

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Liana Parizotto

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E LAJES EM CONCRETO
ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E A NF EN
1992-1-1:2005: ESTUDO COMPARATIVO**

Porto Alegre
novembro 2015

LIANA PARIZOTTO

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E LAJES EM CONCRETO
ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E A NF EN
1992-1-1:2005: ESTUDO COMPARATIVO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero

Porto Alegre
novembro 2015

LIANA PARIZOTTO

**DIMENSIONAMENTO DE VIGAS E LAJES EM CONCRETO
ARMADO SEGUNDO A ABNT NBR 6118:2014 E A NF EN
1992-1-1:2005: ESTUDO COMPARATIVO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2015

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virgínia M. Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Ronald José Ellwanger (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Dedico este trabalho a minha mãe, Ilse Sfredo Parizotto,
por ter me dado asas e impulsionado todos os meus voos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha mãe, Ilse Sfredo Parizotto, por ter possibilitado que minha vontade de sair de casa e buscar minha realização profissional e pessoal fosse possível. Obrigada pela minha educação, pelos meus princípios, por compreender minha ausência, minha inquietude e por, apesar de nem sempre compreender, respeitar minhas concepções quando essas se tornaram diferentes a partir de minhas experiências de vida. Esse e qualquer outro agradecimento tornam-se medíocres perto da gratidão que existe em meu coração.

Agradeço aos meus demais familiares pela sua existência e companheirismo. Dizem que cada família é um mundo diferente, eu amo e tenho muito orgulho do meu.

Agradeço aos meus amigos que também foram família durante todo o período de faculdade. Ninguém é feliz sozinho. Obrigada por compartilharem comigo o bem mais precioso que vocês possuem, o tempo.

Agradeço ao meu orientador, professor João Ricardo Masuero, pela atenção e disponibilidade durante todo o decorrer deste trabalho, muitas vezes senti como se estivesse fazendo-o em dupla. A admiração que cativas de teus alunos vai além de teus ensinamentos, és exemplo profissional e pessoal.

Agradeço aos demais professores da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, pelos ensinamentos. Em especial, à professora Virgínia M. Rosito d'Avila com quem eu teria feito muito mais créditos do curso de Engenharia Civil, se eu pudesse escolher.

Agradeço aos meus colegas de trabalho por terem me auxiliado no desenvolvimento deste trabalho. Especialmente ao Engenheiro Fabiano Guzon por sua atenção mesmo para com as dúvidas que surgiam em pleno sábado à noite.

A todos os que passaram por mim e deixaram um pouco de si, a todas as experiências difíceis que me engrandeceram e me tornaram mais forte, a todas as experiências boas que alegraram meu viver, obrigada.

Possuímos em nós mesmos pelo pensamento e a vontade
um poder de ação que se estende muito além dos limites
de nossa esfera corpórea.

Allan Kardec

RESUMO

Este trabalho versa sobre a comparação entre os critérios de análise e dimensionamento de vigas e lajes pelas Normas Brasileira e Francesa de concreto armado, e entre configurações finais de peças estruturais dimensionadas por essas Normas. A partir da revisão bibliográfica foram levantadas as equações necessárias para o dimensionamento estrutural desses elementos, além das demais disposições construtivas requeridas, e com elas elaboradas tabelas comparativas a fim de facilitar a identificação das diferenças. Além dos critérios de dimensionamento, foram buscadas informações na literatura sobre os diâmetros de fios e barras passíveis de utilização em cada País, de maneira a produzir plantas de execução semelhantes as que seriam utilizadas em um caso real. Para a comparação dos resultados foram selecionados elementos componentes de um pavimento de um edifício residencial, efetuando-se o dimensionamento dos mesmos e verificando-se as diferenças nas seções de armaduras, comprimento das barras e no consumo de aço por volume de concreto. Para as seções de armaduras de flexão de vigas constatou-se que as pequenas diferenças nos critérios de dimensionamento das armaduras não geram diferenças nas mesmas, apenas quando o critério de armadura mínima for determinante é que essas serão superiores para a Norma Brasileira. Para a armadura transversal a Norma Francesa é mais exigente visto que considera que todo o esforço é absorvido somente pelas armaduras, resultando em taxas de armaduras superiores. Já para lajes, a limitação da resistência característica do aço pela Norma Francesa gerou diferenças quanto às seções de armaduras necessárias à flexão, ocasionando em um maior consumo de armaduras. No caso de serem utilizadas armaduras com a mesma resistência, ambas as Normas exigem taxas de armadura semelhantes. As armaduras mínimas, quando exigidas, são maiores para a Norma Brasileira para a armadura principal de lajes armadas em uma só direção e para a armadura negativa, enquanto que a exigência para a armadura principal de lajes armadas em duas direções é maior pela Norma Francesa. Por fim, constatou-se que não é possível concluir que o consumo de armaduras por volume de concreto para lajes seja superior pela Norma Francesa ou pela Brasileira. Em um caso geral, depende de quanto o critério mais exigente de cada Norma será utilizado em função das dimensões dos elementos e seus carregamentos.

Palavras-chave: NBR 6118. NF EN 1992-1-1.
Vigas. Lajes.

ABSTRACT

This work deals with the comparison of the criteria for analysis and design of beams and slabs by Brazilian and French standards of reinforced concrete, and among final configuration of structural parts dimensioned by these standards. From the literature review the necessary equations for the structural design of these elements were identified, in addition to other required constructive arrangement, and with them comparative tables were developed to facilitate the identification of differences. In addition to the design criteria, information in the literature on the diameters of wires and bars that may be used in each country were sought, in order to produce execution drawings similar to which would be used in an actual case. To compare results, component elements of a floor of a residential building were selected, making up the design thereof and checking the differences in reinforcement sections, length of the bars and the steel consumption per volume of concrete. For the beams bending reinforcement sections it was found that small differences in the reinforcement design criteria do not generate differences in the final result. Bigger reinforcement sections will be required by the Brazilian standard only when the minimum reinforcement criteria is decisive. For shear reinforcement the French standard is more demanding since it considers that every effort is absorbed only by the reinforcement, resulting in superior reinforcement rates. For slabs, the limitation of steel characteristic strength in the French standard generated differences in the reinforcement sections needed to bending, resulting in a higher consumption of steel. In the case of using reinforcement with the same strength, both standards require similar reinforcement rates. The minimum reinforcement, when required, is higher by the Brazilian standard for the main reinforcement of slabs reinforced in one direction and in negative reinforcement, while the requirement for the main reinforcement of slabs reinforced in both directions is greater by French standard. Finally, it is not possible to conclude that the consumption of steel by volume of concrete for slabs is greater by the French or by the Brazilian standard. In a general case, it depends on how much the more demanding criteria for each standard is used in the dimensions of the element and its loads.

Keywords: NBR 6118. NF EN 1992-1-1.
Beams. Slabs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Etapas da pesquisa	25
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto	35
Figura 3 – Diagrama tensão-deformação simplificado para o aço	36
Figura 4 – Diagrama parábola-retângulo para o concreto	37
Figura 5 – Diagrama simplificado e de cálculo para o aço	38
Figura 6 – Comprimentos de ancoragem com gancho	45
Figura 7 – Ancoragem das armaduras transversais	46
Figura 8 – Emendas supostas como na mesma seção transversal	47
Figura 9 – Porcentagem de emendas na seção	50
Figura 10 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal	56
Figura 11 – Diagrama retangular	58
Figura 12 – Vão efetivo	70
Figura 13 – Largura de mesa colaborante	70
Figura 14 – Vão efetivo e vão entre bordas	71
Figura 15 – Definição de l_0 para o cálculo do comprimento da mesa colaborante	72
Figura 16 – Comprimento da mesa colaborante	73
Figura 17 – Arredondamento do diagrama de momentos fletores	78
Figura 18 – Avaliação da rigidez para aproximação para apoios externos	80
Figura 19 – Cobertura do diagrama de força de tração solicitante pelo diagrama resistente	81
Figura 20 – Curvas envoltórias de solicitação e resistente	83
Figura 21 – Disposição da armadura de suspensão na zona de intersecção entre vigas...	85
Figura 22 – Disposição das armaduras de ligação mesa-alma	87
Figura 23 – Bordas livres de lajes maciças	90
Figura 24 – Armaduras de borda livre para lajes	91
Figura 25 – Vinculação de lajes	104
Figura 26 – Planta arquitetônica do pavimento residencial	104
Figura 27 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V1	107
Figura 28 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V2	109
Figura 29 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V8	110
Figura 30 – Áreas das seções de armadura na direção x	113
Figura 31 – Áreas das seções de armadura na direção y	114
Figura 32 – Comprimento da armadura de borda	116

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classes de resistência de concretos estruturais	27
Quadro 2 – Diâmetro nominal de fios e barras pela Norma Brasileira	29
Quadro 3 – Coeficientes de ponderação das resistências pela Norma Brasileira	29
Quadro 4 – Classes de resistência do concreto	30
Quadro 5 – Diâmetro nominal de fios e barras pela Norma Francesa	31
Quadro 6 – Coeficientes de ponderação das resistências pela Norma Francesa	31
Quadro 7 – Valores do coeficiente α_{0t}	47
Quadro 8 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas	48
Quadro 9 – Valores do coeficiente α_6	50
Quadro 10 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas	74
Quadro 11 – Diâmetro dos pinos de dobramento	82
Quadro 12 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	88
Quadro 13 – Quadro comparativo para as resistências	92
Quadro 14 – Quadro comparativo para o módulo de elasticidade	93
Quadro 15 – Quadro comparativo para o diagrama tensão-deformação	94
Quadro 16 – Quadro comparativo para a resistência de aderência	95
Quadro 17 – Quadro comparativo para o comprimento de ancoragem	96
Quadro 18 – Quadro comparativo para as emendas por traspasse	97
Quadro 19 – Quadro comparativo para os limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade	98
Quadro 20 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao momento fletor	98
Quadro 21 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao esforço cortante – sem armadura	99
Quadro 22 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao esforço cortante – com armadura	100
Quadro 23 – Quadro comparativo para valores-limites para vigas	101
Quadro 24 – Quadro comparativo para valores-limites para lajes	102
Quadro 25 – Peso específico dos materiais utilizados	105
Quadro 26 – Comparativo de massa de aço utilizada	112
Quadro 27 – Comparativo de comprimentos para armadura negativa	116

LISTA DE SIGLAS

ELU – Estado Limite Último

LISTA DE SÍMBOLOS

ABNT NBR 6118:2014

a_l – decalagem do diagrama de força no banzo tracionado (cm)

A_c – área da seção transversal do concreto (cm²)

A_{s1} – área da seção de armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem (cm²)

$A_{s,calc}$ – área da seção de armadura necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem (cm²)

$A_{s,ef}$ – área da seção de armadura efetivamente existente na região de ancoragem (cm²)

$A_{s,máx}$ – área da seção transversal de armadura máxima (cm²)

$A_{s,min}$ – área da seção transversal de armadura mínima (cm²)

A_{sw} – área da seção de armadura transversal (cm²)

b_w – é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil (cm)

d – altura útil, distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto (cm)

d' – distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida até a fibra mais comprimida do concreto (cm)

E_{ci} – módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal (MPa)

E_{cs} – módulo de deformação secante do concreto (MPa)

E_s – módulo de elasticidade do aço de armadura passiva (MPa)

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas (MPa)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto (MPa)

f_{ctd} – resistência de cálculo à tração do concreto (kN/cm²)

$f_{ctk,inf}$ – resistência característica inferior à tração do concreto (MPa)

$f_{ctk,sup}$ – resistência característica superior à tração do concreto (MPa)

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva (MPa)

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva (MPa)

$f_{yw,k}$ – resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (MPa)

h – altura da seção transversal (cm)

I_i – momento de inércia da seção do elemento considerado (cm⁴)

l_{0c} – comprimento de traspasse para barras comprimidas (cm)

$l_{0c,min}$ – comprimento de traspasse mínimo para barras comprimidas (cm)

l_{0t} – comprimento de traspasse para barras tracionadas (cm)

$l_{0t,min}$ – comprimento de traspasse mínimo para barras tracionadas (cm)

l_i – comprimento do elemento considerado (cm)

l_b – comprimento de ancoragem básico (cm)

$l_{b,min}$ – comprimento de ancoragem mínimo (cm)

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

l_{ef} – vão efetivo (m)

l_0 – vão entre as bordas dos apoios (m)

N_d – solicitação normal de cálculo (kN)

r – raio de curvatura dos ganchos (cm)

r_{inf} – rigidez no tramo inferior do pilar (cm^3)

r_{sup} – rigidez no tramo superior do pilar (cm^3)

r_{viga} – rigidez no tramo da viga (cm^3)

s – espaçamento entre elementos da armadura transversal (cm)

t – largura do apoio (cm)

V_c – parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça (kN)

V_{c0} – valor de referência para V_c (kN)

V_{Rd1} – força cortante resistente de cálculo na ausência de armadura transversal (kN)

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN)

V_{Rd3} – força cortante de cálculo relativa à ruína por tração diagonal (kN)

V_{Sd} – força cortante solicitante de cálculo, na seção (kN)

$V_{Sd,máx}$ – força cortante solicitante de cálculo máxima (kN)

V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal (kN)

x – profundidade da linha neutra, distância da linha neutra até a fibra mais comprimida do concreto (cm)

α – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural ($^\circ$)

α – coeficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura

α_{0t} – coeficiente relativo a porcentagem de barras emendadas na mesma seção

α_c – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

α_E – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

α_{v2} – coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante

δ – coeficiente de redistribuição de momentos

ϵ_c – deformação específica do concreto (‰)

ϵ_{c2} – deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (‰)

ϵ_{cu} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (‰)

ϵ_s – deformação específica do aço (‰)

ϵ_{uk} – valor característico da deformação relativa sob carregamento máximo (%)

ϵ_{yd} – deformação específica do aço no início do escoamento (‰)

η_1 – coeficiente de conformação superficial

η_2 – coeficiente relativo à posição da barra durante a concretagem

η_3 – coeficiente relativo ao diâmetro da barra

θ – ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural (°)

λ – relação entre a profundidade y do diagrama retangular equivalente do concreto e a profundidade x da linha neutra

ρ_{sw} – taxa geométrica de armadura transversal aderente passiva

σ_c – tensão à compressão no concreto (MPa)

σ_s – tensão normal no aço de armadura passiva (MPa)

ϕ – diâmetro da barra (cm)

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço

NF EN 1992-1-1:2005

a_l – decalagem do diagrama de força no banzo tracionado (cm)

A_c – área da seção transversal do concreto (cm²)

A_s – área da seção transversal da armadura tracionada (cm²)

A_{s1} – área da seção de armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem (cm²)

A_{sf} – área da seção transversal de armadura de ligação na mesa-alma (cm²)

$A_{s,max}$ – área da seção transversal de armadura máxima (cm²)

$A_{s,min}$ – área da seção transversal de armadura mínima (cm²)

A_{sw} – área da seção de armadura transversal (cm²)

b_{eff} – largura da mesa colaborante (cm)

b_t – largura média da seção tracionada (cm)

b_w – é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil (cm)

c – cobrimento (cm)

d – altura útil, distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto (cm)

E_{cm} – módulo de deformação secante do concreto (MPa)

E_s – módulo de elasticidade do aço de armadura passiva (MPa)

f_{bd} – resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas (MPa)

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto (MPa)

f_{cm} – resistência média à compressão do concreto (MPa)

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto (MPa)

f_{ctd} – resistência de cálculo à tração do concreto (kN/cm²)

$f_{ctk,0,05}$ – resistência característica inferior à tração do concreto (MPa)

$f_{ctk,0,95}$ – resistência característica superior à tração do concreto (MPa)

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva (MPa)

f_{yk} – resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva (MPa)

f_{ywk} – resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal (MPa)

$F_{Ed,sup}$ – valor de cálculo da reação no apoio (kN)

h – altura da seção transversal (cm)

h_f – espessura da mesa colaborante (cm)

l_{eff} – vão efetivo (m)

l_0 – comprimento de traspasse (cm)

$l_{0,min}$ – comprimento de traspasse mínimo (cm)

$l_{b,min}$ – comprimento de ancoragem mínimo (cm)

$l_{b,eq}$ – comprimento de ancoragem equivalente de cálculo (cm)

$l_{b,rqd}$ – comprimento de ancoragem de referência (cm)

l_n – vão entre as bordas dos apoios (m)

N_d – solicitação normal de cálculo (kN)

s – espaçamento entre elementos da armadura (cm)

s_f – espaçamento da armadura da armadura de ligação mesa-alma (cm)

t – largura do apoio (cm)

$s_{\max,slabs}$ – espaçamento máximo entre elementos da armadura passiva de lajes (cm)

V_{ccd} – valor de cálculo da componente de esforço cortante da força de compressão em elementos com altura variável (kN)

V_{Ed} – força cortante solicitante de cálculo, na seção (kN)

V_{Rd} – força resistente de cálculo ao esforço cortante (kN)

$V_{Rd,c}$ – força resistente de cálculo ao esforço cortante na ausência de armadura transversal (kN)

$V_{Rd,máx}$ – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto (kN)

$V_{Rd,s}$ – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal (kN)

V_{td} – valor de cálculo da componente de esforço cortante da força na armadura tracionada em elementos com altura variável (kN)

x_u – profundidade da linha neutra, distância da linha neutra até a fibra mais comprimida do concreto, no ELU (cm)

α – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural ($^{\circ}$)

α – coeficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura

α_6 – coeficiente relativo a porcentagem de barras emendadas na mesma seção

α_{cw} – coeficiente relativo ao estado de tensões na parte comprimida

δ – coeficiente de redistribuição de momentos

ε_c – deformação específica do concreto (‰)

ε_{c2} – deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico (‰)

ε_{cu} – deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura (‰)

ε_s – deformação específica do aço (%)

η_1 – coeficiente de conformação superficial

η_2 – coeficiente relativo à posição da barra durante a concretagem

η_3 – coeficiente relativo ao diâmetro da barra

θ – ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural (°)

θ_f – ângulo de inclinação das diagonais de compressão em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, na ligação mesa-alma (°)

λ – relação entre a profundidade y do diagrama retangular equivalente do concreto e a profundidade x da linha neutra

v_1 – coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante

ρ_{sw} – taxa geométrica de armadura transversal aderente passiva

σ_c – tensão à compressão no concreto (MPa)

σ_s – tensão normal no aço de armadura passiva (MPa)

σ_{sd} – tensão de cálculo na armadura passiva (MPa)

ϕ – diâmetro da barra (cm)

ΔF_d – variação do esforço normal na mesa no comprimento Δx (kN)

ΔM_{Ed} – minoração do momento de cálculo no apoio intermediário (kN.m)

Δx – comprimento considerado (cm)

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	23
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	23
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	23
2.2.1 Objetivo principal	23
2.2.2 Objetivos secundários	23
2.3 PREMISSA	24
2.4 DELIMITAÇÕES	24
2.5 LIMITAÇÕES	24
2.6 DELINEAMENTO	24
3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	27
3.1 RESISTÊNCIA	27
3.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	27
3.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	29
3.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE	32
3.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	32
3.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	33
3.3 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO	34
3.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	34
3.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	37
4 ANCORAGEM E TRASPASSE DE ARMADURAS PASSIVAS	40
4.1 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA	40
4.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	40
4.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	41
4.2 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM	42
4.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	42
4.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	44
4.3 EMENDAS POR TRASPASSE	46
4.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	46
4.3.1.1 Comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas	46
4.3.1.2 Comprimento de traspasse para barras comprimidas isoladas	48
4.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	49

5 LIMITES PARA REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS E CONDIÇÕES DE DUTILIDADE	52
5.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014	52
5.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005	53
6 DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR	55
6.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014	55
6.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005	57
7 DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE	60
7.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014	60
7.1.1 Dispensa da armadura de esforço cortante	60
7.1.2 Elementos com armadura de esforço cortante	61
7.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005	64
7.2.1 Dispensa da armadura de esforço cortante	64
7.2.2 Elementos com armadura de esforço cortante	66
8 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E RECOMENDAÇÕES PARTICULARES PARA VIGAS.....	69
8.1 VÃO EFETIVO E LARGURA DA MESA COLABORANTE	69
8.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	69
8.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	71
8.2 ARMADURA LONGITUDINAL	73
8.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	73
8.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	75
8.3 ARMADURA TRANSVERSAL	76
8.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	76
8.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	77
8.4 ARMADURA DE PELE	77
8.4.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	77
8.4.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	78
8.5 APROXIMAÇÕES PARA MOMENTOS E VIGAS CONTÍNUAS SIMPLEMENTE APOIADAS	78
8.5.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	78
8.5.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	80
8.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE ANCORAGEM E ARMADURA DE TRAÇÃO NA SEÇÃO DO APOIO	81
8.6.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	81
8.6.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	83

8.7 ARMADURA DE SUSPENSÃO	84
8.7.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	84
8.7.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	84
8.8 ARMADURA DE LIGAÇÃO MESA-ALMA	85
8.8.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	85
8.8.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	85
9 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E RECOMENDAÇÕES PARTICULARES PARA LAJES	88
9.1 VÃO EFETIVO	88
9.2 ARMADURA LONGITUDINAL	88
9.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	88
9.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	89
9.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE ARMADURAS NOS APOIOS E BORDAS LIVRES	89
9.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014	89
9.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005	90
10 QUADROS COMPARATIVOS DAS FORMULAÇÕES	92
11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS ELEMENTOS	103
12 CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	107
12.1 VIGAS	107
12.2 LAJES	112
13 CONCLUSÕES	118
REFERÊNCIAS	121
APÊNDICE A	122
APÊNDICE B	124
APÊNDICE C	127

1 INTRODUÇÃO

A busca por inovações tecnológicas e organizacionais se tornou um procedimento comum entre a maioria das empresas na pretensão de atender o mercado que exige qualidade de bens e serviços com nível de competitividade mundial. A evolução dos meios de comunicação, e com isso a facilidade de compartilhamento de dados e documentos, revolucionou as barreiras que poderiam impedir que uma estrutura fosse projetada em um continente e executada em outro, completamente diferente.

Nesse contexto, juntamente com o avanço no desenvolvimento de diversas técnicas de construção, os investimentos em novas tecnologias e soluções nas propriedades dos materiais, assim como as evoluções arquitetônicas na concepção de estruturas em Engenharia Civil, remetem a um conhecimento aprofundado de regras e recomendações que garantam a eficiência e segurança dessas estruturas em qualquer parte do mundo.

As Normas técnicas, tanto no Brasil quanto na França, são documentos que regulamentam as diretrizes de cálculo e guiam o desenvolvimento dos projetos através de critérios e disposições construtivas ou características mínimas a serem adotados, garantindo com isso o bom funcionamento da estrutura. Enquanto no Brasil as Normas técnicas que regem os projetos de estruturas foram elaboradas para serem válidas a nível nacional, na França elas fazem parte de um conjunto de códigos que unificou e harmonizou as regras entre os países da União Europeia, conhecido como *Eurocodes*. Entretanto, o mesmo somente é válido se acompanhado de seu anexo nacional, relativo a questões regulamentares que continuam a se diferir de um País para outro (PAILLÉ, 2009, p. 4-5).

Com base nisso, o presente trabalho tem o intuito de comparar o dimensionamento de vigas e lajes em concreto armado pela Norma Brasileira ABNT NBR 6118:2014, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, e pela Norma Francesa NF EN 1992-1-1:2005, *Eurocode 2 – Calcul des Structures en Béton – Partie 1-1: Règles Générales et Règles pour les Bâtiments*, através de um estudo de caso que visa investigar suas semelhanças e diferenças, de maneira discretizada, a partir de uma análise de elementos estruturais submetidos às mesmas situações de carregamento.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: quais as diferenças na formulação empregada no dimensionamento de vigas e lajes em concreto armado e nos resultados obtidos segundo a ABNT NBR 6118:2014 e a NF EN 1992-1-1:2005?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a verificação das diferenças no dimensionamento através da ABNT NBR 6118:2014 e da NF EN 1992-1-1:2005 na configuração final de elementos estruturais e nos seus resultados.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) apresentação dos métodos e hipóteses considerados por cada Norma no dimensionamento de elementos estruturais;
- b) apresentação das formulações utilizadas no cálculo das seções de armadura, comprimentos de ancoragem e de traspasse.

