, de 15 centímetros de diâmetro e 30 centímetros de altura para concretos do grupo de resistência I (FUSCO, 1995).

Pela norma brasileira, esses valores estão especificados na ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins Estruturais – Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência, que enuncia as classes de resistência para concretos estruturais em dois grupos distintos, grupo I e grupo II, conforme os quadros 1 e 2 seguir. Os corpos são moldados e curados de acordo com a NBR 5738:2015 – Moldagem e Cura de Corpos de Prova Cilíndricos ou Prismáticos de Concreto, e rompidos de acordo com a NBR 5739:2007 – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos.

Grupo I de resistência	Resistência característica a compressão (Mpa)
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Quadro 1 - Grupo 1 de resistência característica a compressão de concretos pela norma brasileira. Fonte: ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins Estruturais – Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência.

Grupo II de resistência	Resistência característica a compressão (Mpa)
C55	55
C60	60
C70	70
C80	80
C90	90
C100	100

Quadro 2 - Grupo 2 de resistência característica a compressão de concretos pela norma brasileira. Fonte: ABNT NBR 8953:2015 – Concreto para fins Estruturais – Classificação pela Massa Específica, por Grupos de Resistência e Consistência.

2.1.2 Resistência média do concreto a compressão

Segundo a NBR 12655:2006, a resistência média do concreto a compressão, também chamada de resistência à dosagem, está relacionada com um

desvio padrão de dosagem e com a resistência característica a compressão do concreto, em Mpa, pela equação (2.1), sendo que o valor do desvio padrão (S_d) leva em conta a variabilidade da execução do concreto.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1.65 S_d \quad (2.1)$$

Os parâmetros f_{cj} e f_{ck} não especificam uma idade de projeto, sendo assim, na falta dessa informação, é considerado a idade de 28 dias (TUTIKIAN e HELENE, 2011).

Para concretos com valores de desvio padrão desconhecidos, a classificação é feita conforme o quadro 3 em função das condições de preparo do concreto, ou seja, da medição dos componentes e da verificação do teor de umidade (TUTIKIAN e HELENE, 2011).

S_d	condição	classe	tipo de concreto
4,0	A	C10 a C80	Cimento e agregado medidos em massa e água medida em medidor com determinação do teor de umidade dos agregados.
5,5	B	C10 a C25	Cimento medido em massa e a água é medida em volume mediante dispositivo dosador. Os agregados são medidos em massa combinada com volume para o C25 e em volume para até C20, com a umidade do agregado miúdo determinada ao menos três vezes durante o turno de concretagem, realizando as correções através da curva de inchamento da areia.
7,0	C	C10 e C15	Cimento medido em massa, os agregados em volume, água medida em medidor e a umidade dos agregados sendo estimada.

Quadro 3 - valores de desvio padrão em função das condições de preparo do concreto. Fonte: (TUTIKIAN e HELENE, 2011).

TUTIKIAN e HELENE, (2011) propõem a equação (2.2) para casos em que o concreto possui um desvio padrão conhecido, que leva em consideração um coeficiente K_n em função de n resultados disponíveis e um desvio padrão S_n obtido de uma amostra com n resultados disponíveis.

$$S_d = k_n \cdot S_n \quad (2.2)$$

Sendo:

n	20	25	30	50	200
k_n	1,35	1,30	1,25	1,20	1,10

Quadro 4 - Valores de K_n em função do número de ensaios. Fonte: (TUTIKIAN e HELENE, 2011).

2.1.3 Resistência à compressão de cálculo

Em uma edificação, não se pode prever com total certeza a segurança da estrutura, devido a alguns fatores não previstos, como por exemplo ações variáveis, divergência entre a execução e o estipulado no projeto, sendo assim, no estado limite último esses fatores são compensados com a utilização dos coeficientes de minoração da resistência real do material previamente normatizados e que dão origem as resistências de cálculo, utilizadas em projetos (GREGOLIS e PIZZO, 2016).

Segundo a NBR 6118:2014 as tensões resistentes de cálculo não dependem somente da resistência medida nos corpos de prova por ensaios especificados em normas, mas também de coeficientes de correção. Para o caso da resistência a compressão utilizada em projetos, equação (2.3), deve-se considerar um coeficiente de ponderação (γ_c) para resistência característica do concreto (f_{ck}), conforme descrito a seguir:

- a) Quando a data de verificação é feita com 28 dias ou mais:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.3)$$

- b) Quando a verificação é feita em uma idade t, sendo t um valor menor que 28 dias:

$$f_{cd} = \beta_1 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.4)$$

Onde:

$$\beta_1 = \exp\left\{s\left(1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{\frac{1}{2}}\right)\right\} \quad (2.5)$$

$S = 0,38$ para concreto de cimento CIII e IV

$S = 0,25$ para concreto de cimento CI e II

$S = 0,20$ para concreto de cimento CPV-ARI

Combinações	Concreto (γ_c)
Normais	1,4
Especiais ou de construção	1,2
Excepcionais	1,2

Quadro 5 - Valores do coeficiente γ_c de acordo com a combinação de ações no estado limite último. (ELU). Fonte: Adaptado de (NBR 6118:2014).

O controle da resistência à compressão do concreto deve ser feito em uma idade t dias e aos 28 dias, a fim de que se confirme os valores de f_{ckj} e f_{cj} respectivamente, adotados em projetos (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

A resistência à compressão de cálculo também é utilizada para determinar a data de retirada das escoras da estrutura. Para casos que em que verificação da data da retirada é feita em uma idade com menos de 28 dias, os valores de cálculo dos esforços resistentes devem ser maiores do que os valores de cálculo dos esforços solicitantes. Para idade acima de 28 dias, o valor do concreto adotado é o de 28 dias (CARVALHO e FIGUEIREDO, 2014).

2.1.4 Relação tensão-deformação

De acordo com a NBR 6118:2014, considera-se uma relação linear de tensão deformação do concreto para uma tensão menor ou igual a $0,5f_c$, conforme ilustrado na figura 1. Já a tensão no concreto pode ser avaliada segundo a equação (2.6), que relaciona com a resistência a compressão de cálculo (f_{cd}), com a deformação específica de encurtamento do concreto no patamar elástico (ϵ_{c2}) e a deformação específica do concreto (ϵ_c).

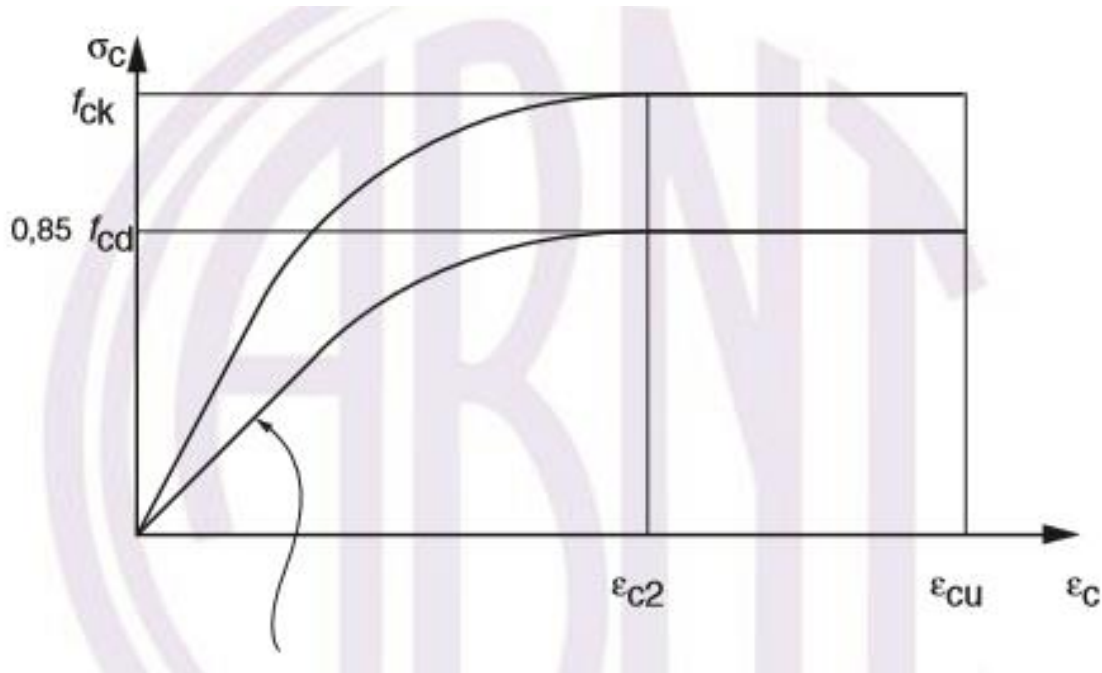


Figura 1 - Relação tensão-deformação para concretos. Fonte: NBR 6118:2014.

$$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right\} \quad (2.6)$$

Se $f_{ck} \leq 50$; $n = 2$

Se $f_{ck} > 50$; $n = 1,4 + 23,4 \left\{ \frac{90 - f_{ck}}{100} \right\}^4$

Para os valores de ϵ_{cu} , que é a deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, tem-se a subdivisão em dois grupos:

- Concretos de classe até C50:

$$- \epsilon_{cu} = 3,5\%$$

$$- \epsilon_{c2} = 2,0\%$$

- Concretos C55 até C90:

$$- \epsilon_{c2} = 2,0\% + 0,085\% \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53}$$

$$- \epsilon_{cu} = 2,6\% + 35\% \cdot \left(\frac{90 - f_{ck}}{100} \right)^4$$

2.1.5 Resistência à tração

FARIAS et al. (2008) caracterizaram três diferentes métodos utilizados para encontrar a resistência a tração do concreto: ensaio de compressão diametral, de

tração direta e tração na flexão, contudo, apesar de possuírem o mesmo objetivo esses ensaios apresentam divergentes valores entre si.

De acordo com Mitchell e Abrishami (apud FARIAS et al, 2008, p.1) dos três métodos citados realizam-se mais considerações com os métodos indiretos de medição devido ao fato da tração direta ser afetada pela heterogeneidade do concreto. Devido a essa heterogeneidade do concreto, as primeiras microfissuras aparecem nas regiões mais fracas do corpo de prova com uma tensão de 20 a 30% da tensão de ruptura.

Dessa forma, segundo a NBR 6118:2014 as normas para determinar a resistência a tração são a NBR 7222:2011 – Concreto e argamassa – Determinação da resistência a tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, e NBR 12142:2010 - Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos, que determina a tração indireta $f_{ct,sp}$ e a tração na flexão $f_{ct,f}$, respectivamente. Ainda de acordo com a norma, a resistência a tração direta f_{ct} pode ser considerada como sendo $0,7 f_{ct,f}$ ou $0,9 f_{ct,sp}$. Na falta desses valores, pode-se estimar através da resistência média de tração do concreto $f_{ct,m}$, de acordo com as equações (2.7) e (2.8) que relacionam a resistência média do concreto com a resistência a tração característica enunciada pela curva Gaussiana.

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (2.7)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (2.8)$$

Para encontrar o valor da resistência média de tração, é utilizado o valor da resistência característica a compressão conforme as equações (2.9) e (2.10).

Para concretos de classes até C50:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (2.9)$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck}) \quad (2.10)$$

2.1.6 Módulo de elasticidade

De acordo com a NBR 6118:2014, para determinar o módulo de elasticidade de um material, o ensaio deve ser feito de acordo com a NBR 8522:2008.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o módulo de elasticidade é dado pela inclinação da curva tensão-deformação sob carregamento uniaxial. Aplica-se uma determinada tensão no corpo-de-prova e analisa a sua deformação instantânea.

O módulo de elasticidade pode ser classificado de duas maneiras. De acordo com a figura 2, módulo de deformação secante (E_{cs}) é definido como sendo o coeficiente angular da reta secante traçada da origem até qualquer ponto de f_c . Já o módulo de deformação tangente inicial está representando na figura 3 e corresponde ao módulo de deformação de uma linha tangente traçada entre $0,5 f_c$ e $0,3 f_c$ (NBR 8522:2008).

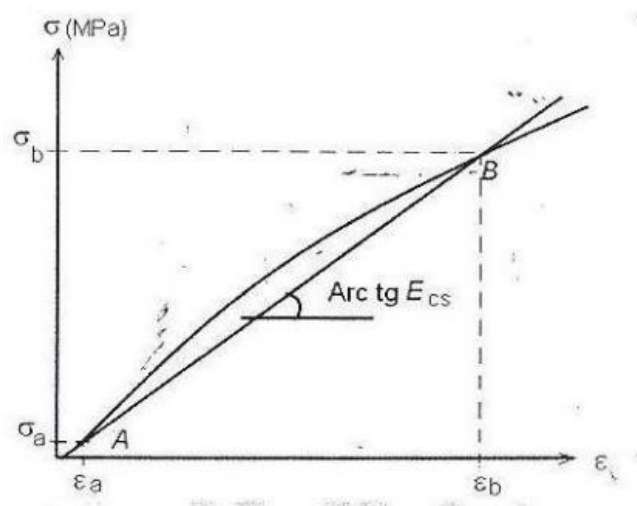


Figura 2 - Representação do módulo de elasticidade secante (E_{cs}). Fonte: NBR 8522 2008: Concreto — Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

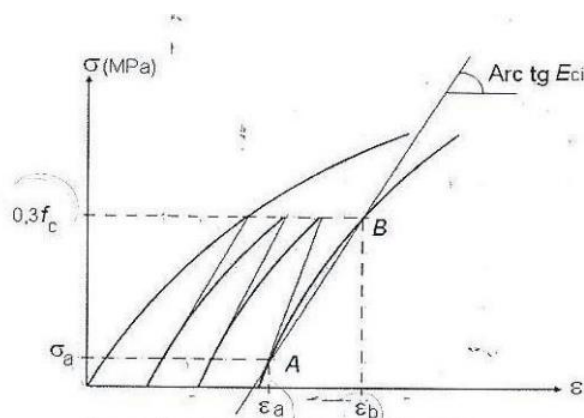


Figura 3 - Representação do módulo de elasticidade tangente inicial. Fonte: NBR8522 2008: Concreto — Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

Para casos em que não são realizados ensaios, a determinação do módulo de elasticidade inicial ou módulo de deformação tangente inicial, pode ser representado pelas equações (2.11) e (2.12), que o relaciona com a resistência característica a compressão do concreto e com um parâmetro αE que está relacionado com a natureza do agregado que compõe o concreto.

