



UNIVERSIDADE DO VALE DO TAQUARI
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS
SEGUNDO A NBR 6118:2014, UTILIZANDO CONCRETOS DE
RESISTÊNCIAS DO GRUPO I E GRUPO II**

Patrícia Tietze Erthal

Lajeado, novembro de 2018



Patrícia Tietze Erthal

**ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS
SEGUNDO A NBR 6118:2014, UTILIZANDO CONCRETOS DE
RESISTÊNCIAS DO GRUPO I E GRUPO II**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso - Etapa II, do Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Taquari – UNIVATES, como parte da exigência para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Prof^ª. M^ª Rebeca Jéssica Schmitz

Lajeado, novembro de 2018

Patrícia Tietze Erthal

**ESTUDO COMPARATIVO DO DIMENSIONAMENTO DE VIGAS
SEGUNDO A NBR 6118:2014, UTILIZANDO CONCRETOS DE
RESISTÊNCIAS DO GRUPO I E GRUPO II**

A Banca examinadora abaixo aprova a Monografia apresentada na disciplina de Trabalho de Conclusão II, do curso de Engenharia Civil, da Universidade do Vale do Taquari – Univates, como parte da exigência para a obtenção do grau de Bacharel em Engenharia Civil:

Profa. Ma. Rebeca Jéssica Schmitz –
orientadora
Universidade do Vale do Traquari – Univates

Prof. Me. João Batista Gravina
Universidade do Vale do Traquari – Univates

Profa. Ma. Bianca Funk Weimer
UniRittter – Porto Alegre

Lajeado, novembro de 2018

RESUMO

Baseado na crescente demanda de soluções práticas que visam a economia no setor da construção civil, e no crescente desenvolvimento de concretos de alta resistência, é interessante analisar qual seria a vantagem da utilização de concretos de resistências elevadas para a execução de vigas de concreto armado, visando o aumento da área útil do ambiente, além da economia no orçamento. Para a obtenção desses resultados, foi feito o dimensionamento estrutural de duas vigas distintas, sendo uma de transição. Todo o cálculo é baseado na NBR 6118 (ABNT, 2014) que, na sua última atualização teve acrescentado a normatização do dimensionamento de peças estruturais com concretos pertencentes a Classe II ($f_{ck} \geq 55\text{MPa}$). O dimensionamento é no estado limite último. Por fim, foi realizado o orçamento para cada viga. Como conclusão foi observado o seguinte: para vigas convencionais de uma edificação multifamiliar, a utilização de concreto $f_{ck} 35\text{ MPa}$ é a mais adequada financeiramente, sendo que a menor altura foi observada com o $f_{ck} 50\text{ MPa}$. Entretanto, essa opção demonstrou aumento de 7% em relação a viga com 35 MPa . A medida que se utiliza concretos da Classe II, suas dimensões não se alteram, pois deve ser respeitando a parâmetro de ductilidade da viga, ao mesmo tempo que o custo aumenta pela utilização de concretos com um preço maior. Já, para a viga de transição, houve sim uma diminuição da altura da viga, entretanto, o custo é proporcionalmente maior.

Palavras-chave: Concreto Armado, Vigas, Viga de transição

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Diagrama tensão X deformação.....	24
Figura 2 - Vão efetivo da viga.....	29
Figura 3 - Domínios de deformação para o ELU de uma seção transversal	40
Figura 4 - Analogia de treliça.....	43
Figura 5 - Esquema.....	46
Figura 6 - Planta de fôrmas	46
Figura 7 - Ilustração viga 5	48
Figura 8 – Ilustração viga 12	49
Figura 9 - Representação tensões no ELU de concretos do grupo I.....	51
Figura 10 - Área de contribuição das cargas das lajes nas vigas.....	68
Figura 11 - Carregamentos da viga 5.....	69
Figura 12 - Diagrama do esforço cortante da viga 5	69
Figura 13 - diagrama do momento fletor da viga 5.....	69
Figura 14 - Carregamentos da viga 12.....	70
Figura 15 - Diagrama do esforço cortante da viga 12	70
Figura 16 - Diagrama do momento fletor da viga 12	70
Figura 17 - Variação da altura com o aumento do fck para a viga 5 e viga 12.....	74
Figura 18 - Variação da área de aço calculada com o aumento do fck para a viga 5 e viga 12.....	75
Figura 19 - Relação entre a resistência do concreto e o custo total para a viga 5	80
Figura 20 - Relação entre a resistência do concreto e o custo total para a viga 12 ..	81

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental	31
Quadro 2 - Relação entre a classe de agressividade e a espessura do cobrimento.	32

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valor para as deformações limites do concreto.....	24
Tabela 2 - Bitolas do aço CA50	27
Tabela 3 - Valor do peso específico dos principais materiais	35
Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} . \gamma_{f3}$ no ELU	36
Tabela 5 – Coeficiente γ_{f2} no ELU e ELS	37
Tabela 6 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	39
Tabela 7 - Carregamentos da V5	48
Tabela 8 - Armadura mínima.....	57
Tabela 9 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe I	71
Tabela 10 - Dimensionamento armadura transversal para a V5 concretos Classe I	71
Tabela 11 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe II.....	72
Tabela 12 - Dimensionamento armadura transversal para a V5 concretos Classe II	72
Tabela 13 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe I.....	72
Tabela 14 - Dimensionamento armadura transversal para a V12 concretos C I.....	73
Tabela 15 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe II.....	73
Tabela 16 - Dimensionamento armadura transversal para a V12 concretos C II	73
Tabela 17 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 25 MPa	75
Tabela 18 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 35 MPa	76

Tabela 19 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 50 MPa	76
Tabela 20 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 60 MPa	76
Tabela 21 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 70 MPa	77
Tabela 22 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 90 MPa	77
Tabela 23 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 25 MPa	78
Tabela 24 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 35 MPa	78
Tabela 25 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 50 MPa	78
Tabela 26 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 60 MPa	79
Tabela 27 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 70 MPa	79
Tabela 28 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 90 MPa	79

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CA25	Aço para concreto armado que possui 25 kgf/mm ² de resistência característica de tensão de escoamento
CA50	Aço para concreto armado que possui 50 kgf/mm ² de resistência característica de tensão de escoamento.
cm	Centímetros
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
Kgf	Quilograma-força
mm	Milímetros
MPa	Magapascal
NBR	Norma brasileira

LISTA DE SIMBOLOS

a_l – decalagem

A_s – área de aço

A'_s – área de aço necessária para a armadura de compressão

$A_{s, \text{pele}}$ – área de aço para a armadura de pele

$A_{s, \text{mín}}$ – área de aço mínima

$A_{s, \text{máx}}$ – área de aço máxima.

A_{sw} – área da seção transversal do estribo

$A_{s\emptyset}$ = área da seção transversal da barra de aço

b_w – largura da base da viga

b_{we} – largura média da alma

d – altura útil

d' = distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a face mais próxima do elemento estrutural

$d_{\text{mín}}$ – altura útil mínima

dist = distância interna do momento

E_{ci} – módulo de elasticidade do concreto

f_{bd} – resistência de aderência

f_{cd} – resistência do concreto minorada

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{ctd} – valor de resistência à tração do concreto

$f_{ct,m}$ – resistência à tração na flexão
 f_{yd} – limite de escoamento de cálculo do aço
 f_{yk} – limite de escoamento do aço
 F_c – força atuante no concreto
 F_d – resistência de cálculo
 F_k – força característica
 F_s – força atuante na armadura
 h – altura da viga
 l_0 – comprimento da viga
 l_b – comprimento de ancoragem básico
 $l_{b,min}$ – dimensão mínima do apoio para ancoragem
 l_{ef} – vão efetivo
 M_d – momento de cálculo
 M_{lim} – momento limite
 M_2 – momento da armadura de compressão
 n – número
 RS – esforço de ancoragem
 s – espaçamento longitudinal dos estribos
 $S_{máx}$ – espaçamento máximo longitudinal
 S_t – distância entre estribos
 $S_{t,máx}$ – distância máxima entre estribos
 V_c – força cortante que não é absorvida pelos estribos
 V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo
 V_{Sd} – força cortante de cálculo;
 $V_{sd,min}$ – força cortante mínima
 V_{sw} – parcela que os estribos resistem
 $V_{sw,min}$ – força mínima que os estribos irão resistir
 x – profundidade da linha neutra
 y – altura da linha neutra convencional
 z – braço de alavanca
 α – inclinação do estribo
 α_c – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

α_E – constante utilizada para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto

γ – peso específico

γ_c – coeficiente de minoração do concreto

γ_f – coeficiente de ponderação das ações

γ_s – coeficiente de minoração do aço

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

λ – constante utilizada no cálculo da altura da linha neutra

$\rho_{sw,min}$ – taxa geométrica da armadura transversal

σ – tensão atuante

σ_c – tensão de compressão

\emptyset – diâmetro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 Objetivo geral	16
1.2 Objetivos específicos.....	16
1.3 Justificativa e relevância do trabalho.....	16
1.4 Delimitação do trabalho.....	17
1.5 Estrutura do trabalho	17
2 REVISÃO BIBIOGRÁFICA	19
2.1 Concreto armado.....	19
2.2 Concreto.....	20
2.2.1 Concreto endurecido	22
2.2.2 Concreto de alta resistência.....	25
2.3 Aço	26
2.4 Estruturas de concreto armado	27
2.4.1 Pilar.....	27
2.4.2 Viga.....	28
2.4.2.1 Viga de transição.....	28
2.4.2.2 Vão efetivo da viga	29
2.4.3 Vinculações	30
2.4.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado.....	30
2.5 Dimensionamento estrutural.....	32
2.5.1 Estados limites de desempenho.....	32
2.5.1.1 Estado limite último	33
2.5.1.2 Estado limite de serviço	34