2.3 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que um dado projeto estrutural deve ser desenvolvido utilizando a normalização vigente em seu local de execução independente de onde for realizado seu dimensionamento. Além disso, ambas as Normas comparadas baseiam-se em princípios semelhantes de análise estrutural, levando a dimensionamentos com níveis semelhantes de segurança, embora diferentes.

2.4 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de vigas e lajes segundo a ABNT NBR 6118:2014 e a NF EN 1992-1-1:2005.

2.5 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) o dimensionamento dos elementos estruturais será realizado somente no estado limite último de resistência dos materiais;
- b) as dimensões e condições de carregamento consideradas estarão limitadas aos elementos estruturais existentes no pavimento tipo e selecionados para a comparação entre as formulações;
- c) a resistência do concreto utilizada será de 35 MPa para todos os elementos;
- d) os elementos serão dimensionados segundo uma única classe de agressividade ambiental, II para a Norma Brasileira e XCI para a Norma Francesa;
- e) a atividade sísmica e os efeitos de segunda ordem não serão considerados no dimensionamento dos elementos;
- f) somente elementos com seções retangulares serão analisados.

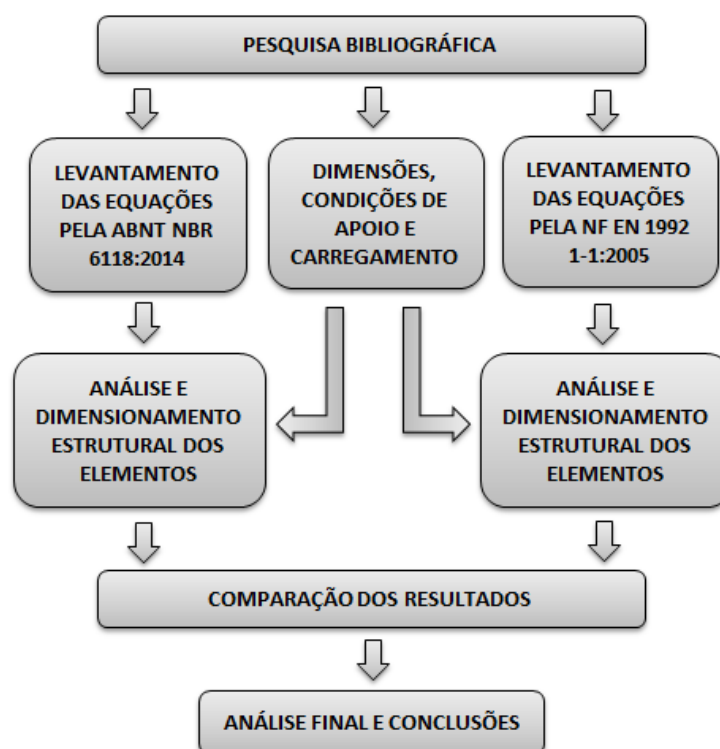
2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;

- b) levantamento das equações para o dimensionamento pela ABNT NBR 6118:2014;
- c) levantamento das equações para o dimensionamento pela NF EN 1992-1-1:2005;
- d) definição das dimensões, condições de apoio e carregamentos dos elementos a serem dimensionados;
- e) análise e dimensionamento estrutural dos elementos;
- f) comparação dos resultados;
- g) análise final e conclusões.

Figura 1 – Etapas da pesquisa



(fonte: elaborada pela autora)

A primeira etapa do trabalho consiste na **pesquisa bibliográfica**, através da qual serão obtidos os embasamentos teóricos necessários para a realização do trabalho. Por se tratar de uma etapa de coleta de informações através da leitura de Normas técnicas, livros, dissertações e teses, a mesma terá continuidade durante todo o decorrer do trabalho.

Nas duas etapas seguintes, serão **levantadas as equações** necessárias para o dimensionamento através das duas Normas, separadamente. Para isso será realizado um

estudo minucioso de ambas, visando à coleta de todos os dados e informações referentes ao cálculo e dimensionamento dos elementos estruturais abordados neste estudo.

Na etapa da **definição das dimensões, condições de apoio e carregamentos dos elementos a serem dimensionados** será escolhido um pavimento tipo residencial para verificar as diferenças obtidas caso o mesmo fosse projetado no Brasil e na França, e dele serão selecionados os elementos a serem dimensionados, tendo suas dimensões e carregamentos permanentes previstos através de seu projeto arquitetônico.

A partir dessas definições será realizado o **dimensionamento estrutural** dos elementos segundo os métodos e hipóteses de cada Norma e com isso a **comparação dos resultados** das seções de armaduras calculadas, das seções de armaduras efetivas, passíveis de utilização em cada País, e o consumo de aço por volume de concreto.

Na última etapa do trabalho, será realizada a **análise final e conclusões** sobre em que se diferem e se assemelham as duas Normas no dimensionamento, bem como essas diferenças refletem na configuração final dos elementos estruturais.

3 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Neste capítulo serão abordadas considerações sobre o comportamento do concreto e do aço com relação a sua resistência e capacidade de deformação.

3.1 RESISTÊNCIA

3.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Segundo a NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015, p. 2), os concretos para fins estruturais são classificados em dois grupos de resistência conforme sua resistência característica à compressão, determinada através de ensaios. As classes de resistência de concretos estruturais são apresentadas no quadro 1.

Quadro 1 – Classes de resistência de concretos estruturais

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

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2015, p. 2)

Apesar de as classes de resistência de concretos estruturais serem especificadas até a classe C100, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 22) contempla somente os concretos compreendidos até a classe C90.

Com relação à resistência à tração do concreto, na falta de ensaios para obtenção da resistência à tração indireta e da resistência à tração na flexão do concreto, o seu valor médio

ou característico pode ser avaliado por meio das seguintes equações (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 1})$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \quad (\text{fórmula 2})$$

Para concretos de classes até C50:

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

Para concretos de classes C55 até C90:

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln (1 + 0,11 f_{ck}) \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior à tração do concreto, em MPa;

$f_{ctk,sup}$ = resistência característica superior à tração do concreto, em MPa;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

No que diz respeito ao aço, a NBR 7480 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 2) estabelece o uso do valor característico da resistência de escoamento, nas categorias CA-25 (250 MPa), CA-50 (500 MPa) e CA-60 (600MPa). Nos projetos de estruturas de concreto armado atualmente desenvolvidos, as classes usualmente empregadas são as barras CA-50 e os fios CA-60, disponíveis nos diâmetros conforme o quadro 2.

Quadro 2 – Diâmetro nominal de fios e barras para a Norma Brasileira

Diâmetro nominal (mm)	
Fios	Barras
2,4	6,3
3,4	8,0
3,8	10,0
4,2	12,5
4,6	16,0
5,0	20,0
5,5	22,0
6,0	25,0
6,4	32,0
7,0	40,0
8,0	
9,5	
10,0	

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 10-11)

Tanto o aço como o concreto possuem coeficientes de ponderação de suas resistências quando utilizadas para fins de dimensionamento. Esses coeficientes, para o estado limite último, podem ser encontrados no quadro 3.

Quadro 3 – Coeficientes de ponderação das resistências para a Norma Brasileira

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 71)

3.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

De acordo com a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 27) os concretos são classificados segundo sua resistência característica à compressão, determinada através de ensaios, conforme o quadro 4. Para fins estruturais são utilizados somente concretos com resistência característica à compressão superior a 20 MPa.

Quadro 4 – Classes de resistência do concreto

Classe de resistência														
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90

(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 27)

Com base nos valores de resistência característica à compressão, a resistência à tração do concreto pode ser aproximada através das mesmas expressões analíticas que pela Norma Brasileira, salvo pela resistência média à tração do concreto para classes a partir de C55, que é diferentemente definida conforme a seguinte expressão (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005, p. 27):

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad (\text{fórmula 5})$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto, em MPa.

A Norma Francesa repassa uma indicação mais clara da resistência característica inferior e superior à tração do concreto ao usar uma nomenclatura de $f_{ctk,0,05}$ e $f_{ctk,0,95}$, respectivamente, correspondentes aos valores com 5% e 95% de probabilidade de ocorrência, dentro de uma distribuição normal.

No que diz respeito ao aço, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005, p. 36) estabelece o uso do valor característico da resistência de escoamento de 400 a 600 MPa. Nos projetos de estruturas de concreto armado dimensionados ao ELU a NF EN 1992-1-1/NA (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2007, p. 8) estabelece o valor máximo de 500 MPa, permitindo a utilização de 600 MPa

somente em casos com justificativa efetiva de abertura de fissuras. Os diâmetros dos fios e barras disponíveis na França podem ser vistos no quadro 5.

Quadro 5 – Diâmetro nominal de fios e barras para a Norma Francesa

Diâmetro nominal (mm)	
Fios	Barras
4,0	6,0
4,5	8,0
5,0	10,0
5,5	12,0
6,0	14,0
6,5	16,0
7,0	20,0
7,5	25,0
8,0	28,0
8,5	32,0
9,0	40,0
9,5	50,0
10,0	
11,0	
12,0	
14,0	
16,0	

(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005b, p. 27)

Assim como para a Norma Brasileira, os materiais também possuem coeficientes de ponderação das resistências. Para o estado limite último estes podem ser encontrados no quadro 6.

Quadro 6 – Coeficientes de ponderação das resistências para a Norma Francesa

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais ou transitórias	1,5	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 23)

A Norma Francesa possui ainda uma diferenciação quanto às classes de armaduras, relativa ao seu valor característico de deformação última. Estas classes são divididas em:

- a) classe A, $\varepsilon_{uk} \geq 2,5 \%$;
- b) classe B, $\varepsilon_{uk} \geq 5 \%$;
- c) classe C, $\varepsilon_{uk} \geq 7,5 \%$.

Onde:

ε_{uk} = valor característico da deformação relativa sob carregamento máximo, em %.

É interessante notar que a Norma Francesa utiliza uma série métrica para as barras e fios, ao passo que o Brasil utiliza uma denominação em mm de uma série de diâmetros originalmente em polegadas (6,3mm = 1/4", 8 mm = 5/16", 10 mm = 3/8", 12,5 mm = 1/2", 20 mm = 13/16"). Além disso, os coeficientes de ponderação das resistências do concreto se diferenciam e a Norma Francesa utiliza o mesmo coeficiente para as condições transitórias e normais.

3.2 MÓDULO DE ELASTICIDADE

3.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24) quando não forem realizados ensaios, os valores do módulo de elasticidade inicial do concreto e do módulo de elasticidade secante podem ser estimados pelas expressões a seguir.

Para f_{ck} de 20 MPa a 50 MPa:

$$E_{ci} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{fórmula 7})$$

Para f_{ck} de 55 MPa a 90 MPa:

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \quad (\text{fórmula 8})$$

$$E_{cs} = \alpha_i E_{ci} \quad (\text{fórmula 9})$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

E_{ci} = módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto, referindo-se sempre ao módulo cordal, em MPa;

α_E = parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;

E_{cs} = módulo de deformação secante do concreto, em MPa.

Onde:

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

$\alpha_E = 1$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Já para o aço, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29) permite admitir um módulo de elasticidade igual a 210 GPa na falta de ensaios ou valores fornecidos pelos fabricantes.

3.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

Segundo a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 28) o valor do módulo de elasticidade secante do concreto pode ser aproximado segundo o cálculo do módulo de elasticidade médio pela seguinte equação:

$$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (\text{fórmula 11})$$

Sendo:

E_{cm} = módulo de deformação secante do concreto, em MPa;

α_E = parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade.

Onde os valores de α_E são os mesmos que os definidos pela Norma Brasileira.

Com relação ao módulo de elasticidade do aço, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 38) recomenda um valor de cálculo igual a 200 GPa.

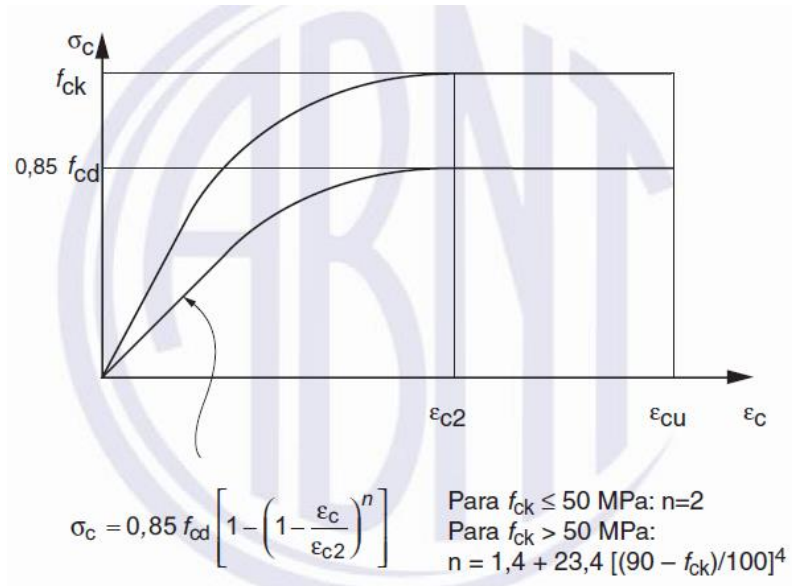
A Norma Francesa não diferencia os concretos abaixo e acima de 50 MPa para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto, utilizando uma formulação única. Além disso, por considerar um valor de módulo de elasticidade do aço 5% inferior ao da Norma Brasileira, para uma mesma deformação no regime elástico, as tensões na armadura serão inferiores em comparação a Norma Brasileira.

3.3 DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO

3.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26) possibilita a utilização do diagrama tensão-deformação idealizado para a análise da compressão do concreto no estado limite último, o mesmo é apresentado na figura 2.

Figura 2 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 26)

Onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{fórmula 12})$$

Para concretos de classes até C50:

$$\epsilon_{c2} = 2 \text{ ‰};$$

$$\epsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}.$$

Para concretos de classes C55 até C90:

$$\epsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (\text{fórmula 13})$$

$$\epsilon_{cu} = 2,6 \text{ ‰} + 35 \text{ ‰} \cdot [(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (\text{fórmula 14})$$

Sendo:

σ_c = tensão à compressão no concreto, em MPa;

ε_c = deformação específica do concreto, em ‰;

ε_{c2} = deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, em ‰;

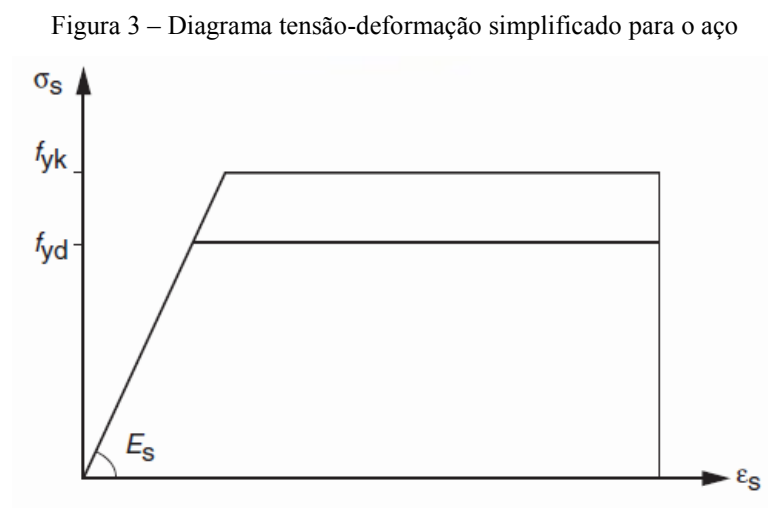
ε_{cu} = deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, em ‰;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa.

Para o aço, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29) fornece o diagrama tensão-deformação simplificado que pode ser utilizado para o cálculo no estado limite de serviço e último e pode ser aplicado para tração e compressão. Na figura 3 é apresentado o diagrama.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29)

Para $0 \leq \varepsilon_s \leq f_{yd}/E_s$:

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s \quad (\text{fórmula 15})$$

Para $\varepsilon_s \geq f_{yd}/E_s$:

$$\sigma_s = f_{yd}.$$

Onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (\text{fórmula 16})$$

Sendo:

σ_s = tensão normal no aço de armadura passiva, em MPa;

ε_s = deformação específica do aço, em ‰;

E_s = módulo de elasticidade do aço de armadura passiva, em MPa;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva, em MPa;

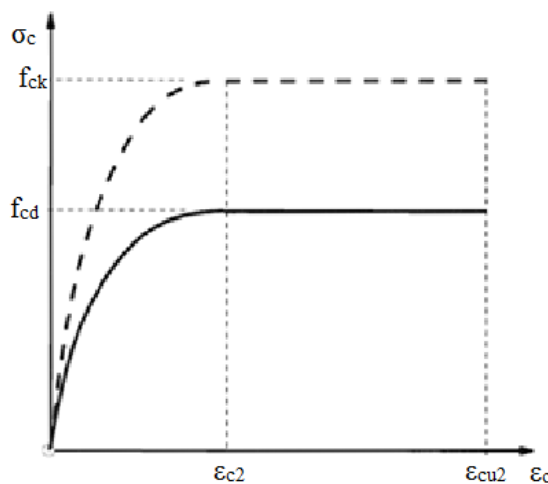
γ_s = coeficiente de ponderação da resistência do aço;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em MPa.

3.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 32-33) recomenda a utilização do diagrama parábola-retângulo para a análise da compressão do concreto no estado limite último, o mesmo encontra-se na figura 4 e suas expressões analíticas são apresentadas a seguir.

Figura 4 – Diagrama parábola-retângulo para o concreto



(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 33)

Para $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$:

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (\text{fórmula 17})$$

Para $\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$:

$$\sigma_c = f_{cd}.$$

Sendo:

σ_c = tensão à compressão no concreto, em MPa;

ε_c = deformação específica do concreto, em ‰;

ε_{c2} = deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, em ‰;

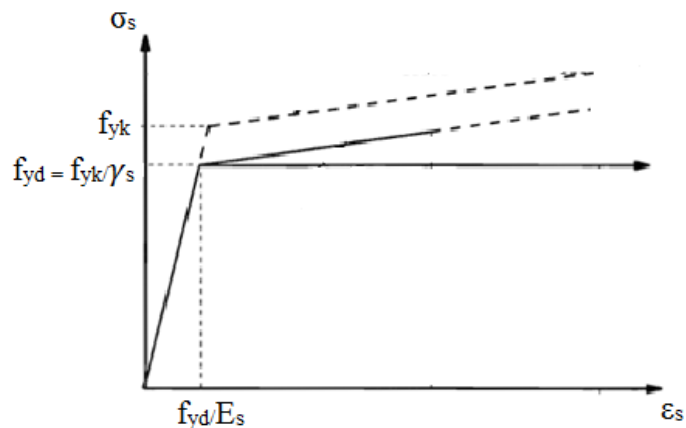
ε_{cu2} = deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, em ‰;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em MPa.

Os valores dos componentes das formulações acima são definidos da mesma forma que para a Norma Brasileira. Pode-se notar que a única diferença entre as formulações de ambas as Normas é a tensão à compressão do concreto ser multiplicada por 0,85 pela Norma Brasileira, que leva em consideração as ações das cargas e o comportamento do concreto ao longo termo.

No caso do aço, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 38) fornece o diagrama tensão-deformação simplificado e de cálculo para aços em concreto armado tracionados ou comprimidos, que é apresentado na figura 5.

Figura 5 – Diagrama simplificado e de cálculo para o aço



(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 38)

Para fins práticos, os diagramas tensão-deformação para o aço são idênticos nas duas Normas, uma vez que a Norma Francesa também considera, no dimensionamento, que o aço é elastoplástico perfeito, desprezando o encruamento existente a partir do início da plastificação, resultando nas mesmas formulações de comportamento.

4 ANCORAGEM E TRASPASSE DE ARMADURAS PASSIVAS

Neste capítulo serão abordadas as considerações de cada Norma quanto ao comportamento conjunto do concreto e do aço, verificando as exigências estabelecidas com relação à transmissão de esforços pela aderência.

4.1 RESISTÊNCIA DE ADERÊNCIA

A resistência de aderência entre os materiais depende de outros fatores além de suas próprias resistências, tais como a posição das barras durante a concretagem, o tipo de superfície das mesmas e seu diâmetro. Nessa seção serão tratadas as influências de cada um desses aspectos por cada Norma.

4.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 34), a situação de aderência dos materiais pode ser qualificada como boa quando os trechos das barras estiverem em uma das seguintes posições:

- a) para elementos estruturais com altura da seção transversal menor que 60 cm, localizados no máximo a 30 cm da face inferior do elemento ou da junta de concretagem mais próxima;
- b) para elementos estruturais com altura da seção transversal maior ou igual a 60 cm, localizados no mínimo 30 cm abaixo da face superior do elemento ou junta de concretagem mais próxima.

A classificação do concreto entre a situação de boa ou má aderência está relacionada à maior concentração de agregado graúdo junto ao fundo das peças, favorecendo a ancoragem mecânica, e à maior concentração de pasta (argamassa) junto à face superior das peças.

O valor de cálculo da resistência de aderência entre a armadura e o concreto, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 34), pode ser calculado de acordo com a seguinte expressão:

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd} \quad (\text{fórmula 18})$$

Onde:

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c \quad (\text{fórmula 19})$$

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas;

$\eta_1 = 1,4$ para barras entalhadas;

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_2 = 0,7$ para situações de má aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32$ mm;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32$ mm.

Sendo:

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas, em MPa;

η_1 = coeficiente de conformação superficial;

η_2 = coeficiente relativo à posição da barra durante a concretagem;

η_3 = coeficiente relativo ao diâmetro da barra;

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração do concreto, em MPa;

ϕ = diâmetro da barra, em mm.

4.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

De maneira similar a Norma Brasileira, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 124), qualifica como boas condições de aderência os seguintes casos:

- a) elementos com altura da seção transversal inferior a 25 cm;
- b) os primeiros 25 cm, medidos a partir da borda inferior, para elementos com altura da seção transversal maior que 25 cm e menor que 60 cm;

- c) abaixo dos primeiros 30 cm, medidos a partir da borda superior, para elementos com altura da seção transversal maior ou igual a 60 cm.

Nota-se que existe uma descontinuidade entre as condições de aderência citadas pela Norma Francesa, visto que se o elemento possuir uma altura de 59 cm, o mesmo possuirá uma zona de 34 cm de má aderência, medidos a partir da borda superior, enquanto que se o elemento possuir uma altura de 60 cm, sua zona de má aderência terá uma altura de 30 cm.

A partir destas condições, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 123) define as mesmas expressões que a Norma Brasileira, No entanto, admite somente barras e fios nervurados.

4.2 COMPRIMENTO DE ANCORAGEM

O comprimento de ancoragem é definido como o comprimento necessário para que os esforços na armadura sejam transmitidos para o concreto. Nesta seção será averiguado como cada Norma procede quanto ao seu cálculo.

4.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

O comprimento de ancoragem para armaduras passivas é definido pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 37) através dos valores de comprimento de ancoragem básico e de comprimento de ancoragem necessário, ambos em função da resistência de aderência entre os materiais, pelas seguintes expressões:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \quad (\text{fórmula 20})$$

$$l_{b, nec} = \alpha l_b \frac{A_{s, calc}}{A_{s, ef}} \geq l_{b, mín} \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

$\alpha = 1,0$ para barras sem gancho;

$\alpha = 0,7$ para barras com gancho;

$$l_{b,\min} = \max \begin{cases} 0,3 l_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{cases} .$$

Sendo:

l_b = comprimento de ancoragem básico, em cm;

$l_{b,\text{nec}}$ = comprimento de ancoragem necessário, em cm;

α = coeficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura;

$A_{s,\text{calc}}$ = área da seção de armadura necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem, em cm^2 ;

$A_{s,\text{ef}}$ = área da seção de armadura efetivamente existente na região de ancoragem, em cm^2 ;

$l_{b,\min}$ = comprimento de ancoragem mínimo, em cm.

São prescritos ainda, valores de comprimentos de ganchos nas armaduras longitudinais de tração, que podem ser (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 36-37):

- a) semicirculares, com ponta reta de comprimento não inferior a 2ϕ ;
- b) em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento não inferior a 4ϕ ;
- c) em ângulo reto, com ponta reta não inferior a 8ϕ .

Quanto a ancoragem dos estribos, deve ser feita através de ganchos ou barras longitudinais soldadas. Seus ganchos podem ser (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 40):

- a) semicirculares ou em ângulo de 45° (interno), com ponta reta de comprimento igual a 5ϕ , porém não inferior a 5cm;
- b) em ângulo reto, com ponta reta de comprimento maior ou igual a 10ϕ , porém não inferior a 7cm (esse tipo de gancho não pode ser utilizado para barras e fios lisos).