Essa relação do módulo de elasticidade do concreto com a resistência a compressão é dada pela maior facilidade em se obter a resistência em relação ao módulo. Em geral, a maioria dos projetos estruturais utiliza essa forma para obter o módulo de elasticidade, sendo a variável em questão a resistência característica do concreto (MELO, NETO e HELENE, 2002).

Para f_{ck} de 20 a 50 Mpa:

$$E_{ci} = \alpha E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (2.11)$$

Para f_{ck} de 55 a 90 Mpa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (2.12)$$

Material	Valor de αE
Basalto e diabásico	1,2
Granito e Gnaisse	1,0
Calcário	0,9
Arenito	0,7

Quadro 6 - Parâmetro em função da natureza do agregado. Fonte: adaptado de (NBR 6118:2014).

Assim como o módulo de deformação tangente inicial, temos o módulo de deformação secante, que consiste na parte não linear na curva tensão-deformação e é obtido pela NBR 8522:2008, ou calculado pela expressão (2.13), que o relaciona com o módulo de elasticidade inicial.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.13)$$

Temos:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.14)$$

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
Eci (Gpa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
Ecs (Gpa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
α_i	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

Quadro 7 - Valores do módulo de elasticidade em função da resistência característica a compressão.

Fonte: adaptado de (NBR 6118:2014).

O módulo de elasticidade também pode ser calculado em uma idade menor que 28 dias, pelas seguintes expressões:

Para concretos com f_{ck} de 20 a 45 Mpa:

$$E_{ci}(t) = \left\{ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right\}^{0,5} \cdot E_{ci} \quad (2.15)$$

Para concretos com f_{ck} de 50 a 90 Mpa:

$$E_{ci}(t) = \left\{ \frac{f_{ckj}}{f_{ck}} \right\}^{0,3} \cdot E_{ci} \quad (2.16)$$

Onde temos que $E_{ci}(t)$ é o valor estimado do módulo de elasticidade em uma idade entre 7 e 28 dias, e f_{ckj} é a resistência característica a compressão do concreto na idade em que se pretende estimar o módulo de elasticidade, em megapascal (Mpa).

2.2 Aço

A primeira usina siderúrgica no Brasil, só foi implantada após a segunda Guerra Mundial, um dos motivos que levou o tardio uso do aço na construção civil no Brasil foi seu alto valor de comercialização, devido ao complexo e encarecido processo de produção devido às altas temperaturas (FERRAZ, 2013).

O aço é um material composto por uma liga de ferro-carbono, contendo outros constituintes em sua composição, que são separados em dois grupos,

elementos residuais e elementos de liga. Os elementos residuais são elementos decorrentes do processo de produção como, por exemplo, silício, manganês, fosforo e os elementos de liga são responsáveis por melhorar as características físicas e mecânicas dos aços (PFEIL, 2008).

As principais características a serem consideradas em um aço são resistência, alongamento na ruptura e limite elástico. Resistência é a máxima força de tração que o aço suporta, sendo dividida pela área da seção transversal. Alongamento a ruptura é o aumento do comprimento do corpo de prova quando tracionado correspondente à ruptura. E o limite elástico é a máxima tensão que o material suporta sem provocar deformações permanentes (PINHEIRO, MUZARDO E SANTOS, 2003)

A fim de que seja considerado um aço adequado para ser utilizado em estruturas de concreto armado, o aço deve apresentar alguns requisitos dentre eles, boa ductilidade, homogeneidade, soldabilidade, resistência razoável a corrosão e um valor elevado entre a resistência e o limite de escoamento (PFEIL, 2008).

Outra propriedade importante em aços é a aderência, entre o concreto simples e a barra de aço. Segundo Pinheiro, Muzardo e Santos (2003), a aderência pode ser classificada de três formas: aderência por adesão, aderência por atrito e aderência mecânica. A aderência por adesão é realizada durante a pega do cimento, e resulta das ligações físico-químicas na interface do concreto e do aço. A aderência mecânica é devido às nervuras das barras de aço, ou no caso de barras lisas, é devido as irregularidades originadas no processo de produção. E por fim, a aderência por atrito depende do coeficiente de atrito entre o concreto e o aço.

2.2.1 Módulo de elasticidade a tração

Segundo Ferraz (2013), elasticidade é a propriedade do material de se deformar com a aplicação de uma carga e retornar ao estado original com a retirada da carga atuante. Esta propriedade é regida pela Lei de Hooke, conforme a equação (2.17) que relaciona o módulo de elasticidade (módulo de Young), com a tensão aplicada (ρ) e a deformação (ε) que o material apresenta.

$$\rho = E \cdot \varepsilon \quad (2.17)$$

Segundo a NBR 6118:2014, o módulo de elasticidade dos aços pode ser admitido como sendo 210 Gpa, no caso de falta de ensaios ou informações fornecidas pelo fabricante.

2.2.2 Propriedades mecânicas dos aços destinados a concreto armado

Segundo a NBR 7480: 1996 - Barras e Fios de Aço destinados a armaduras para concreto armado, os aços são classificados conforme o quadro 8 de acordo com a resistência característica ao escoamento.

Categoria	Resistencia característica ao escoamento (fyk) Mpa	Limite de resistência (fst) Mpa
CA-25	250	1,20 fyk
CA-50	500	1,10 fyk
CA-60	600	1,05fyk

Quadro 8 - Classificação dos aços de acordo com a resistência característica ao escoamento. Fonte: adaptado de (NBR 7480:1996).

Os aços das categorias CA-25 e CA-50 são classificados como barras e a categoria CA-60 é classificada como fio, de acordo com o valor característico da resistência ao escoamento. NBR7480 (1996).

3 Propriedades segundo a NP EN 1992-1-1

3.1 Concreto

3.1.1 Resistência característica a compressão

A resistência fornece normalmente uma indicação geral de sua qualidade por estar diretamente relacionada com a estrutura da pasta de cimento (RIBEIRO, PINTO e STARLING 2006).

Para se obter o valor da resistência característica a compressão de um concreto, são rompidos diversos corpos-de-prova, devido a desproporcionalidade de rigor cujo qual o concreto é executado, e adotada uma distribuição estatística que leva em consideração a média aritmética das cargas de ruptura e também um desvio padrão dos valores chamada distribuição normal ou Gaussiana (CARVALHO E FIGUEIREDO, 2014).

De acordo com a figura 4, o valor da resistência característica a compressão apresenta uma confiança de 95% dos resultados, ou seja, 95% dos resultados devem ter um valor acima do f_{ck} ou 5% abaixo (CHUST E FIGUEIREDO, 2014).

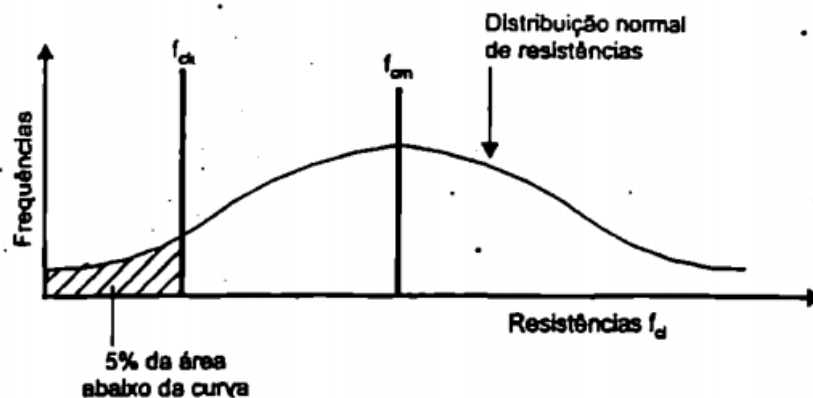


Figura 4 - Distribuição Gaussiana para representar à resistência característica a compressão. Fonte: (CHUST E FIGUEIREDO, 2014).

Esse parâmetro é enquadrado como sendo um dos mais relevantes para garantir a durabilidade das estruturas de concreto, e sua heterogeneidade é definida pela diversidade dos materiais e processos de produção do concreto (CERQUEIRA, 2000).

Segundo a (NP 206-1 2007) para a classificação utiliza-se a resistência característica a compressão aos 28 dias, obtidas a partir de provetes cilíndricos de

150 mm de diâmetro por 300 mm de altura ($f_{ck, cyl}$) ou a partir de provetes cúbicos de 150 mm de arestas ($f_{ck, cube}$).

Classes de resistência a compressão	Resistência característica mínima em cilindros ($f_{ck, cyl}$) (N/mm ²)	Resistência característica mínima em cubos ($f_{ck, cube}$) (N/mm ²)
C8/10	8	10
C12/15	12	15
C16/20	16	16
C20/25	20	20
C25/30	25	25
C30/37	30	30
C35/45	35	35
C40/50	40	40
C45/55	45	45
C50/60	50	50
C55/67	55	55
C60/75	60	60
C70/85	70	70
C80/95	80	80
C90/105	90	90
C100/115	100	100

Quadro 9 - Resistência característica a compressão de concretos. Fonte: NP EN 206-1:2007 – Concreto: especificação, desempenho, produção e conformidade.

Além disso, em algumas situações, pode ser necessário determinar o f_{ck} para uma idade de t , onde $3 < t < 28$ dias, pela equação (3.18), que relaciona com a tensão média de rotura do concreto ($f_{cm}(t)$).

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8 \text{ MPa} \quad (3.18)$$

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_c \quad (3.19)$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right) \right\} \quad (3.20)$$

Sendo:

$f_{cm}(t)$ é a tensão média de rotura do concreto a compressão a idade de t dias;

f_c é a tensão média de rotura aos 28 dias de idade;

$\beta_{cc}(t)$ coeficiente que depende da idade t do concreto;

t é a idade do concreto em dias;

s é o coeficiente que depende do tipo de cimento sendo definido pelo quadro 10.

Valor de s	Classes de resistência do cimento
0,20	CEM 42,5 R; CEM 52,5 N; CEM 52,5 R
0,25	CEM 32,5 R; CEM 42,5 N
0,38	CEM 32,5 N

Quadro 10 - Valores de "s" em função do tipo de cimento. Fonte: NP EN 1992-1-1:2010 – Projeto de estruturas de concreto.

3.1.2 Resistência média do concreto a compressão

Segundo a NP EN 1992-1-1, a resistência média do concreto a compressão pode ser determinada pela expressão analítica (3.21), que correlaciona à resistência média do concreto a compressão com o valor característico da resistência a compressão (f_{ck}).

$$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa}) \quad (3.21)$$

3.1.3 Resistência à compressão de cálculo

Segundo a NP EN 1992-1-1 o valor de cálculo da tensão de rotura a compressão (f_{cd}) é definida pela equação (3.22), que correlaciona o valor de f_{cd} com o valor da resistência característica da tensão de rotura do concreto a compressão as 28 dias de idade (f_{ck}), com um coeficiente parcial de segurança relativo ao concreto (γ_c), conforme consta no quadro 11, e com um coeficiente que leva em conta os efeitos de longo prazo na resistência a compressão e os efeitos desfavoráveis provenientes do modo como a carga é aplicada (α_{cc}).

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} \quad (3.22)$$

Situações de projeto	γ_c para o concreto
Persistentes transitórias	1,5
Acidentais	1,2

Quadro 11 - Coeficientes parciais de segurança do concreto. Fonte: NP EN 1992-1-1:2010 – Projeto de estruturas de concreto.

3.1.4 Relação tensão-deformação

Segundo a NP 1992-1-1 (2010) para o cálculo das seções transversais, utiliza-se a equação (3.23), que leva em consideração a extensão do concreto a compressão (ϵ_c), a extensão a ser atingida com a resistência máxima (ϵ_{c2}) e o expoente “n” que pode ser obtido pelo quadro 12.

$$\sigma_c = f_{cd} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right\} \quad (3.23)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad (3.24)$$

A equação (3.23) é válida para casos em que $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2}$ e a equação (3.24) é válida para $\epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2}$. Os valores das incógnitas estão representados no quadro 12.

fck (Mpa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$\epsilon_{c2}(\%)$	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
$\epsilon_{cu2}(\%)$	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	

Quadro 12 - Valores de extensão a ser atingida pelo concreto em função do fck. Fonte: adaptado de (NP EN 1992-1-1:2010).