2.5.2 Ações e resistências de cálculo	34
2.5.2.1 Coeficiente de ponderação das ações	35
2.5.2.1.1 Ponderação das ações no ELU	36
2.5.2.2 Coeficiente de ponderação das resistências	38
2.6 Cálculo da armadura de flexão	39
2.6.1 Estádios de deformação do concreto	39
2.6.2 Domínios de deformação na seção transversal	40
2.6.2.1 Domínio 1	40
2.6.2.2 Domínio 2	41
2.6.2.3 Domínio 3	41
2.6.2.4 Domínio 4	41
2.6.2.5 Domínio 4A	42
2.6.2.6 Domínio 5	42
2.6.2.7 Análise do domínio para o dimensionamento	42
2.7 Cálculo da armadura de cisalhamento	43
3 PROCEDIMENTO DE PESQUISA	45
3.1 Vigas analisadas	46
3.2 Estratégia da pesquisa	49
3.3 Dimensionamento	50
3.3.1 Hipóteses para cálculo	50
3.3.2 Limites para condições de ductilidade em vigas sob flexão normal	53
3.3.3. Cálculo da armadura longitudinal	53
3.3.3.1 Equilíbrio das forças atuantes nas seções	53
3.3.3.2 Posição da linha neutra (x)	54
3.3.3.3 Cálculo da área de aço necessária para a armadura	56
3.3.3.4 Cálculo da área de aço efetiva da armadura	56
3.3.3.5 Cálculo da armadura máxima e mínima	57
3.3.3.6 Armadura dupla	58
3.3.4 Dimensionamento da armadura transversal	59
3.3.5 Detalhamento longitudinal da armadura ao longo da viga	62
3.5 Análise de custo	66

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	68
4.1 Análise dos resultados referentes às dimensões das vigas	73
4.2 Orçamento	75
5 CONCLUSÕES	82
REFERÊNCIAS.....	84

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, o sistema construtivo com concreto armado é o que predomina para a execução da maioria das edificações, residenciais ou comerciais. Além disso, é largamente empregado na construção de obras especiais (por exemplo: pontes e viadutos). Essa preferência se dá pelas boas propriedades que a associação do concreto com o aço apresenta, pela boa disponibilidade de materiais e pela mão de obra que não necessita ser especializada.

A NBR 6118, na sua versão anterior (2004), abrangia somente o dimensionamento estrutural com concretos do grupo I (f_{ck} de até 50 MPa). Sua atualização adicionou o dimensionamento com concretos do grupo II também (f_{ck} de 55 MPa à 90 MPa), o que significou um passo importante para o projetista estrutural pois, antes dela, se houvesse a necessidade de alternativas no dimensionamento, ele tinha que recorrer a normas estrangeiras, como a Norma Americana ACI 318 (American Concrete Institute, 2008), ou trocar o concreto armado por estruturas de aço (BRUSCO, 2014).

O concreto de alta resistência é um tipo de concreto de alto desempenho e vem sendo amplamente utilizado nas mais diversas obras da construção civil. A escolha dos materiais e o cálculo exato do traço são fatores determinantes para se atingir resistências elevadas. O teor de água está inversamente relacionado com a resistência do concreto e, por isso, são utilizados aditivos superplastificantes, que se tornam fundamentais para a obtenção de concretos de alta resistência (NEVILLE, 2016).

Conforme Passuelo et al. (2005), o concreto de alta resistência já é empregado como solução em pilares por comprovadamente obter significativa redução da seção transversal da estrutura, resultando em maiores áreas úteis das edificações e maior liberdade arquitetônica. Diante dessa situação, esse trabalho tem como objetivo verificar se a utilização de concreto de alta resistência também é vantajosa para vigas, analisando o quanto há de diminuição de sua seção e se há economia de material e mão de obra.

1.1 Objetivo geral

O principal objetivo do presente trabalho é analisar, de uma forma comparativa, a influência do f_{ck} do concreto para o projeto de dimensionamento de vigas de concreto armado.

1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho em questão estão descritos abaixo:

- a) definir a área de aço necessária para duas vigas distintas, utilizando diferentes valores de f_{ck} do concreto que serão estabelecidos no presente estudo;
- b) elaborar orçamento para a execução de cada viga, utilizando a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI).

1.3 Justificativa e relevância do trabalho

O assunto a ser abordado foi escolhido mediante a demanda no setor de construção civil por soluções inovadoras aos problemas apresentados na área da engenharia de estruturas. Paralelo a isso, o desenvolvimento de Concretos de Alta Resistência (CAR) vem, ano após ano, avançando mais e permitindo concretos mais resistentes.

Com isso, há a necessidade de analisar a utilização desses concretos para o dimensionamento de estruturas, sua relação quanto à diminuição da área da seção das vigas, diminuição de fôrmas, armaduras e melhoramento da estética com o ganho de área útil, além de, conseqüentemente, uma possível diminuição de custo no orçamento da obra. Sendo assim, serão abordadas todas as relações anteriormente citadas, com o objetivo de entender melhor a relação do aumento do f_{ck} do concreto com o dimensionamento estrutural.

1.4 Delimitação do trabalho

O trabalho contempla, por meio de cálculos norteados pela NBR 6118 (ABNT, 2014), o dimensionamento de dois tipos de vigas de concreto armado utilizando valores diferentes de f_{ck} do concreto (25MPa, 35MPa, 50 MPa, 60MPa, 70 MPa e 90 MPa). Após, será feita uma análise se há vantagem do ponto de vista da diminuição da altura dessas vigas, sendo mantido a largura constante e se há a redução de custo para executá-las.

1.5 Estrutura do trabalho

O trabalho está estruturado em cinco capítulos. O primeiro capítulo abrange a introdução, subdividida nas seguintes seções: objetivo geral, objetivos específicos, justificativa do trabalho e delimitação.

O capítulo 2 é composto pelo referencial bibliográfico, que aborda as principais características do concreto armado, com ênfase no concreto de alta resistência. Além disso, é apresentado a teoria do dimensionamento das estruturas, com base na NBR 6118 (ABNT, 2014), explicando as variáveis utilizadas no procedimento de pesquisa.

O capítulo 3 apresenta o procedimento de pesquisa que explica o método e verificações realizadas para atingir o objetivo geral do trabalho. Já, o capítulo 4 é composto pelos resultados encontrados, tanto no dimensionamento quanto no orçamento realizado.

Por fim, no quinto capítulo, há a conclusão que se pode chegar durante a elaboração desse trabalho, com a discussão dos resultados encontrados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Concreto armado

Existem diversos registros antigos da utilização de pedras como elemento construtivo, justamente por elas serem compostas de um material resistente e com uma ótima durabilidade. Entretanto, problemas começaram a surgir quando elas começaram a ser utilizadas para vencer vãos maiores, pois ocorria sua ruptura. Assim, foi estudado e descoberto que a pedra tem ótima resistência à compressão e pouca resistência à tração. Com isso, sua utilização ficava limitada a vãos pequenos (BOTELHO; MARCHETTI, 2015).

O concreto, por ser considerado uma pedra artificial, também possui baixa resistência à tração, sendo que, para ser utilizado como elemento estrutural, havia a necessidade de associá-lo com algum material com boa resistência à tração. Foi nesse contexto que surgiu o concreto armado: a associação do concreto com o aço (BOTELHO; MARCHETTI, 2015).

O concreto armado pode ser definido, basicamente, como uma ligação solidária entre o concreto e o aço, onde esses materiais trabalham e se deformam juntos (os dois possuem coeficiente de dilatação próximos, na ordem de $10^{-5}m/^\circ C$). Dentre as principais vantagens, se destacam a ótima resistência que esse conjunto fornece à estrutura, facilidade de adaptação a várias formas, formação de uma estrutura monolítica (boa aderência entre o concreto endurecido e o fresco), não necessita de mão de obra especializada e possui boa resistência ao fogo, aos desgastes e às vibrações (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Conforme Fusco (2008), para o dimensionamento estrutural, é considerado que o concreto e o aço trabalham solidariamente, ou seja, não existe escorregamento entre os dois materiais. A associação apresenta um bom funcionamento, pois suas características se complementam. O aço é um material dúctil, com grande resistência à tração e maior rigidez. Já o concreto é frágil, de alta resistência à compressão e menor rigidez.

O dimensionamento de estruturas de concreto armado é normatizado pela norma ABNT NBR 6118 que, em 2014, foi atualizada. Uma de suas principais mudanças foi a inclusão do dimensionamento de estruturas com concretos de f_{ck} pertencentes ao grupo II.

2.2 Concreto

O concreto é, atualmente, o material mais utilizado no setor da construção civil, sendo que sua preferência é consequência de suas propriedades. Mehta e Monteiro (2014) destacam três. A primeira é a resistência à água. O concreto possui ótima resistência à água em relação a outros materiais (ferro e madeira se deterioram mais facilmente), motivo esse que justifica o registro mais antigo de sua utilização para cisternas e aquedutos feitos pelos romanos.

Em segundo lugar, está o fato dos elementos de concreto poderem tomar diferentes formas. O concreto fresco tem uma consistência plástica, garantindo um ótimo fluxo para tomar a forma das fôrmas.