4.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 124), define os comprimentos de ancoragem de referência e equivalente, das armaduras passivas, pelas seguintes expressões:

$$l_{b, rqd} = \frac{\phi \sigma_{Sd}}{4 f_{bd}} \quad (\text{fórmula 22})$$

$$l_{b, eq} = \alpha l_{b, rqd} \geq l_{b, \text{mín}} \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

$\alpha = 0,7$ para barras com gancho e $C_d > 3\phi$;

$\alpha = 1,0$ caso contrário;

$$C_d = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} s/2; \\ c \end{array} \right.$$

$$l_{b, \text{mín}} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_{b, rqd} \\ 10 \phi, \text{ para barras tracionadas;} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$l_{b, \text{mín}} = \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} 0,6 l_{b, rqd} \\ 10 \phi, \text{ para barras comprimidas.} \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Sendo:

$l_{b, rqd}$ = comprimento de ancoragem de referência, em cm;

$l_{b, eq}$ = comprimento de ancoragem equivalente de cálculo, em cm;

ϕ = diâmetro da barra, em cm;

σ_{Sd} = tensão de cálculo da armadura passiva, em MPa;

f_{bd} = resistência de aderência de cálculo entre a armadura e o concreto na ancoragem de armaduras passivas, em MPa;

α = coeficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura;

s = espaçamento entre as barras da armadura longitudinal, em cm;

c = cobrimento, em cm;

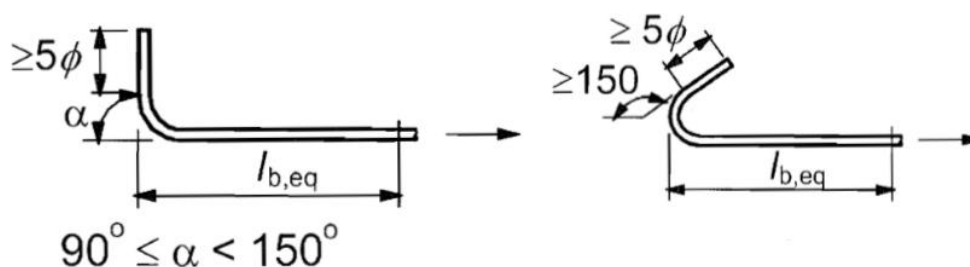
$l_{b, \text{mín}}$ = comprimento de ancoragem mínimo, em cm.

O valor de σ_{sd} leva em consideração as tensões na armadura e pode ser tomado como o valor de f_{yk} vezes a área da seção de armadura necessária para suportar a força de tração na armadura na zona de ancoragem, dividida pela área da seção de armadura efetivamente existente nesta região (PAILLÉ, 2009, p. 146). Ou seja, o mesmo que o prescrito pela Norma Brasileira.

Ao contrário da Norma Brasileira, a Norma Francesa estabelece, através dos parâmetros α e C_d , condições de ancoragem deficiente para barras muito próximas da superfície externa do concreto ou muito próximas entre si. Isto tenta quantificar que a transmissão de tensões entre o concreto e o aço depende de um mínimo de concreto envolvendo completamente a barra de aço. Além disso, estabelece exigências mínimas maiores para a ancoragem de barras comprimidas em relação às tracionadas, o que a Norma Brasileira não faz.

As considerações da Norma Francesa quanto à presença de ganchos na ancoragem das armaduras longitudinais tracionadas e seus comprimentos podem ser vistas na figura 6.

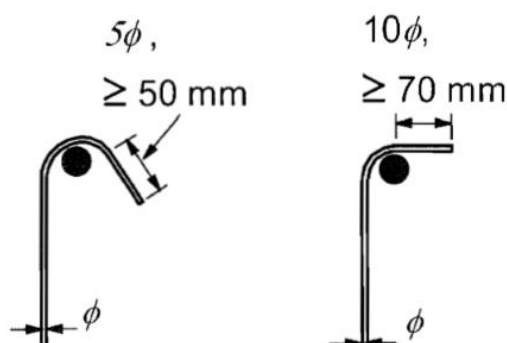
Figura 6 – Comprimentos de ancoragem com gancho



(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 123)

Para a ancoragem das armaduras transversais, quando não possuem barras longitudinais soldadas, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 127) recomenda colocar sempre uma barra no interior do gancho e que seus comprimentos sejam tais como na figura 7.

Figura 7 – Ancoragem das armaduras transversais



(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 127)

4.3 EMENDAS POR TRASPASSE

O comprimento do trecho de traspasse das armaduras deve ser calculado para transmitir de maneira segura os esforços de uma barra para outra sem danos à integridade do concreto no seu entorno e nem à capacidade resistente da emenda. Este tipo de solução construtiva é normalmente utilizado quando o vão do elemento estrutural é superior ao comprimento máximo da armadura longitudinal ou quando são utilizadas esperas para posterior concretagem do elemento de maneira a manter a continuidade. Nesta seção será verificado o cálculo do comprimento de traspasse nas emendas, além de considerações relativas à disposição de armadura transversal nessa região, quando estas forem necessárias.

4.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

4.3.1.1 Comprimento de traspasse para barras tracionadas isoladas

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43) define o comprimento do trecho de traspasse para barras tracionadas através da expressão:

$$l_{0t} = \alpha_{0t} l_{b,nec} \geq l_{0t,min} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

$$l_{0t,min} = \max \begin{cases} 0,3 \alpha_{0t} l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Sendo:

l_{0t} = comprimento de traspasse para barras tracionadas, em cm;

α_{0t} = coeficiente relativo ao percentual de barras emendadas na mesma seção;

$l_{0t,min}$ = comprimento de traspasse mínimo para barras tracionadas, em cm.

O coeficiente α_{0t} é definido pela Norma Brasileira conforme o quadro 7 e o valor do comprimento de traspasse definido acima é válido quando a distância livre entre as barras emendadas for compreendida entre 0 e 4ϕ . Em caso de distâncias superiores a essa, é necessário acrescentar a distância livre ao comprimento calculado (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43).

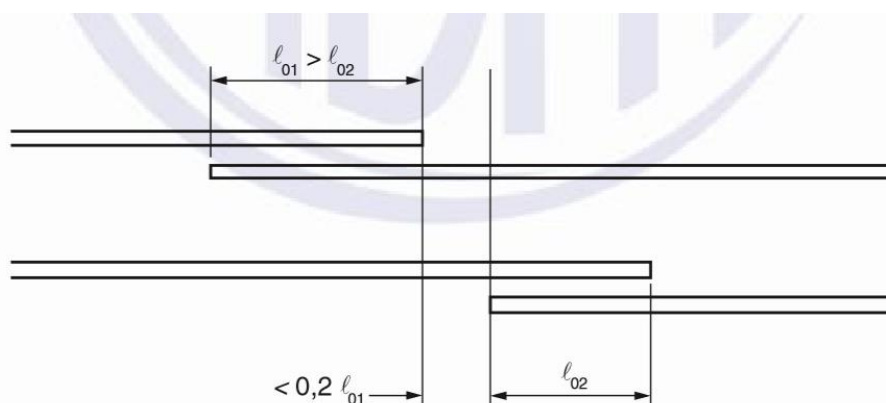
Quadro 7 – Valores do coeficiente α_{0t}

Barras emendadas na mesma seção %	≤ 20	25	33	50	> 50
Valores de α_{0t}	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43)

A Norma Brasileira considera como na mesma seção transversal as emendas que se superpõem ou cujas extremidades mais próximas estejam afastadas de menos que 20% do comprimento do trecho de traspasse, conforme a figura 8. Além disso, a proporção máxima de barras da armadura principal emendadas na seção fica limitada aos valores conforme o quadro 8.

Figura 8 – Emendas supostas como na mesma seção transversal



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 42)

Quadro 8 – Proporção máxima de barras tracionadas emendadas

Tipo de barra	Situação	Tipo de carregamento	
		Estático	Dinâmico
Alta aderência	Em uma camada	100 %	100 %
	Em mais de uma camada	50 %	50 %
Lisa	$\phi < 16 \text{ mm}$	50 %	25 %
	$\phi \geq 16 \text{ mm}$	25 %	25 %

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43)

Com relação à armadura transversal nas regiões de emendas por traspasse de barras tracionadas, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 44) recomenda que ao longo do comprimento de traspasse deva ser prevista armadura transversal que resista a 25% da força longitudinal de uma das barras, para emendas de diâmetro inferior a 16mm e porcentagem de barras emendadas inferior a 25%. No caso contrário, a armadura transversal deve:

- a) ser capaz de resistir a uma força igual à de uma barra emendada, considerando os ramos paralelos do plano de emenda;
- b) ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras mais próximas de duas emendas na mesma seção for $< 10 \phi$ (ϕ = diâmetro da barra emendada);
- c) concentrar-se nos terços extremos da emenda.

4.3.1.2 Comprimento de traspasse para barras comprimidas isoladas

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 43) define o comprimento do trecho de traspasse para barras comprimidas através da expressão:

$$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min} \quad (\text{fórmula 25})$$

Onde:

$$l_{0c,min} = \max \begin{cases} 0,6 l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

Sendo:

l_{0c} = comprimento de traspasse para barras comprimidas, em cm;

$l_{0c,min}$ = comprimento de traspasse mínimo para barras comprimidas, em cm.

Com relação à armadura transversal nas emendas por traspasse de barras comprimidas, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 44) mantém os critérios estabelecidos para emendas por traspasse de barras tracionadas com pelo menos uma barra de armadura transversal posicionada a 4ϕ além das extremidades da emenda.

4.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

Segundo a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 129), o comprimento necessário de trecho da emenda por traspasse, para garantir a transmissão dos esforços entre as barras, pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$l_0 = \alpha_6 l_{b,eq} \geq l_{0,min} \quad (\text{fórmula 26})$$

Onde:

$$l_{0,min} = \max \begin{cases} 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{cases} .$$

Sendo:

l_0 = comprimento de traspasse, em cm;

α_6 = coeficiente relativo à porcentagem de barras emendadas na mesma seção;

$l_{b,eq}$ = comprimento de ancoragem equivalente de cálculo, em cm;

$l_{0,min}$ = comprimento de traspasse mínimo, em cm;

$l_{b,rqd}$ = comprimento de ancoragem de referência, em cm;

ϕ = diâmetro da barra, em cm.

Onde o coeficiente α_6 é definido pela Norma Francesa conforme o quadro 9.

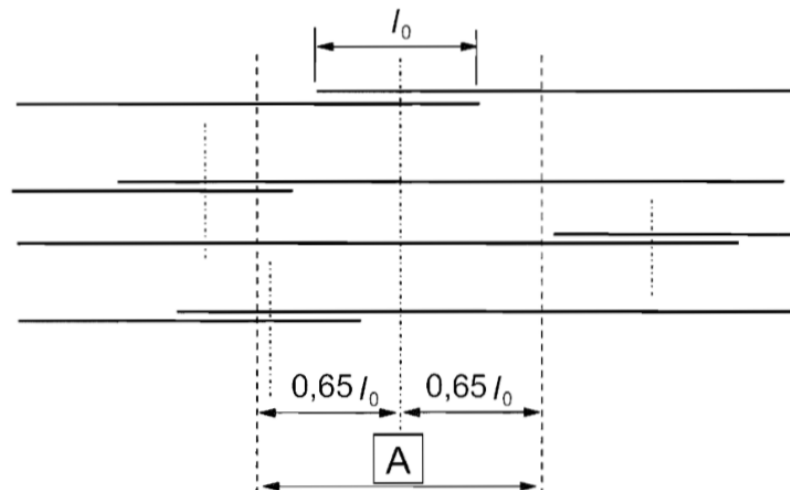
Quadro 9 – Valores do coeficiente α_6

ρ_1	< 25 %	33%	50 %	> 50%
α_6	1	1,15	1,4	1,5
NOTA Valores intermediários podem ser obtidos por interpolação.				

(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 129)

No caso de armadura tracionada com mais de uma camada, é necessário limitar a porcentagem de armadura emendada na seção para 50%. Esta porcentagem de barras que se traspasam em uma seção teórica “A”, nesse caso igual a 75%, é dada de acordo com a figura 9.

Figura 9 – Porcentagem de emendas na seção



(fonte: adaptado de ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 129)

Além do cálculo do comprimento de traspasse, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 128) estabelece que sejam seguidas as seguintes recomendações:

- distanciar as emendas e não dispô-las nas regiões mais solicitadas;
- limitar à 4ϕ ou 50 mm a distância entre as barras emendadas. Caso não seja possível, o comprimento de traspasse deve ser aumentado de um valor igual a distância livre entre as barras;
- espaçar longitudinalmente os traspases vizinhos de pelo menos 0,3 vezes o comprimento de traspasse.

Para a armadura transversal nas emendas por traspasse de barras tracionadas, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 130), define que:

- a) quando $\phi < 20$ mm ou a porcentagem de barras emendadas na mesma seção for inferior a 25%, não é necessário considerações sobre a armadura transversal;
- b) quando $\phi \geq 20$ mm ou quando a proporção de barras emendadas for maior ou igual a 25%, a soma das áreas das seções de armadura transversal na emenda deve ser igual a área da seção de uma barra emendada;
- c) quando a porcentagem de barras emendadas for $> 50\%$, a armadura transversal deve ser constituída por barras fechadas se a distância entre as duas barras mais próximas de duas emendas na mesma seção for $< 10 \phi$ (ϕ = diâmetro da barra emendada);
- d) as armaduras transversais devem concentrar-se nos terços extremos das emendas.

Para a armadura transversal nas emendas por traspasse de barras comprimidas, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 130), mantém os critérios estabelecidos para emendas por traspasse de barras tracionadas com pelo menos uma barra de armadura transversal posicionada a 4ϕ além das extremidades da emenda.

As indicações da Norma Francesa são semelhantes as da Norma Brasileira, no entanto menos exigentes quanto ao comprimento de traspasse de barras tracionadas, devido aos seus coeficientes de percentual de armadura emendada na seção, e mais exigente quanto ao comprimento de traspasse de barras comprimidas, visto que a Norma Brasileira não considera o percentual de armadura emendada para essas, embora uma de suas exigências de comprimento mínimo seja superior.

A Norma Francesa considera ainda a dispensa de armadura transversal para barras de diâmetro menor que 20 mm, ao passo que a Norma Brasileira somente dispensa esta armadura para diâmetros menores que 16 mm. Por outro lado, a Norma Francesa estabelece mais condições para a disposição das emendas por traspasse ao longo da peça.

5 LIMITES PARA REDISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS E CONDIÇÕES DE DUTILIDADE

Neste capítulo serão abordadas as recomendações de cada Norma com relação às condições de ductilidade dependendo do tipo de análise empregada e redistribuição de momento, bem como limitações para essa.

5.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014

Os resultados de uma análise estrutural linear são usualmente empregados para a verificação dos estados limites de serviço. No caso de uma análise linear com redistribuição dos efeitos das ações, é possível a verificação do estado limite último se respeitadas, obrigatoriamente, as condições de equilíbrio e ductilidade. Para atender as condições que proporcionam um adequado comportamento dúctil, e ainda nos casos em que seja efetuada uma redistribuição de momentos, a posição da linha neutra deve obedecer aos seguintes limites (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91):

- a) $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa. [...].

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa seção x/d , para o momento reduzido δM , deve ser limitada por:

- a) $x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer aos seguintes limites:

- a) $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
- b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

Quando a análise empregada for plástica, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93), dispensa a verificação explícita da capacidade de rotação plástica desde que a posição da linha neutra seja limitada em:

- a) $x/d \leq 0,25$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,15$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Sendo:

x = profundidade da linha neutra, distância da linha neutra até a fibra mais comprimida do concreto, em cm;

d = altura útil, distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto, em cm;

δ = coeficiente de redistribuição de momentos.

5.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005

Assim como para a Norma Brasileira, a Norma Francesa também permite que os resultados de uma análise linear com redistribuição limitada de momentos possam ser utilizados para verificação do estado limite último quando respeitadas as condições de equilíbrio e ductilidade. Para isso, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 59) recomenda os mesmos limites de x/d que a Norma Brasileira.

Quando for efetuada uma redistribuição, reduzindo-se um momento fletor de M para δM , em uma determinada seção transversal, a profundidade da linha neutra nessa, para o momento reduzido δM , deve ser limitada obedecendo as seguintes verificações (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 58):

Para concretos com $f_{ck} < 50$ MPa:

$$\delta \geq 0,44 + \frac{k_2 x_u}{d} \quad (\text{fórmula 27})$$

Para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa:

$$\delta \geq 0,54 + \frac{k_4 x_u}{d} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

$$k_2 = k_4 = 1,25 \left(0,6 + \frac{0,0014}{\varepsilon_{cu2}} \right) \quad (\text{fórmula 29})$$

Sendo:

x_u = profundidade da linha neutra, distância da linha neutra até a fibra mais comprimida do concreto, no ELU, em cm;

d = altura útil, distância entre o centro de gravidade da armadura tracionada até a fibra mais comprimida do concreto, em cm;

δ = coeficiente de redistribuição de momentos;

ε_{cu2} = deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura.

Para concretos de resistência inferior a 50 MPa, ao substituir-se o valor de ε_{cu2} na fórmula 29 chega-se ao mesmo valor do coeficiente de redistribuição de momentos que para a Norma Brasileira. No entanto, para classes de resistência superiores, o valor de ε_{cu2} é menor, tornando as expressões da Norma Francesa mais elaboradas.

O coeficiente de redistribuição deve, ainda, obedecer as seguintes limitações:

- a) $\delta \geq 0,7$, para armaduras de classes B e C;
- b) $\delta \geq 0,8 \varepsilon_{cu2}$, para armaduras de classe A.

Quando a análise empregada for plástica, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 58), dispensa a verificação explícita da capacidade de rotação plástica desde que a posição da linha neutra seja limitada pelos mesmos valores prescritos pela Norma Brasileira.

6 DIMENSIONAMENTO AO MOMENTO FLETOR

Neste capítulo serão discriminadas as hipóteses abordadas para o cálculo da armadura longitudinal de flexão.

6.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014

Para o dimensionamento de elementos estruturais submetidos à força normal e momentos fletores, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120) propõem as seguintes hipóteses básicas para o cálculo de armaduras passivas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após a deformação;
- b) a deformação das barras passivas aderentes deve ser a mesma do concreto em seu entorno;
- c) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, devem ser desprezadas no ELU;
- d) a distribuição de tensões de compressão no concreto é feita de acordo com o diagrama tensão-deformação idealizado, também conhecido como diagrama parábola-retângulo, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$. Esse diagrama pode ser substituído pelo retângulo de profundidade $y = \lambda x$ e a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a:
 - $\alpha_c f_{cd}$, no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida;
 - $0,9 \alpha_c f_{cd}$, no caso contrário.
- e) a tensão nas armaduras deve ser obtida a partir do diagrama tensão-deformação simplificado para o aço;
- f) o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na figura 10.

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8;$$

$$\alpha_c = 0,85.$$

Para $f_{ck} \geq 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (\text{fórmula 30})$$

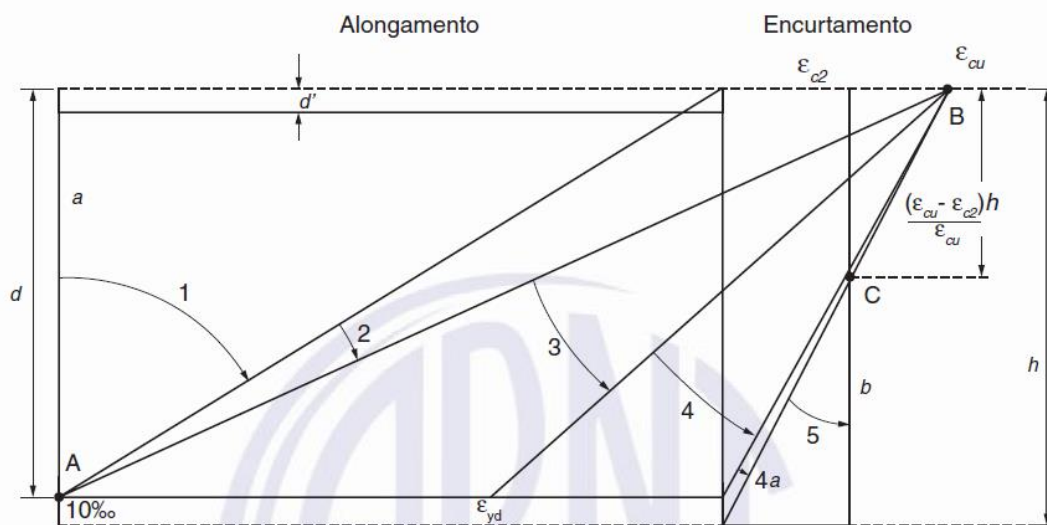
$$\alpha_c = 0,85 \left[1,0 - \frac{f_{ck} - 50}{200} \right] \quad (\text{fórmula 31})$$

Sendo:

α_c = parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

λ = relação entre a profundidade y do diagrama retangular equivalente do concreto e a profundidade x da linha neutra.

Figura 10 – Domínios de estado limite último de uma seção transversal



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122)

Os domínios do estado limite último, apresentados na figura 10, são definidos pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120) da seguinte forma:

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

a) reta a: tração uniforme;

b) domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;

c) domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < \epsilon_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- a) domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- b) domínio 4: flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- c) domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;
- d) domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- e) reta b: compressão uniforme.

Sendo:

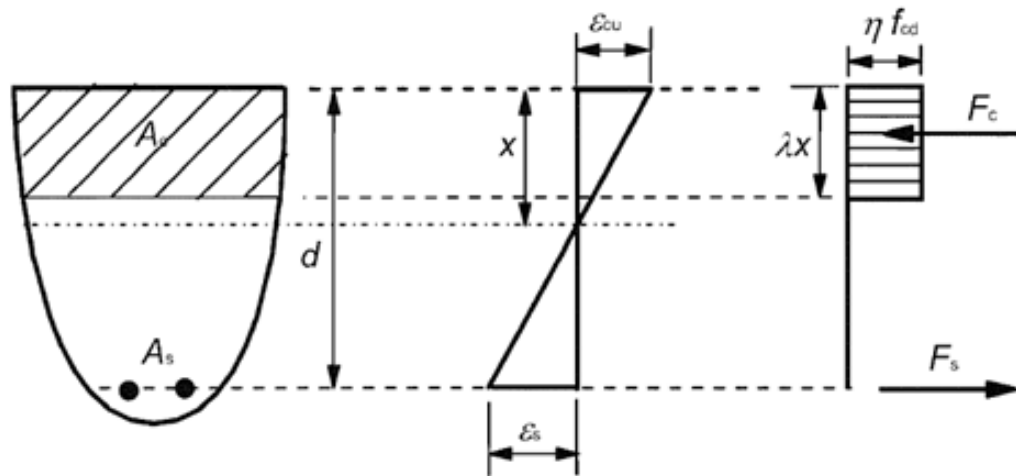
h = altura da seção transversal, em cm;

d' = distância entre o centro de gravidade da armadura comprimida até a fibra mais comprimida do concreto, em cm.

6.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005

De maneira similar a Norma Brasileira, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 78), propõe as mesmas hipóteses básicas da Norma Brasileira que constam nas alíneas (a), (b), (c) e (e) indicadas no item 6.1. Em relação à substituição do diagrama parábola-retângulo por um diagrama constante equivalente, alínea (d) do item 6.1 para a Norma Brasileira, a Norma Francesa estabelece o diagrama indicado na Figura 11.

Figura 11 – Diagrama retangular



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 34)

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8;$$

$$\eta = 1,0.$$

Para $f_{ck} \geq 50$ MPa:

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400 \quad (\text{fórmula 32})$$

$$\eta = 1,0 - \left(\frac{f_{ck} - 50}{200} \right) \quad (\text{fórmula 33})$$

Sendo:

η = parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

λ = relação entre a profundidade y do diagrama retangular equivalente do concreto e a profundidade x da linha neutra;

A_s = área da seção transversal da armadura tracionada, em cm^2 ;

A_c = área da seção transversal de concreto comprimida, em cm^2 .