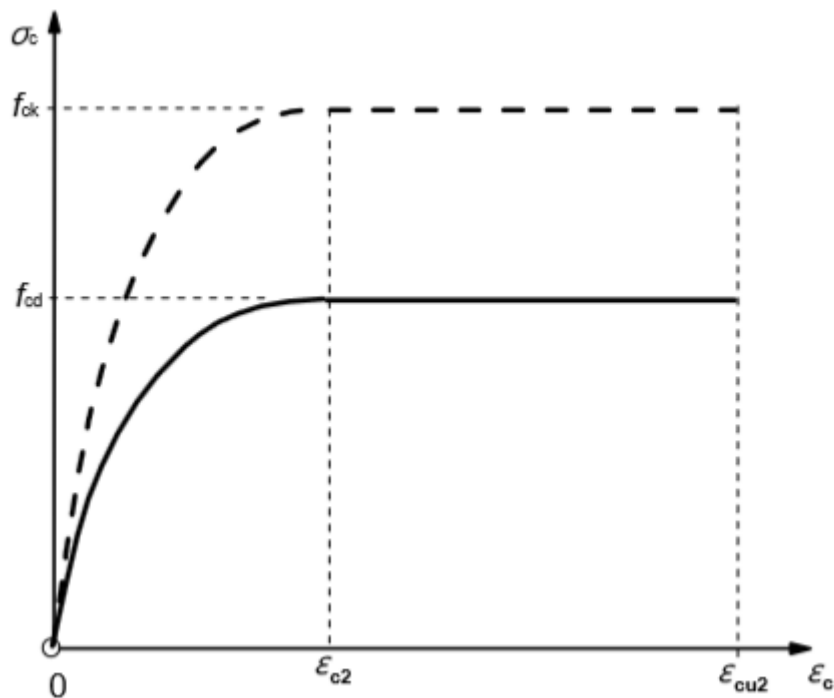


Figura 5 - Diagrama tensão-extensão para o concreto comprimido. Fonte: NP EN 1992-1-1:2010 – Projeto de estruturas de concreto.

3.1.5 Tensão média de rotura a tração por flexão

A tensão média de rotura do concreto a tração por flexão (f_{ct}, f_l) está representada na equação (3.25) depende da altura total do elemento (h) e da tensão média de rotura a tração simples (f_{ctm}). (NP EN 1992-1-1. (2010)). Os valores da tensão média de rotura a tração estão exemplificados no quadro 13.

$$f_{ct}, f_l = \max\left\{\left(1,6 - \frac{h}{1000}\right) f_{ctm}; f_{ctm}\right\} \quad (3.25)$$

f_{ck} (Mpa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
f_{ctm} (Mpa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0

Quadro 13 - Valores médios da tensão de rotura a tração de concretos em função do f_{ck} . Fonte: adaptado de (NP EN 1992-1-1:2010).

Para o cálculo da resistência a tração simples (f_{ct}), utiliza-se a equação (3.26) em que é determinada pelo valor da tração por compressão diametral ($f_{ct, sp}$) (NP EN 1992-1-1 2010).

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct, sp} \quad (3.26)$$

A determinação da tensão média de rotura do concreto a tração a uma idade t dias ($f_{ctm}(t)$) é representada na equação (3.27), e é fortemente influenciada pelas condições de cura, secagem e dimensão dos elementos estruturais (NP EN 1992-1-1 2010).

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ctm} \quad (3.27)$$

Em que $\beta_{cc}(t)$ é obtido pela equação (3.20).

Os valores de α são definidos pelo quadro 14 que define em função do tempo t .

α	t em dias
1	$t < 28$
2/3	$t \geq 28$

Quadro 14 - Valores de α em função do tempo. Fonte: NP EN 1992-1-1:2010 – Projeto de estruturas de concreto.

3.1.6 Módulo de elasticidade a compressão

Segundo a NP EN 1992-1-1 (2010) o módulo de elasticidade a compressão (E_{cm}) pode ser determinado pelo quadro 15. Já a variação do módulo de elasticidade com o tempo ($E_{cm}(t)$) depende da tensão média de rotura do concreto a compressão a uma idade t dias ($f_{cm}(t)$), do valor médio da tensão de rotura do concreto a compressão (f_{cm}) obtidos pela equação (3.28) e do módulo de elasticidade (E_{cm}) disposto no quadro 15.

Fck (Mpa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
Ecm (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44

Quadro 15 - Módulo de elasticidade do concreto em função do fck. Fonte: adaptado de (NP EN 1992-1-1:2010).

$$E_{cm}(t) = \left\{ \frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right\}^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (3.28)$$

3.2 Aço

A introdução do aço na construção civil possibilitou uma flexibilidade na forma e dimensão das estruturas, resultando em um novo limite de projeto. Ou seja, as estruturas executadas com a utilização de aços proporcionam um aumento na volumetria da estrutura (COLAÇO, 2005).

Esse aumento da volumetria pode ser executado devido ao fato dos aços possuírem propriedades simultâneas como elevada resistência a tração e compressão, soldabilidade, capacidade de absorver energia sem entrar em rotura e outras propriedades que possibilitam seu uso mais abrangente (COLAÇO, 2005).

Segundo a NP EN 1992-1-1. (2010) o comportamento do aço para armaduras de concreto armado é definido pelas seguintes propriedades: tensão de cedência, tensão de cedência máxima real, resistência à tração, ductilidade, aptidão a dobragem, resistência à fadiga, soldabilidade, etc. Os requisitos relativos a essas propriedades são apenas aplicados ao material inserido em concreto endurecido.

3.2.1 Módulo de elasticidade a tração

De acordo com a NP EN 1992-1-1. (2010) o módulo de elasticidade de cálculo, E_s , poderá ser admitido como sendo 200Gpa.

3.2.2 Propriedades mecânicas dos aços destinados ao concreto armado

Segundo Colaço (2005) existem vários tipos de aços disponíveis no mercado, que possuem objetivos diferentes, de resistir a diferentes tensões em diferentes condições de serviço. Os aços se diferenciam entre si, devido a suas diferentes propriedades, provenientes dos diferentes tratamentos térmicos ou mecânicos. Sendo assim, a escolha adequada dos aços depende das dimensões disponíveis no mercado, geometria, custo e as propriedades requeridas.

De acordo com o REBAP – Regulamento de Estruturas de Concreto Armado e Pré-esforçado, os aços utilizados em obras de concreto armado podem ser classificados de acordo com o quadro 16.

Designação	Tensão de cedência	Tensão de rotura (Mpa)	Tipo de superfície	Processo de fabricação	Característica de aderência
A400NR	400	460	Rugosa	Laminado a quente	Alta
A400ER	400	460	Rugosa	Endurecido a frio	Alta
A500NR	500	550	Rugosa	Laminado a quente	Alta
A500ER	500	550	Rugosa	Endurecido a frio	Alta

Quadro 16 – Classificação de acordo com o REBAP dos aços destinados a concreto armado. Fonte: adaptado de (REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado).

4 Durabilidade das estruturas

Considerações sobre durabilidade das estruturas é um tema que tem tomado grande relevância nas normas de projeto. A falta de atenção que alguns projetistas e engenheiros têm sobre esse tema, acarretou em exigências introduzidas em normas que estão se tornando cada vez mais rígidas, tanto na fase de projeto quanto na fase de execução (ARAÚJO, 2014).

Segundo a NBR 6118:2014, as estruturas devem ser projetadas e construídas para que, ao longo de sua vida útil, conservem sua segurança, funcionamento e estabilidade sob as condições ambientais previstas em projeto e se utilizadas conforme especificado em projeto.

Um concreto considerado durável deverá manter suas formas originais de qualidade e serviço quando exposto a ações do clima, ataque químico, abrasão e outros processos que provocam sua deterioração, caso ele possua essa habilidade, é considerado um concreto durável (ACI 201.2R-01). Uma estrutura deve ser projetada, para que ao longo de sua vida útil, sua deterioração não afete o seu desempenho, que ele se mantenha acima do prescrito em projeto (NP 1990 2009).

Durante a sua vida útil, a estrutura deve manter seus requisitos de utilização, resistência e estabilidade, sem que seja necessário um excesso de manutenção não prevista (NP 1992-1-1 2010).

A durabilidade está relacionada com a facilidade de penetração na qual os agentes agressivos penetram e deslocam-se no interior do concreto influenciados por diferentes condições do meio, como por exemplo, as características físicas e químicas do concreto (FORTES e NUNES, 2012).

Sendo assim, a NP EN 1990 (2009) lista alguns aspectos para que se obtenha uma estrutura com uma adequada durabilidade, sendo elas:

- Identificação das condições ambientais em que a estrutura se encontra;
- A utilização prevista da estrutura
- A manutenção prevista durante o tempo de vida útil de projeto;
- A qualidade de execução da estrutura e as medidas de proteção;
- A escolha do sistema estrutural adequado bem como a disposição dos seus elementos;

- A composição, escolha e desempenho dos materiais e produtos utilizados;
- Os critérios exemplificados em projeto.

4.1 Segundo a NBR 6118:2014

4.1.1 Agressividade ambiental

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto...” (NBR 6118:2014). O quadro 17 enuncia as classes de agressividade ambiental dispostas na norma brasileira e o nível de agressividade de cada uma delas.

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

Quadro 17 - Classes de agressividade ambiental de concretos pela norma brasileira. Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento.

Segundo (FORTES e NUNES, 2012) para satisfazer a vida útil da estrutura, deve-se analisar corretamente a classe de exposição ambiental na qual o concreto está inserido para que seja satisfeita a espessura do recobrimento e composição adequada do concreto.

4.1.2 Qualidade do concreto de cobrimento

De acordo com a NBR 6118:2014, a durabilidade das estruturas depende também da qualidade e características do concreto, e da espessura de cobrimento das armaduras. Na tabela a seguir, tem-se a relação água/cimento e as classes de concreto para as diferentes classes de agressividade ambiental.

Concreto	Classe de agressividade			
	I	II	III	IV
Relação A/C em massa	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
Classes de concreto segundo ABNT NBR 8953	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40

Quadro 18 - Relação A/C para concretos de acordo com a classe de agressividade ambiental. Fonte: adaptado de (NBR 6118:2014).

A NBR 6118:2014 também faz referência a não utilização de aditivos a base de cloretos, isso se deve ao fato dos cloretos serem um dos responsáveis pelos problemas nas estruturas.

4.1.3 Recobrimento de armaduras

O cobrimento das armaduras é definido de acordo com a classe de agressividade ambiental na qual a estrutura está inserida (NBR 6118:2014).

De acordo com o quadro 19, que define um recobrimento nominal para lajes, vigas, pilares e elementos em contato com o solo, para se garantir o recobrimento mínimo ($c_{mín}$), deve-se se ter o cobrimento nominal exemplificado (c_{non}), que é o recobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução (Δc). (NBR 6118:2014).

Componente ou elemento	Classes de agressividade ambiental			
	I	II	III	IV
	Cobrimento nominal (mm) para $\Delta c = 10\text{mm}$			
Laje	20	25	35	45
Viga/Pilar	25	30	40	50
Elementos estruturais em contato com o solo	30	30	40	50

Quadro 19 - Recobrimento nominal para componentes de uma estrutura de acordo com a classe de agressividade ambiental. Fonte: adaptado de (NBR 6118:2014).

Ainda de acordo com a NBR 6118:2014, para obras correntes, o valor de $\Delta c \geq 10\text{mm}$. Em casos onde o controle de qualidade for adequado e a execução possuir medidas rígidas, pode ser adotado $\Delta c = 5\text{mm}$, contudo, esse valor deve ser especificado em projetos.

4.2 Segundo a NP EN 1992-1-1

4.2.1 Classes de agressividade ambiental

O concreto pode enquadrar-se em mais de uma classe ambiental descrita no quadro a seguir, sendo assim, deve-se fazer uma combinação de classes ambientais (NP 206-1 2017).

As condições ambientais nas quais o concreto se enquadra, devem ser identificadas na fase de projeto, a fim de permitir que se tomem medidas necessárias para proteção da estrutura, garantindo a sua durabilidade. Além disso, as influências ambientais que podem afetar a durabilidade da estrutura devem ser considerada na escolha dos materiais e disposições construtivas (NP EN 1990 2009).

A NP EN 1992-1-1 (2010) define as condições de exposição ambiental como sendo as condições químicas e físicas do ambiente na qual a estrutura está exposta e estão exemplificadas no quadro 20.

Designação da classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições em que poderão ocorrer as classes de exposição
1 Nenhum risco de corrosão ou ataque		
X0	Para concreto sem armadura ou elementos metálicos embebidos: todas as exposições exceto em situação de gelo/degelo, abrasão ou ataque químico. Para concreto com armadura ou elementos metálicos embebidos: muito seco.	Concreto no interior de edifícios com uma umidade do ar ambiente muito baixa.
2 Corrosão induzida por carbonatação		
Quando o concreto, armado ou contendo outros metais embebidos, se encontrar exposto ao ar e a umidade, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
XC1	Seco ou permanentemente úmido	Concreto no interior de edifícios com uma umidade do ar ambiente baixa. Concreto permanentemente submerso em água.
XC2	Úmido, raramente	Superfícies de concreto sujeitas a contato

	seco	prolongado com água. Um grande número de fundações.
XC3	Umidade moderada	Concreto no interior de edifícios com uma umidade do ar moderada ou elevada. Concreto no exterior protegido de chuva
XC4	Alternadamente úmido e seco	Superfícies de concreto sujeitas a contato com água, não incluídas na classe de exposição XC2.
3 Corrosão induzida por cloretos não provenientes da água do mar		
Quando o concreto armado ou contendo outros metais embebidos se encontrar em contato com a água, que não é água do mar, contendo cloretos, incluindo sais descongelantes, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
XD1	Umidade moderada	Superfícies de concreto expostas a cloretos transportados pelo ar.
XD2	Úmido, raramente seco	Piscinas Elementos de concreto expostos a águas industriais contendo cloretos.
XD3	Alternadamente úmido e seco	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloretos. Pavimentos Lajes de parques de estacionamento
4 Corrosão induzida por cloretos presentes na água do mar		
Quando o concreto armado ou contendo outros metais embebidos se encontrar em contato com cloretos provenientes da água do mar ou exposto ao ar transportando sais marinhos, a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
XS1	Exposto ao sal transportado pelo ar mas não em contato direto com a água do mar.	Estruturas próximas da costa ou na costa
XS2	Permanentemente submerso	Elementos de estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés, da rebentação e da neblina marítima.	Elementos de estruturas marítimas
5 Ataque gelo/degelo com ou sem produtos descongelantes		

Quando o concreto, enquanto úmido, se encontrar exposto a um significativo ataque por ciclos de gelo/degelo ,a exposição ambiental deve ser classificada como se segue:		
XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais de concreto expostas a chuva e ao gelo.
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de concreto de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e a produtos descongelantes transportados pelo ar.
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelantes.	Superfícies horizontais de concreto expostas a chuva e ao gelo.
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelantes ou com água do mar.	Estradas e tabuleiros de pontes expostos a produtos descongelantes. Superfícies de concreto expostas a pulverização diretas contendo produtos descongelantes e expostas ao gelo. Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas expostas ao gelo.
6 Ataque químico		
Quando o concreto se encontrar exposto ao ataque químico proveniente se solos naturais e águas subterrâneas, a classificação deve ser feita da seguinte forma:		
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno.
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno.
XA3	Ambiente químico altamente agressivo, de acordo com a EN 206-1.	Terrenos naturais e água do terreno.