Em terceiro lugar, está o seu baixo custo. Seus principais componentes (cimento, brita, areia e água) são, geralmente, baratos e encontrados na maior parte do mundo.

O concreto, basicamente, pode ser obtido através da mistura entre cimento, agregado fino, agregado graúdo e água. Em alguns casos pode receber outras adições (como, por exemplo, a microssílica) ou aditivos (plastificantes, retardadores etc) que tenham como objetivo melhorar as propriedades do concreto (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

A resistência final do concreto depende muito da etapa de projeto e execução. Calcular o traço corretamente, escolher os materiais certos, fazer um bom adensamento e, após executar a cura corretamente, são pontos cruciais para se ter um concreto com bom desempenho (NEVILLE, 2016).

Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), a consistência do concreto é uma das primeiras etapas a serem verificadas. Consistência é a capacidade que o concreto fresco tem para se deformar. Para estruturas com alta taxa de armadura, é necessário um concreto com menor consistência, pois ele consegue, assim, se espalhar por toda a fôrma. Fora dessa situação, é melhor usar um concreto com maior consistência pois, por possuir menos água, acaba ficando com resistência maior. A consistência depende, além da quantidade de água, da granulometria dos agregados e da presença de aditivos químicos.

A trabalhabilidade do concreto está relacionada com a maneira de se realizar o adensamento (agitação do concreto com vibrador para ele se espalhar pela fôrma, ocupando todo o espaço e aderindo às barras de aço). Ela também depende da água de amassamento, granulometria dos agregados e aditivos utilizados (NEVILLE, 2016).

Carvalho e Figueiredo (2014) afirmam que há a necessidade de uma certa homogeneidade na mistura de concreto. Quanto mais homogêneo o concreto, melhor será a sua qualidade. Para garantir isso, devem ser tomados cuidados nas etapas de transporte, lançamento e adensamento do concreto.

Após o início da pega do concreto, é de extrema importância fazer a cura, que pode ser com água ou com produtos químicos. O concreto, quando endurece, sofre reações em que a água sai dos poros e evapora, podendo comprometer as reações de hidratação do concreto, fazendo com que ele sofra retração. Por isso, a importância de se realizar uma cura eficiente (FUSCO, 2008).

2.2.1 Concreto endurecido

Neville (2016) afirma que a resistência do concreto à compressão é sua característica mais importante. Resistência é a quantidade de tensão necessária para romper determinado material. Na condição de adensamento perfeito, a resistência é mais elevada quanto menor for a relação água/cimento. Além disso, pode-se considerar como fatores menos importantes: relação aglomerante e agregado, textura das partículas do agregado e dimensão máxima do agregado.

Segundo Mehta e Monteiro (2014), a capacidade de determinado material resistir à força aplicada é fundamental para sua escolha. Essa carga é definida como tensão (força/unidade de área) e pode ser de compressão, tração, flexão, cisalhamento ou torção. A alteração de comprimento que o material sofre é definido como deformação normal. Por fim, a resistência pode ser definida como quanto de tensão é necessária para fazer o material se romper.

A medição da resistência à compressão final do concreto é realizada após 28 dias da concretagem e sua resistência à tração fica na ordem de 10% da resistência à compressão. Isso se explica pela complexa microestrutura do concreto.

Segundo Botelho e Marchetti (2015), a resistência do concreto varia por diversas razões, como por possuir matérias primas variáveis, pela falta de controle na preparação e pela mão de obra muitas vezes sem o conhecimento necessário. Por esse motivo, não é adotado a resistência média de um determinado lote de amostras do concreto, pois uma média das resistências não é suficiente, o risco de não atingir a resistência necessária no projeto seria muito considerável.

Ainda, Botelho e Marchetti (2015) argumentam que, para a definição da resistência do concreto, foi adotado o método do desvio padrão médio, com uma margem de erro de até 5%. Por exemplo, se forem moldados 100 corpos de prova de determinado concreto, somente 5% podem estar abaixo da resistência requerida. Essa resistência é denominada resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}).

Conforme Porto e Fernandes (2015), o diagrama tensão x deformação do concreto na compressão, para analisar no ELU, está ilustrado na Figura 1. Como o gráfico não é linear, há a necessidade de uma relação simples que represente esse comportamento. Assim, a norma permite o emprego do diagrama parábola-retângulo. Essa parábola é definida pela Equação 1, sendo $n=2$ para os concretos do grupo I; para o grupo II, n deve ser definido através da Equação 2.

$$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad (1)$$

Sendo:

σ_c = tensão de compressão;

f_{cd} = resistência do concreto minorado;

ε_{c2} = deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, definida pela Equação 3;

ε_{cu} = deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, definida pela Equação 4;

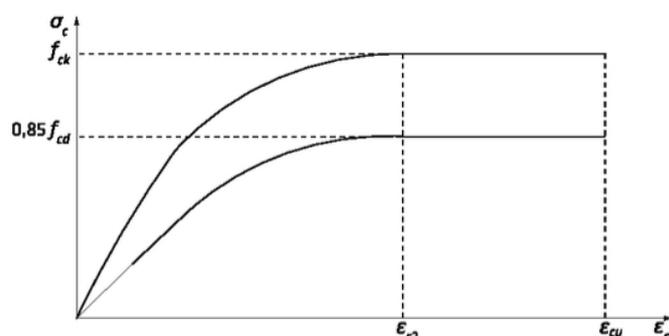
$n = 2$, para f_{ck} até 50 MPa.

$$n = 1,4 + 23,4 \cdot \left[\frac{90 - f_{ck}}{100} \right]^4 \text{ para } f_{ck} \text{ maior que 50 MPa} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰} + 0,085 \text{ ‰} \cdot (f_{ck} - 50)^{0,53} \quad (3)$$

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

Figura 1 - Diagrama tensão X deformação



Fonte: Porto e Fernandes (2015, p. 20)

Utilizando as equações apresentadas, Porto e Fernandes (2015) relacionam, na Tabela 1, a classe de resistência do concreto com suas deformações limites.

Tabela 1 – Valor para as deformações limites do concreto

Classes	≤ C50	C55	C60	C65	C70	C75	C80	C85	C90
$\epsilon_{c2}(\%)$	2,000	2,199	2,288	2,357	2,416	2,468	2,516	2,559	2,600
$\epsilon_{cu}(\%)$	3,500	3,125	2,884	2,737	2,656	2,618	2,604	2,600	2,600

Fonte: Porto e Fernandes (2015, pg. 20).

O módulo de elasticidade do concreto é a declividade da curva do gráfico tensão X deformação para o concreto sob carga uniaxial. Representa a rigidez de um material sólido (MEHTA; MONTEIRO, 2014). O ensaio para a obtenção desse valor é normatizado pela norma NBR 8522 (ABNT, 2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) orienta, quando não for possível realizar o ensaio, a usar equações para a determinação do módulo de elasticidade (EQUAÇÃO 5 e EQUAÇÃO 6).

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ para } f_{ck} \text{ entre 20 MPa a 50 MPa} \quad (5)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25\right)^{1/3}, f_{ck} \text{ entre 55 MPa a 90 MPa} \quad (6)$$

Sendo:

E_{ci} = módulo de elasticidade do concreto;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse.

2.2.2 Concreto de alta resistência

A origem do concreto de alta resistência se deu no final de década de 60 na Alemanha e Japão, com a pesquisa de aditivos superplastificantes. No Japão era utilizado para grandes peças de concreto pré-moldadas. Na Alemanha, a intenção inicial era desenvolver um concreto bem fluido e sem segregação. Entretanto, percebeu-se que, com determinados aditivos, era possível, além de permitir uma trabalhabilidade melhor, obter um concreto com resistência elevada. Assim, passou a ser utilizado na moldagem in loco de estruturas de grandes edificações (MEHTA; MONTEIRO, 2014).

Carvalho e Figueiredo (2014) afirmam que, hoje, o concreto de alto desempenho é aquele que atinge, após os 28 dias de cura, resistência igual ou superior à 55MPa. A NBR 8953 (ABNT, 2015) especifica a classificação do concreto para fins estruturais, dividindo as resistências na Classe I e Classe II, assim como a NBR 6118 (ABNT, 2014).

Como o mercado fornece facilmente concretos de alta resistência, pode-se começar a pensar nas suas vantagens frente ao concreto convencional. A transcrição abaixo descreve uma situação em que o concreto de alta resistência foi utilizado com êxito:

A capacidade de carga de pilares em edifícios de vários andares aumentou 4,7 vezes para um aumento de três vezes no preço. Para a construção de edifícios com estrutura de concreto armado de 30 andares ou mais, pilares de tamanho normal podem ser feitos no terço superior do edifício com concreto convencional de 30 a 35 MPa; no entanto, o uso de concretos de alta resistência é justificado por pilares mais finos nos dois terços inferiores do edifício (MEHTA; MONTEIRO, 2014 p.473).

Aditivos químicos são indispensáveis para se obter concreto de alta resistência. Entre os principais, encontram-se os superplastificantes e incorporadores de ar. Além

disso, ao concreto são adicionados alguns minerais, como a cinza volante, escória de alto forno e sílica ativa (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Segundo Mehta e Monteiro (2014), o cimento a ser utilizado para a obtenção de concretos de alta resistência pode ser o mesmo utilizado para os concretos do grupo I. Já, agregados graúdos com menor dimensão podem aumentar significativamente a resistência do concreto. Para concretos com fck de até 70 MPa, o agregado graúdo deve ter de 20 a 25mm. Já, para se obter concretos com fck de 100 MPa, a dimensão máxima do agregado deverá ser de 14 à 20mm. Quanto ao agregado miúdo, o indicado é utilizar um com módulo de finura mais alto.