Diferentemente da Norma Brasileira, a Norma Francesa não indica a presença de domínios de estado limite último. Além disso, assim como visto no diagrama tensão-deformação do

concreto, a existência do coeficiente de 0,85 pela Norma Brasileira, que leva em consideração as ações das cargas e o comportamento do concreto ao longo termo, não é prevista pela Norma Francesa.

7 DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO CORTANTE

Neste capítulo serão verificadas as recomendações quanto à necessidade de armadura para o esforço cortante nos elementos. Quando o uso de armadura for necessário, será adotada uma inclinação da armadura transversal, α , igual a 90° e uma inclinação de diagonais de compressão, θ , igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, por se tratarem dos métodos mais usuais de cálculo. Serão vistas ainda considerações sobre a decalagem de forças no banzo tracionado e a redução do esforço cortante em apoios diretos.

7.1 NORMA BRASILEIRA – ABNT NBR 6118:2014

7.1.1 Dispensa da armadura de esforço cortante

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158-159), lajes e elementos lineares que possuírem $b_w \geq 5d$ podem prescindir de armadura transversal para o esforço cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância d da face do apoio, obedecer a expressão:

$$V_{sd} \leq V_{Rd1} \quad (\text{fórmula 34})$$

Onde:

$$V_{Rd1} = [0,25 f_{ctd} k (1,2 + 40 \rho_1)] b_w d \quad (\text{fórmula 35})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (\text{fórmula 36})$$

A distribuição da armadura ao longo da laje deve respeitar uma decalagem do diagrama de momentos fletores $a_l = 1,5 d$

Sendo:

a_l = decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, em cm;

$k = \begin{cases} 1, & \text{para elementos onde 50\% da armadura inferior não chega até o apoio;} \\ |1,6 - d| \geq 1, & \text{nos demais casos, com } d \text{ em metros;} \end{cases}$;

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção, em kN;

V_{Rd1} = força cortante resistente de cálculo, na ausência de armadura transversal, em kN;

b_w = é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil, em cm;

A_{s1} = área de armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,nec}$ além da seção considerada, em cm^2 ;

7.1.2 Elementos com armadura de esforço cortante

Para o dimensionamento da armadura ao esforço cortante, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130) admite dois modelos de cálculo que pressupõem uma analogia com um modelo de treliça, de banzos paralelos. Para ambos os modelos, a resistência do elemento estrutural é considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{fórmula 37})$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{fórmula 38})$$

Sendo:

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, em kN;

V_{Rd3} = força cortante de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, em kN;

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça, em kN;

V_{sw} = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, em kN.

Os dois modelos de cálculo abordados pela ABNT NBR 6118:2014 se diferenciam quanto a inclinação das diagonais de compressão na análise da treliça e com relação à variação da parcela complementar V_c . Para fins de simplificação, e por ser o método de cálculo mais usual, este trabalho estudará somente o modelo de cálculo I com inclinação da armadura transversal em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, α , igual a 90° , como citado anteriormente.

Sendo assim, de acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135-136), o modelo de cálculo I admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} .

Para a verificação da compressão diagonal do concreto e o cálculo da seção de armadura transversal necessárias, são recomendadas as seguintes expressões:

$$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 39})$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{fórmula 40})$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd} \quad (\text{fórmula 41})$$

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \quad (\text{fórmula 42})$$

$$V_c = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (\text{fórmula 43})$$

Sendo:

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, em kN;

α_{v2} = coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante;

V_{sw} = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, em kN;

A_{sw} = área da seção de armadura transversal, em cm²;

s = espaçamento entre elementos da armadura transversal, em cm;

f_{ywd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura transversal, limitada ao valor de f_{yd} , em kN/cm²;

f_{yk} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal, em kN/cm²;

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça, em kN;

V_{c0} = valor de referência para V_c , quando $\theta = 45^\circ$, em kN.

O mesmo modelo também estabelece a decalagem do diagrama de força no banzo tracionado para substituição dos efeitos provocados pela fissuração oblíqua no cálculo, essa decalagem pode ser substituída, aproximadamente, pela correspondente decalagem do diagrama de momentos fletores e é dada pela expressão (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 137):

$$a_l = d \left[\frac{V_{Sd,m\acute{a}x}}{2 (V_{Sd,m\acute{a}x} - V_c)} \right] \begin{matrix} \leq d \\ \geq 0,5d \end{matrix} \quad (\text{fórmula 44})$$

Sendo:

$V_{Sd,m\acute{a}x}$ = força cortante solicitante de cálculo máxima, em kN.

Além das recomendações já abordadas, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 134), também prescreve algumas condições relativas aos esforços solicitantes, no caso de cargas próximas aos apoios. Em se tratando de apoios diretos

(se a carga e a reação forem aplicadas em faces opostas do elemento estrutural, comprimindo-o), valem as seguintes prescrições:

- a) no trecho ente o apoio e a seção situada à distância $d/2$ da face de apoio, a força cortante oriunda de carga distribuída pode ser considerada constante e igual à desta seção;
- b) a força cortante devida a uma carga concentrada aplicada a uma distância $a \leq 2d$ do eixo teórico do apoio pode, nesse trecho de comprimento a , ser reduzida, multiplicando-a por $a/(2d)$. [...].

7.2 NORMA FRANCESA – NF EN 1992-1-1:2005

7.2.1 Dispensa da armadura de esforço cortante

Segundo a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 79), são dispensadas as armaduras de esforço cortante quando:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (\text{fórmula 45})$$

Onde:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} \right] b_w d \quad (\text{fórmula 46})$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02 \quad (\text{fórmula 47})$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{fórmula 48})$$

O valor mínimo de $V_{Rd,c}$ para o esforço resistente de cálculo é definido como:

$$V_{Rd,c} = (0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) b_w d \quad (\text{fórmula 49})$$

Sendo:

V_{Ed} = força cortante solicitante de cálculo, na seção, em kN;

$V_{Rd,c}$ = força cortante resistente de cálculo, na ausência de armadura transversal, em kN;

b_w = é a menor largura da seção, compreendida ao longo da altura útil, em m;

A_{sl} = área de armadura de tração que se estende até não menos que $d + l_{b,eq}$ além da seção considerada, em m².

Para o cálculo da armadura longitudinal, o diagrama de momentos fletores deve se decalado de $a_1 = d$ e em qualquer seção deve ser respeitada a seguinte desigualdade:

$$V_{Ed} \leq 0,5 v f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 50})$$

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (\text{fórmula 51})$$

Sendo:

a_1 = decalagem do diagrama de força no banzo tracionado, em cm;

v = coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante.

7.2.2 Elementos com armadura de esforço cortante

Para o dimensionamento ao esforço cortante a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 79) também admite um modelo de cálculo que pressupõem uma analogia com um modelo de treliça, de banzos paralelos. Nesse modelo, a resistência do elemento estrutural, que possui armaduras para resistir ao esforço cortante, é considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td} \quad (\text{fórmula 52})$$

$$V_{Rd,m\acute{a}x} \geq V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td} \quad (\text{fórmula 53})$$

Sendo:

V_{Rd} = força resistente de cálculo ao esforço cortante, em kN;

$V_{Rd,m\acute{a}x}$ = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, em kN;

$V_{Rd,s}$ = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, em kN;

V_{ccd} = valor de cálculo da componente de esforço cortante da força de compressão em elementos com altura variável, em kN;

V_{td} = valor de cálculo da componente de esforço cortante da força na armadura tracionada em elementos com altura variável, em kN.

As parcelas de força cortante V_{ccd} e V_{td} existem somente nos casos em que a altura do elemento variar em seu comprimento. Como este trabalho aborda somente elementos com seções retangulares, essas parcelas não serão discriminadas.

Para verificação das condições citadas anteriormente, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 82) estabelece que, o valor de V_{Rd} deva ser menor dos valores abaixo:

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = 0,9 v f_{cd} b_w d \quad (\text{f\acute{o}rmula 54})$$

$$V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 0,9 d f_{ywd} \quad (\text{f\acute{o}rmula 55})$$

Onde:

$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} \quad (\text{f\acute{o}rmula 56})$$

Sendo:

A_{sw} = \u00e1rea da se\u00e7\u00e3o de armadura transversal, em cm^2 ;

s = espa\u00e7amento entre elementos da armadura transversal, em cm ;

f_{ywd} = resist\u00eancia de c\u00e1lculo ao escoamento do a\u00e7o da armadura transversal, limitada ao valor de f_{yd} , em kN/cm^2 ;

f_{ywk} = resist\u00eancia caracter\u00edstica ao escoamento do a\u00e7o da armadura transversal, em kN/cm^2 .

Assim como para os elementos que n\u00e3o disp\u00f5es de armadura para o esfor\u00e7o cortante, a f\u00f3rmula 50 deve ser verificada em todas as se\u00e7\u00f5es e, para o c\u00e1lculo da armadura longitudinal, a curva envolt\u00f3ria de momentos deve ser decalada conforme a seguinte equa\u00e7\u00e3o (ASSOCIATION FRAN\u00c7AISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 140):

$$a_1 = \frac{0,9 d}{2} \quad (\text{f\acute{o}rmula 57})$$

Para o caso de cargas pr\u00f3ximas aos apoios, aplicadas na face superior do elemento, a uma dist\u00e2ncia a_v do eixo te\u00f3rico do apoio, onde $0,5d \leq a_v \leq 2d$, a for\u00e7a cortante, nesse trecho de comprimento a_v , pode ser reduzida, multiplicando-a por $a_v/(2d)$ (ASSOCIATION FRAN\u00c7AISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 81).

Analisando as formulações, nota-se que a Norma Francesa exige seções de armaduras ao cisalhamento maiores que a Norma Brasileira por não considerar a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça em peças de seção constante.

8 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E RECOMENDAÇÕES PARTICULARES PARA VIGAS

Neste capítulo serão abordadas as disposições construtivas e demais recomendações presentes em cada Norma para vigas.

8.1 VÃO EFETIVO E LARGURA DA MESA COLABORANTE

8.1.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 89-90), o vão efetivo para vigas pode se calculado pela seguinte expressão:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (\text{fórmula 58})$$

Sendo:

l_{ef} = vão efetivo, em m;

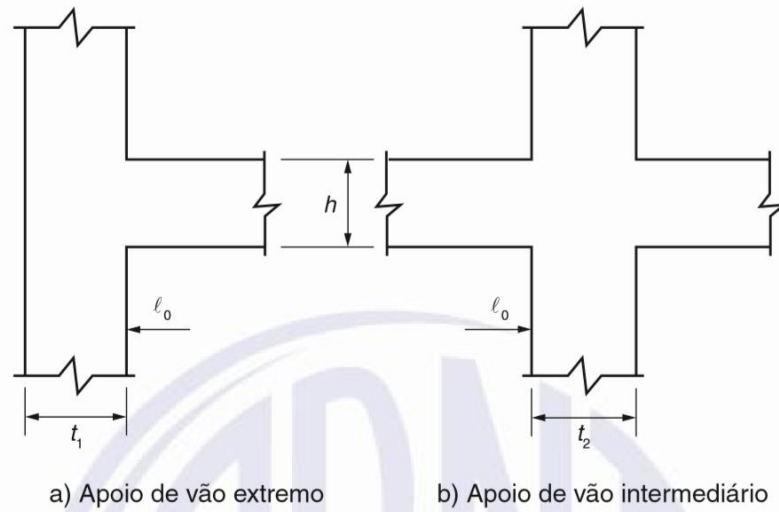
l_0 = vão entre as bordas dos apoios, em m;

a_1 = menor valor entre $t_1/2$ e $0,3h$, em m;

a_2 = menor valor entre $t_2/2$ e $0,3h$, em m;

Onde t_1 e t_2 são a largura dos apoios definidas conforme a figura 12.

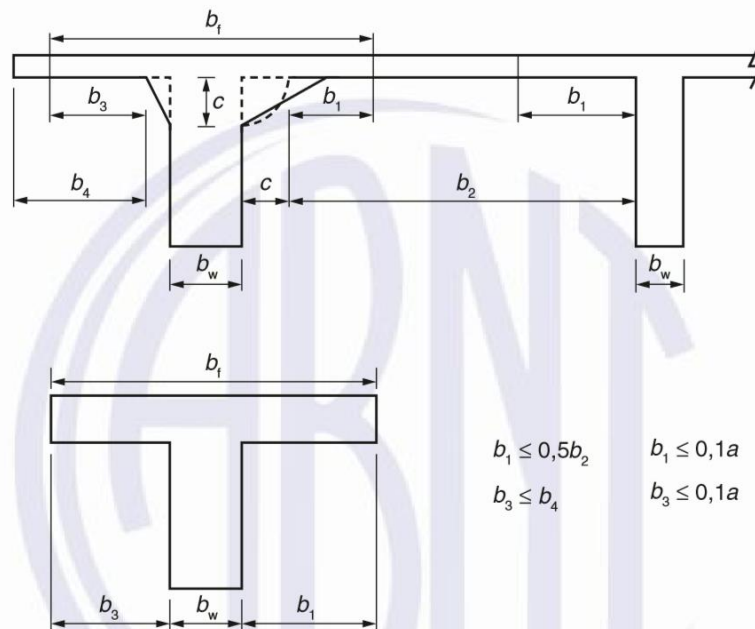
Figura 12 – Vão efetivo



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 90)

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 87), quando uma estrutura for modelada sem a consideração da ação conjunta de lajes e vigas esse efeito pode ser considerado adotando-se uma largura da laje associada à viga, compondo uma seção T. Para isso devem ser respeitados os limites impostos na figura 13.

Figura 13 – Largura de mesa colaborante



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 88)

A distância “a” citada na figura 13 pode ser estimada em função do comprimento L do tramo considerado. Conforme:

- a) viga simplesmente apoiada: $a = 1,00 L$;
- b) tramo com momento em uma só extremidade: $a = 0,75 L$;
- c) tramo com momento nas duas extremidades: $a = 0,60 L$;
- d) tramo em balanço: $a = 2,00 L$.

8.1.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 56), define o vão efetivo para vigas conforme a seguinte expressão:

$$l_{\text{eff}} = l_n + a_1 + a_2 \quad (\text{fórmula 59})$$

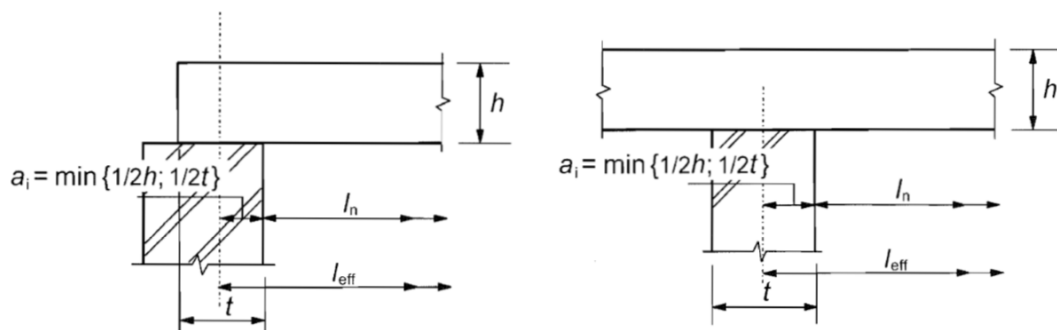
Sendo:

l_{eff} = vão efetivo, em m;

l_n = vão entre as bordas dos apoios, em m;

Onde a_1 e a_2 são valores relativos a cada lado apoiado da viga e definidos conforme a figura 14.

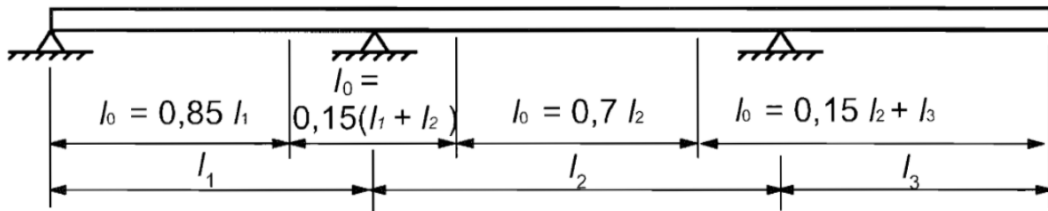
Figura 14 – Vão efetivo e vão entre bordas



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 56)

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 55), define o comprimento da mesa colaborante para vigas em T em função da distância l_0 conforme a figura 15.

Figura 15 – Definição de l_0 para o cálculo do comprimento da mesa colaborante



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 55)

O comprimento colaborante b_{eff} de uma viga em T ou em L é definido então pelas seguintes equações:

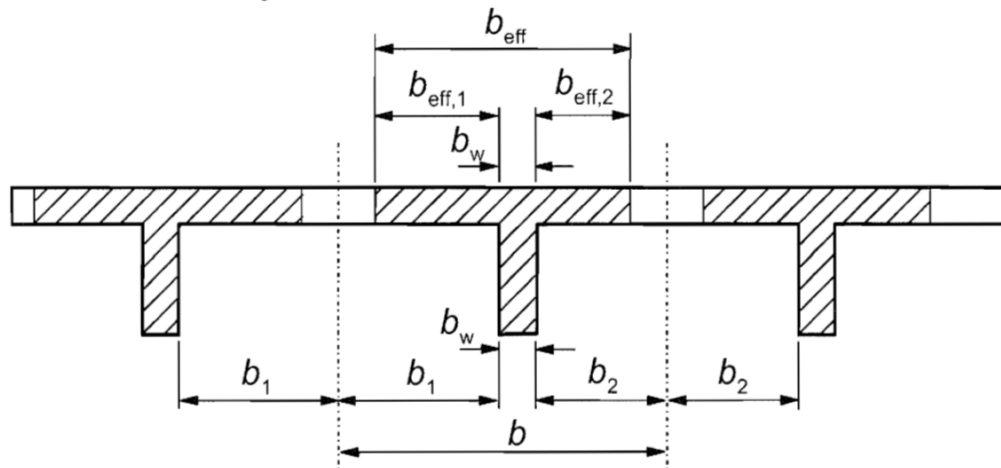
$$b_{\text{eff}} = \sum b_{\text{eff},i} + b_w \leq b \quad (\text{fórmula 60})$$

$$b_{\text{eff},i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0 \quad (\text{fórmula 61})$$

$$b_{\text{eff},i} \leq b_i \quad (\text{fórmula 62})$$

Onde os parâmetros utilizados nas equações são definidos conforme a figura 16.

Figura 16 – Comprimento da mesa colaborante



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 55)

8.2 ARMADURA LONGITUDINAL

8.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130) a armadura longitudinal mínima de tração, em elementos estruturais armados, deve ser determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo, conforme a expressão a seguir, respeitando a taxa mínima absoluta de 0,15 %. De maneira alternativa, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas de armadura apresentadas no quadro 10.

$$M_{d,\min} = 0,8 W_o f_{ctk,\text{sup}} \quad (\text{fórmula 63})$$

Sendo:

$M_{d,\min}$ = momento fletor de cálculo mínimo que permite calcular a armadura mínima de tração, em kN.cm;

W_o = módulo de resistência da seção bruta de concreto, relativo a fibra mais tracionada, em cm^3 .

Quadro 10 – Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas

Forma da seção	Valores de ρ_{\min}^a ($A_{s,\min}/A_c$) %														
	fck (MPa)	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

^a Os valores de ρ_{\min} estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{\min} deve ser recalculado.

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130)

No que diz respeito à armadura longitudinal máxima, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132) recomenda que a soma das seções de armadura de tração e compressão seja inferior a 4% da área da seção transversal de concreto da viga, devendo ser garantida as condições de ductilidade da mesma.

Além dos valores-limites para as seções de armadura longitudinal, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 146) recomenda que o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, para assegurar a aderência entre o aço e o concreto, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

a) na direção horizontal (ah),

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou luva;
- 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo;

b) na direção vertical (av),

- 20 mm;
- diâmetro da barra, do feixe ou da luva;
- 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo.

Na armadura superior de vigas, as barras devem ser dispostas de maneira a possibilitar uma correta vibração do elemento. Os valores citados acima também são válidos para regiões de emendas por traspasse.

8.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 139), recomenda que a soma das seções de armadura de tração e compressão seja inferior a 4% da área da seção transversal de concreto da viga e que a seção de armadura longitudinal tracionada não seja inferior ao valor mínimo prescrito na expressão abaixo:

$$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0,0013 b_t d \quad (\text{fórmula 64})$$

Sendo:

$A_{s,min}$ = área da seção transversal de armadura mínima, em cm²;

b_t = largura média da seção tracionada, em cm.

O espaçamento das armaduras de concreto armado deve permitir uma concretagem satisfatória dos elementos, com armaduras envolvidas suficientemente pelo concreto, além de garantir o desenvolvimento de uma boa aderência entre os materiais. Para isso, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 121), recomenda que o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, vertical e horizontal, seja igual ou superior ao maior dos seguintes valores:

- a) 20 mm;
- b) diâmetro da barra;
- c) dimensão máxima característica do agregado graúdo + 5mm.

Para as armaduras longitudinais superiores das vigas, é possível superpô-las de maneira a deixar um espaço suficiente para a vibração do concreto. Nos casos de emendas é possível admitir que as barras estejam em contato por todo o comprimento de traspasse.

8.3 ARMADURA TRANSVERSAL

8.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133), a armadura mínima transversal para vigas, constituídas por estribos, deve possuir uma taxa geométrica de acordo com a expressão:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (\text{fórmula 65})$$

Sendo:

ρ_{sw} = taxa geométrica de armadura transversal aderente passiva;

A_{sw} = área da seção de armadura transversal, em cm²;

s = espaçamento entre elementos da armadura transversal, em cm.

É recomendado ainda, que as armaduras transversais constituídas por estribos devam possuir diâmetro mínimo de 5 mm, sem exceder 1/10 da largura da alma da viga e para barras lisas um diâmetro não superior a 12 mm. Quanto ao espaçamento entre os estribos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 149) estabelece:

O espaçamento mínimo entre estribos, medido segundo o eixo longitudinal do elemento estrutural, deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador, garantindo o bom adensamento da massa. O espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

a) se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,6 d \leq 300$ mm;

b) se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{\text{máx}} = 0,3 d \leq 200$ mm.

8.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

Segundo a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 143), a armadura mínima transversal para vigas, constituídas por estribos, deve possuir taxa geométrica respeitando a seguinte expressão:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \quad (\text{fórmula 66})$$

Sendo:

ρ_{sw} = taxa geométrica de armadura transversal aderente passiva;

A_{sw} = área da seção de armadura transversal, em cm²;

s = espaçamento entre elementos da armadura transversal, em cm.

Quanto ao espaçamento entre os estribos, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 143), estabelece um espaçamento máximo de 0,6 d, onde d é a altura da linha neutra.

8.4 ARMADURA DE PELE

8.4.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132), a mínima armadura lateral em uma viga deve ser 0,10 % da área da seção transversal da alma da mesma em cada face, composta por barras CA-50 e CA-60, com espaçamento inferior a 20cm e d/3 e devidamente ancorada, não sendo necessária uma armadura superior a 5 cm²/m por face. A Norma prevê ainda a dispensa da utilização da armadura de pele em vigas com altura igual ou inferior a 60 cm.

8.4.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

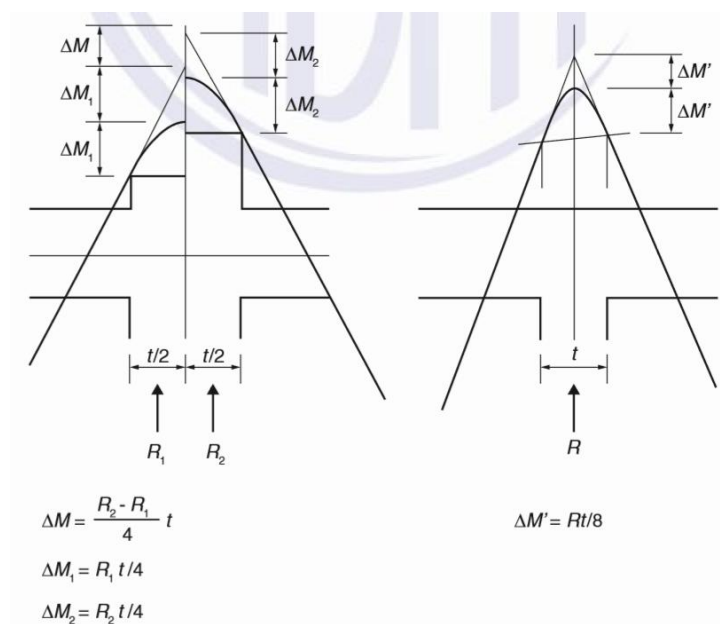
De acordo com a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 203), a armadura de pele deve ser utilizada quando a armadura principal da viga for composta por barras de diâmetro superior a 32 mm ou por feixes de barras com diâmetro equivalente superior a 32 mm. A mínima armadura lateral deve, então, ser 0,10 % da área da seção transversal de concreto tracionada, em cada face, com espaçamento inferior a 15 cm e devidamente ancorada. Em outros casos, esta armadura pode ser prevista para a verificação do estado limite de serviço quanto à fissuração.