Quadro 20 - Classe de agressividade ambiental pela EN NP1992-1-1.Fonte: adaptado de (NP EN 206-1:2007).

4.2.2 Qualidade do concreto de cobrimento

A corrosão do aço nas armaduras pode ser evitada também pela qualidade do concreto de recobrimento, controlando a relação água-cimento, que está

associada a uma classe mínima de resistência a compressão característica do concreto, conforme a tabela a seguir. (NP EN 1992-1-1 2010).

	Classes de exposição			
Classe de resistência	Corrosão induzida por carbonatação			
	XC1	XC2	XC3	XC4
	C25/30		C30/37	
Classe de resistência	Corrosão induzida por cloretos (incluindo água do mar)			
	XS1*/XD1	XS2*/XD2	XS3**/XD3	
	C30/37		C33/45	
Classe de resistência	Sem risco			
	X0			
	C12/15			
Classe de resistência	Ataque gelo/degelo			
	XF1	XF2	XF3	
	C30/37	C25/30	C30/37	
Classe de resistência	Ataque químico			
	XA1***	XA2*	XA3*	
	C30/37	C35/45		

Quadro 21 - Classe de resistência do concreto de acordo com a classe de agressividade ambiental.

Fonte: adaptado de (EN NP 1992-1-1:2010).

*)C40/50 quando o cimento utilizado com CEM I ou CEM IIA.

**)C50/60 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA.

***) C35/45 quando o cimento utilizado for CEM I ou CEM IIA.

4.2.3 Recobrimento de armaduras

A NP EN 1992-1-1 (2010) define recobrimento das armaduras como sendo a distância entre a superfície da armadura e a superfície do concreto. Ainda segundo a norma, o recobrimento é definido pela equação (4.29), que define um recobrimento nominal (c_{non}), um recobrimento mínimo ($c_{mín}$) e uma margem de tolerância de execução (Δc_{dev}).

$$c_{non} = c_{mín} + \Delta c_{dev} \quad (4.29)$$

O valor de recobrimento mínimo deve satisfazer a equação (4.30), que preza pelos requisitos de aderência e condições ambientais (NP EN 1992-1-1).

$$C_{min} = \max\{C_{min,b}; C_{min,dur} + \Delta C_{dur,\gamma} - \Delta C_{dur,st} - \Delta C_{dur,add}; 10\text{mm}\} \quad (4.30)$$

Sendo:

$C_{min,b}$ = recobrimento mínimo para requisitos de aderência exemplificados no quadro 22;

$C_{min,dur}$ = recobrimento mínimo relativo a condições ambientais disposto no quadro 23;

$\Delta C_{dur,\gamma}$ = margem de segurança; $\Delta C_{dur,\gamma} = 0$;

$\Delta C_{dur,st}$ = redução do cobrimento mínimo caso utilize aço inoxidável;

$\Delta C_{dur,add}$ = redução do cobrimento mínimo caso utilize proteção adicional;

$\Delta C_{dur,add} = 5 \text{ mm}$.

Requisitos de aderência	
Disposição dos varões	Requisito de aderência
Isolados	Diâmetro do varão
Agrupados	Diâmetro equivalente (\varnothing_n)
Se a dimensão máxima do agregado for 32mm ou mais, $C_{min,b}$ deverá ser aumentado 5mm.	

Quadro 22 - Recobrimento mínimo relativo aos requisitos de aderência. Fonte: NP EN 1992-1-1. (2010).

Requisito ambiental para $C_{min,dur}$ (mm)							
Classe estrutural	Classe de exposição de acordo com o Quadro 4.1						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Quadro 23 - Requisitos ambientais para o recobrimento mínimo. Fonte: NP EN 1992-1-1. (2010)

A norma ressalta que valores de recobrimento mínimo, deve-se assegurar uma resistência ao fogo, proteger o aço contra a corrosão e transmitir as forças de aderência entre aço e concreto. (NP EN 1992-1-1 2010).

5 Vigas

Vigas de concreto armado são consideradas como elemento estrutural não homogêneo, devido ao fato de apresentar dois principais materiais em sua composição, aço e concreto. Sendo assim, os métodos utilizados na análise desse elemento estrutural são diferentes das utilizadas em vigas de aço, madeira ou outro material estrutural (NILSON, 1997).

Nas seções transversais das vigas, existem forças internas e externas que podem ser admitidas como componentes normais e tangenciais a seção da viga. As componentes que são normais a seção, são para resistir ao momento fletor, onde ocorre a tração de um lado e compressão de outro. Já as forças tangenciais são para resistência ao esforço cortante (NILSON, 1997).

Este capítulo apresenta o dimensionamento de vigas conforme a norma brasileira NBR 6118:2014 e a norma portuguesa NP EN 1992-1-1 2010.

5.1 Dimensionamento de vigas segundo a NBR 6118:2014.

A NBR 6118:2014 define viga como sendo um elemento linear em que o esforço de flexão é predominante, sendo que, um elemento é considerado linear quando seu comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior largura da seção transversal.

Segundo (ZAQUERA, 2015) as funções básicas das vigas são transmitir as ações que nelas atuam provenientes de outros elementos estruturais ou seu peso próprio para os apoios e vencer vãos.

Na análise e no dimensionamento estrutural de vigas, devem ser consideradas todas as ações que irão gerar alguma influencia sobre a estrutura, sendo elas ações permanentes, variáveis ou excepcionais (SANTOS, STRUCCHI, BECK, 2014). Essas ações, quando majoradas por coeficientes de segurança, irão gerar os esforços nas vigas.

5.1.1 Flexão simples

Esse tipo de esforço ocorre quando há ocorrência de um momento fletor atuante no eixo principal da seção transversal da viga (PORTO e FERNANDES, 2015).

Para o dimensionamento de vigas sujeitas a flexão simples, algumas hipóteses básicas devem ser admitidas. Para o Estado Limite Último, todo o esforço de tração deve ser resistido pelas armaduras, devido a baixa resistência a tração do concreto, que só deve ser considerada para Estados Limites de Serviço. Também se admite uma perfeita aderência entre o aço e o concreto, evitando escorregamento da armadura, a fim de que as armaduras estejam sujeitas as mesmas deformações do concreto que as envolvem (ARAÚJO, 2010; NBR 6118, 2014).

Uma viga sujeita a flexão pura, apresenta um tipo de fissura bem característica, ou seja, as fissuras são perpendiculares ao eixo da viga devido à ausência de esforço cortante. O aparecimento da fissura visível a olho nu é uma indicação prévia da necessidade de executar um escoramento e um reparo da estrutura (ARAÚJO, 2009).

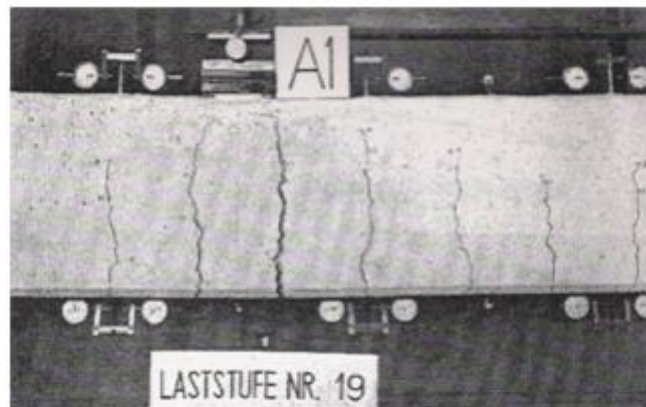


Figura 6 - Viga sujeita a fissuras causadas pelo esforço de flexão.

A resistência ao esforço de flexão se dá pelas armaduras longitudinais juntamente com o concreto.

5.1.1.1 Armadura longitudinal mínima

A NBR 6118:2014 define uma taxa de armadura mínima de flexão para vigas dado pela equação (5.31), que relaciona os valores da área da seção transversal de concreto (A_c) e com a armadura longitudinal mínima ($A_{s, \text{mín}}$).

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s, \text{mín}}}{A_c} \quad (5.31)$$

Ainda segundo a NBR 6118:2014, os valores de $\rho_{mín}$ podem ser encontrados no quadro 24, que correlaciona com o valor da resistência característica a compressão do concreto (f_{ck}).

fck	20	25	30	35	40	45	50	55	60
$\rho_{mín}$	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219

Quadro 24 - Armadura mínima de flexão segundo a NBR 6118:2014. Fonte: adaptado de (NBR 6118:2014).

5.1.1.2 Cálculo da armadura longitudinal

Um dos objetivos de estudar as seções de concreto armado é comprovar que a seção sob as ações de cálculo não superem o estado limite último, tendo em conta que o concreto e o aço tenham como resistência um valor minorado, denominado resistência de cálculo (CARVALHO, 2007).

Um dos pontos de maior importância no dimensionamento de vigas de concreto armado no estado limite último é a determinação da armadura longitudinal que irá resistir a um momento fletor atuante na seção (CARVALHO, 2007).

De acordo com (CARVALHO, 2008) o cálculo da armadura longitudinal pode ser feito de forma simples, e o primeiro fator a ser determinado é a posição da linha neutra na seção da peça a fim de que seja possível determinar o domínio cujo qual a peça está trabalhando. A equação (5.32) determina a posição da linha neutra em função do momento fletor atuante de cálculo (M_d), a altura útil do elemento (d), a largura da seção (b_w) e da resistência de cálculo do concreto (f_{cd}).

$$M_d = 0,68 \cdot b_w \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (5.32)$$

Com a posição na linha neutra definida, é possível determinar o comportamento dúctil em vigas, ou seja, a capacidade de rotação dos elementos estruturais depende da posição da linha neutra, através das relações descritas a seguir. (NBR 6118:2014).

- $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50\text{Mpa}$.
- $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50\text{Mpa} < f_{ck} \leq 90\text{Mpa}$.

De acordo com (CARVALHO, 2007), deve-se fazer uma verificação em relação ao domínio no qual a peça submetida à flexão simples se encontra, de acordo com seu estado limite de deformação, conforme a figura sete.

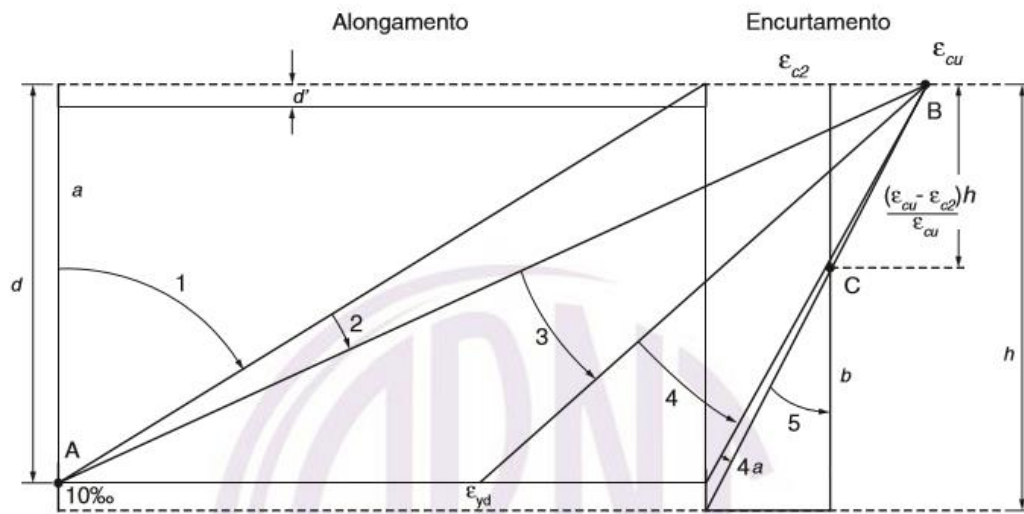


Figura 7 - Domínios de estado limite último para uma seção transversal. Fonte: (NBR 6118:2014).