Substituir parte do cimento por material pozolânico é muito benéfico ao concreto pois, ao mesmo tempo que reduz o volume, reduz o tamanho dos poros capilares e, como consequência, a resistência aumenta. Cinza volante e escória de alto forno são mais baratos que o cimento e, geralmente, necessitam de menos aditivo superplastificante, gerando assim uma maior economia de materiais para se obter concreto de alta resistência (AÏTCIN, 2000).

2.3 Aço

Conforme Fusco (2008), os aços empregados usualmente possuem resistências de escoamento de 250 MPa (aço CA25) e 500 MPa (aço CA50). As armaduras, em uma estrutura de concreto armado usual, acompanham de forma passiva as deformações do concreto em resposta a carregamentos externos.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), diferentemente do concreto, o comportamento tensão-deformação do aço ocorre em duas partes. Na primeira, acontece a deformação elástica (reversível com a retirada do carregamento), determinada pelo módulo de elasticidade do material. Esse é definido como a razão entre tensão e deformação. No aço, que é um material homogêneo, o módulo de elasticidade é uma medida das forças de ligações interatômicas.

Os autores ainda afirmam que, após determinada tensão, a deformação passa a ser permanente, atingindo assim a deformação plástica (na segunda parte). Ductilidade é definida como a alongação total do material devido à deformação plástica (deformação inelástica que ocorre antes da ruptura). A tensão de escoamento é definida como a capacidade do material de resistir a deformação plástica e, por fim, a tenacidade é a capacidade do material de absorver energia até a sua ruptura, podendo ser obtida fazendo a área abaixo da curva tensão-deformação.

A Tabela 2 elenca as principais bitolas de aço CA50 utilizadas no mercado da construção civil e suas respectivas áreas das seções transversais.

Tabela 2 - Bitolas do aço CA50

Diâmetro (mm)	Área seção transversal (cm ²)
5	0,2
6,3	0,312
8	0,503
10	0,785
12,5	1,227
16	2,011
20	3,142
25	4,909

Fonte: Adaptado por Salgado (2009) com base na NBR 7480

2.4 Estruturas de concreto armado

As estruturas de concreto armado mais usuais se dividem em quatro grupos: lajes, vigas, pilares e fundações. Para o desenvolvimento dessa pesquisa, torna-se necessário o conhecimento de pilares e vigas.

2.4.1 Pilar

Santos (2017) define pilar como um elemento linear de eixo reto, disposto na direção vertical, no qual as forças normais de compressão são preponderantes. Sua

função é sustentar os diversos pavimentos acima e conduzir as cargas para a fundação.

2.4.2 Viga

Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), as vigas de concreto armado são estruturas horizontais que recebem esforços das lajes e, juntamente com seu peso próprio e o peso das paredes, repassam para os pilares. O funcionamento da viga se dá a partir da associação do concreto com a armadura longitudinal e transversal.

Essa estrutura é composta por concreto e barras de aço amarradas com estribos. São dimensionadas para absorver esforços de tração (armadura longitudinal) e cisalhamento (armadura transversal). Existem situações em que a armadura necessária será dupla, ou seja, além de suportar as solicitações anteriormente citadas, ela absorve esforços de compressão (SANTOS, 2017).

2.4.2.1 Viga de transição

De acordo com Ching (2015), na maioria dos projetos, os elementos verticais (pilares) possuem continuidade pelos pavimentos. Entretanto, algumas vezes, ocorrem situações em que o pilar descarrega diretamente em uma viga. Nesse caso, essa viga é conhecida como viga de transição. Com isso, a viga tem função de redirecionar a carga horizontalmente até o apoio vertical mais próximo.

O autor argumenta que essa carga concentrada do pilar acaba gerando grandes esforços de cisalhamento. Deve-se sempre optar por vencer o menor vão possível com a viga de transição pois, por receberem um carregamento pontual alto, acabam tendo que ser projetadas com dimensões maiores que as usuais.

2.4.2.2 Vão efetivo da viga

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), o vão efetivo de uma determinada viga (valor utilizado para cálculo), ilustrado na Figura 2, é definido através da Equação 7.

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (7)$$

Onde:

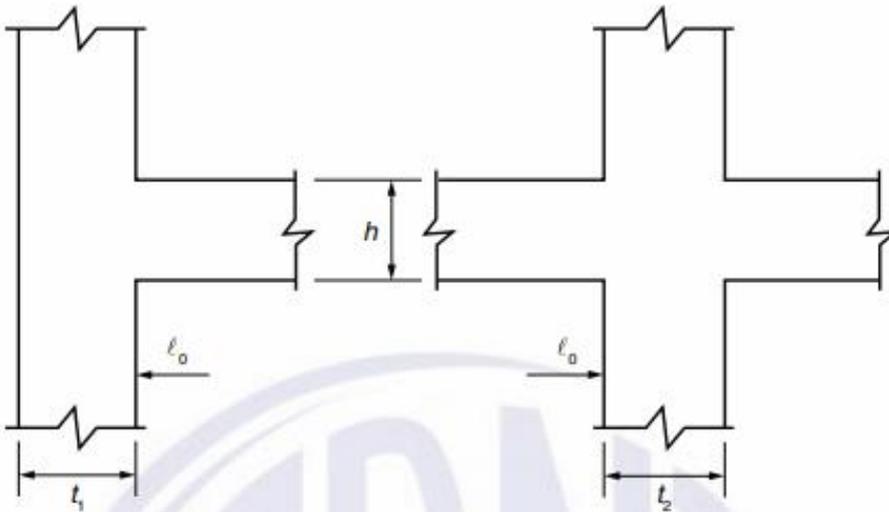
l_{ef} = vão efetivo;

l_0 = comprimento da viga;

a_1 = menor valor entre $\frac{t_1}{2}$ e $\frac{0,3}{h}$ (observar figura 2);

a_2 = menor valor entre $\frac{t_2}{2}$ e $\frac{0,3}{h}$ (observar figura 2).

Figura 2 - Vão efetivo da viga



Fonte: NBR 6118 (2014, p. 90)

2.4.3 Vinculações

Botelho e Marchetti (2014) definem vínculos como sendo restrições que a estrutura apresenta para movimentar-se, ou seja, restrições para girar, deslocar-se para os lados e na vertical. Os vínculos são necessários para a estabilidade das estruturas. A análise da estabilidade estrutural divide as estruturas em três grupos, sendo o primeiro das estruturas isostáticas, onde os vínculos existentes são necessários e suficientes. O segundo grupo é das estruturas hipostáticas, que têm vínculos necessários, mas não suficientes. Por fim, no terceiro grupo, tem-se as estruturas hiperestáticas, que possuem mais vínculos que o necessário para a sua estabilidade.

Ainda, segundo os autores, na prática, as estruturas hipostáticas devem ser evitadas, justamente pela falta de estabilidade que possuem. Já as isostáticas podem ser calculadas simplesmente através da terceira lei de Newton (toda ação possui uma reação com mesmo valor e direção, mas sentido oposto) ou seja, o somatório de forças horizontais é igual a zero, valendo também para as forças verticais e momentos fletores, de determinado ponto. Para o dimensionamento das estruturas hiperestáticas, como há mais variáveis do que equações, deve ser aplicado a teoria da deformação.

2.4.4 Durabilidade das estruturas de concreto armado

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), as estruturas, durante toda sua vida útil, devem garantir conforto, segurança e estabilidade aos usuários. A agressividade do meio ambiente é um dos principais responsáveis pela diminuição da durabilidade das estruturas.

Diante disso, a norma classificou a agressividade ambiental em quatro classes, conforme o Quadro 1, para o projetista avaliar em qual classe trabalhar, segundo as condições de exposição das estruturas.

Quadro 1 – Classes de agressividade ambiental

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

^a Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

^b Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

^c Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Fonte: NBR 6118 (2014, p.17)

A espessura e qualidade do cobrimento de concreto sobre a armadura é uma das grandes responsáveis por uma durabilidade maior da estrutura. Quando o cobrimento é abaixo do mínimo estabelecido, com o tempo, agentes agressivos podem entrar e causar diversas patologias, como, por exemplo, a despassivação da armadura por carbonatação e/ou por ação de cloretos (CARVALHO;FIGUEREDO, 2014).

Os cobrimentos estabelecidos pela norma estão discriminados no Quadro 2. Quando o fck do concreto for maior que 55MPa, está permitido diminuir até 5mm a espessura.

Quadro 2 - Relação entre a classe de agressividade e a espessura do cobrimento

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ^c
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ^b	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo ^d	30		40	50
Concreto protendido ^a	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

^a Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

^b Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

^c Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

^d No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

Fonte: NBR 6118 (2014, p. 20)

2.5 Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural é regido pela NBR 6118:2014, sendo importante, inicialmente, a compreensão de duas fundamentais variáveis: estados limites de desempenho e ponderação das cargas e ações.

2.5.1 Estados limites de desempenho

Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), uma estrutura de concreto armado alcança um estado limite quando ela vai à ruína ou deixa de atender as condições para qual foi dimensionada. A NBR 6118 (ABNT, 2014) considera dois tipos de estados limites: estado limite último e estado limite de serviço.