8.5 APROXIMAÇÕES PARA MOMENTOS E VIGAS CONTÍNUAS SIMPLEMENTE APOIADAS

8.5.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 90) recomenda que o arredondamento de momentos fletores sobre apoios e pontos de aplicação de forças consideradas concentradas e em nós de pórticos pode ser aproximado conforme a figura 17.

Figura 17 – Arredondamento do diagrama de momentos fletores



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 90)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93) permite que seja utilizado o modelo de vigas contínuas simplesmente apoiadas nos pilares para o estudo de cargas verticais se forem observadas as seguintes correções adicionais:

- a) não podem ser considerados momentos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos [...].

Nas vigas, o coeficiente relativo ao item (c) é definido conforme a fórmula 67, com rigidezes avaliadas conforme a figura 18.

$$\frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{viga}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}} \quad (\text{fórmula 67})$$

Onde:

$$r_i = \frac{I_i}{l_i} \quad (\text{fórmula 68})$$

Sendo:

r_{inf} = a rigidez no tramo inferior do pilar, em cm^3 ;

r_{sup} = a rigidez no tramo superior do pilar, em cm^3 ;

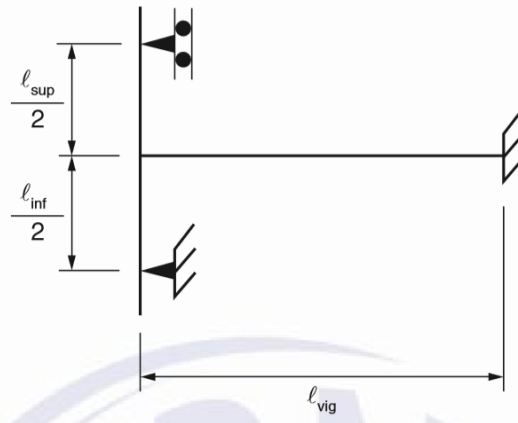
r_{viga} = a rigidez no tramo da viga, em cm^3 ;

r_i = a rigidez do elemento considerado, em cm^3 ;

I_i = momento de inércia da seção do elemento considerado, em cm^4 ;

l_i = comprimento do elemento considerado, em cm.

Figura 18 – Avaliação da rigidez para aproximação para apoios externos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94)

8.5.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

Conforme a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 57), independente do método de análise, quando uma viga for contínua, o momento de cálculo no apoio intermediário pode ser minorado de ΔM_{Ed} , conforme a expressão:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t/8 \quad (\text{fórmula 69})$$

Sendo:

$F_{Ed,sup}$ = valor de cálculo da reação no apoio, em kN;

t = largura do apoio, em m.

Quando as vigas contínuas forem consideradas como simplesmente apoiadas na análise, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 57-139), recomenda dimensionar a seção do apoio para um momento fletor resultante do engastamento parcial de no mínimo 0,15 vezes o momento máximo no vão. A Norma recomenda ainda que o momento no apoio não deve ser inferior a 0,65 vezes o momento de engastamento perfeito em apoios diretos.

E, quando houver cobrimento lateral da barra, no trecho do gancho, de pelo menos 7cm, o item (a) pode ser desconsiderado.

Sendo:

r = raio de curvatura dos ganchos, em cm, onde o raio de curvatura dos ganchos é a metade do diâmetro dos pinos de dobramento, conforme o quadro 11.

Quadro 11 – Diâmetro dos pinos de dobramento

Bitola mm	Tipo de aço		
	CA-25	CA-50	CA-60
≤ 10	3 ϕ_t	3 ϕ_t	3 ϕ_t
$10 < \phi < 20$	4 ϕ_t	5 ϕ_t	–
≥ 20	5 ϕ_t	8 ϕ_t	–

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 37)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 148) adverte ainda, que as armaduras longitudinais resistentes aos esforços de tração junto aos apoios, devem satisfazer a mais severa das seguintes condições:

- a) no caso de ocorrência de momentos positivos, as armaduras obtidas através do dimensionamento da seção;
- b) em apoios extremos, para garantir a ancoragem da diagonal de compressão, armaduras capazes de resistir a uma força de tração $F_{Sd} = (a/d) V_d + N_d$, onde V_d é a força cortante no apoio e N_d é a força de tração eventualmente existente;
- c) em apoios extremos e intermediários, por prolongamento de uma parte da armadura de tração do vão ($A_{s,v\tilde{a}o}$), correspondente ao máximo momento positivo do tramo ($M_{v\tilde{a}o}$), de modo que:
 - $A_{s,apoio} \geq 1/3 (A_{s,v\tilde{a}o})$, se M_{apoio} for nulo ou negativo de valor absoluto $|M_{apoio}| \leq 0,5 M_{v\tilde{a}o}$;
 - $A_{s,apoio} \geq 1/4 (A_{s,v\tilde{a}o})$, se M_{apoio} for negativo e de valor absoluto $|M_{apoio}| > 0,5 M_{v\tilde{a}o}$.

Nos itens (b) e (c), em apoios intermediários, o comprimento de ancoragem para a armadura inferior pode ser igual a 10 diâmetros, desde que não haja possibilidade de ocorrência de momentos positivos nessa região (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 148).

8.7 ARMADURA DE SUSPENSÃO

8.7.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 150), uma armadura de suspensão deve ser prevista quando:

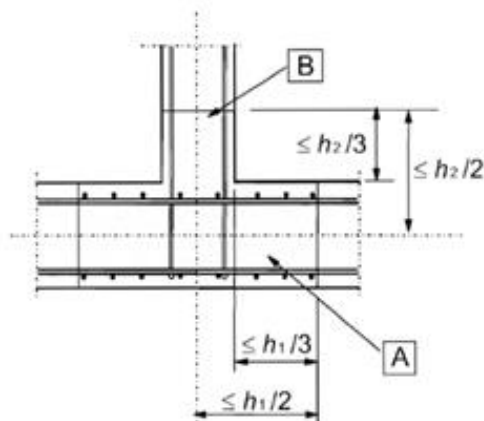
Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão.

Nestes casos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 38) recomenda ainda, que ao longo do comprimento de ancoragem em um apoio indireto deva ser prevista uma armadura transversal que resista a 25% da força de uma barra da armadura longitudinal ancorada, para barras ancoradas com diâmetro inferior a 32 mm. Em caso de barras de diferentes diâmetros ancoradas, prevalece a consideração para a de maior diâmetro.

8.7.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

Conforme a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 144), quando uma viga é suportada por outra viga, é necessário prever armaduras resistentes às reações mútuas, essas armaduras podem vir a complementar as demais armaduras exigidas por outras razões. A Norma recomenda que essa armadura seja composta por estribos no entorno das armaduras principais do elemento suporte, algumas armaduras podem ser disposta fora do volume comum às duas vigas, conforme a figura 21.

Figura 21 – Disposição da armadura de suspensão na zona de intersecção entre duas vigas



A viga suporte de altura h_1 **B** viga suportada de altura h_2 ($h_1 \geq h_2$)

(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 144)

8.8 ARMADURA DE LIGAÇÃO MESA-ALMA

8.8.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 150), os planos de ligação entre as mesas e almas das vigas devem ser verificados com relação a efeitos tangenciais decorrentes das variações de tensões normais ao longo do comprimento da viga. Deve ser verificado o aspecto de resistência do concreto e as armaduras de tração decorrentes destes esforços podem ser compostas pelas armaduras necessárias à flexão da laje, conforme:

As armaduras de flexão da laje, existentes no plano de ligação, podem ser consideradas parte da armadura de ligação, quando devidamente ancoradas, completando-se a diferença entre ambas, se necessário. A seção mínima dessa armadura, estendendo-se por toda a largura útil e adequadamente ancorada, deve ser de 1,5 cm² por metro.

8.8.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

A NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 84-85) considera a resistência ao cisalhamento da mesa associada a um sistema de bielas e

tirantes, a armadura mínima necessária deve ser a mesma especificada para a armadura longitudinal de uma viga. A tensão de cisalhamento longitudinal V_{Ed} que se desenvolve na ligação entre a mesa e a alma de vigas é determinada pela variação do esforço normal (longitudinal) na parte considerada, conforme a expressão:

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \cdot \Delta x} \quad (\text{fórmula 70})$$

Sendo:

V_{Ed} = tensão cortante solicitante de cálculo, em kN/cm²;

ΔF_d = variação do esforço normal na mesa no comprimento Δx , em kN;

h_f = espessura da mesa na ligação, em cm;

Δx = comprimento considerado, em cm.

O valor máximo que pode ser admitido para Δx é igual a metade da distância entre a seção de momento nulo e a seção de momento máximo. Quando cargas pontuais forem aplicadas, recomenda-se verificar o Δx como a distância entre essas cargas. Assim, a área da seção de armaduras transversais por unidade de comprimento pode ser determinada através da equação:

$$\frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{V_{Ed} f_{yd} h_f}{\cot \theta_f} \quad (\text{fórmula 71})$$

Sendo:

V_{Ed} = tensão cortante solicitante de cálculo, em kN/cm²;

ΔF_d = variação do esforço normal na mesa no comprimento Δx , em kN;

h_f = espessura da mesa na ligação, em cm;

A_{sf} = área da seção transversal de armadura de ligação na mesa-alma, em cm²;

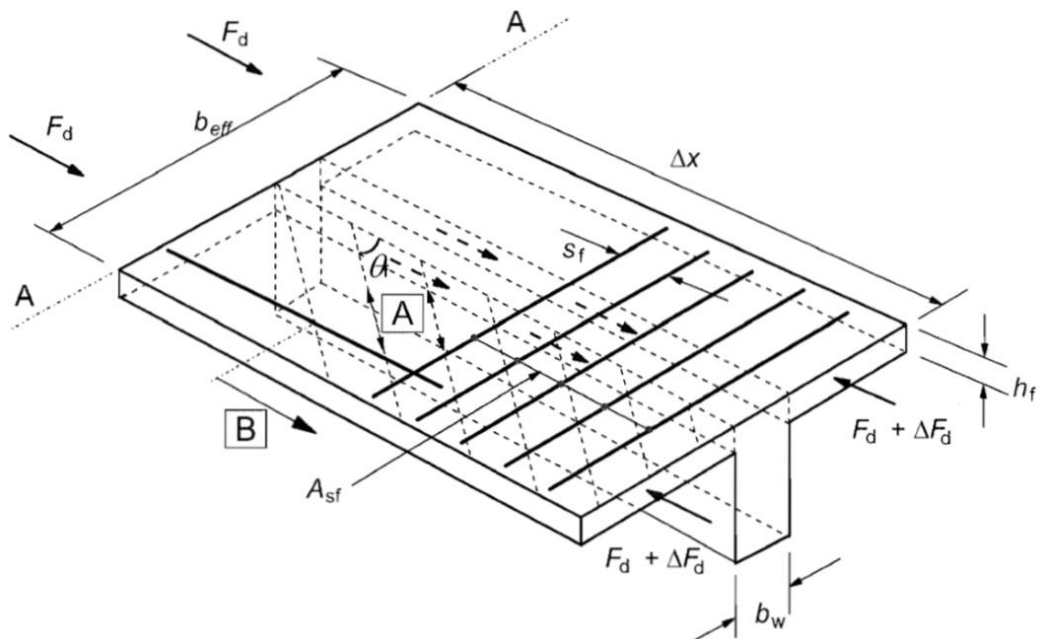
f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura passiva, em kN/cm²;

s_f = espaçamento da armadura da armadura de ligação mesa-alma, em cm;

θ_f = ângulo de inclinação das bielas, $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ para mesas comprimidas, $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ para mesas tracionadas, em graus.

Quando o cisalhamento entre a mesa e a alma é combinado com a flexão transversal, recomenda-se considerar a seção de armadura conforme a fórmula 71 ou a metade desta mais a área necessária para a flexão transversal, se a área assim obtida for superior. Além do cálculo da armadura de ligação, é necessário verificar o esmagamento das bielas comprimidas no local conforme especificado no capítulo 7.1. Na figura 22 é possível verificar a disposição das armaduras de ligação (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 85).

Figura 22 – Disposição das armaduras de ligação mesa-alma



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 144)

9 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS E RECOMENDAÇÕES PARTICULARES PARA LAJES

9.1 VÃO EFETIVO

O vão efetivo das lajes deve ser calculado da mesma maneira que para as vigas, citado na seção 8.1.1 e 8.1.2 para a Norma Brasileira e a Francesa, respectivamente.

9.2 ARMADURA LONGITUDINAL

9.2.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

Assim como para vigas, a armadura longitudinal mínima pode ser calculada conforme a seção 8.2.1. Porém, esta deve respeitar as taxas mínimas de armadura definidas no quadro 12.

Quadro 12 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Armaduras negativas	Armaduras negativas de bordas sem continuidade	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma só direção	Armadura de distribuição nas lajes armadas em uma direção
Valores mínimos para armadura	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	$\rho_s \geq \rho_{\min}$	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158)

No que diz respeito ao espaçamento das armaduras passivas, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 169) recomenda que o espaçamento máximo da armadura principal de flexão deva ser de no máximo 2 vezes a altura da laje ou 20 cm. Já para a armadura secundária de flexão, o espaçamento máximo pode ser de até 33 cm, sendo que a mesma deve possuir seção de armadura igual ou superior a 20% da seção da armadura principal.

9.2.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

As armaduras longitudinais mínima e máxima para lajes devem ser calculadas conforme a seção 8.2.2 deste trabalho e para lajes armadas em uma só direção, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 178) estabelece que devem ser previstas armaduras transversais secundárias que representem no mínimo 20% das armaduras principais e que nos apoios não são necessárias armaduras transversais secundárias às barras principais superiores.

Quanto ao espaçamento das armaduras passivas, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 145) recomenda os seguintes valores:

a) para armaduras principais,

– $s_{\max,slabs} = 2 h \leq 250 \text{ mm}$, nas regiões com cargas concentradas ou momento máximo;

– $s_{\max,slabs} = 3 h \leq 400 \text{ mm}$, nas demais regiões.

b) para armaduras secundárias,

– $s_{\max,slabs} = 3 h \leq 400 \text{ mm}$, nas regiões com cargas concentradas ou momento máximo;

– $s_{\max,slabs} = 3,5 h \leq 450 \text{ mm}$, nas demais regiões.

Sendo:

$s_{\max,slabs}$ = espaçamento máximo entre as armaduras passivas de lajes, em cm.

9.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE ARMADURAS NOS APOIOS E BORDAS LIVRES

9.3.1 Norma Brasileira – ABNT NBR 6118:2014

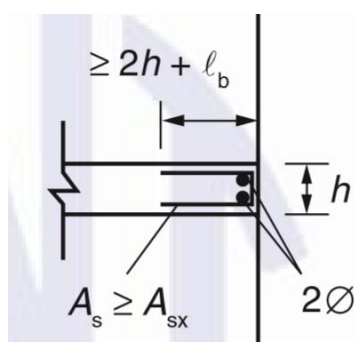
Se efetuada uma análise plástica para lajes, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96) recomenda que seja adotada, para lajes retangulares, razão mínima de 1,5:1 entre momentos de borda, com continuidade e apoio indeslocável, e momentos no vão.

Para lajes, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 169) recomenda que toda armadura de tração seja levada até o apoio, não sendo permitido o escalonamento da mesma. A armadura deve ser prolongada de no mínimo 4 cm além do eixo teórico do apoio.

Para os apoios que não possuem continuidade com planos de lajes adjacentes, deve-se dispor armadura negativa de borda como especificado no quadro 12, na seção 9.2.1. Essa armadura deve se estender até pelo menos 0,15 do vão menor da laje a partir da face do apoio (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 157).

No que diz respeito às bordas livres de lajes maciças, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 169) recomenda que sejam protegidas por armaduras transversais e longitudinais adequados à situação. Na figura 23, encontra-se um detalhe típico sugerido pela Norma.

Figura 23 – Bordas livres de lajes maciças



(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 170)

9.3.2 Norma Francesa – NF EN 1992-1-1:2005

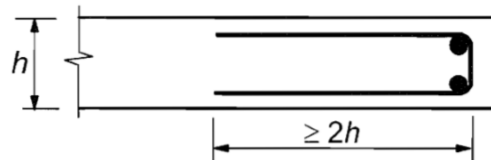
Quando é realizada uma análise plástica para lajes, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 58), recomenda que a relação entre os momentos em apoios intermediários e os momentos nos vãos deve estar entre 0,5 e 2.

Para lajes sobre apoios simples, é conveniente prolongar até o apoio a metade das armaduras calculadas no vão, e ancorá-las conforme a seção 4.2.2 deste trabalho. Quando um engastamento parcial se produz ao longo da borda de uma laje, mas não foi considerado na análise, é conveniente que as armaduras superiores sejam capaz de resistir a no mínimo 25% do momento máximo no vão adjacente. Recomenda-se que essas armaduras sejam

prolongadas de no mínimo 0,2 vezes o comprimento do vão adjacente, medido a partir da borda do apoio, que elas sejam contínuas em apoios intermediários e ancoradas nos apoios de extremidade. Em um apoio de extremidade, o momento a equilibrar pode ser reduzido a 15% do momento máximo do vão adjacente (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 145).

Ao se tratar de uma borda livre de uma laje, a NF EN 1992-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 145), recomenda que sejam dispostas armadura conforme a figura 24 e que as armaduras calculadas para a mesma podem ser utilizadas como de borda.

Figura 24 – Armaduras de borda livre para lajes



(fonte: ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2005a, p. 145)

10 QUADROS COMPARATIVOS DAS FORMULAÇÕES

Para facilitar a comparação entre as semelhanças e diferenças entre as Normas, foram elaborados os quadros de 13 a 24, referentes aos capítulos abordados neste trabalho.

Quadro 13 – Quadro comparativo para as resistências

Resistência											
PARÂMETRO		ABNT NBR 6118:2014					NF EN 1992-1-1:2005				
Resistência característica à compressão do concreto		f_{ck} de 20 a 90 MPa									
Resistência característica inferior à tração do concreto		$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$									
Resistência característica superior à tração do concreto		$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m}$									
Resistência média à tração do concreto	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$									
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 f_{ck})$				$f_{ct,m} = 2,12 \ln\left(1 + \frac{f_{ck} + 8}{10}\right)$					
Coeficiente de ponderação da resistência do concreto conforme a combinação		$\gamma_c =$ 1,4 normais 1,2 especiais ou de construção e excepcionais					$\gamma_c =$ 1,5 normais ou transitórias 1,2 excepcionais				
Resistência característica ao escoamento do aço de armadura passiva		250 MPa $f_{yk} =$ 500 MPa 600 MPa					$f_{yk} = 400$ a 600 MPa				
Diâmetros disponíveis	Fios	2,4 5,0 8,0	3,4 5,5 9,5	3,8 6,0 10,0	4,2 6,4 7,0	4,6 7,0	4,0 6,5 9,0 14,0	4,5 7,0 9,5 16,0	5,0 7,5 10,0	5,5 8,0 11,0	6,0 8,5 12,0
	Barras	6,3 16,0 32,0	8,0 20,0 40,0	10,0 22,0	12,5 25,0		6,0 14,0 32,0	8,0 16,0 40,0	10,0 20,0 50,0	12,0 25,0	
Coeficiente de ponderação da resistência do aço para combinações normais		$\gamma_s =$ 1,15 normais e especiais ou de construção 1,0 excepcionais									

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 14 – Quadro comparativo para o módulo de elasticidade

Módulo de elasticidade		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Módulo de deformação secante do concreto	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$E_{cm} = 22 \cdot 10^3 \alpha_E \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0,3}$
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	
Parâmetro em função da natureza do agregado	$\alpha_E =$ 1,2 basalto e diabásio 1 granito e gnaisse 0,9 calcário 0,7 arenito	
Coefficiente α_i estimado	$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0$	-
Módulo de elasticidade do aço de armadura passiva	$E_s = 200 \cdot 10^3 \text{ MPa}$	$E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ MPa}$

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 15 – Quadro comparativo para o diagrama tensão-deformação

Diagrama tensão-deformação			
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005	
Tensão à compressão no concreto	$0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$	$\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$	$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right]$
	$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$	$\sigma_c = 0,85 f_{cd}$	$\sigma_c = f_{cd}$
Coeficiente n	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	n = 2	
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$	
Deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico		$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{‰} + 0,085 \text{‰} (f_{ck} - 50)^{0,53}$	
Deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura		$\varepsilon_{cu} = 2,6 \text{‰} + 35 \text{‰} [(90 - f_{ck})/100]^4$	
Resistência de cálculo à compressão do concreto		$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	
Tensão normal no aço de armadura passiva	$0 \leq \varepsilon_s \leq f_{yd}/E_s$	$\sigma_s = \varepsilon_s E_s$	
	$\varepsilon_s \geq f_{yd}/E_s$	$\sigma_s = f_{yd}$	
Resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva		$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 16 – Quadro comparativo para a resistência de aderência

Resistência de aderência		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Resistência de aderência	$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$	
Resistência de cálculo à tração do concreto	$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$	
Coeficiente de conformação superficial	$\eta_1 =$ 1 barras lisas 1,4 barras entalhadas 2,25 barras nervuradas	$\eta_1 = 2,25$
Coeficiente relativo à posição da barra durante a concretagem	$\eta_2 =$ 1,0 boa aderência 0,7 má aderência	
Coeficiente relativo ao diâmetro da barra	$\eta_3 =$ 1,0 se $\phi < 32$ mm (132 - ϕ)/100 se $\phi \geq 32$ mm	

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 17 – Quadro comparativo para o comprimento de ancoragem

Comprimento de ancoragem		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Comprimento de ancoragem básico / de referência	$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$	$l_{b,rqd} = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}} \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$
Comprimento de ancoragem necessário / equivalente de cálculo	$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$	$l_{b,eq} = \alpha l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$
Coefficiente relativo ao emprego de ganchos na armadura	$\alpha =$ 0,7 com gancho 1,0 sem gancho	$\alpha =$ 0,7 com gancho e $Cd = \min \left\{ \frac{s}{2} > 3\phi \right.$ 1,0 caso contrário
Comprimento de ancoragem mínimo	$l_{b,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_b \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$	$l_{b,min} =$ máx $\left\{ \begin{array}{l} 0,3 l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$ barras tracionadas
		máx $\left\{ \begin{array}{l} 0,6 l_{b,rqd} \\ 10 \phi \\ 100 \text{ mm} \end{array} \right.$ barras comprimidas
Comprimento da ponta reta ganchos na armadura longitudinal de tração	ângulo reto	$> 8 \phi$
	ângulo 135 °	$> 4 \phi$
	semicirculares	$> 2 \phi$
		$\geq 5 \phi$
Comprimento da ponta reta ganchos na armadura transversal	ângulo reto	$10 \phi \geq 7 \text{ cm}$
	semicirculares ou ângulo 135 °	$5 \phi \geq 5 \text{ cm}$

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 18 – Quadro comparativo para as emendas por traspasse

Emendas por traspasse					
PARÂMETRO		ABNT NBR 6118:2014		NF EN 1992-1-1:2005	
Comprimento de traspasse	Barras tracionadas	$l_{0t} = \alpha_{0t} l_{b,nec} \geq l_{0t,min}$		$l_0 = \alpha_6 l_{b,eq} \geq l_{0,min}$	
	Barras comprimidas	$l_{0c} = l_{b,nec} \geq l_{0c,min}$			
Comprimento de traspasse mínimo	$l_{0t,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha_{0t} l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right.$		$l_{0,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,3 \alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right.$		
	$l_{0c,min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 l_b \\ 15 \phi \\ 200 \text{ mm} \end{array} \right.$				
Coeficiente relativo a porcentagem de barras emendadas na mesma seção	≤ 20	$\alpha_{0t} =$	1,2	$\alpha_6 =$	1
	25		1,4		1
	33		1,6		1,15
	50		1,8		1,4
	> 50		2,0		1,5
Distância a partir da extremidade da emenda para consideração de mesma seção transversal		0,20 l_0		0,15 l_0	