Com a posição da linha neutra determinada, é possível encontrar a área de aço (A_s) necessária para a viga resistir ao esforço de flexão, conforme a equação (5.33). É importante salientar que essa equação considera o momento fletor de cálculo (M_d), a tensão de escoamento do aço (f_{yd}) e o valor do braço da alavanca (z), que pode ser calculado conforme a equação (5.34) (CARVALHO, 2008).

$$A_s = \frac{M_d}{z \cdot f_{yd}} \quad (5.33)$$

$$z = (d - 0,4 \cdot x) \quad (5.34)$$

Assim como na norma europeia, na norma brasileira os valores da taxa de armadura longitudinal podem ser encontrados por meio de fórmulas adimensionais e valores tabelados. De acordo com (CARVALHO, 2008) esse método permite um maior emprego de unidades, permitindo o uso de tabelas com fatores adimensionais. Para o cálculo da taxa de armadura longitudinal por esse método, tem-se a equação (5.36), que relaciona com um coeficiente adimensional (KMD) que pode ser definido pela equação (5.35). Esse coeficiente permite identificar outros fatores utilizados para o cálculo da armadura, que constam nas tabelas anexadas.

$$KMD = \frac{Md}{bw \cdot d^2 \cdot fcd} \quad (5.35)$$

$$As = \frac{Md}{(KZ) \cdot d \cdot fs} \quad (5.36)$$

5.1.1.3 Armadura longitudinal máxima

A NBR 6118:2014 define uma taxa de armadura máxima para as armaduras de tração e compressão, de acordo com a equação a seguir, ou seja, a área de armadura máxima não pode ser maior que 4% da área da seção transversal de concreto.

$$As, \text{m}áx \leq 0,04 \cdot Ac \quad (5.37)$$

5.1.1.4 Armadura de pele

A NBR 6118:2014 ressalta que para vigas com uma altura maior que 60 centímetros, é necessário a disposição de uma armadura auxiliar lateral denominada armadura de pele, conforme a figura 8.

A função da armadura de pele é impedir a fissuração em vigas altas, melhorando a durabilidade do elemento.

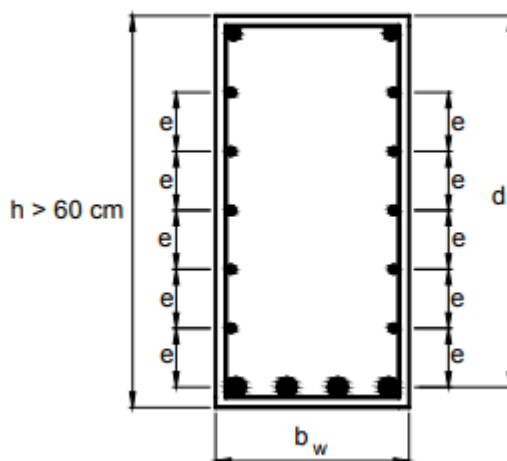


Figura 8 - Detalhamento do posicionamento de uma armadura de pele. Fonte: (BASTOS, 2010).

Para o dimensionamento desse tipo de armadura deve-se adotar a área de concreto da alma da viga, conforme exemplificado na equação (5.38). Além disso, alguns requisitos devem ser respeitados: o espaçamento entre as barras não deve ser maior que 20 centímetros e devem ser ancoradas nos apoios, não sendo

necessário em cada face da viga uma armadura maior que 5 cm²/m. (NBR 6118:2014).

$$A_{sp, face} = 0,10\% \cdot A_c, alma \quad (5.38)$$

5.1.1.5 Aderência entre armadura e concreto

Segundo a (NBR 6118:2014) a resistência de aderência entre o concreto e o aço pode ser definida pela equação (5.39), que relaciona com um valor de (f_{ctd}) e com três coeficientes: (n_1) relativo ao tipo de superfície da armadura utilizada, (n_2) relativo a aderência entre concreto e aço, (n_3) relativo ao diâmetro da armadura utilizada.

$$f_{cd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd} \quad (5.39)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk, inf}}{\gamma_c} \quad (5.40)$$

Sendo:

$n_1 = 1,0$ para barras lisas; $1,4$ para barras entalhadas e $2,25$ para barras nervuradas;

$n_2 = 1,0$ para situações de boa aderência, $0,7$ para as demais situações;

$n_3 = 1,0$ para $\varnothing \leq 32$ mm e $(132 - \varnothing) / 100$ para $\varnothing > 32$ mm;

5.1.1.6 Espaçamento mínimo entre barras longitudinais

O espaçamento mínimo entre as barras longitudinais é definido conforme as equações a seguir, e deve ser igual ou superior aos valores citados para espaçamento horizontal e vertical (NBR 6118:2014).

- Para espaçamento horizontal

$$s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 20mm \\ \text{diâmetro da barra ou feixe} \\ 1,2 \cdot \text{dimensão máxima do agregado graúdo} \end{array} \right. \quad (5.41)$$

- Para espaçamento vertical

$$s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 20\text{mm} \\ \text{diâmetro da barra ou feixe} \\ 0,5 \cdot \text{dimensão máxima do agregado graúdo} \end{array} \right. \quad (5.42)$$

5.1.2 Esforço transverso

Segundo (CARVALHO, 2008) alguns fatores são influentes no esforço de cisalhamento, dentre eles, a forma e a variação da forma da seção no elemento estrutural, a disposição das armaduras, o tipo de carregamento, aderência entre o concreto e o aço. Apesar da relação entre a armadura longitudinal e o esforço cortante, os procedimentos para a determinação dessas armaduras são independentes.

Assim como na flexão, os esforços de cisalhamento podem gerar alguns tipos de fissuras nas vigas. Citam-se três tipos de fissuras características de vigas sujeitas ao esforço de flexão, que segundo Sussekind (apud CARELLI, 2002) o tipo mais comum de ruína causada por esse esforço é pela falta de armadura de cisalhamento, figura 9, que por conta do carregamento a armadura atinge sua capacidade resistente máxima.

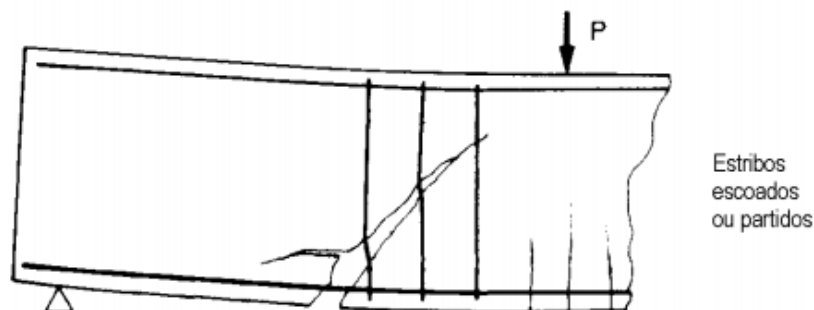


Figura 9 - Fissura em uma viga causada pela falta de armadura transversal. Fonte: Leonhardt e Mönning (apud CARELLI, 2002).

Segundo (CARVALHO, 2008) outros dois tipos de fissuras podem ocorrer em vigas submetidas ao esforço cortante, o segundo deles é as fissuras provocadas pelo esmagamento do concreto, figura 10, e a terceira é provocada pela falta de ancoragem da armadura, figura 11.

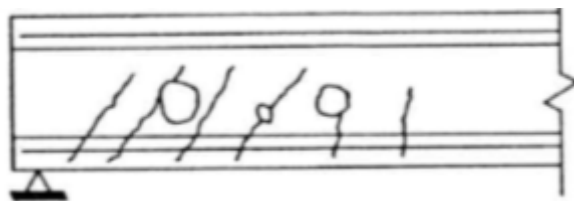


Figura 10 - Fissuras causadas pelo esmagamento do concreto na viga. Fonte: (CARVALHO, 2008).

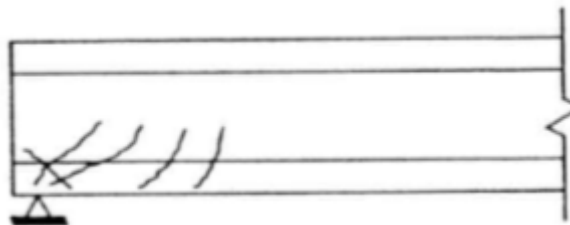


Figura 11 - Fissuras causadas pela falta de ancoragem das armaduras. Fonte: (CARVALHO, 2008).

Sendo assim, a NBR 6118:2014 prevê o dimensionamento dos elementos estruturais, neste caso, das vigas, para evitar esses tipos de fissuras, sendo que, segundo Sussekind (apud CARELLI, 2002) para evitar a fissuração descrita na figura 9, o emprego de uma quantidade adequada de armadura já é o suficiente.

5.1.2.1 Cálculo da armadura transversal

A NBR 6118:2014 define algumas hipóteses para o dimensionamento de elementos sujeitos a força cortante no estado limite último. A resistência de uma viga ao cisalhamento é composta por duas parcelas distintas: a resistência proveniente da armadura transversal (V_{sw}) e a parcela resistida pelo concreto (V_c). Além disso, a força cortante resistente de cálculo ($V_{Rd,2}$) deve ser superior ou igual a força cortante solicitante de cálculo da seção (V_{sd}).

Devido a alguns mecanismos alternativos da treliça de absorção da força cortante, diminui-se a tensão na armadura transversal. Esses mecanismos são: efeito de arco, engrenamento dos agregados e efeito de pino da armadura longitudinal (BARROS e GIONGO, 2008).

Além disso, a (NBR 6118:2014) define dois modelos de cálculo que são descritos a seguir: o modelo de cálculo I e modelo de cálculo II que são baseados no modelo clássico da treliça de Morsch. O modelo de cálculo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ e que a parcela de (V_c) tenha valor constante. A verificação da força cortante resistente de cálculo pode ser determinada pela equação (5.43), sendo (αv_2) determinado pela equação (5.44).

$$Vrd2 = 0,27. \alpha v2. fcd. bw. d \quad (5.43)$$

$$\alpha v2 = \left(1 - \frac{fck}{250}\right) \quad (5.44)$$

Para o cálculo da armadura transversal a parcela de força cortante resistida pela armadura (V_{sw}) pode ser determinada pela equação (5.45), sendo que o valor de (V_c) pode ser obtido pela equação (5.46), para os casos de flexão simples e flexo tração.

$$V_{sw} = Vrd3 - V_c \quad (5.45)$$

$$V_c = 0,6. fctd. bw. d \quad (5.46)$$

Sendo:

$$fctd = \frac{fctk, inf}{\gamma_c} \quad (5.47)$$

Com isso, conclui-se que a força cortante resistida pela parcela de armadura transversal pode ser definida como sendo:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_s}{s}\right). 0,9. d. fywd. (sen\alpha + cos\alpha) \quad (5.48)$$

Já para o modelo de cálculo II, a NBR 6118:2014 define o valor do ângulo (θ) das diagonais de compressão variável entre 30° até 45°. Além disso, a norma também faz referencia a redução da parcela (V_c) com o aumento de (V_{sd}). A verificação da compressão diagonal do concreto ($Vrd2$) se dá pela equação (5.49), que, diferente do modelo de cálculo I, relaciona essa incógnita com o valor do ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal (α) e com o valor de (θ) adotado.

$$Vrd2 = 0,54. \alpha v2. fcd. bw. d. sen^2\theta. (cotg\alpha + cotg\theta) \quad (5.49)$$

A força cortante resistida pela armadura transversal (5.50) pode ser definida pela equação a seguir:

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \text{sen}\alpha \quad (5.50)$$

5.1.2.2 Taxa de armadura transversal mínima

A NBR 6118:2014 define que todos os elementos construtivos lineares submetidos a esforço cortante, devem possuir uma armadura transversal mínima, geralmente na forma de estribos, com uma taxa geométrica descrita na equação (5.51), que correlaciona com a resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (f_{ywd}), com um valor de resistência média de tração no concreto (f_{ctm}) já indicado no item 2.1.5.

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot w \cdot s \cdot \text{sen}\alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (5.51)$$

A taxa de armadura mínima ($\rho_{sw, \text{mín}}$) pode ser determinada pela tabela a seguir, de acordo com a resistência característica do concreto e do aço, e dessa forma a armadura mínima é calculada pela equação (5.52).

	C20	C25	C30	C35
CA-25	0,1768	0,2052	0,2317	0,2568
CA-50	0,0884	0,1026	0,1159	0,1284
CA-60	0,0737	0,0855	0,0965	0,1070

Quadro 25 - Taxa de armadura mínima para esforço transversal de acordo com a NBR 6118:2014.

Fonte: adaptado de (PINHEIRO, MUZARDO e SANTOS, 2004).

$$a_{sw, \text{mín}} = \rho_{sw, \text{mín}} \cdot bw \quad (5.52)$$

5.1.2.3 Espaçamento máximo entre os estribos

A NBR 6118:2014 define dois critérios para cálculo do espaçamento máximo entre os estribos (5.53) e (5.54), de acordo com o valor do esforço cortante de cálculo (Vd).

- Para $Vd \leq 0,67 \cdot V_{rd,2}$

$$S_{\text{máx}} = 0,6 \cdot d \leq 300\text{mm} \quad (5.53)$$

- Para $Vd > 0,67 \cdot V_{rd,2}$

$$S_{\text{máx}} = 0,3 \cdot d \leq 200\text{mm} \quad (5.54)$$

5.2 Dimensionamento segundo a NP EN 1992-1-1.

De acordo a norma NP EN 1992-1-1 (2010), os elementos estruturais, vigas, pilares, lajes, dentre outros, são classificados de acordo com sua natureza e sua função. Sendo assim, a norma classifica viga como um elemento estrutural cujo o vão não pode ser inferior a três vezes a altura total da seção transversal da viga.

5.2.1 Flexão Simples

Segundo a (NP EN 1992-1-1) a determinação do cálculo a flexão simples se baseia em hipóteses pré-definidas, sendo elas:

- As seções mantem-se planas antes e após o carregamento, ou seja, não apresentam descontinuidade;
- A extensão da armadura e do concreto que a envolve é a mesma, tanto na compressão quanto na tração;
- Não é considerada no cálculo a resistência do concreto a tração, devido a essa ser muito baixa.
- As tensões de cálculo no concreto deverão ser obtidas conforme a figura 5.