2.5.1.1 Estado limite último

O Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao colapso da estrutura (ruína), quando há a necessidade de suspensão de sua utilização. É esse estado que a NBR 6118 (ABNT, 2014) considera para fazer o dimensionamento estrutural. Essa ruína gera deformações de módulo máximo para o aço e o concreto.

Quando a estrutura é dimensionada no ELU, ela está no estágio III de deformação, ou seja, as fissuras se encontram próximas da linha neutra. Somente o aço trabalha para resistir à tração (a resistência do concreto somente é considerada para o esforço de compressão).

A NBR 6118 (ABNT, 2014) elege possibilidades de ruína do ELU que podem ser verificados no dimensionamento. São elas:

- a) Estados-limites último da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais, admitindo-se a redistribuição de esforços internos, e admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais;
- c) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado-limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) Estado-limite último de colapso progressivo;
- f) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando exposição ao fogo, conforme a ABNT NBR 15200;
- g) Estado-limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, considerando as ações sísmicas, de acordo com a ABNT NBR 15421;
- h) Outros estados-limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais. (ABNT, 2014 p. 54 e 55).

2.5.1.2 Estado limite de serviço

Quando a estrutura atinge o estado limite de serviço, ela perde seu conforto e/ou durabilidade, por isso, é interessante fazer a verificação de aberturas excessivas e da flecha máxima.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) se refere ao estado limite de serviço como o conforto e durabilidade que uma edificação deve proporcionar ao usuário. Está relacionado com a utilização da edificação.

2.5.2 Ações e resistências de cálculo

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para os cálculos estruturais, é necessário levar em consideração todas as ações que tenham efeitos significativos na estrutura. Essas se dividem em permanentes, variáveis e excepcionais.

As ações permanentes são aquelas que praticamente são constantes durante toda a vida útil da estrutura, se subdividindo em diretas e indiretas. As principais ações diretas são o peso próprio do concreto armado, peso de elementos da construção permanentes (revestimentos, parede, reboco etc) e o peso de elementos fixos. Já, as indiretas são as deformações que ocorrem no concreto, deslocamentos do apoio utilizado e imperfeições da geometria da peça (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

Na Tabela 3 pode ser verificado o valor do peso específico dos principais materiais utilizados, informações fundamentais para o cálculo do carregamento na estrutura.

Tabela 3 - Valor do peso específico dos principais materiais

Material	Peso específico (KN/m ³)
Concreto armado	25
Concreto simples	24
Alvenaria de tijolo de barro maciço	18
Alvenaria de tijolos furados	13
Alvenaria de blocos de concreto	14
Acabamento de piso	1
Acabamento de teto	0,3
Impermeabilização da laje	1

Fonte: Da Autora (2018)

Conforme Clímaco (2015), as ações variáveis são aquelas que possuem alteração durante a vida útil da estrutura, dividindo-se em diretas e indiretas. As diretas são as cargas acidentais (veículos e móveis, por exemplo), cargas advindas do vento, peso da água nos reservatórios e estruturas provisórias na época da construção. As indiretas surgem através da variação da temperatura e ações dinâmicas.

Por fim, as ações excepcionais possuem baixa probabilidade de ocorrência, mas também devem ser levadas em consideração para o dimensionamento. Explosões, incêndios e enchentes são alguns exemplos (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

2.5.2.1 Coeficiente de ponderação das ações

Segundo Clímaco (2015), os valores de cálculo de algumas grandezas utilizadas para dimensionamento estrutural devem ser obtidos a partir do produto dos valores característicos e coeficientes de ponderação, com principal objetivo de precaver a ocorrência de valores mais desfavoráveis tanto na execução quanto na vida útil de determinada estrutura de concreto armado.

Desse modo, ainda segundo o autor, as cargas devem ser majoradas para diminuir a possibilidade de ocorrência de cargas maiores que as especificadas em

projeto. Essa discrepância pode ser causada pela falta de precisão no levantamento de cargas, imperfeições na geometria e erros de execução.

2.5.2.1.1 Ponderação das ações no ELU

No ELU, as ações devem ser majoradas por γ_f (coeficiente de majoração), que pode ser obtido pela Equação 8 adaptada da seção 11.7 da NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$F_d = \gamma_1 \cdot \gamma_2 \cdot \gamma_3. \quad (8)$$

Sendo:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3};$$

γ_{f1} e γ_{f3} definidos na tabela 4;

γ_{f2} definido na tabela 5.

Tabela 4 - Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$ no ELU

Combinação de ações	Ações	
	Permanentes (g)	variáveis (q)
Normais	1,4	1,4
Especiais ou de construção	1,3	1,2
Excepcionais	1,2	1,0

Fonte: Adaptada pela autora com base na NBR 6118 (2014, pg. 65)

Tabela 5 – Coeficiente γ_{f2} no ELU e ELS

Ações		γ_{f2}		
		Ψ_0 (fator de redução de combinação para o ELU)	Ψ_1 (fator de redução de combinação frequente para o ELS)	Ψ_2 (fator de redução de combinação quase permanente para o ELS)
Cargas acidentais de edifícios	Locais sem predominância de pesos fixos por muito tempo e sem elevada concentração de pessoas	0,5	0,4	0,3

Fonte: Adaptada pela autora com base na NBR 6118 (2014, pg. 65)

Carvalho e Figueiredo (2014) definem o carregamento a ser considerado como a combinação de ações que têm possibilidade de atuarem simultaneamente sobre a estrutura. Para a verificação no ELU, é necessário fazer as combinações últimas.

Ainda, segundo o autor, o carregamento denominado normal é aquele proveniente do uso previsto para determinada construção durante a sua vida útil. A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta a Equação 9 para quantificar esse carregamento.

$$F_d = \sum_{j=1}^m \gamma_{g,j} \cdot F_{gK,j} + \gamma_{q,1} \cdot F_{kq,1} + \sum_{i=2}^n \gamma_{q,i} \cdot F_{gK,j} \cdot \Psi_{0i} \cdot F_{kq,i} \quad (9)$$

O primeiro termo da equação representa as ações permanentes características ($F_{gK,j}$), o segundo termo se refere a ação variável principal característica ($F_{kq,1}$) e o terceiro às demais ações ($F_{kq,i}$). Todos os demais coeficientes estão nas Tabelas 4 e 5 apresentadas anteriormente.

Como o projeto tratado nesse estudo se refere a uma edificação residencial, pode-se considerar apenas uma ação variável direta. As demais (temperatura, retração, fluência etc) não precisam ser levadas em consideração pois seus efeitos não são tão importantes quando comparados com as ações permanentes e à ação

variável principal. Assim, a Equação 9 pode ser simplificada, restando apenas os dois primeiros termos dela.

2.5.2.2 Coeficiente de ponderação das resistências

Conforme Clímaco (2015), deve ser feita a minoração do f_{ck} do concreto e da resistência do aço para evitar, ao máximo, a ocorrência de valores inferiores aos estipulados. Essa discrepância pode ser causada pela falha tecnológica de execução do concreto ou até pela deficiência de alguns materiais empregados no traço.

O item 12.3.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece a seguinte resistência de cálculo para o concreto, expresso na Equação 10; e aço, expresso na Equação 11.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

Sendo:

f_{cd} = resistência característica de cálculo do concreto à compressão;

γ_c = coeficiente de minoração (TABELA 6).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (11)$$

Sendo:

f_{yd} = limite de escoamento de cálculo do aço;

f_{yk} = limite de escoamento do aço;

γ_s = coeficiente de minoração expresso na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

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

Fonte: Adaptada pela autora com base na NBR 6118 (2014, pg. 71)

2.6 Cálculo da armadura de flexão

O dimensionamento da armadura de flexão é feito no ELU. Assim, entende-se que o concreto e o aço devem alcançar suas deformações limites. As cargas são majoradas e as resistências são minoradas, tudo para contribuir com a segurança da estrutura (BOTELHO; MARQUETTI, 2015).

2.6.1 Estádios de deformação do concreto

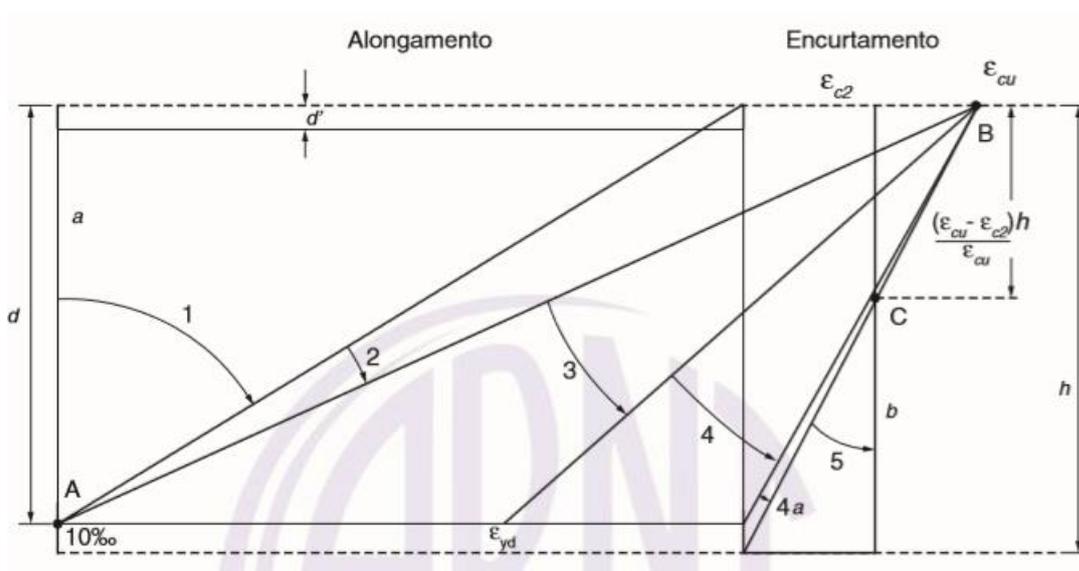
Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), considerando uma viga apoiada com carregamento que gera momento no centro, e aumentando esse carregamento, medindo as deformações, pode-se perceber que a estrutura passa por três níveis de deformação (estádios). São eles:

- a) Estádio I (elástico): existe um momento fletor pequeno atuando, sendo que a tração no concreto não ultrapassa sua resistência à tração. Assim, não há fissuras;
- b) Estádio II (fissuração): o valor do momento fletor aumenta e, no concreto, acabam surgindo fissuras por superar sua resistência à tração. É considerado que somente o aço resiste ao esforço de tração. O estágio I e II correspondem as situações de serviço;
- c) Estádio III: esse é o estágio que está sendo feito o dimensionamento das estruturas, ELU. O valor do momento fletor aumenta até estar próximo da ruína. Surgem grandes fissuras.