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 19 – Quadro comparativo para os limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade

Limites para redistribuição de momentos e condições de ductilidade			
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005	
Limitação de ductilidade para análise linear	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$x/d \leq 0,45$	
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$x/d \leq 0,35$	
Limitação da posição da linha neutra para redistribuição de momentos	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$	$x_u/d \leq (\delta - 0,44)/1,25 (0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu2}})$
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$x/d \leq (\delta - 0,56)/1,25$	$x_u/d \leq (\delta - 0,54)/1,25 (0,6 + \frac{0,0014}{\epsilon_{cu2}})$
Coeficiente de redistribuição		$\delta \geq 0,90$ nós móveis $\delta \geq 0,75$ outro caso	$\delta \geq 0,7$ classes B e C $\delta \geq 0,8 \epsilon_{cu2}$ classe A
Limitação de ductilidade para análise plástica	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$x/d \leq 0,25$	
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$x/d \leq 0,15$	

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 20 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao momento fletor

Dimensionamento ao momento fletor			
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005	
Relação entre a profundidade y e a profundidade x da linha neutra	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$\lambda = 0,8$	
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	
Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão	$f_{ck} \leq 50\text{MPa}$	$\alpha_c = 0,85$	$\eta = 1,0$
	$f_{ck} > 50\text{MPa}$	$\alpha_c = 0,85 [1,0 - \frac{f_{ck}-50}{200}]$	$\eta = 1,0 - (\frac{f_{ck}-50}{200})$

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 21 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao esforço cortante – sem armadura

Dimensionamento ao esforço cortante – sem armadura		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Dispensa da armadura de esforço cortante	$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$
Força cortante resistente de cálculo, na ausência de armadura transversal	$V_{Rd1} = \left[0,25 f_{ctd} k \left(1,2 + 40 \frac{A_{s1}}{b_w d} \right) \right] b_w d$	$V_{Rd,c} = \max \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k \left(100 \frac{A_{s1}}{b_w d} f_{ck} \right)^{1/3} \right] b_w d$ $(0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}) b_w d$
Coeficiente k	k = 1 se 50% da armadura não chega ao apoio 1,6 - d ≥ 1 demais casos	$k = 1 + \sqrt{\frac{0,2}{d}} \leq 2,0$
Decalagem do diagrama do momento fletor	$a_1 = 1,5 d$	$a_1 = d$
Verificação das diagonais comprimidas do concreto	-	$V_{Ed} \leq 0,5 v f_{cd} b_w d$
Coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante	-	$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 22 – Quadro comparativo para o dimensionamento ao esforço cortante – com armadura

Dimensionamento ao esforço cortante – com armadura		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Elementos com armadura de esforço cortante	$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$	$V_{Ed} \leq V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{ccd} + V_{td}$
		$V_{Rd,max} \geq V_{Ed} - V_{ccd} - V_{td}$
Verificação das diagonais comprimidas do concreto	$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$	$V_{Ed} \leq 0,5 v f_{cd} b_w d$
	$V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d$	
Coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado ao esforço cortante	$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$	$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$
Resistência ao esforço cortante	$V_{Rd3} = V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd} + V_c = V_{c0} = 0,6 f_{ctd} b_w d$	$V_{Rd} = \text{mín}$
		$V_{Rd,max} = 0,9 v f_{cd} b_w d$ $V_{Rd,s} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0,9 d f_{ywd}$
Resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura transversal	$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s}$	
Decalagem do diagrama de força no banzo tracionado	$a_1 = d \left[\frac{V_{Sd,max}}{2 (V_{Sd,max} - V_c)} \right] \begin{matrix} \leq d \\ \geq 0,5d \end{matrix}$	$a_1 = \frac{0,9 d}{2}$

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 23 – Quadro comparativo para valores-limites para vigas

Valores-limites para vigas		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Armadura longitudinal mínima	$M_{d,min} = 0,8 W_o f_{ctk,sup} \geq 0,15 A_c$	$A_{s,min} = 0,26 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right) b_t d \geq 0,0013 b_t d$
Armadura longitudinal máxima	0,04 A_c	0,04 A_c
Espaçamento mínimo da armadura longitudinal na direção horizontal	máx - 20 mm - diâmetro da barra - 1,2 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo	máx - 20 mm - diâmetro da barra - dimensão máxima característica do agregado graúdo + 5mm
Espaçamento mínimo da armadura longitudinal na direção vertical	máx - 20 mm - diâmetro da barra - 0,5 vez a dimensão máxima característica do agregado graúdo	
Armadura transversal mínima	$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq 0,2 \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$	$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w s} \geq \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$
Espaçamento máximo da armadura transversal	se $V_d \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,6 d \leq 300$ mm	$s_{b,max} = 0,6 d$
	se $V_d > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{máx} = 0,3 d \leq 200$ mm.	
Considerações sobre dimensionamento mínimo em apoios	Coeficiente, fórmula 67, vezes o momento de engastamento perfeito para apoios de extremidade diretos	15% do momento do vão
		0,65 do momento de engastamento perfeito em apoios diretos

(fonte: elaborado pela autora)

Quadro 24 – Quadro comparativo para valores-limites para lajes

Valores-limites para lajes		
PARÂMETRO	ABNT NBR 6118:2014	NF EN 1992-1-1:2005
Armadura longitudinal principal mínima	Idem vigas, respeitando os valores do quadro 12	Idem vigas
Armadura longitudinal secundária mínima	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal
Espaçamento máximo da armadura principal	$2 h \leq 20\text{cm}$	$2 h \leq 250$ regiões mais solicitadas $3 h \leq 400$ demais regiões
Espaçamento máximo da armadura secundária	33cm	$3 h \leq 400$ regiões mais solicitadas $3,5 h \leq 450$ demais regiões
Razão entre momentos de borda engastada e de vão na análise plástica	1,5:1	Entre 0,5 e 2
Armadura de borda sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{\min}$	Que resista a no mínimo 15% do momento máximo do vão
Comprimento a partir do apoio da armadura de borda	0,15 do menor vão	0,2 do vão da laje adjacente

(fonte: elaborado pela autora)

11 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DOS ELEMENTOS

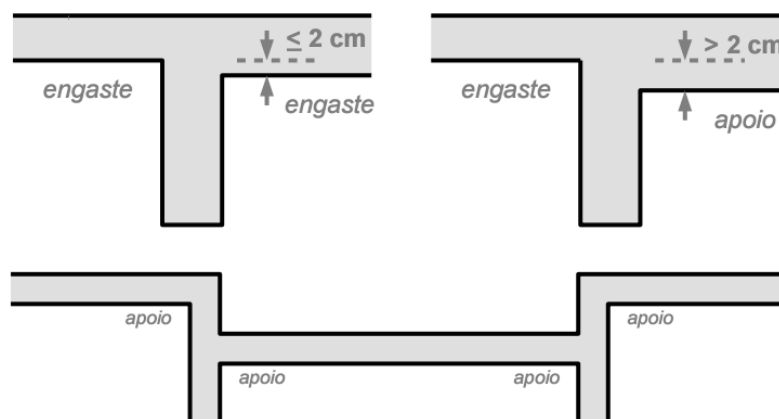
Para o dimensionamento estrutural das lajes e vigas foi escolhido um pavimento tipo residencial e a partir de sua planta arquitetônica foram definidos os elementos. Foram dispostas vigas sob todas as paredes externas e no contorno das sacadas. As demais vigas internas foram dispostas de maneira a não prejudicar o projeto arquitetônico, a evitar rebaixos nos ambientes e também em função da locação dos pilares, já que o edifício possui estacionamento nos seus subsolos e estes foram locados evitando as interferências.

Para vigas sob paredes de 25 cm de espessura, foi previsto um revestimento externo de 4 cm e interno de 2 cm quando na fachada e de 3 cm para cada lado quando internas, resultando em uma largura de 19 cm e considerando assim uma alvenaria composta por blocos cerâmicos furados de 19x19x29 cm. Para as vigas sob paredes de 15 cm de espessura, foi previsto um revestimento de 1,5 cm para cada lado, resultando em uma largura de 12 cm e possibilitando a utilização de blocos cerâmicos furados de 11,5x19x29 cm.

A altura das vigas foi definida a partir de seus vãos, considerando os limites entre o vão sobre 10 e o vão sobre 12, bem como as limitações em função do pé direito do pavimento, considerado como 2,75 m pelo projeto arquitetônico, para evitar problemas quanto às dimensões das aberturas sob as mesmas. Em coerência com as vigas, e em função destes não serem foco deste trabalho, os pilares foram definidos com uma seção de 19x19cm.

Para as lajes, foram definidas espessuras de 8 e 11 cm obtidas a partir do *software* de análise TQS e nas sacadas foi previsto um rebaixo de 15 cm. As lajes foram consideradas como simplesmente apoiadas quando se apoiavam sobre vigas que não possuíam lajes adjacentes. Havendo lajes adjacentes, os critérios de vinculação foram definidos conforme a figura 25.

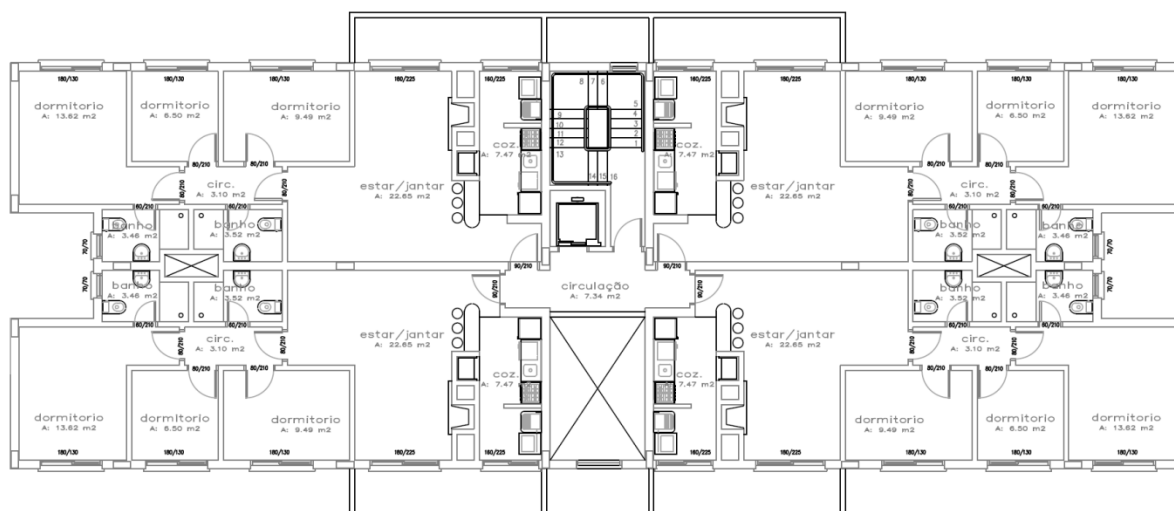
Figura 25 – Vinculação de lajes



(fonte: adaptado de CAMPOS FILHO, 2014, p. 3)

A planta arquitetônica do pavimento utilizada no trabalho pode ser visualizada na figura 26 e a planta de fôrmas no apêndice A. Para o cálculo dos elementos não foram consideradas aberturas nas lajes. Na planta de fôrmas os pilares não foram nomeados nem tiveram suas seções designadas de maneira a evitar prejuízo na clara visualização dos elementos estudados neste trabalho.

Figura 26 – Planta arquitetônica do pavimento residencial



(fonte: Manuel Eduardo Raya, 2010)

Os carregamentos permanentes no edifício foram definidos através dos pesos específicos dos materiais presentes. Além dos blocos cerâmicos e revestimentos já citados, foi considerado a utilização de piso cerâmico, considerado com 1 cm de espessura, uma espessura de argamassa de 3 cm sob o revestimento das lajes, buscando prevenir possíveis erros de nivelamento que

venham ocorrer, e forro de gesso em todo o pavimento, com espessura de 1 cm. Os valores dos pesos específicos podem ser vistos no quadro 25 e estão colocados conforme os especificados pela NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2). Embora estes valores sejam os presentes na Norma Brasileira, foram usados os mesmos valores para o cálculo com a Norma Francesa, já que segundo a NF EN 1991-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2003b, p. 27-28) estes valores encontram-se dentro dos intervalos de valores especificados para a França.

Quadro 25 – Peso específico dos materiais utilizados

Material	Peso específico (kg/m³)
Concreto armado	25
Argamassa de assentamento	21
Argamassa de revestimento	19
Piso cerâmico	18
Tijolos furados	13
Forro de gesso	12,5

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 2)

As cargas acidentais nas lajes para o cálculo pela Norma Brasileira foram consideradas de 2 kN/m² para lajes de área de serviço, despensa e corredores e 1,5 kN/m² nas salas, dormitórios, cozinha e banheiros. A carga acidental na laje da sacada também foi considerada de 2 kN/m² por ser uma laje adjacente à área de serviço, devendo assim possuir o mesmo carregamento que esta, e uma carga de 2 kN/m em suas vigas de borda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3-4).

Tendo em vista que a NF EN 1991-1-1 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2003b, p. 19) propõem que sejam utilizadas cargas de 1,5 a 2 kN/m² nos pisos de pavimentos residenciais, os carregamentos acidentais utilizados para o cálculo pela Norma Francesa foram os mesmos, salvo pelo carregamento das lajes da sacada em que a mesma Norma recomenda que seja no mínimo de 2,5 kN/m².

Para as combinações das ações no estado limite último, a NF EN 1990 (ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION, 2003a, p. 19) recomenda que as ações permanentes sejam multiplicadas por 1,35 e as acidentais por 1,5 quando considerado o caso desfavorável. De maneira similar, a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS,

2003, p. 9-10) define os mesmos coeficientes, porém também permite que para edificações onde as cargas acidentais não superam 5 kN/m^2 que todas as ações sejam majoradas por um único coeficiente igual a 1,4.

Com os carregamentos definidos, as reações de apoio das lajes sobre as vigas foram obtidos através de charneiras aproximadas por retas, a partir dos vértices, inclinadas de 45° entre apoios de mesmo tipo e 60° a partir do apoio engastado entre apoios diferentes. Por haver predominância de carregamentos permanentes e por possibilitar um maior controle das formulações a serem utilizadas, as lajes foram analisadas de forma isolada e de maneira simplificada adotou-se o maior valor do momento negativo em vez de equilibrar os momentos de lajes diferentes sobre borda comum (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96-97). A relação entre momentos de vão e de borda engastada foi considerada como 1:1,5 por ser a recomendada pela Norma Brasileira e estar dentro dos limites estipulados pela Norma Francesa.

Para o estudo das vigas foram selecionadas as vigas V1, V2 e V8 do pavimento, conforme indicado na planta de fôrmas presente no apêndice A, para a comparação dos resultados de suas configurações finais, pelo cálculo por cada Norma, podem ser visualizadas nas plantas de armaduras de vigas no apêndice B. Como o pavimento possui quase que uma dupla simetria, foram calculadas todas as suas lajes e a configuração final das mesmas, também por cada Norma, pode ser visualizada nas plantas de armaduras de lajes, no apêndice C.

Tanto as vigas como as lajes foram calculadas com f_{ck} de 35 MPa e a partir das equações de equilíbrio.

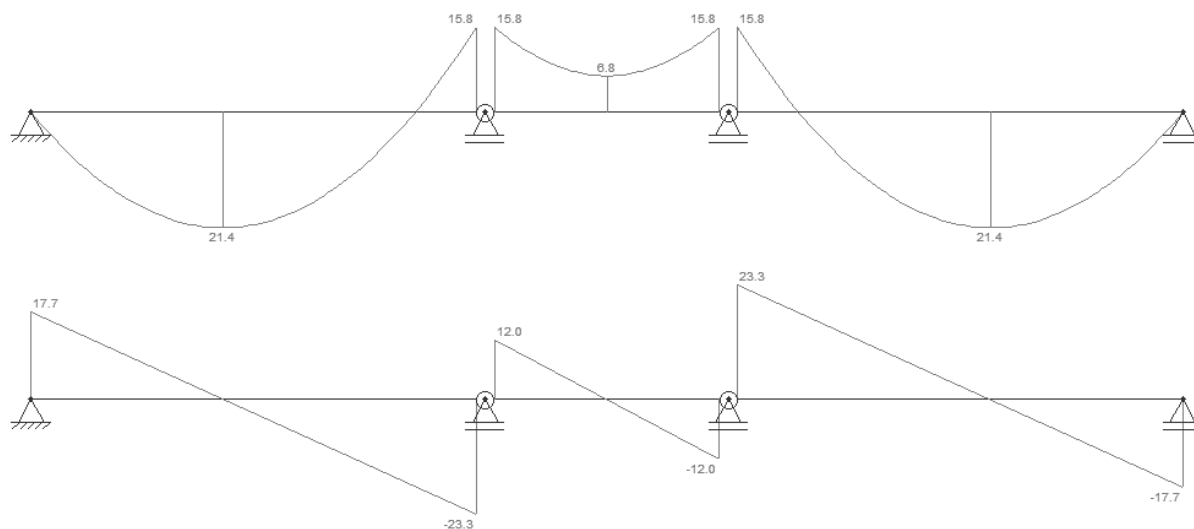
12 CONSIDERAÇÕES E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

Apesar da existência dos variados diâmetros de fios para a Norma Francesa, não é usual a utilização de fios soltos para a armação das lajes e vigas, os mesmos são utilizados somente quando forem utilizadas telas, estas padronizadas, como componentes de lajes. Como este trabalho não visa a utilização de telas para armação, os diâmetros passíveis de utilização considerados pela Norma Francesa serão somente os das barras (informação verbal)¹.

12.1 VIGAS

Na figura 27 é possível visualizar o diagrama de momentos fletores e de esforços cortantes para a viga V1, obtido através do *software* Ftool. O fator de redução de momentos negativos nos apoios intermediários utilizado foi de 0,85 em todas as vigas.

Figura 27 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V1



(fonte: elaborado pela autora)

Apesar de o coeficiente de ponderação das resistências ser de 1,4 para a Norma Brasileira e de 1,5 para Norma Francesa, e os parâmetros de redução da resistência do concreto na

¹ Informação obtida com o Engenheiro Civil Fabiano Guzon, o qual trabalha há quase 10 anos com projetos de edifícios residenciais executados na França na empresa CPA Engenharia, em 12/10/2015 na empresa CPA Engenharia.

compressão se diferirem em 15%, esses coeficientes não influenciaram de maneira significativa nos resultados das seções de armaduras necessárias para a flexão, apesar de a altura da linha neutra ser diferente, menor para a Norma Francesa, as seções de armaduras de flexão encontradas foram as mesmas.

Enquanto o comprimento de ancoragem para a Norma Brasileira é de 30,1 diâmetros, o da Norma Francesa é de 32,3, esta diferença ocorre em função dos diferentes coeficientes ponderadores das resistências. Embora exista essa diferença, o critério que definiu o comprimento de ancoragem destas armaduras nos apoios externos foi o critério mínimo de 10 diâmetros, válido para ambas as Normas.

O vão do meio não sofre momentos positivos, por isso foi utilizado armadura mínima, que se apresenta superior para a Norma Brasileira. Ambas as Normas permitem que esta armadura seja ancorada de 10 diâmetros nos apoios intermediários.

Para o momento negativo, também se chegou aos mesmos valores de seção de armadura, salvo que para a Norma Brasileira este ainda manteve-se inferior ao critério de armadura mínima, sendo esta a utilizada. Como os valores se mantiveram próximos, foram escolhidas as mesmas seções de armaduras efetivas que se diferenciaram em função de seus comprimentos.

De maneira simplificada, considerou-se que todas as armaduras para o momento negativo terão o mesmo comprimento, e este é definido pelo maior valor entre a decalagem da curva de momentos fletores mais o comprimento de ancoragem e a distância do eixo teórico do apoio até o ponto de momento nulo mais a decalagem do diagrama de momentos fletores e mais 10 diâmetros. Devido às diferenças nas formulações da decalagem do momento fletor os comprimentos das armaduras negativas sobre os apoios intermediários foi superior para a Norma Brasileira.

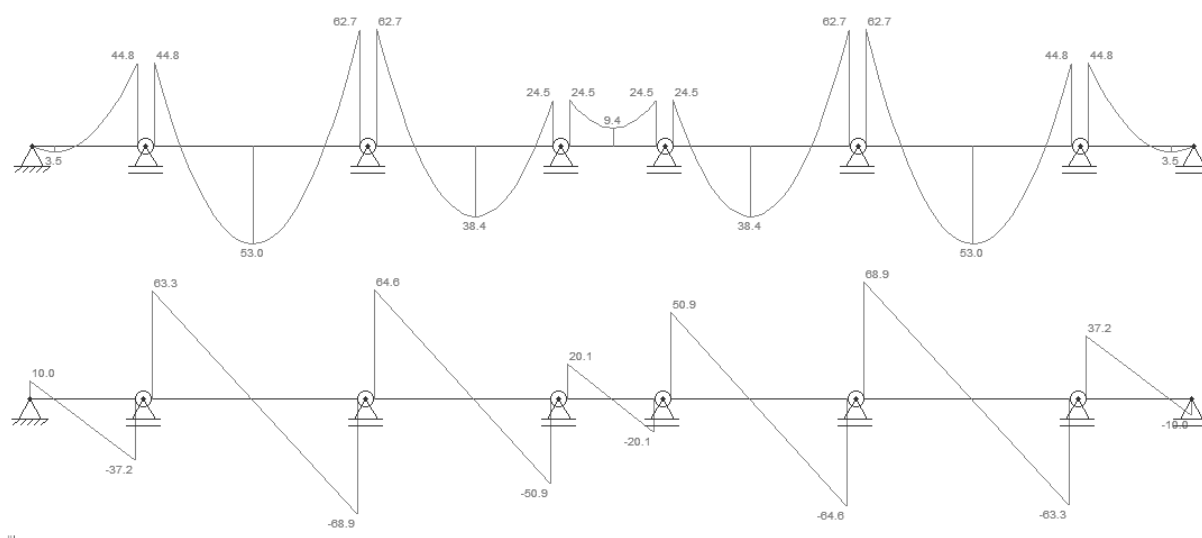
Como a Norma Francesa exige ainda que em seus apoios seja dimensionada uma armadura para pelo menos 15% do momento no vão, foi necessária a colocação de uma armadura mínima negativa nos apoios de extremidades enquanto para a Norma Brasileira colocou-se apenas uma armadura de montagem, já que estes apoios são compostos por outras vigas.

Referente à armadura de montagem também se encontram diferenças visto que o diâmetro mínimo utilizados no Brasil é de 5 mm e o diâmetro mínimo utilizado na França é de 6 mm, o que resulta em um maior consumo de aço pela Norma Francesa.

Quanto ao esforço cortante, foi necessário apenas estribo mínimo para todos os vãos para a Norma Brasileira enquanto que para a Norma Francesa não. Apesar de para a Norma Francesa o valor da seção de armadura transversal mínima ser inferior, a limitação de um diâmetro de 6 mm, superior ao da Norma Brasileira, faz com que aumente a taxa de armadura para o mesmo espaçamento, fazendo com que, nesse caso, o estribo necessário para o maior valor do esforço cortante seja o mesmo para todo o vão.

Na figura 28 pode ser visualizado o diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V2, obtido através do *software* Ftool.

Figura 28 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V2



(fonte: elaborado pela autora)

Assim como para a viga V1, na viga V2 também se verificou maiores seções de armaduras de flexão pela Norma Brasileira quando a armadura requerida foi a mínima, nos outros casos as armaduras se mantiveram iguais.