5.2.1.1 Taxa de armadura mínima

A área mínima de armadura longitudinal ($A_s, mín$) é o limite mínimo que uma viga de concreto armado pode conter de armadura longitudinal, ou seja, as seções com uma quantidade inferior de armadura ($A_s, mín$) são determinadas como seções não armadas. A taxa é determinada pela equação a seguir, que relaciona com o valor médio da tensão de rotura do concreto a tração simples (f_{ctm}), obtido pelo quadro 13, a largura média da zona tracionada da peça (bt), o valor característico da tensão de cedência a tração do aço da armadura de concreto armado (f_{yk}) e a altura útil da seção transversal (d) (NP EN 1992-1-1).

$$A_s, mín = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * bt * d \geq 0,0013 * bt * d \quad (5.55)$$

5.2.1.2 Taxa de armadura máxima

Ainda conforme a (NP EN 1992-1-1 2010), a taxa de armadura máxima ($A_s, máx$) considerando tanto armadura de compressão quanto armadura de tração, pode ser definida de acordo com a equação a seguir.

$$A_s, máx = 0,04 * A_c \quad (5.56)$$

Sendo:

A_c = é a área da seção transversal de concreto.

5.2.1.3 Armadura de pele

De acordo com a (NP EN 1992-1-1) esse tipo de armadura possui a função de controlar a fendilhação nas faces laterais da viga e deve ser distribuída de forma uniforme, entre a armadura de tração e a linha neutra. Esse tipo de armadura é necessária para os casos em que a altura total da viga for superior ou igual a 1000 mm e a armadura principal está localizada apenas em uma determinada altura. A área mínima (A_s) é calculada de acordo com a equação a seguir.

$$A_s = \frac{k_c * k * f_{ct, eff} * A_{ct}}{\sigma_s} \quad (5.57)$$

Sendo:

A_{ct} = área de concreto tracionado;

k_c = coeficiente que considera a distribuição de tensões na seção;

k = considerado como sendo 0,5;

$f_{ct, eff}$ = valor médio da resistência de tração do concreto na data em que se prevê a formação das primeiras fendas, pode ser considerado como sendo f_{ctm} ou um valor inferior a ele.

σ_s = considerado como sendo f_{yk} .

5.2.1.4 Cálculo da armadura longitudinal

Em flexão simples, a resultante das forças de compressão que atuam no concreto e das forças de tração que atuam no aço são iguais. Sendo assim, o momento pode ser representado como um binário entre a resultante da compressão e da tração. Com essas adaptações surgem alguns fatores adimensionais para o cálculo da armadura longitudinal (PACHECO, 2011).

Para o cálculo da taxa de armadura longitudinal (As) de uma seção de concreto, é habitual utilizar fatores adimensionais devido a sua praticidade. Utilizando o momento resistente da seção (Mrd), é possível determinar o momento resistente reduzido (μ) e a porcentagem mecânica de armadura (w) (JULIO, 2008).

O cálculo do momento resistente reduzido (μ) é feito conforme a equação (5.58), que relaciona o momento resistente da seção (Mrd), com as dimensões da seção transversal (b) e (d) e a resistência de cálculo do concreto a compressão (fcd).

$$\mu = \frac{Mrd}{b * d^2 * fcd} \quad (5.58)$$

Para determinar a taxa de armadura longitudinal, utiliza-se a equação (5.59), onde (w) é a porcentagem mecânica de armadura e (fyd) é a tensão de cedência de tração no aço calculada.

$$As = w * b * d * \frac{fcd}{fyd} \quad (5.59)$$

Ainda de acordo com (JULIO, 2008) o valor de (w) pode ser definido pela equação (5.60), que relaciona esse parâmetro com outras duas incógnitas.

$$w = k * \alpha \quad (5.60)$$

Onde:

α = é a relação entre a posição do eixo neutro (x) e a altura útil da seção transversal (d).

$k1$ = coeficiente de acordo com a classe de resistência do concreto.

Classe	$\leq 50/60$	55/67	60/75	70/85	80/95	90/106
K1	0,810	0,742	0,695	0,637	0,599	0,583

Quadro 26 - Valores do coeficiente K1 em função da classe de resistência do concreto. Fonte: adaptado de (JULIO, 2008).

5.2.1.5 Aderência entre armadura e concreto

De acordo com a NP EN 1992-1-1 2010, define que o valor da tensão de rotura por aderência (f_{bd}) conforme descrito na equação (5.61), deve ser suficientemente alto, para que esse tipo de rotura não ocorra. Essa tensão, está relacionada com um coeficiente relativo a aderência e a posição da armadura longitudinal durante a betonagem (n_1), com o diâmetro do varão (n_2) e com o valor de calcula da resistência do concreto a tração (f_{ctd}) definido pela equação (5.62).

$$f_{bd} = 2,25 \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot f_{ctd} \quad (5.61)$$

$$f_{ctd} = act \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (5.62)$$

Sendo:

$n_1 = 1,0$ para boa aderência;

$n_1 = 0,7$ para os demais casos;

$n_2 = 1,0$ para $\varnothing \leq 32$ mm;

$n_2 = (132 - \varnothing) / 100$ para $\varnothing > 32$ mm;

act = coeficiente que está relacionado com a resistência a longo prazo, o valor recomendado é 1,0;

γ_c = coeficiente parcial de segurança do concreto;

$f_{ctk,0,05}$ = pode ser definido pelo quadro a seguir:

$f_{ck}(Mpa)$	20	25	30	35	40
$f_{ctk,0,05}(Mpa)$	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5

Quadro 27 - Valores de $f_{ctk,0,05}$ em função da resistência característica a compressão do concreto.

Fonte: adaptado de (NP EN 1992-1-1 2010).

5.2.1.6 Espaçamento mínimo entre as barras

De acordo com NP EN 1992-1-1 2010, o espaçamento entre as barras pode ser determinado de acordo com a equação a seguir, que relaciona com o valor máximo entre o diâmetro da armadura utilizada (\varnothing_{barra}), o diâmetro máximo do agregado (d_g).

$$s \geq \max \begin{cases} \varnothing_{barra} \\ d_g + 5mm \\ 20mm \end{cases} \quad (5.63)$$

5.2.2 Esforço transversal e verificações

Por meio de esquematizações simplificadas e quantificação direta de dados experimentais, é possível a determinação da previsão do comportamento de elementos de concreto armado sujeitos ao esforço cortante (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996).

Como já citado, em uma seção de uma viga, desenvolve-se nas faces interiores de um elemento tensões tangenciais e normais, que podem ser analisadas pelo círculo de Mohr. Pelo círculo, para certo ângulo, as tensões normais serão máximas, tração e compressão, e as tangenciais serão mínimas. O valor dessas tensões aumenta até que seja caracterizada a rotura do concreto originando fissuras na direção do esforço de compressão. Entre essas fissuras surgem zonas de concreto comprimido, sendo necessário a utilização de uma armadura na direção das tensões de tração, a fim de se evitar a abertura de fissuras (SOBREIRA, SILVA e SOARES, 2012).

Vigas sujeitas ao efeito do esforço transversal apresentam fissuras características caso não possuam ou a armadura desse tipo de esforço seja insuficiente. Conforme a figura 7, o comportamento da rotura é dividido em três fases, na primeira delas na área tracionada formam-se fissuras normais ao eixo, na segunda fase as fendas apresentam uma inclinação, e na terceira fase dar-se a rotura do concreto por compressão (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996).

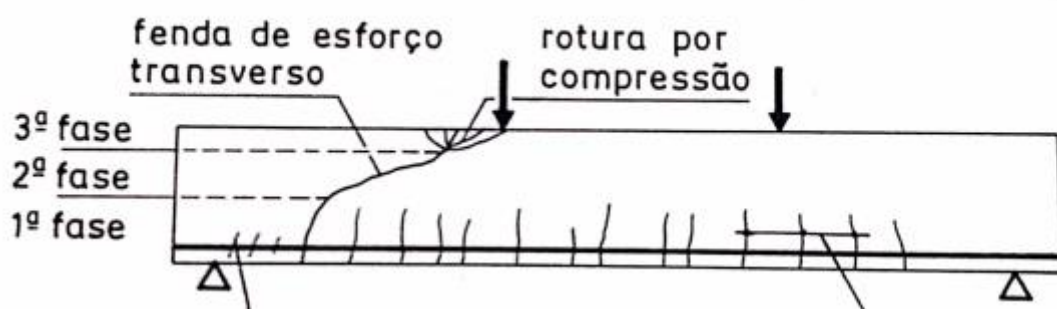
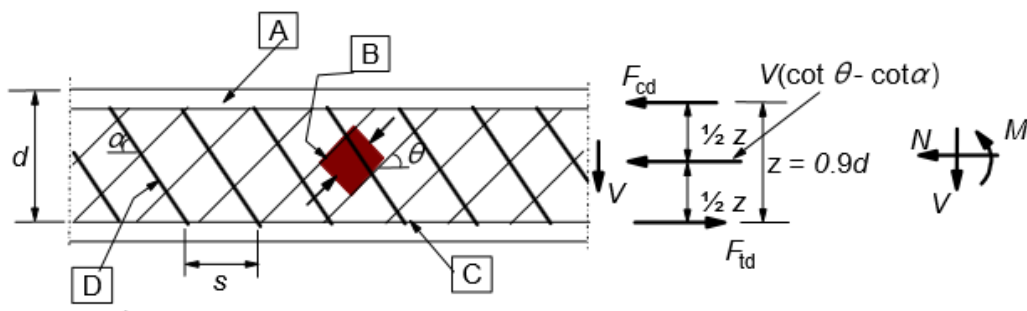


Figura 12 - Esquema do comportamento até a rotura de uma viga por esforço transversal. Fonte: adaptado de (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996).

Como já visto, a primeira fase é relacionada a fissuras causadas pela presença de esforços de flexão na peça, que provoca tensões causadas pela ação do momento fletor. Já a segunda fase, é caracterizada pela presença de fendas causadas pelo esforço transversal (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996).

Para o cálculo do esforço transversal em vigas, utiliza-se o modelo clássico da treliça generalizada de Morsch, conforme esquematizado na figura 8. Nesse tipo de modelo, encontra-se a presença de um banzo superior que caracteriza a zona de compressão da viga, um banzo inferior que é constituído pelas armaduras longitudinais e caracteriza a zona de tração da viga, as diagonais que representam zonas de tração compostas por armadura de estribos ou varões inclinados e por fim as diagonais de compressão, que representam o concreto entre fendas (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996).



[A] - banzo comprimido, [B] - escoras, [C] - banzo traçado, [D] - armadura de esforço transversal

Figura 13 - Modelo Treliça de Morsch para armadura de esforço transversal. Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

As diagonais de compressão, ou fendas de esforço transversal, fazem com o eixo da peça um ângulo θ . A partir de experimentos, foi possível determinar que esse ângulo possuía inclinação de 45° mas também inclinações menores que este valor. (LIMA, MONTEIRO e PIPA, 1996). De acordo com a NP EN 1992-1-1. (2010) os valores limitados para $\cot \theta$, podem ser variáveis entre 1 e 2,5.

Para o cálculo do esforço transversal, podem ser feitas algumas considerações prévias a fim de evitar a utilização excessiva de armaduras em áreas em que armadura mínima já é suficiente. Inicialmente, considera-se que: se $V_{rd,c} \geq V_{ed}$ não é necessária à utilização de armadura de esforço transversal na viga, apenas a armadura mínima. Caso $V_{rd,c} < V_{ed}$ utiliza-se armadura de esforço transversal, sendo $V_{rd,c}$ o valor calculado do esforço transversal resistente do elemento sem a armadura de esforço transversal e V_{ed} o valor de cálculo do esforço transversal na seção considerada resultante das ações exteriores (SOBREIRA, SILVA e SOARES, 2012).

De acordo com a NP EN 1992-1-1 (2010), o valor de cálculo do esforço transversal resistente sem a armadura de esforço transversal pode ser obtido pela equação (5.64), com um valor mínimo proposto pela equação (5.65).

$$V_{rd,c} = \left\{ C_{rd,c} \cdot K (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \quad (5.64)$$

$$V_{rd,c} = (v_{mín} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (5.65)$$

Sendo:

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 2,0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

A_{sl} = área de armadura de tração;

b_w = menor largura da seção tracionada;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd}$$

N_{ed} = esforço normal à seção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço;

A_c = área da seção transversal de concreto;

$$C_{rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c};$$

$$v_{mín} = 0,0035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

Para o cálculo do esforço transversal resistente, V_{rd} , considera-se o menor valor entre $V_{rd,máx}$, que é o valor calculado do máximo esforço transversal resistente do elemento, limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas (resiste à compressão no concreto), e de $V_{rd,s}$ que é o valor de cálculo do esforço transversal equilibrado pela armadura de esforço transversal. (NP EN 1992-1-1 (2010)).