2.6.2 Domínios de deformação na seção transversal

Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), a ruína da seção transversal retangular para flexão (de uma viga com somente armadura de tração) no ELU ocorre quando a estrutura atinge o limite de deformação do concreto e/ou do aço. Esse fenômeno é classificado em seis domínios de deformação, que representam as diversas possibilidades de ruína da seção. A Figura 3 esquematiza os domínios para concretos da classe I e classe II.

Figura 3 - Domínios de deformação para o ELU de uma seção transversal



Fonte: NBR 6118 (2014, p. 122)

2.6.2.1 Domínio 1

No domínio 1 há somente tração não uniforme. O aço pode chegar até a deformação limite de 10‰ e o concreto pode estar tracionado (não há compressão), podendo sofrer fissuras. A seção resistente é composta somente pelo aço, e a linha neutra encontra-se fora, externa à seção transversal (CARVALO; FIGUEIREDO, 2014).

2.6.2.2 Domínio 2

Os autores anteriormente citados caracterizam o domínio 2 como tendo flexão simples ou composta. O aço atinge sua deformação limite (10‰) e o concreto deforma sem atingir a ruptura ($\varepsilon_c < 3,5‰$). Além disso, a linha neutra se localiza na seção transversal, no limite do domínio 2 para o domínio 3. A seção resistente é composta pelo aço tracionado e o concreto comprimido. Sua ruptura acontece com excesso de deformação plástica da armadura.

2.6.2.3 Domínio 3

No domínio 3 a deformação do concreto é pontual ($\varepsilon_c = 3,5‰$) e a do aço ocorre dentro dos limites de $\varepsilon_s = 10‰$ e ε_{yd} . Há uma simultaneidade no escoamento do aço com a ruptura do concreto. Isso fornece uma situação ideal com o aproveitamento máximo dos materiais. Esse domínio também é denominado de seção subarmada e, por essa característica, a estrutura avisa quando está prestes a ruir, formando fissuras. A linha neutra corta a seção no limite dos domínios 3 e 4 (BOTELHO; MARCHETTI, 2015).

2.6.2.4 Domínio 4

O ELU no domínio 4 ocorre com a ruptura do concreto, pois é ele que trabalha com a máxima deformação ($\varepsilon_c = 3,5‰$) e o aço é utilizado abaixo de sua deformação máxima ($\varepsilon_c = 10‰$). Sendo assim, a ruptura é de forma brusca, ou seja, não dá sinais que está prestes a ruir, pois o concreto é um material não dúctil (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2014).

2.6.2.5 Domínio 4A

Conhecida também por flexão composta com armaduras comprimidas. Segundo Clímaco (2015), o ELU ocorre por ruptura do concreto. Assim, a ruína ocorre sem aviso prévio. A linha neutra acaba cortando a seção transversal onde se encontra o cobrimento da armadura menos comprimida. Esse domínio é muito parecido com o domínio 5.

2.6.2.6 Domínio 5

Conforme Botelho e Marchetti (2015), no domínio 5 só há compressão, ou seja, não existem esforços de tração. Assim, o aço e o concreto estão comprimidos. A linha neutra não corta a seção transversal e o ELU ocorre com $\varepsilon_c = 3,5\text{‰}$ (flexocompressão) e $\varepsilon_c = 2\text{‰}$ (compressão uniforme). A ruptura é sem aviso.

2.6.2.7 Análise do domínio para o dimensionamento

No dimensionamento estrutural, obtendo a altura da linha neutra e, com o valor da altura útil, pode-se analisar em qual domínio de deformação se encontra a estrutura, logo, sabe-se como a estrutura atingirá o ELU. No presente trabalho, está sendo considerado somente a flexão simples, assim, os domínios 2 e 3 são as opções para o dimensionamento. O domínio 4 será evitado justamente pela sua característica de ruptura sem aviso. Nesse caso, utiliza-se a armadura dupla.

Segundo Carvalho e Figueiredo (2014), o domínio 2 pode ser utilizado, entretanto deve ser evitado, se possível, pois haverá um superdimensionamento da armadura, justamente por ela ser a única solicitada (o concreto não alcança a ruptura). O domínio 3 é o mais indicado para o dimensionamento, pois há aproveitamento máximo tanto do concreto quanto do aço.

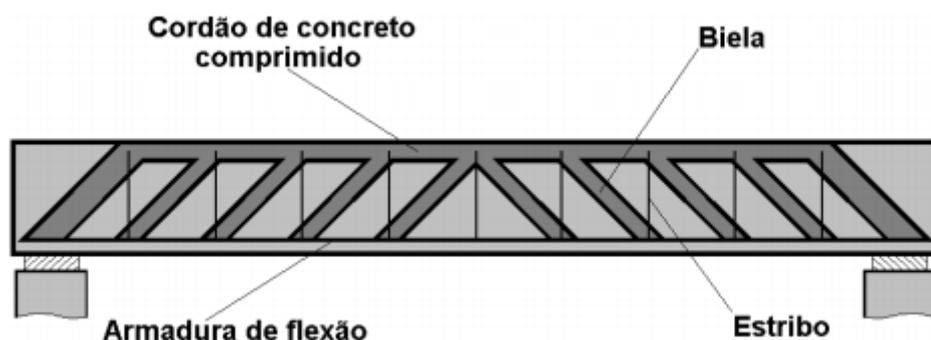
Por fim, os autores concluem que, no domínio 4, não é aproveitada toda a capacidade resistente do aço. Com isso, esse domínio se torna antieconômico, assim, deve ser evitado. Por isso, quando o dimensionamento estrutural apontar para o domínio 4, é adotado a armadura dupla.

2.7 Cálculo da armadura de cisalhamento

Para a determinação da armadura de cisalhamento, a NBR 6118 (ABNT, 2014) faz uma analogia entre viga fissurada e uma treliça (modelo desenvolvido por Ritter e Morsch). Ou seja, essa teoria baseia-se na ideia de que a resistência de uma determinada viga no estágio II possa ser relacionada a uma treliça, onde o aço e o concreto equilibram o esforço cortante (PINHEIRO; MAZARDO; SANTOS, 2003).

Conforme Figura 4, como elementos constituintes dessa treliça, têm-se: banzo superior (concreto comprimido); banzo inferior (armadura tracionada); diagonais comprimidas (bielas de concreto) e diagonais tracionadas (estribos).

Figura 4 - Analogia de treliça



Fonte: Pinheiro, Mazardo, Santos, (2003, p.3)

Carvalho e Figueiredo (2014) elegem, como princípios básicos desse modelo, as seguintes ideias: bielas de compressão com 45° de inclinação, banzos paralelos, treliça isostática e armadura de cisalhamento com inclinação entre 45° e 90° .

Ainda, segundo os autores anteriormente citados, com o tempo, foi visto que essa teoria possuía várias imperfeições. Dentre as principais, se destacam: a

inclinação de fissuras é menor que 45° , os banzos acabam não sendo paralelos e a treliça é hiperestática, com engastamento no banzo comprimido gerando, assim, uma rigidez muitas vezes maior que a das barras que sofrem tração. Dessa forma, foram feitas correções no modelo e, atualmente, ele é utilizado como base para o cálculo da armadura transversal pelas normas de diversos países.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) apresenta dois modelos para o cálculo da armadura de cisalhamento. O modelo 1, descrito no item 17.4.2.2 da norma, admite que as bielas têm 45° de inclinação, com a parcela de força cortante que é absorvida por mecanismos complementares (V_c) constantes e que não dependem da força cortante de cálculo (V_{sd}). Já o modelo 2, disponível no item 17.4.2.3 da norma, considera que o ângulo de inclinação das bielas varia de 30° à 45° e V_c diminui com o aumento de V_{sd} .

3 PROCEDIMENTO DE PESQUISA

A metodologia desse trabalho compreende o dimensionamento estrutural de duas vigas com dimensões e cargas pré-determinadas e diferentes resistências características do concreto (três pertencente ao grupo I e três pertencentes ao grupo II).

A partir dos resultados da presente pesquisa, poderão ser retiradas conclusões para definir o custo-benefício da utilização de concretos de alta resistência em projetos estruturais. A escolha pelo estudo do dimensionamento de vigas que sofrem flexão normal simples e pura se justifica pela larga utilização dessas estruturas no sistema construtivo atual.