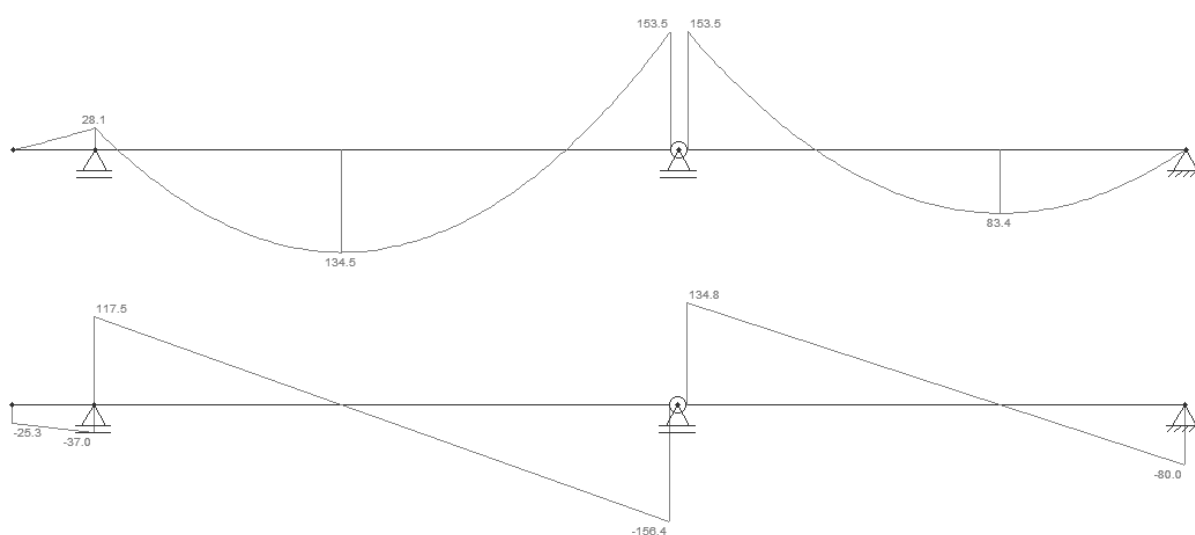
Os comprimentos das armaduras para o momento negativo também se mantiveram superiores para a Norma Brasileira e, enquanto que para todos os vãos da viga foram utilizados somente o estribo mínimo pela Norma Brasileira, pela Norma Francesa foi necessário escalonar as

armaduras utilizadas. Isto se deve ao fato de a Norma Brasileira considerar que uma parcela do esforço cortante é absorvida por mecanismos complementares ao da treliça enquanto que a Norma Francesa não considera. Logo, para que pela Norma Brasileira obtivéssemos uma seção de armadura transversal superior a mínima, seria necessário que o valor do esforço cortante fosse maior que a parcela complementar absorvida pelos mecanismos mais a o esforço cortante que geraria estribo mínimo caso esta não existisse, enquanto que pela Norma Francesa é necessário apenas que este seja superior ao estribo mínimo, que é, inclusive, inferior ao calculado pela Norma Brasileira.

Nos apoios extremos, enquanto a Norma Francesa recomenda que seja dimensionada uma armadura para 15% do momento do vão ou 0,65 vezes o momento de engastamento perfeito, a Norma Brasileira recomenda que esse momento de engastamento perfeito seja multiplicado por um coeficiente calculado segundo a fórmula 78, para a viga V2 este coeficiente resultou em um valor de 0,31. Porém, para ambas as Normas a armadura calculada anteriormente a essa análise já era suficiente para absorver esses esforços.

Na figura 29 pode ser visualizado o diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V8, obtido através do *software* Ftool.

Figura 29 – Diagrama de momentos fletores e esforços cortantes para a viga V8



(fonte: elaborado pela autora)

A viga V8 possui solicitações consideravelmente superiores às obtidas nas vigas V1 e V2. Apesar disso, as considerações vistas para as vigas anteriores mantiveram-se válidas salvo

pela armadura necessária no apoio intermediário, para o qual foi necessária a utilização de armadura dupla.

O valor da altura da linha neutra nesse apoio foi limitado pelas condições de ductilidade, mesmo que com formulações diferentes para esta altura, chega-se ao mesmo valor limite no caso de concretos de resistências inferiores a 50 MPa, para ambas as Normas. Tendo o mesmo valor limite da altura da linha neutra, o valor do momento limite, referente a esta altura, é superior pela Norma Francesa em função de seu coeficiente de redução da resistência do concreto ser de 1 enquanto que pela Norma Brasileira é de 0,85. Com isso, chega-se a uma seção de armadura comprimida inferior pela Norma Francesa, já que a variação do momento solicitante e o momento limite é menor.

Assim como para a viga V2, o coeficiente multiplicador do momento de engastamento perfeito a ser utilizado para o dimensionamento da armadura nos apoios diretos de extremidade foi inferior pela Norma Brasileira, obtendo-se valores de seções de armaduras superiores para a Norma Francesa.

As considerações quanto a armadura de esforço cortante também se mantiveram para a viga V8, devendo-se utilizar estribos de 8 mm nos dois vãos maiores da viga para a Norma Francesa, enquanto que para a Norma Brasileira foi necessário aumentar o diâmetro do estribo para 6,3 mm somente no vão do meio.

Finalmente, ao analisarmos o consumo de armadura por volume de concreto, para todas as vigas esse valor mostra-se superior pela Norma Francesa, como se pode visualizar nas plantas de armaduras das vigas presente no apêndice B.

No quadro 26 estão discriminadas as massas de armadura utilizadas por cada viga, divididas ainda em armaduras transversais e longitudinais.

Quadro 26 – Comparativo de massa de aço utilizada

	ABNT NBR 6118	NF EN 1992-1-1
VIGA V1		
Armadura total (kg)	36,27	42,1
Armadura transversal (kg)	9,27	13,93
Armadura longitudinal (kg)	27	28,17
VIGA V2		
Armadura total (kg)	187,33	209,82
Armadura transversal (kg)	35,17	56,27
Armadura longitudinal (kg)	152,16	153,55
VIGA V8		
Armadura total (kg)	171,99	196,23
Armadura transversal (kg)	99,38	124,48
Armadura longitudinal (kg)	72,61	71,75

(fonte: elaborado pela autora)

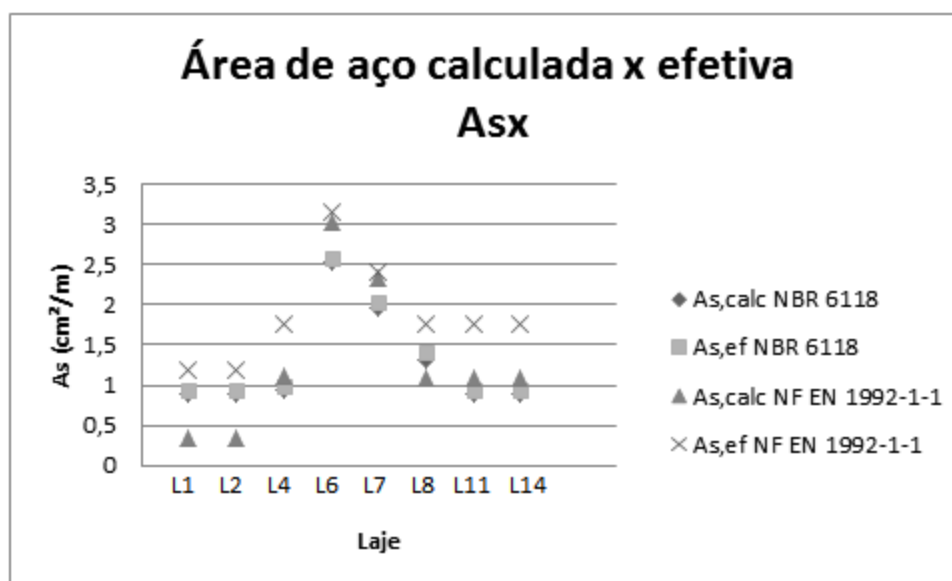
Analisando o quadro 26, nota-se que a diferença no consumo de armadura entre as vigas calculadas por cada Norma deve-se quase que totalmente pela diferença no cálculo da armadura transversal, enquanto os valores das massas utilizadas pela armadura longitudinal são muito próximos, os valores da armadura transversal se diferem consideravelmente.

12.2 LAJES

Assim como para as vigas, não haveria diferenças nas seções de armaduras calculadas se não fosse pela diferença na resistência característica do aço, f_{yk} , que pode ser usada como 600 MPa para a Norma Brasileira, quando são adotados fios em sua armação, e é limitada a 500 MPa pela Norma Francesa, independente da armadura utilizada, gerando assim maiores seções de armadura.

Na figura 30 é possível visualizar as áreas das seções de armadura positiva calculadas e efetivas, na direção x, considerada como a direção horizontal, por cada Norma, para as lajes L1, L2, L4, L6, L8, L11 e L14, conforme a planta de fôrmas do apêndice A, que são representativas de todo o pavimento devido as simetrias.

Figura 30 – Áreas das seções de armadura na direção x



(fonte: elaborado pela autora)

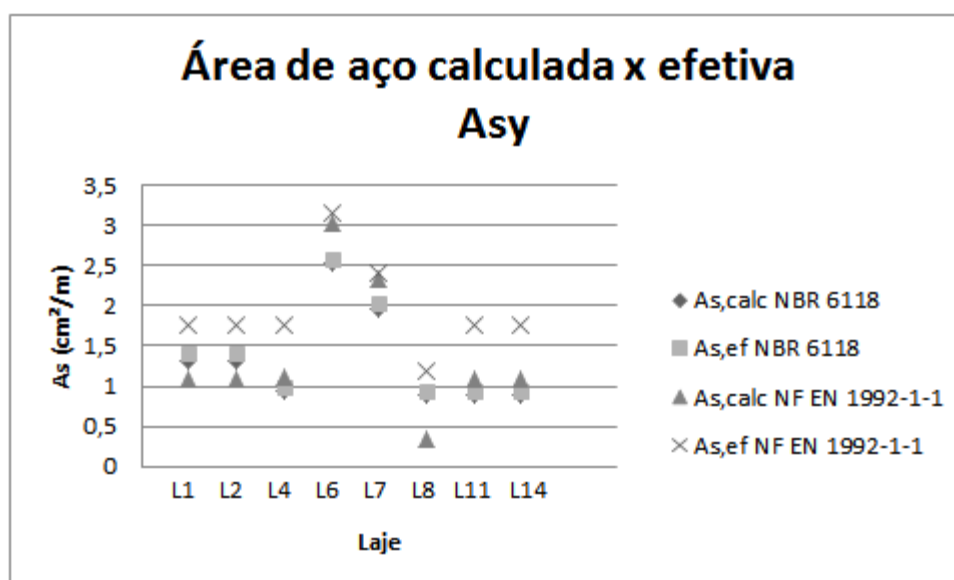
Observando os valores da seção de armadura calculada pela Norma Francesa na figura 30 para as lajes L1 e L2, lajes armadas em uma só direção, que possuem apenas armaduras de distribuição nesta direção, nota-se valores inferiores aos calculados pela Norma Brasileira devido ao fato de a Norma Francesa indicar a armadura de distribuição com a única exigência de 20% da armadura principal. Porém, ao observarmos suas respectivas armaduras efetivas, obteve-se valores maiores pela Norma Francesa devido a seu diâmetro mínimo considerado ser de 6 mm enquanto pela Norma Brasileira este ser de 4,2 mm, além do espaçamento máximo pela Norma Brasileira ser de 33 cm em qualquer caso, enquanto que pela Norma Francesa este é de 24 cm (3h) para as lajes consideradas. No entanto, a laje L8, também armada em uma só direção, porém com sua armadura principal na direção x, possui uma seção de armadura calculada inferior pela Norma Francesa do que pela Brasileira, tendo como critério de dimensionamento a seção de armadura mínima, novamente em função dos diâmetros disponíveis, a armadura efetiva para a laje é superior pela Norma Francesa.

Nas demais lajes, armadas em duas direções, a armadura calculada pela Norma Francesa é superior, mesmo para as lajes L11 e L14 que necessitaram apenas de armadura mínima nesta direção. Nas lajes L4, L6 e L7, nas quais não foram utilizadas armaduras mínimas como critério de dimensionamento, verificam-se diferenças maiores entre a seção de armadura calculada pela Norma Francesa e brasileira para as lajes L6 e L7 que são lajes com vãos maiores e maiores valores de carregamento.

Em função ainda das limitações dos diâmetros utilizados na França, desconsiderando a utilização de telas, nota-se que para as lajes L4, L11 e L14 as diferenças entre as armaduras calculadas e efetivas pela Norma Francesa são consideráveis, enquanto que para as lajes L6 e L7 esta diferença é mínima, isso porque necessitam de uma maior seção de armadura e esta, juntamente com o espaçamento máximo permitido, pode ser mais facilmente atendida pelos diâmetros disponíveis sem aumentar consideravelmente as taxas de armaduras.

Na figura 31 é possível visualizar as áreas das seções de armadura positivas calculadas e efetivas, na direção y, considerada como a direção vertical, para as mesmas lajes da figura 30.

Figura 31 – Áreas das seções de armadura na direção y



(fonte: elaborado pela autora)

Fazendo a mesma análise que para as seções de armadura para a direção x, observando a figura 31, chegam-se as mesmas conclusões abordadas acima.

Nas lajes L1 e L2, armadas em uma só direção, com armadura principal na direção y, dimensionadas pelo critério de armadura mínima, tem-se seções de armaduras calculadas superiores para a Norma Brasileira, assim como para a laje L8, também armada em uma só direção, porém com sua armadura de distribuição na direção y.

Para as lajes L11 e L14, armadas em duas direções, dimensionadas pelo critério de armadura mínima, a armadura calculada pela Norma Francesa é superior, porém não muito discrepante, assim como para a L4, em que o critério de dimensionamento não foi a armadura mínima,

mas obteve-se uma armadura superior pela Norma Francesa também não consideravelmente discrepante quando comparada com a Brasileira.

Já para as lajes L6 e L7, armadas em duas direções, com vãos maiores e maiores valores de carregamento, a armadura calculada pela Norma Francesa é superior e se distingue mais da encontrada pela Norma Brasileira.

Enquanto que para todas as lajes calculadas pela Norma Brasileira a armadura efetiva é muito próxima da armadura calculada, para a Norma Francesa estas se diferem bastante para menores seções de armadura, como citado anteriormente.

Quanto às armaduras para os momentos negativos, chegaram-se as mesmas conclusões que para as armaduras positivas, salvo para as seções de armaduras calculadas dimensionadas pela armadura mínima, que são sempre superiores para a Norma Brasileira, mas com valores próximos.

Ainda sobre as armaduras negativas, por não dispor dos diagramas de momentos, foi adotado como critério estender as armaduras para cada lado do eixo teórico do apoio de um comprimento igual a $1/4$ do maior dos vãos menores das lajes adjacentes, conforme recomendado na apostila da disciplina de concreto armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (CAMPOS FILHO, 2014, p. 32).

Tendo em vista que o comprimento de ancoragem para a Norma Francesa é um pouco maior que para a Norma Brasileira em função de seu coeficiente de ponderação das resistências ser igual a 1,5, e os diâmetros utilizados para a mesma serem maiores, a Norma Brasileira usa $1,5d$ como decalagem do diagrama de momentos fletores enquanto a Norma Francesa usa somente d , e essas ações praticamente se compensam, como pode ser visto no quadro 27, para cada diâmetro utilizado nas armaduras negativas. Logo, a aproximação do comprimento das armaduras negativas citada acima não acarreta em grandes perdas a nível de comparação, quando utilizados fios também nervurados.

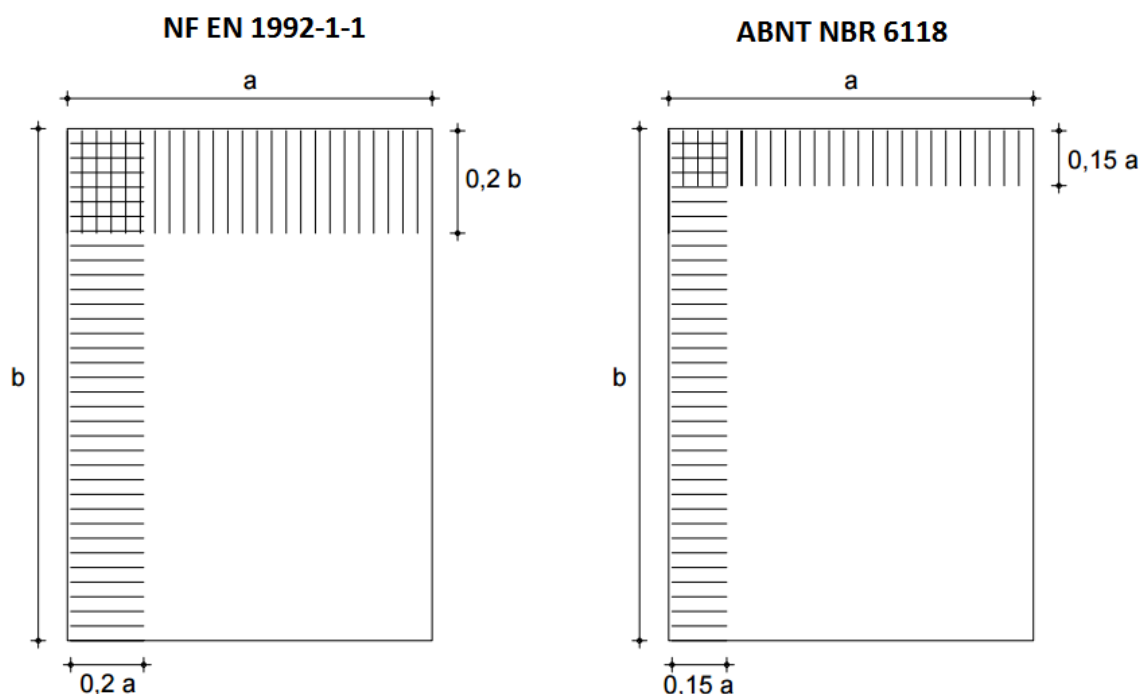
Quadro 27 – Comparativo de comprimentos para armadura negativa

NBR 6118		NE EN 1992-1-1	
Φ (mm)	$l_b + a_l$ (cm)	Φ (mm)	$l_b + a_l$ (mm)
5	30,05	6	33,34
5,5	32,2	6	33,34
9,5	53,9	10	54,77
8	47,45	8	45,56

(fonte: elaborado pela autora)

Outro ponto para o qual se encontra diferenças é para as armaduras negativas de borda. Em todos os casos, para a Norma Francesa, o critério de dimensionamento foi a armadura mínima e esta mostrou-se superior a armadura negativa de borda da Norma Brasileira, além de ter um comprimento maior, visto que a Norma Brasileira recomenda um comprimento, a partir do apoio, de 0,15 vezes o menor dos vãos da laje, a norma francesa não só considera esta valor como 0,2, como também é referente ao vão adjacente, que não necessariamente será o menor como é possível visualizar na figura 32.

Figura 32 – Comprimento da armadura de borda



(fonte: elaborado pela autora)

Além de todas essas considerações, verifica-se um consumo de massa de aço por volume de concreto de 58,42 kg/m³, para a Norma Francesa, e de 45,75 kg/m³, para Norma Brasileira.

Esta diferença já era esperada, visto as comparações nas seções de armaduras encontradas, as restrições quanto aos diâmetros e ao espaçamento da Norma Francesa. Visto que, mesmo que fossem utilizados fios soltos o consumo de aço por volume de concreto pela Norma Francesa seria reduzido a 55,5 kg/m³, mantendo-se superior que pela Norma Brasileira para o pavimento em questão.

13 CONCLUSÕES

Para as armaduras de flexão das vigas, quando o critério de dimensionamento é a armadura mínima as seções de armaduras são superiores pela Norma Brasileira. Caso contrário, essas resultam no mesmo valor de armadura, salvo o caso em que há necessidade de armadura dupla, no qual a seção de armadura comprimida é inferior pela Norma Francesa.

O comprimento das armaduras para o momento negativo das vigas também é superior pela Norma Brasileira em função de a decalagem do diagrama de momentos fletores variar de $0,5d$ até d , enquanto que para a Norma Francesa esta tem valor fixo de $0,45d$.

No que diz respeito à armadura de esforço cortante, esta se mostra superior para a Norma Francesa tendo em vista que a mesma não admite outros mecanismos de absorção de esforços que não pelas armaduras. Ainda, mesmo que a armadura utilizada fosse a mínima, que é superior pela Norma Brasileira, em função do diâmetro mínimo utilizado na França e a limitação do espaçamento, a armadura efetiva pela Norma Francesa será superior.

Para todo e qualquer apoio, a Norma Francesa recomenda que seja dimensionada uma armadura de no mínimo 15% do momento presente no vão e $0,65$ vezes o momento de engastamento perfeito em apoios diretos. Enquanto que a Norma Brasileira prevê somente um coeficiente multiplicador do momento de engaste perfeito em apoios diretos de extremidade. Logo, no caso em que os apoios de extremidade são indiretos é necessário dimensionamento de uma armadura neste apoio somente pela Norma Francesa e no caso de apoios de extremidade diretos o coeficiente calculado pela Norma Brasileira é inferior a $0,65$, mantendo o maior consumo de armadura pela Norma Francesa. Cabe salientar que a diferença entre os coeficientes pode variar, tendo em vista que pela Norma Brasileira este depende das dimensões dos pilares e vigas e pela Norma Francesa possui um valor fixo.

Já para lajes, quando o critério de dimensionamento não é a armadura mínima, as seções de aço são superiores pela Norma Francesa em função de sua restrição quanto a resistência característica do aço de 500 MPa. Se utilizada esta mesma consideração para Norma Brasileira, nos casos em que são necessários maiores diâmetros para armação das lajes, não haveriam diferenças consideráveis nas seções de armadura, como nota-se para as vigas. As

diferenças nas seções de armaduras efetivas, quanto ao f_{yk} utilizado, crescem com os carregamentos das lajes, sendo quase desprezáveis quando se aproximam da armadura mínima.

Enquanto a Norma Francesa possui apenas um critério para armadura mínima principal, a Norma Brasileira possui um determinado critério para a armadura mínima principal de lajes armadas em duas direções e outro para lajes armadas em uma direção. A partir destes critérios, a armadura mínima para lajes armadas em duas direções para a Norma Francesa será maior que para a Norma Brasileira e menor que esta quando a laje for armada em uma só direção. Porém estes valores não se apresentam de maneira muito discrepante.

A armadura de distribuição requerida pela Norma Francesa será sempre inferior ou igual a Norma Brasileira, iguais somente nos casos em que o critério de dimensionamento for 20% da armadura superior também para a Norma Brasileira. Porém, mesmo que não sejam utilizadas somente barras na execução pela Norma Francesa, esta gerará seções de armaduras superiores para lajes com espessura inferior a 11 cm, em função de seu critério de espaçamento.

Quanto ao critério de ancoragem, os valores para ambas as Normas apresentam a mesma ordem de grandeza, as diferenças geradas nos comprimentos das armaduras negativas das lajes não serão muito consideráveis mesmo com a diferença entre as decalagens do diagrama de momentos fletores, essas diferenças tenderiam a aumentar com o aumento da espessura da laje.

Quanto à armadura de borda, esta será sempre inferior para a Norma Brasileira, tendo em vista seu valor fixo de seção de armadura que é inferior ao mínimo considerado pela Norma Francesa, além de seu comprimento ser sempre inferior.

Com isso, para as lajes do pavimento tipo em questão, conclui-se que a Norma Francesa é mais exigente que a Norma Brasileira quanto ao consumo de armadura por volume de concreto. Porém, isto não pode ser generalizado, visto que é possível a utilização de telas pela Norma Francesa e assim a obtenção de menores seções de armaduras quando estas são necessárias, e que as diferenças nas seções de armadura por cada Norma depende da disposição das lajes, suas dimensões e de seus carregamentos.