As equações (5.66) e (5.67) exemplificam o cálculo de $V_{rd,s}$ e $V_{rd,máx}$ e variam de acordo com a posição adotada para os estribos, que pode variar entre 45° e 90°. (NP EN 1992-1-1 2010).

$$V_{rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot s \cdot \sin\alpha \quad (5.66)$$

$$V_{rd,máx} = \frac{\alpha \cdot c_w \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)}{1 + \cot^2\theta} \quad (5.67)$$

Sendo:

α = ângulo formado pelos estribos;

A_{sw} = a área da seção transversal das armaduras de esforço transverso;

s = espaçamento entre os estribos;

f_{ywd} = valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transverso;

α_{cw} = para armaduras em concreto não protendido usa-se o valor de 1;

v_1 = coeficiente de redução da resistência do concreto fendilhado devido ao esforço transverso. Seu valor pode ser encontrado com a equação a seguir:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (5.68)$$

5.2.2.1 Taxa de armadura mínima

Para o cálculo da taxa de armadura mínima que deverá ser aplicada em um elemento estrutural, para os casos em que a armadura de esforço cortante não é necessária, tem-se a equação (5.69), que relaciona à taxa de armadura mínima com a resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias, f_{ck} , e o valor característico da tensão de cedência a tração das armaduras f_{yk} (NP EN 1992-1-1 2010).

$$\rho_{w, \text{mín}} = \frac{0,08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (5.69)$$

5.2.2.2 Cálculo da armadura de esforço transverso

Para o cálculo da armadura de esforço tem-se a equação (5.70), para o caso de estribos inclinados e a equação (5.71) para o caso de estribos verticais.

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \text{sen}\alpha} \quad (5.70)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_{ed}}{z \cdot f_{ywd} \cdot \cot\theta} \quad (5.71)$$

5.2.2.3 Taxa de armadura máxima para o esforço transverso

De acordo com a (NP EN 1992-1-1. 2010) a taxa de armadura máxima pode ser definida conforme a equação (5.72), onde a simbologia possuía a significação já descrita anteriormente.

$$\frac{A_{sw, \text{máx. } fywd}}{b_w \cdot s} = \frac{\alpha_w \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{2 \cdot s \cdot \sin \alpha} \quad (5.72)$$

5.2.2.4 Espaçamento máximo entre os estribos

A norma portuguesa NP EN 1992-1-1 2010, define o espaçamento máximo entre os estribos de acordo com a equação (5.73), relacionando com o valor da altura útil da seção, sendo limitado por um valor de 300mm.

$$s, \text{máx} = 0,75 \cdot d \leq 300\text{mm} \quad (5.73)$$

6 Estudo de caso – Viga bi-apoiada

Visando a obtenção de resultados numéricos para realização do estudo comparativo acerca da NBR 6118:2014 e da NP EN 1992-1-1 2010, foi realizado um estudo de uma viga bi-apoiada, conforme exemplificado na figura 14, sujeita a ações permanentes e variáveis. Algumas considerações iniciais foram feitas para que a análise pudesse ser realizada e estão dispostas no quadro 28, de acordo com a norma brasileira e europeia.

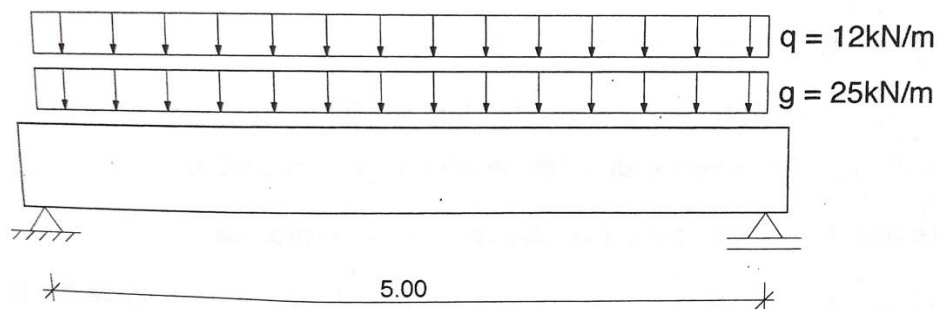


Figura 14 - Estudo de caso - Viga simplesmente apoiada

Fonte: (APPLETON, 2012).

	fck (Mpa)	Aço	h (m)	bw (m)	q (Kn/m)	g (Kn/m)	Classe ambiental
NBR 6118:2014	C25	CA-50	0,45	0,30	12	25	II
NP EN 1992-1- 1 2010.	C25/30	A500NR	0,45	0,30	12	25	XC1

Quadro 28 - Considerações iniciais sobre a viga. Fonte: autoria própria

A NBR 8681:2003 classifica as ações que atuam em uma estrutura como ações permanentes, variáveis e excepcionais. A norma define ações permanentes (g) como sendo aquelas que durante toda a vida da estrutura, possuem uma taxa de variação de valores muito reduzida ou constante e pode ser subdividido em ações diretas, que é considerado o peso próprio da estrutura e dos elementos construtivos permanentes, e também indiretas, que são os recalques dos apoios e retração dos materiais constituintes da construção.

Ainda segundo a NBR 8681:2003, as ações classificadas como variáveis (q) são aquelas que apresentam uma variação significativa de valores em torno do valor médio. São subdivididas em ações variáveis normais, em que possuem uma taxa de ocorrência relativamente grande e dessa forma devem ser obrigatoriamente

consideradas no projeto, e também ações variáveis excepcionais, que são ações sísmicas ou de natureza especial.

Em relação à denominação das vigas quando ao tipo e disposição dos apoios, (GARRISON, 2018) define viga biapoiada ou viga simplesmente apoiada, como um elemento estrutural que se encontra sobre apoios, geralmente localizados nas extremidades desse elemento. Além disso, também define o conceito de carga uniformemente distribuída, que é considerada aquela que se distribui igualmente por todo o comprimento do elemento construtivo.

Após a realização do dimensionamento da estrutura, seguindo os parâmetros da norma brasileira NBR 6118:2014 e na norma europeia NP EN 1992-1-1 2010 já apresentados nos capítulos anteriores, é possível realizar algumas análises comparativas e chegar a conclusões referentes, principalmente, as taxas de armaduras. O item a seguir apresenta as comparações entre os valores encontrados.

7 Resultados e discussões

7.1 Comparativo entre recobrimento das armaduras e altura útil

De acordo com os dados fornecidos no quadro 28 foi possível determinar a altura útil da viga. A estrutura se encontra em um ambiente de classe ambiental XC1 pela NP EN 1992-1-1 2010 e classe ambiental II pela NBR 6118:2014. Esses dados foram obtidos pelos quadros 20 e 17, respectivamente. Posterior a isso, foi calculado o recobrimento nominal das armaduras de acordo com as duas referências normativas e os valores constam no quadro a seguir, assim como o valor da altura útil que pode ser obtido pela equação (7.74).

$$d = h - c_{non} - \frac{\emptyset_{long}}{2} - \emptyset_{trans} \quad (7.74)$$

	<i>c_{mín}</i> (cm)	<i>c_{non}</i> (cm)	d (m)	Diferença percentual
NBR 6118:2014	2,0	3,0	0,404	1,24%
NP EN 1992-1-1 2010.	1,5	2,5	0,409	

Quadro 29 - Valor da altura útil da viga. Fonte: autoria própria.

7.2 Comparativo entre os coeficientes de ponderação

Para que seja possível verificar a segurança em relação aos estados limites, todas as ações que atuam no elemento estrutural devem ser consideradas no dimensionamento, bem como todas as possíveis combinações de ações, de modo verificar a condição mais desfavorável. (NBR 8681, 2003), (NP EN 1990 2009).

Verifica-se pelo quadro 30 que pela norma brasileira, os coeficientes de ponderação de cargas são os mesmos para cargas permanentes e variáveis e já para norma europeia esses parâmetros se alteram, ou seja, tem-se pela norma europeia um coeficiente maior para cargas variáveis devido à instabilidade que ela apresenta.

	Coefficiente γ_G	Carga Permanente (Kn/m)	Coefficiente γ_Q	Carga Variável I (Kn/m)	Sd (Kn/m²)	Diferença percentual I
NBR 6118:2014	1,4	25	1,4	12	51,8	0,0966%
NP EN 1992-1-1 2010	1,35	25	1,5	12	51,75	

Quadro 30 - Comparativo entre os coeficientes de ponderação. Fonte: autoria própria

7.3 Comparativo da armadura longitudinal

O quadro 31 apresenta a taxa de armadura longitudinal referente a cada uma das referências normativas. Os valores calculados são maiores do que a taxa de armadura mínima nas duas normas. Não houve diferença muito significativa na taxa de armadura longitudinal calculada e isso se deve ao fato da semelhança entre os momentos fletores calculados para as duas normas.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Armadura calculada (cm²)	10,34	10,85
Armadura adotada (cm²)	12,06	12,06

Quadro 31 - Taxa de armadura longitudinal. Fonte: autoria própria

A armadura mínima longitudinal mínima está sendo apresentada no quadro 32 para as duas referências normativas. Os valores apresentados resultam em uma diferença percentual relativamente significativa em relação aos dois valores encontrados, sendo que a norma brasileira apresenta um valor de armadura mínima maior.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Armadura mínima (cm²)	2,0250	1,6589
Diferença percentual	22,07%	

Quadro 32 - Taxa de armadura longitudinal mínima. Fonte: autoria própria

Já para a armadura longitudinal máxima, os valores obtidos através dos cálculos foram os mesmos, pois ambas as normas consideram o valor de armadura máxima como sendo 4% da área de concreto da seção transversal.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Armadura máxima (cm²)	54,0	54,0

Quadro 33 - Taxa de armadura longitudinal máxima. Fonte: autoria própria

O valor da tensão de rotura por aderência está exemplificado no quadro 34 para as duas referencias normativas. Esse valor deve ser suficientemente alto para que essa rotura não ocorra, ou seja, que o concreto fique bem aderido com a armadura. O procedimento de cálculo pelas duas normas é bastante similar, entretanto, o que diferencia de uma norma e outra é a superfície da armadura utilizada, se é lisa ou nervurada.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Aderência entre armadura e concreto	2,8856	2,7000
Diferença percentual	6,87%	

Quadro 34 - Aderência entre armadura longitudinal e o concreto. Fonte: autoria própria

Devido à semelhança entre os métodos de determinação do espaçamento mínimo entre as barras, o valor adotado para ambas as normas consta na tabela a seguir. Não foram encontrados valores diferentes, devido ao fato da dimensão do agregado graúdo ser considerada a mesma para ambos os casos e o diâmetro da armadura utilizada também ter sido o mesmo para as duas normas.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Espaçamento mínimo entre barras (mm)	20	20

Quadro 35 - Espaçamento mínimo entre armaduras longitudinais. Fonte: autoria própria.

7.4 Comparativo da armadura transversal

Para o cálculo da armadura transversal mínima, obtém-se um valor maior pela norma brasileira em comparação a norma portuguesa, conforme exemplificado no quadro 36. Isso pode ser explicado, pelo fato da norma brasileira apresentar um coeficiente, dependente da resistência do concreto e do aço, maior do que o coeficiente determinado pela norma portuguesa.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Taxa de armadura mínima (cm²/m)	3,0779	2,4000
Diferença percentual	28,25%	

Quadro 36 - Armadura mínima transversal. Fonte: autoria própria

De acordo com (BARROS, 2008), o estudo feito acerca dos modelos de cálculo I e II a partir de exemplos práticos, resulta em redução dos valores calculados de armadura transversal de acordo com a redução do ângulo θ . O quadro 37 remete aos valores calculados de armadura transversal para os modelos de cálculo descritos por norma, e os resultados evidenciam a diminuição dos valores de acordo com o ângulo θ .

	Modelo de cálculo I	Modelo de cálculo II ($\theta=30^\circ$)	Modelo de cálculo II ($\theta=37,5^\circ$)	Modelo de cálculo II ($\theta=45^\circ$)
Armadura calculada (cm²/m)	2,2923	1,6642	2,1532	2,7864

Quadro 37 - Armadura de esforço transversal para os modelos de cálculo I e II da NBR 6118:2014.

Fonte: autoria própria.

Para o estudo comparativo entre as duas normas em relação ao esforço transversal, houve uma variação em mais de 60% das armaduras transversais calculadas. Para os efeitos de comparação, foram utilizados o modelo de cálculo II da NBR 6118:2014 considerando $\theta=45^\circ$ e na norma portuguesa foi utilizado $\theta=30^\circ$. (SILVA, 2013), explica essa diferença devido ao fato da norma brasileira considerar no dimensionamento apenas o valor de esforço cortante resistido pela armadura transversal (V_{sw}), pois a outra parcela é resistida pelos mecanismos complementares da treliça (V_c). Já na norma portuguesa, todo o esforço cortante de cálculo deve ser resistido pelas armaduras transversais.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Armadura calculada (cm²/m)	2,7864	4,6680
Diferença percentual	67,53%	

Quadro 38 - Armadura de esforço transversal. Fonte: autoria própria

Para o caso da armadura máxima transversal, a NBR 6118:2014 não estipula nenhum valor e nenhum método de cálculo relacionado a este tipo de armadura, diferentemente da norma portuguesa.

O espaçamento máximo entre os estribos apresentou uma pequena diferença devido ao fato do coeficiente que multiplica a altura útil da viga ser diferente para as duas normas. No caso da norma portuguesa, o espaçamento máximo ultrapassou o valor de 30 cm, que é o máximo estipulado pela norma, sendo assim, adota-se os 30 cm como sendo o limite.

	NBR 6118:2014	NP EN 1992-1-1 2010
Espaçamento máximo entre estribos (cm)	24,24	30,00
Diferença percentual	23,76%	

Quadro 39 - Espaçamento máximo entre os estribos. Fonte: autoria própria.

8 Conclusão

Este trabalho analisou os diferentes conceitos relativos ao dimensionamento de uma viga de concreto armado de acordo NBR 6118:2014 e a NP EN 1992-1-1 2010 e também as principais diferenças entre os dois principais constituintes do concreto armado, concreto e aço. Com a execução deste trabalho, foi possível notar as especificidades de cada referência normativa, entretanto, apesar dos modelos de cálculo de armaduras diferirem entre si, os resultados obtidos foram bastante semelhantes.