Primeiramente serão apresentados os modelos de vigas para o dimensionamento, com seus respectivos carregamentos. Após, será feito o dimensionamento estrutural no ELU conforme orientado na NBR 6118 (ABNT, 2014) Com os resultados obtidos para cada resistência, será feito o cálculo dos custos de materiais e mão de obra para cada situação, fazendo comparações entre eles. A Figura 5 ilustra os passos do dimensionamento a ser realizado.

Figura 5 - Esquema

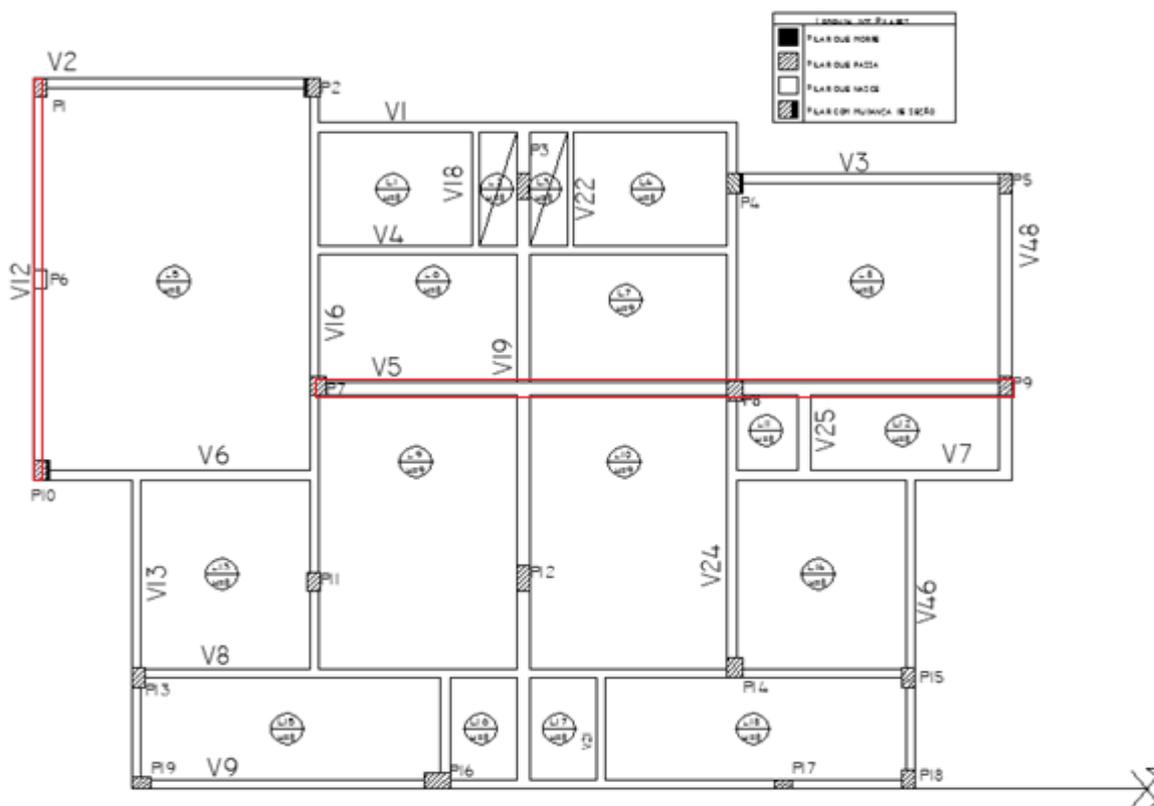


Fonte: Da autora (2018)

3.1 Vigas analisadas

No presente estudo foram dimensionadas duas vigas distintas, a viga 5 e a viga 12. Essas estruturas foram retiradas da planta de fôrmas ilustrado na Figura 6, proveniente de um empreendimento construído na cidade de Encantado/RS, sendo que são as mais significativas do projeto em questão (pois uma é de transição e a outra além de ser uma viga hiperestática na região interna da estrutura, tem grande extensão), considerando o pavimento térreo, pois a viga de transição somente se encontra nesse pavimento.

Figura 6 - Planta de fôrmas



Fonte: Da Autora (2018)

A primeira viga, denominada V5 e ilustrada na Figura 7, tem seus carregamentos listados na Tabela 7. Seu vão efetivo total é de 10,625 metros, sendo que por ela passam os pilares P7, P8 e P9, além das vigas V19 e V25. Seus pilares possuem como seção transversal 25x30 cm.

Após análise estrutural da planta de fôrmas, foi determinado que as vigas V119 e V25 descarregam suas cargas na V5, podendo ser então consideradas como cargas pontuais. O valor dessas cargas pontuais foi obtido da seguinte maneira: através de Ftool, foram projetadas essas vigas com suas respectivas cargas. A reação onde a V19 encontra a V5, é a carga pontual. O mesmo ocorre com a V25.

Figura 7 - Ilustração viga 5

V5



Fonte: Da autora (2018)

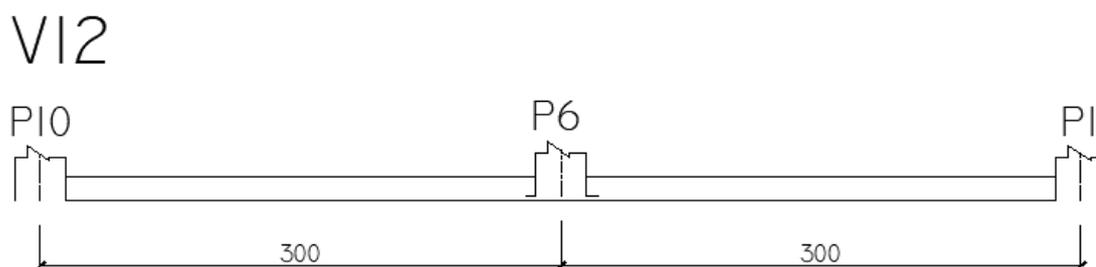
Tabela 7 - Carregamentos da V5

Cargas	Peso específico γ ($\frac{kN}{m^3}$)
Peso próprio	25
Parede de tijolo furado de 2,80 metros de altura por 20 cm de largura	13
Reboco nos dois lados da parede com 1,5 cm de espessura	21
Laje de concreto armado com espessura de 15 cm	25
Forro com 6cm de espessura	18
Impermeabilização da laje (2cm)	1

Fonte: Da Autora (2018)

A viga 12, de transição, ilustrada na Figura 8, recebe, além dos mesmos carregamentos que a viga 5, os esforços do pilar P6 (20X30 cm). Esse pilar se repete em 6 pavimentos acima do térreo, sendo que descarrega toda sua carga quando chega na V12. O vão efetivo total é de 6 metros, com os pilares P10 e P1 passando por ela. A seção transversal desses pilares é de 35x50 cm.

Figura 8 – Ilustração viga 12



Fonte: Da autora (2018)

Para o cálculo das solicitações, foi pré-determinada a medida da viga 5 como sendo 25x60 cm e a viga 12 com 35x100 cm. Após, durante o dimensionamento, para cada caso de f_{ck} do concreto diferente, foram ajustadas as medidas da melhor maneira possível, diminuindo ao máximo a sua altura, mas sempre dentro dos limites estabelecidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014). A altura de cada viga foi diminuída de 5 em 5 cm, até o limite permitido.

3.2 Estratégia da pesquisa

Será feito o dimensionamento no Estado Limite Último de duas vigas distintas, sendo uma delas de transição, com cargas pré-determinadas e diferentes valores de resistências características do concreto (25 MPa, 35MPa, 50 MPa, 60 MPa, 70MPa e 90 MPa). Para isso, será utilizado o *software Microsoft Office Excel*.

Com a área de aço necessária para cada viga, será feito o cálculo da quantidade de material e mão de obra a ser utilizado para a sua execução e o seu custo final. Para isso, será empregado a tabela do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), referente ao estado do Rio Grande do Sul do mês de setembro de 2018, não desonerado.

Após o levantamento da quantidade de materiais necessários para cada situação, será feita uma análise de custos para definir qual classe de resistência do concreto é mais viável, tanto do ponto de vista financeiro, quanto do aumento da área útil do pavimento.

3.3 Dimensionamento

O dimensionamento da armadura a flexão foi realizado segundo a NBR 6118 (ABNT 2014), sendo que todas as fórmulas apresentadas nesse programa experimental e orientações foram retirados da norma. Ainda, cabe ressaltar que os coeficientes de segurança que a norma exige foram respeitados nos cálculos. O aço utilizado foi o CA-50 e o cobrimento foi definido como o mínimo segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), conforme a Tabela 4, ou seja, 2,5cm, sofrendo uma leve redução nos cálculos em que utilizam concretos do grupo II.