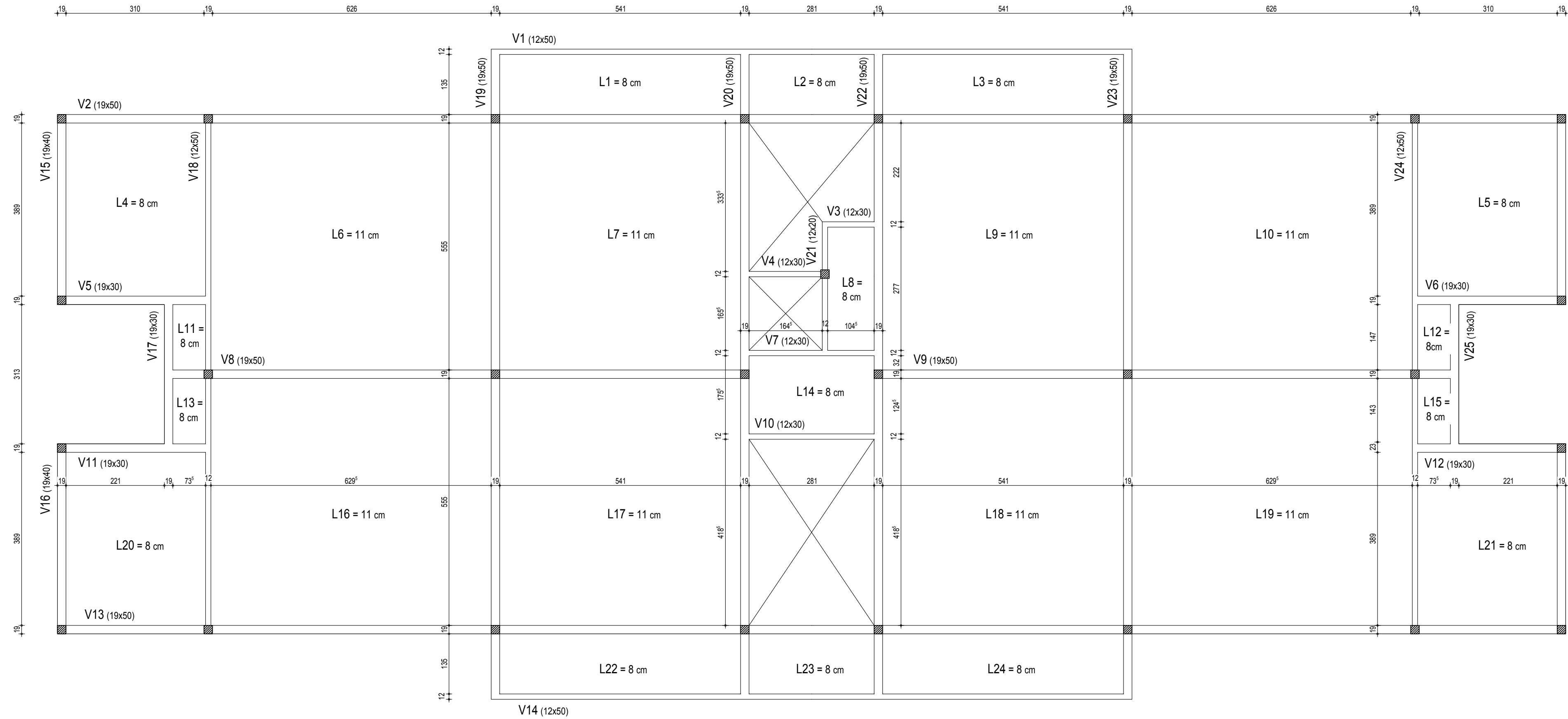
Já para as vigas pode-se concluir que o consumo de armadura por volume de concreto será sempre superior pela Norma Francesa em função das diferenças no cálculo da armadura de cisalhamento e dos diâmetros passíveis de utilização para esta armadura.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- _____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.
- _____. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 8953**: concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **NF EN 1990**: eurocodes structuraux – bases de calcul des structures. Saint-Denis, 2003a.
- _____. **NF EN 1991-1-1**: eurocode 1 – action sur les structures – partie 1-1: actions générales – poids volumiques, poids propre, charges d’exploitation des bâtiments. Saint-Denis, 2003b.
- _____. **NF EN 1992-1-1**: eurocode 2 – calcul des structures en béton – partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments. Saint-Denis, 2005a.
- _____. **NF EN 1992-1-1/NA**: eurocode 2 – calcul des structures en béton – partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments – annexe nationale à la NF EN 1992 :2005. Saint-Denis, 2007.
- _____. **NF EN 10080**: aciers pour l’armature du béton – aciers soudables pour béton armé – généralités. Saint-Denis, 2005b.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre, 2014. Apostila da disciplina de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em: 27 out. 2015.
- PAILLÉ, J. -M. **Calcul des structures en béton**. Paris: Eyrolles, 2009.

APÊNDICE A – Planta de fôrmas do pavimento residencial

PLANTA DE FÔRMAS



Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Pavimento tipo - Edifício Residencial

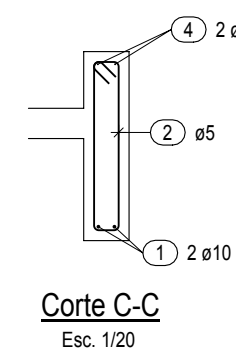
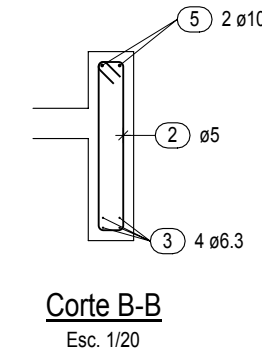
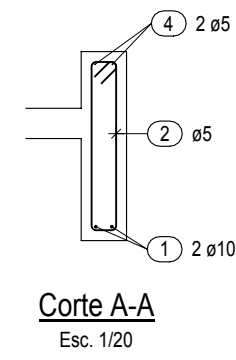
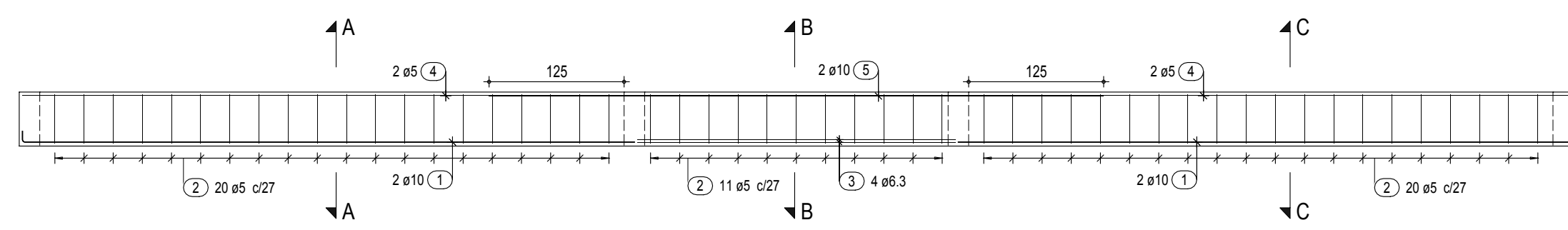
Aluna: Liana Parizotto
Orientador: João Ricardo Masuero

PLANTA DE EXECUÇÃO :
FÔRMAS

fck :	Cobrimento :	Data :	Escala :	Planta :
35 MPa	-	NOV/2015	1:70	01/01

APÊNDICE B – Plantas de armaduras das vigas

VIGA V1 - 12x50

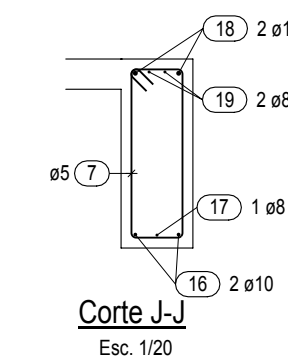
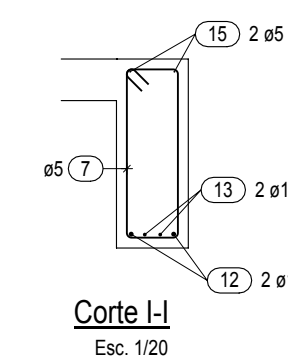
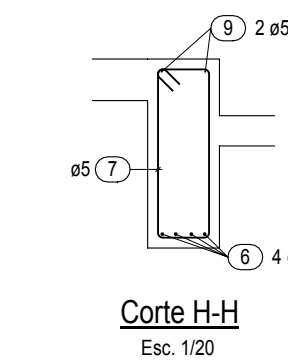
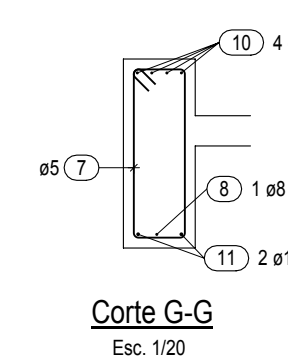
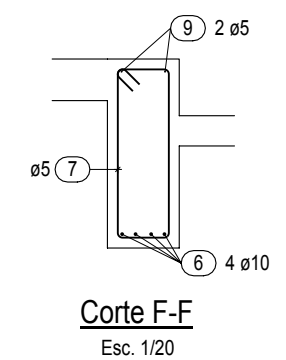
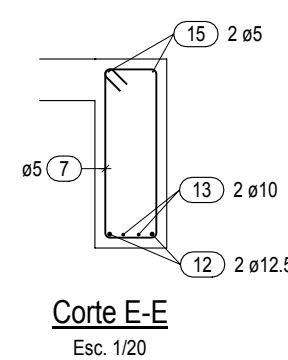
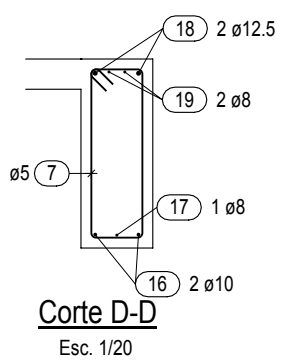
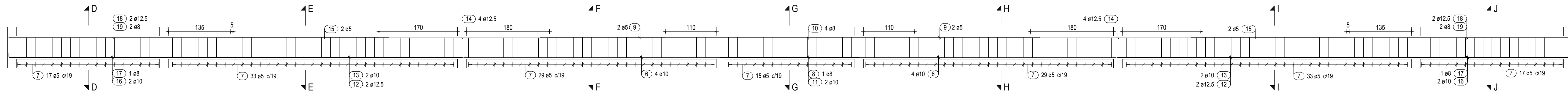


Lista de barras - viga 1

Pos.	Qtd.	ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
1	4	10	5.79		23.16	14.29
2	51	5	1.18		60.18	9.27
3	4	6.3	2.95		11.80	2.89
4	4	5	4.54		18.16	2.80
5	2	10	5.69		11.38	7.02
Massa total [kg]:						36.27

VIGA V1	
Massa total de aço [kg]	36,27
Volume de concreto [m³]	0,86
Consumo [kg/m³]	42,17
VIGA V2	
Massa total de aço [kg]	187,33
Volume de concreto [m³]	3,22
Consumo [kg/m³]	58,18
VIGA V8	
Massa total de aço [kg]	171,99
Volume de concreto [m³]	1,25
Consumo [kg/m³]	137,59

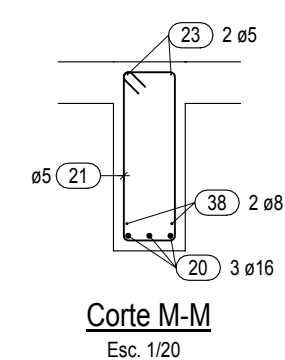
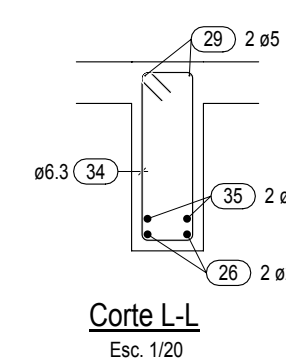
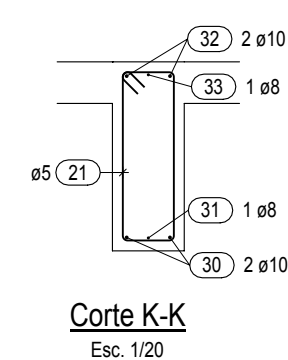
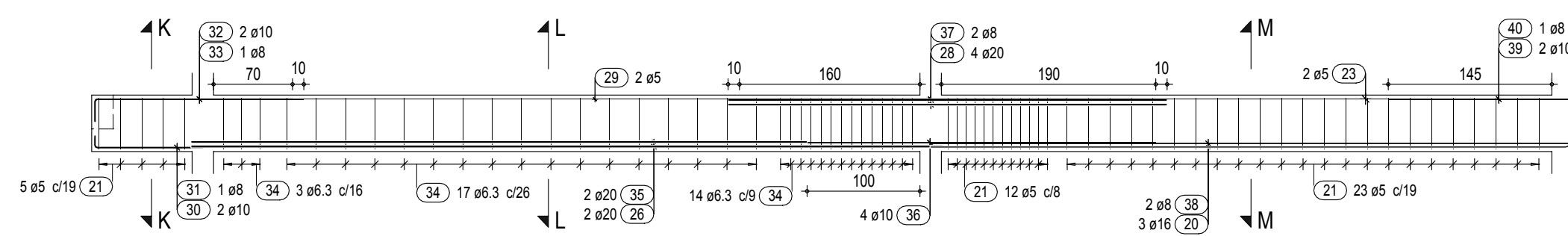
VIGA V2 - 19x50



Lista de barras - viga 8

Pos.	Qtd.	ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
20	3	16	5.88		17.64	27.87
21	40	5	1.32		52.80	8.13
23	2	5	2.36		4.72	0.73
26	2	20	6.66		13.32	32.90
28	4	20	3.89		15.56	38.43
29	2	5	4.17		8.34	1.28
30	2	10	1.08		2.16	1.33
31	1	8	1.03		1.03	0.41
32	2	10	2.06		4.12	2.54
33	1	8	1.96		1.96	0.77
34	34	6.3	1.37		46.58	11.41
35	2	20	5.46		10.92	26.97
36	4	10	3.69		14.76	9.11
37	2	8	3.69		7.38	2.92
38	2	8	5.76		11.52	4.55
39	2	10	1.62		3.24	2.00
40	1	8	1.62		1.62	0.64
Massa total [kg]:						171.99

VIGA V8 - 19x50



Lista de barras - viga 2

Pos.	Qtd.	ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
6	8	10	5.61		44.88	27.69
7	173	5	1.32		228.36	35.17
8	1	8	2.97		2.97	1.17
9	4	5	2.92		11.68	1.80
10	4	8	5.39		21.56	8.52
11	2	10	3.01		6.02	3.71
12	4	12.5	6.51		26.04	25.08
13	4	10	6.46		25.84	15.94
14	8	12.5	3.69		29.52	28.43
15	4	5	3.57		14.28	2.20
16	4	10	3.48		13.92	8.59
17	2	8	3.43		6.86	2.71
18	4	12.5	4.86		19.44	18.72
19	4	8	4.81		19.24	7.60
Massa total [kg]:						187.33

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

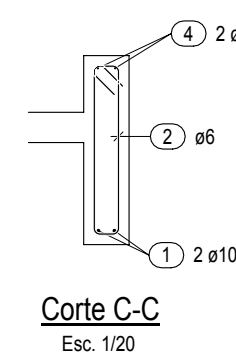
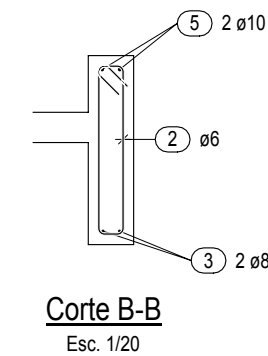
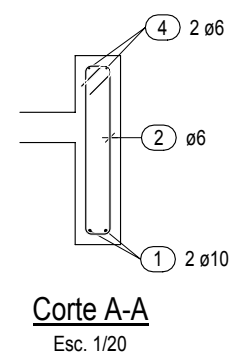
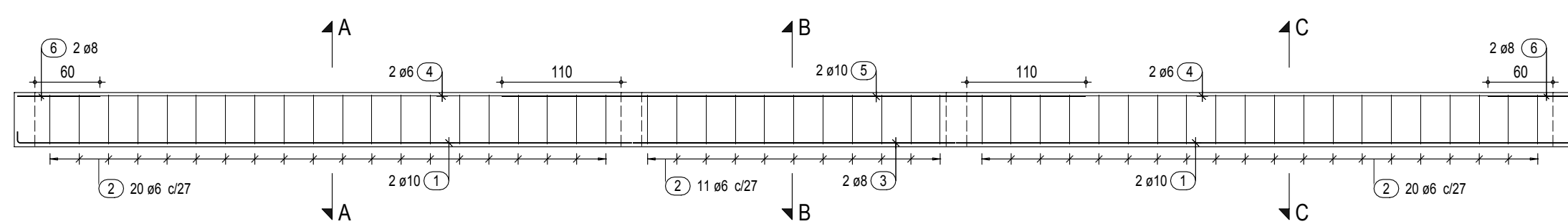
Pavimento tipo - Edifício Residencial

Aluna: Liana Parizotto
Orientador: João Ricardo Masuero

PLANTA DE EXECUÇÃO :
ARMADURA DAS VIGAS
- ABNT NBR 6118

fck :	Cobrimento :	Data :	Escala :	Planta :
35 MPa	2,5 cm	NOV/2015	1:50	01/02

VIGA V1 - 12x50

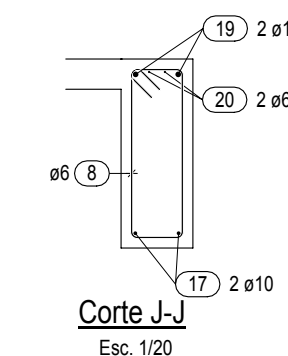
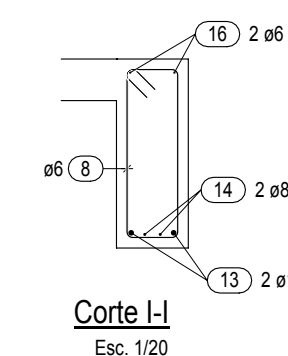
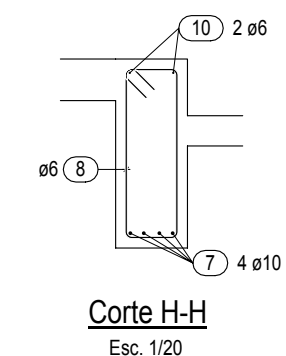
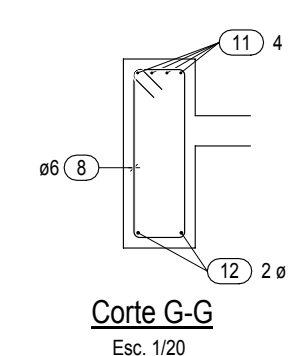
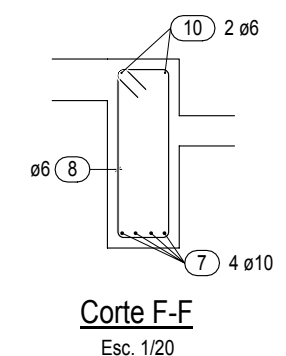
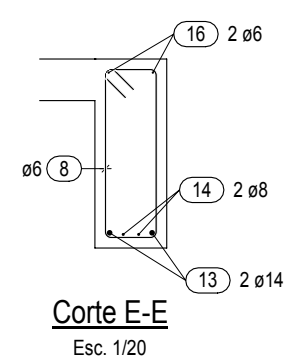
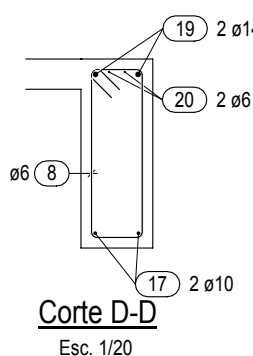
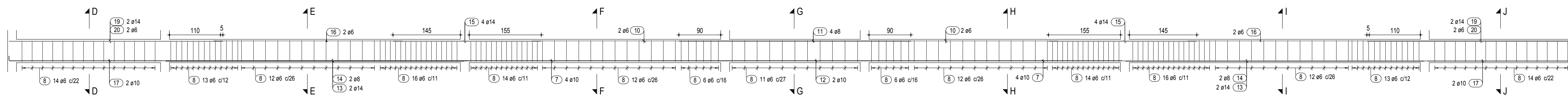


Lista de barras - viga 1

Pos.	Qtd.	Ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
1	4	10	5.79		23.16	14.29
2	51	6	1.23		62.73	13.93
3	2	8	2.97		5.94	2.35
4	4	6	4.12		16.48	3.66
5	2	10	5.39		10.78	6.65
6	4	8	0.77		3.08	1.22
Massa total [kg]:						42.10

VIGA V1	
Massa total de aço [kg]	42,10
Volume de concreto [m³]	0,86
Consumo [kg/m³]	48,95
VIGA V2	
Massa total de aço [kg]	209,82
Volume de concreto [m³]	3,22
Consumo [kg/m³]	65,16
VIGA V8	
Massa total de aço [kg]	196,23
Volume de concreto [m³]	1,25
Consumo [kg/m³]	156,98

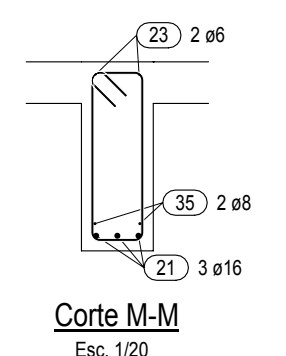
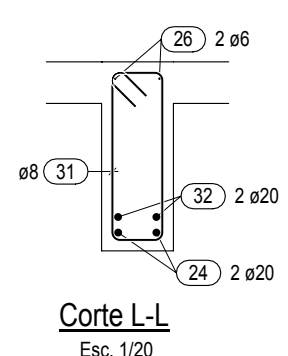
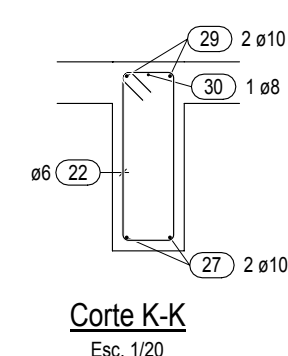
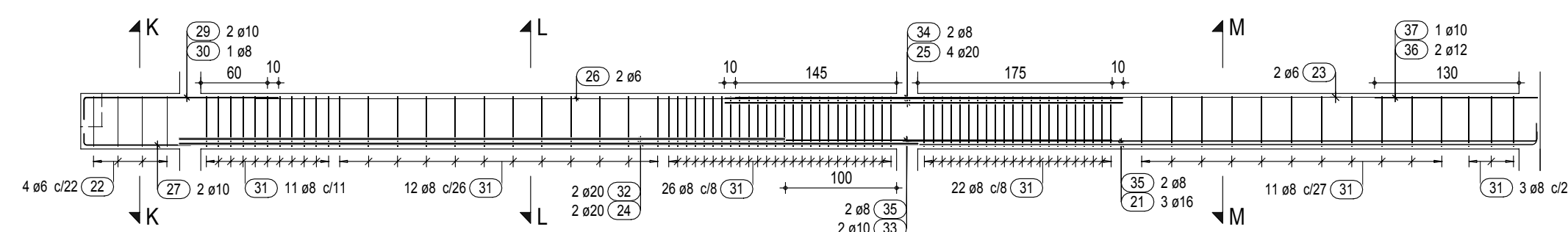
VIGA V2 - 19x50



Lista de barras - viga 8

Pos.	Qtd.	Ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
21	3	16	5.88		17.64	27.87
22	4	6	1.37		5.48	1.22
23	2	6	2.66		5.32	1.18
24	2	20	6.66		13.32	32.90
25	4	20	3.59		14.36	35.47
26	2	6	4.42		8.84	1.96
27	2	10	1.08		2.16	1.33
29	2	10	1.96		3.92	2.42
30	1	8	1.86		1.86	0.73
31	85	8	1.40		119.00	47.01
32	2	20	5.46		10.92	26.97
33	2	10	3.39		6.78	4.18
34	2	8	3.39		6.78	2.68
35	2	8	5.76		11.52	4.55
36	2	12	1.47		2.94	2.61
37	2	10	1.47		2.94	1.81
38	1	8	3.39		3.39	1.34
Massa total [kg]:						196.23

VIGA V8 - 19x50



Lista de barras - viga 2

Pos.	Qtd.	Ø [mm]	L unitário [m]	Forma da barra (sem escala)	L total [m]	Peso [kg]
7	8	10	5.61		44.88	27.69
8	185	6	1.37		253.45	56.27
10	4	6	3.37		13.48	2.99
11	4	8	4.99		19.96	7.88
12	2	10	3.01		6.02	3.71
13	4	14	6.55		26.20	31.70
14	4	8	6.42		25.68	10.14
15	8	14	3.19		25.52	30.88
16	4	6	4.06		16.24	3.61
17	4	10	3.48		13.92	8.59
19	4	14	4.61		18.44	22.31
20	4	6	4.56		18.24	4.05
Massa total [kg]:						209.62

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

Pavimento tipo - Edifício Residencial

Aluna: Liana Parizotto
Orientador: João Ricardo Masuero

PLANTA DE EXECUÇÃO :
ARMADURA DAS VIGAS
- NF EN 1992-1-1

fck :	Cobrimento :	Data :	Escala :	Planta :
35 MPa	2,5 cm	NOV/2015	1:50	02/02

APÊNDICE C – Plantas de armaduras das lajes