Em relação ao comparativo entre os materiais, aço e concreto, as referências normativas apresentaram distinção em algumas propriedades, principalmente relacionadas ao concreto. Inicialmente, analisando a resistência característica a compressão, a norma brasileira estabelece classes relacionadas ao rompimento de moldes cilíndricos, enquanto a norma europeia fornece os valores de resistência referentes a moldes cilíndricos e cúbicos. Também foram notadas diferenças nas propriedades de resistência média do concreto a compressão, resistência a compressão de cálculo, devido as diferenças entre os coeficientes de pormenorização da resistência, resistência a tração e módulo de elasticidade. Já para o aço, distingue-se o módulo de elasticidade e a classificação dos aços em relação à resistência característica ao escoamento.

Do ponto de vista dos coeficientes de ponderação das ações, nota-se algumas pequenas diferenciações, contudo, neste trabalho esses valores não tiveram grandes influencias devido a pouca existência a alternâncias de cargas aplicadas da viga.

Um fator de bastante diferenciação entre as duas normas, são as classes de agressividade ambiental, sendo que na NP EN 1992-1-1 2010, apresenta uma subdivisão muito maior de classes em relação a NBR 6118:2014. Essas classes irão influir nos valores de recobrimento nominal e também na altura útil da viga.

Para o dimensionamento da viga simplesmente apoiada, a taxa mínima de armadura a flexão demonstrou diferenças entre as normas. Contudo, a diferença mais significativa se deu para a quantidade de armadura transversal e quantidade de armadura mínima. Além disso, foi feito um estudo comparativo acerca dos dois modelos de cálculo impostos pela NBR 6118:2014, que também apresentou discrepâncias entre seus valores.

Por fim, apesar das diferenças apresentadas pelas duas normas, ambas são normas aceitas internacionalmente e a cada revisão são adotados procedimentos atualizados de cálculo. Verificou-se que em geral, as bases teóricas e de cálculo são as mesmas, diferindo-se entre si, apenas alguns quesitos, porém, ambas estão em consonância.

REFERÊNCIAS

ABNT NBR 12655. **Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.

ABNT NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014.

ABNT NBR 7480. **Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1996.

ABNT NBR 8522. **Determinação do módulo estático de elasticidade a compressão.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.

ABNT NBR 8681. **Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2003.

ACI 201.2R-01. **Guide to Durable Concrete.** ACI Committee 201, 2012.

ARAÚJO, J.M.; **Curso de concreto armado.** 3ª ed. Rio Grande do Sul: Dunas, 2010.

ARAÚJO, J.M.; **Dimensionamento à flexão simples de seções transversais de concreto armado com ênfase na ductilidade.** Teoria e prática na engenharia civil, Rio Grande do Sul, n 14, p 1-13, out. 2009.

BARROS, R.; GIONGO, J.S.; **Cálculo da área de armadura transversal em elementos lineares de concreto armado submetidas a ação de força cortante: análise comparativa entre os modelos I e II da NBR 6118:2003.** 50ª Congresso Brasileiro, São Paulo, Ibracon, 2008.

CARELLI, J.A.; **Cisalhamento em vigas de concreto armado com estribos autotravantes.** 2002, 162 p. Dissertação (Pós-graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

CARVALHO, R.C.; FILHO, J.R.F. **Cálculo e detalhamentos de estruturas usuais de concreto armado.** 4ª ed. EdUFSCar. 2014, 415p.

CERQUEIRA, F.C. de. Controle estatístico da resistência a compressão do concreto. **Revista Tecnologia Fortaleza**, Fortaleza, v.21,n.1, dez. 2000. Disponível em: < <http://periodicos.unifor.br/tec/article/view/717/4353>>. Acesso em: 8 jan. 2019.

ENCONTRO NACIONAL DE BETÃO ESTRUTURAL, 2012, Porto. **Condicionantes ao projeto de estruturas impostas pelas ações ambientais.** Porto, FEUP, 2012. Disponível em: < <https://paginas.fe.up.pt/~be2012/Indice/BE2012/pdf-files/PJM04.pdf>> Acesso em: 7 dez. 2017.

FARIAS, L.A.; LOPES, A.N.M.; STIVAL, M.L.; ANDRADE, M.A.S.; BITTENCOURT, R.M. **Ensaio de tração direta em corpos de prova de concreto.** Goiás, 2008.

FERRAZ, H. O aço na construção civil. **Revista eletrônica de ciências.** São Carlos, n.22, dez. 2003. Disponível em: < <https://www.ft.unicamp.br/~mariaacm/ST114/O%20A%C7O%20NA%20CONSTRU%C7%C3O%20CIVIL.pdf>> Acesso em: 31 jan. 2019.

FILHO, José O.V. **Avaliação da Resistência a Compressão do Concreto através de testemunhos extraídos: Contribuição da Estimativa do Coeficiente de Correção Devido aos efeitos de Broqueamento.** 2007, 216p. Tese de doutorado apresentada a Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007. Disponível em < <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3146/tde-26102007-144854/pt-br.php>>. Acesso em: 10 dez. 2018.

FUSCO, P.B. **Técnica de armar as estruturas de concreto.** 1ª ed. PINI, 1995, 382p.

GARRISON, F.; **Fundamentos de Estruturas.** 3ª ed. BOOKMAN, 2018, 411P.

GONÇALVES, M.C.; MARGARIDO, F.; COLAÇO, R. **Materiais de construção.** Lisboa, 2005.

GREGOLIS, C.D.; PIZZO, L. Quantificação do efeito dos coeficientes de ponderação no dimensionamento de vigas de concreto armado. **Revista Unilins.** São Paulo, 2016. Disponível em: < <http://revista.unilins.edu.br/index.php/cognitio/article/viewFile/223/217>> Acesso em: 10 jan. 2019.

JULIO, E.; **Cálculo de armaduras longitudinais de vigas retangulares de betão armado sujeitas a flexão simples plana de acordo com o Eurocódigo 2.** Revista Internacional Construlink. Coimbra, v. 6. n. 16, nov. 2008.

LIMA, J.D.; MONTEIRO, V.; PIPA, M.; **Concreto armado – Esforços transversos de torção e punção.**, 2ªed. LNEC, 1996, 137p.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 2ª ed. IBRACON. 2008, 751p.

NETO, A.C.de. M.; HELENE, P.R.do. L. **Módulo de elasticidade: Dosagem e avaliação de modelos de previsão do módulo de elasticidade de concretos.** 44ª Congresso Brasileiro, São Paulo, Ibracon, 2002.

NEVILLE, A.M.; BROOKS, J.J. **Tecnologia do Concreto.** 2ª ed. BOOKMAN EDITORA. 2013, 448p.

NILSON, A.H.; **Design of concrete structures.** 12ª ed. MCGRAW-HILL COMPANIES, Inc. 1977, 780p.

NP EN 1990. **Bases para projeto de estruturas.** Comitê Europeu de Normalização, 2007.

NP EN 1992-1-1. **Projecto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.** Comitê Europeu de Normalização, 2010.

NP EN 206-1. **Betão. Parte 1: Especificação, Desempenho, Produção e Conformidade.** Comitê Europeu de Normalização, 2007.

PACHECO, P.N.R.; **Automatização do processo de dimensionamento das estruturas de betão armado de acordo com o EC2.** 2011, 177p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2011.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço: dimensionamento de acordo com a NBR 8800:2008.** 8ª ed. LTC, 2009, 627p.

PINHEIRO, L.M.; MUZARDO, C.D.; SANTOS, S.P. **Aços para armaduras.** São Paulo, 2003.

PORTO, T.B.; FERNANDES, D.S.G.; **Curso básico de concreto armado: segundo a NBR 6118/2014**. 1ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

RIBEIRO, C.C.; PINTO, J.D.S.; STARLING, T. **Materiais de Construção Civil**. 2ª. ed. Universidade Federal de Minas Gerais, 2006. 102p.

SANTOS, D. M.; STUCCHI, F. R.; BECK, A.T. **Confiabilidade de vigas projetadas de acordo com a norma brasileira**. Revista IBRACON de estruturas e materiais. São Paulo, v.7, n.5, p 723-746, out. 2014.

SANTOS, D.; GIONGO, J.S.; **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelo de bielas e tirantes**. Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v.10, n.46, p 61-90, 2008.

SANTOS, R.E.; **A armação do concreto no Brasil. História da difusão da tecnologia do concreto armado e da construção de sua hegemonia**. 2008, 338p. Dissertação (Doutorado em Conhecimento e Inclusão Social). Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2008.

SILVA, P.B.; **Estudo comparativo do dimensionamento de vigas de concreto armado (armadura longitudinal e transversal) segundo a NBR 6118 (2003) e segundo a NP E 1992-1-1(2010)**. Relatório final de atividades. Lisboa, 2013.

SOBREIRA, J.M.; SILVA, J.N.; SOARES, J.R.; **Resistencia ao esforço transversal do betão armado**. Encontro nacional de betão estrutural - FEUP, out 2012.

TUTIKIAN, B.F.; HELENE, P. **Concreto: ciência e tecnologia**. 1ª ed. IBRACON, 1968.

ZAQUERA, P.R.A.; **Estudo comparativo entre as normas brasileira e canadense de concreto armado**. 2015. 139 p. Tese (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

ANEXOS

KMD	KX	KZ	ϵ_s	ϵ_s	KMD	KX	KZ	ϵ_s	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,000	0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,000	0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,000	0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,000	0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,000	0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,000	0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,000	0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,000	0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,000	0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,000	0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,000	0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,000	0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,000	0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,000	0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,000	0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,000	0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,000	0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,000	0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,000	0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,000	0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,000	0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,000	0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,000	0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,000	0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,000	0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,000	0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104	0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283

Quadro 40 - Valores para o cálculo da armadura longitudinal em seções retangulares para concretos com f_{ck} de até 50 Mpa. Fonte: (CARVALHO, 2014).

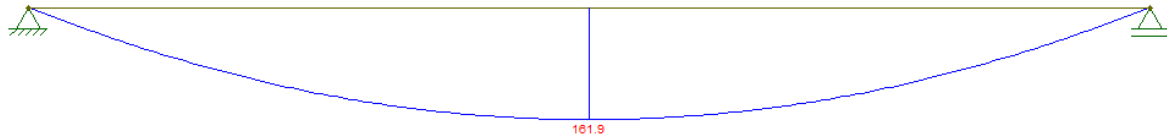


Figura 15 - Diagrama do momento fletor calculado pelo modelo brasileiro. Fonte: autoria própria.

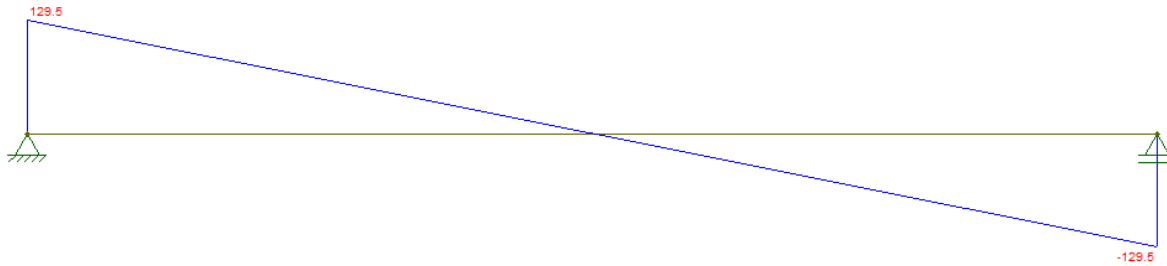


Figura 16 - Diagrama do esforço transversal calculado pelo método brasileiro. Fonte: autoria própria.

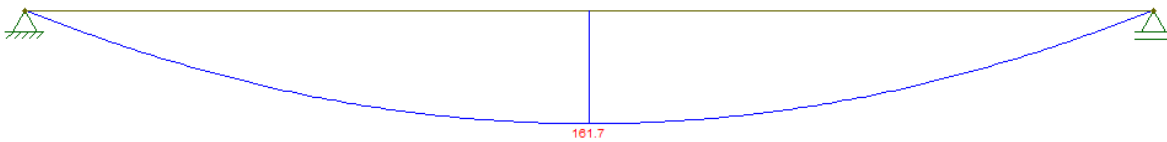


Figura 17 - Diagrama do momento fletor calculado pelo modelo português. Fonte: autoria própria.

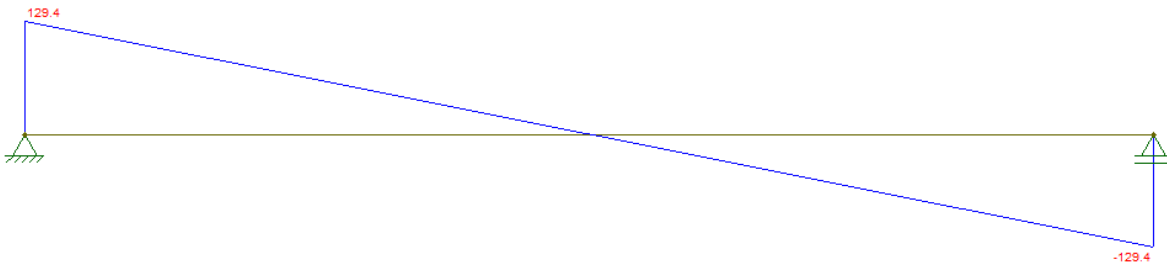


Figura 18 - Diagrama do esforço cortante calculado pelo modelo português. Fonte: autoria própria.