3.3.1 Hipóteses para cálculo

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define algumas condições que devem ser observadas na hora de fazer o dimensionamento no ELU de estruturas submetidas a solicitações normais. São elas:

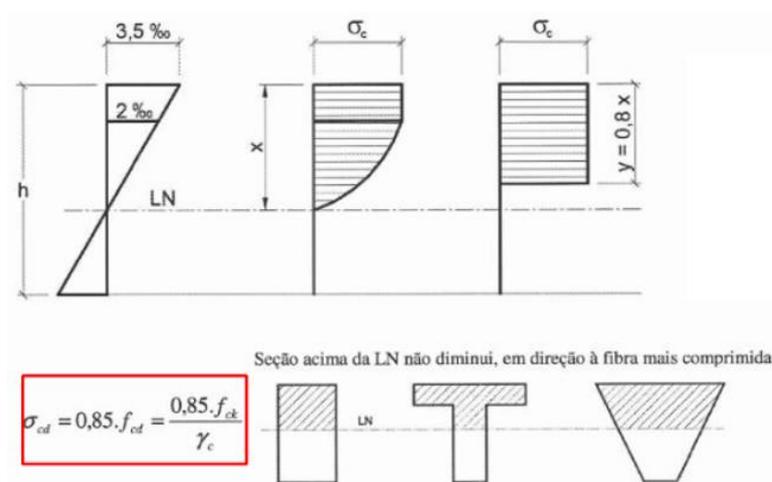
- a) a deformação da viga é linear até a ruptura;
- b) adoção dos valores de ε_{c2} e ε_{cu} para o concreto definidos na seção 2.2.1, observando a classe do concreto;
- c) alongamento máximo da armadura de 10‰;
- d) as tensões no concreto, por convenção, devem seguir o diagrama da Figura 1, denominado “Diagrama Parábola Retângulo”, utilizando como tensão máxima o valor de $0,85f_{cd}$, que pode ser considerado equivalente a um retângulo de altura (y) igual ao produto da profundidade da linha neutra por 0,8, conforme representa a Figura 9;
- e) deformação do aço à compressão ou tração é a mesma que o concreto no seu arredor;
- f) essas tensões são encontradas através da Equação 12 para zonas que sofrem compressão de largura crescente ou constante na direção das fibras mais comprimidas e a Equação 13 é o inverso: para zonas que sofrem compressão de largura decrescente.

$$0,85 \cdot f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (12)$$

$$0,80 \cdot f_{cd} = \frac{0,80 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (13)$$

- g) hipótese de Bernoulli: após o início da deformação até o ELU, as seções transversais permanecem planas;
- h) o colapso da seção transversal no ELU para flexão deve ser caracterizado quando o valor das deformações pertencer aos limites dos domínios já definidos na seção 2.6.2;
- i) resistência à tração no concreto deverá ser ignorada no ELU;

Figura 9 - Representação tensões no ELU de concretos do grupo I



Fonte: Adaptada pela autora com base em Carvalho e Figueiredo (2015, p. 117)

O procedimento para o dimensionamento dessas estruturas obedece ao estabelecido na NBR 6118 (ABNT, 2014). Entretanto, com a finalidade de facilitar o entendimento, foi optado por retirar do livro intitulado “Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado”, elaborado por Carvalho e Figueiredo (2014) todas as fórmulas apresentadas aqui, sendo que todas podem ser encontradas na norma em questão.

A distribuição de tensões para os concretos do grupo II obedece ao diagrama tensão x deformação já explicado no item 2.2.1. Esse também pode ser equivalente a um diagrama retangular de profundidade y (EQUAÇÃO 14).

$$y = \lambda \cdot x \quad (14)$$

Onde:

y = altura da linha neutra convencional;

x = profundidade da linha neutra. É a distância que há entre a linha neutra até a borda mais comprimida do concreto;

λ = constante, onde:

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa, $\lambda = 0,8$;

Para $f_{ck} > 50$ MPa, utiliza-se a Equação 15

$$\lambda = 0,8 - \frac{(f_{ck}-50)}{400}. \quad (15)$$

A tensão atuante na viga é definida pela Equação 16 se a medida paralela a linha neutra não diminuir a partir dessa para a borda comprimida ou, caso contrário, é definida pela Equação 17, sendo $\alpha_c = 0,85$ para concretos do grupo I. Para concretos do grupo 2, o α_c deve ser encontrado através da Equação 18.

$$\sigma = \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (16)$$

$$\sigma = 0,9 \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (17)$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot \left[1,0 - \frac{(f_{ck}-50)}{200} \right] \quad (18)$$

Onde:

σ = tensão atuante;

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

O valor de f_{cd} utilizado nas equações anteriores para a redução da resistência do concreto já é uma redução do f_{ck} . Carvalho e Figueiredo (2014) justificam essa necessidade de nova redução no valor de tensão de compressão do concreto por dois principais motivos principais.

O primeiro é referente ao ensaio de obtenção da resistência do concreto, onde o atrito que ocorre entre os pratos da prensa e as faces do corpo de prova gera um estado triplo de tensões que acaba causando um leve aumento artificial da resistência do concreto.

Por fim, há efeito o Rüsç (conforme passa o tempo, a resistência do corpo de prova que, na prática, estaria permanentemente recebendo carga, diminui). Nos ensaios em laboratório, a carga é aplicada rapidamente, por isso seu valor estaria um pouco acima da resistência na prática.

3.3.2 Limites para condições de ductilidade em vigas sob flexão normal

A NBR 6118 (ABNT, 2014) limita o valor de x/d no ELU conforme equações 19 e 20, com a finalidade de garantir um bom comportamento dúctil nas vigas.

$$\frac{x}{d} \leq 0,45, \text{ para concretos com } f_{c_k} \leq 50 \text{ MPa} \quad (19)$$

$$\frac{x}{d} \leq 0,35, \text{ para concretos com } 50 \text{ MPa} < f_{c_k} \leq 90 \text{ MPa} \quad (20)$$

3.3.3. Cálculo da armadura longitudinal

Para o dimensionamento da armadura longitudinal, devem ser seguidas as etapas abaixo discriminadas.

3.3.3.1 Equilíbrio das forças atuantes nas seções

Tanto para a utilização de concreto do grupo I ou grupo II, a força atuante no concreto é considerada igual à força que atua na armadura, conforme Equação 21.

$$\sum F = 0 \rightarrow F_S - F_C = 0 \rightarrow F_S = F_C \quad (21)$$

Sendo:

F_s = força atuante na armadura;

F_c = força atuante no concreto.

Além disso, o momento das forças internas em relação ao centro de gravidade da armadura deverá ser numericamente igual ao momento externo de cálculo, conforme Equação 22.

$$\sum m = M_d \rightarrow M_d = F_c \cdot z \quad (22)$$

Sendo:

M_d = momento de cálculo;

z = braço de alavanca.

A partir das duas últimas equações, pode-se chegar à Equação 23.

$$M_d = F_s \cdot z \quad (23)$$

3.3.3.2 Posição da linha neutra (x)

A altura útil pode ser obtida através da Equação 24.

$$d = h - d' \quad (24)$$

Onde:

d = altura útil;

h = altura da viga;

d' = distância entre o centro de gravidade da armadura longitudinal comprimida e a face mais próxima do elemento estrutural (fibra mais comprimida do concreto).

Após, com a Equação 25, é determinada a altura útil mínima. Com isso, é verificado se valor de altura útil utilizado é maior ou menor que a altura útil mínima. Se for maior, a armadura é simples e, caso contrário, a armadura terá que ser dupla.

$$d_{min} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} \quad (25)$$

d_{min} = altura útil mínima;

b_w = largura da base da viga;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto.

Com o valor do momento de cálculo, pode-se encontrar a posição da linha neutra, que define em qual domínio a estrutura está trabalhando.

Para concretos do grupo I de resistências, a força atuante na estrutura é encontrada com a Equação 26. Já, o braço de alavanca é obtido pela Equação 27.

$$F_c = (0,85 \cdot f_{cd}) \cdot b_w \cdot (0,8 \cdot x) \quad (26)$$

Sendo:

x = profundidade da linha neutra.

$$z = d - 0,4x \quad (27)$$

Colocando as Equações 26 e 27 na Equação 22, se compõe a Equação 28, que permite obter a posição da linha neutra (x).

$$M_d = (0,68x \cdot d - 0,272 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot f_{cd} \quad (28)$$

Para concretos do grupo II, a força atuante na estrutura é obtida pela Equação 29 e o braço de alavanca pela Equação 30.

$$F_c = (\alpha_c \cdot f_{cd}) \cdot b_w \cdot (\lambda \cdot x) \quad (29)$$

Sendo:

α_c = parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão definido na Equação 18 ;

λ = constante definida na Equação 15.

$$z = d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x \quad (30)$$

Da mesma maneira que para os concretos do grupo I, com as equações anteriores, pode-se deduzir a Equação 31, que define a posição da linha neutra nas estruturas feitas com concretos do grupo II.

$$M_d = (\lambda \cdot x \cdot d - 0,5 \cdot \lambda^2 \cdot x^2) \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \quad (31)$$

3.3.3.3 Cálculo da área de aço necessária para a armadura

A área de aço necessária para a armadura longitudinal simples se dá pela Equação 32.

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot z} \rightarrow \begin{cases} A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,4x)}, \text{ para concretos do grupo I} \\ A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \cdot (d - 0,5 \cdot \lambda \cdot x)}, \text{ para concretos do grupo II} \end{cases} \quad (32)$$

Sendo:

A_s = área de aço (cm²)

3.3.3.4 Cálculo da área de aço efetiva da armadura

Conforme Carvalho e Figueiredo (2014), para o detalhamento da armadura longitudinal de determinada viga, não é preciso fazer o cálculo da área de aço necessária em todas as seções transversais, basta calcular nas seções em que há os momentos extremos.

Após definida a área de aço, deve-se utilizar a Equação 33 para determinar a quantidade de barras necessárias de uma determinada bitola.

$$n^{\circ} = \frac{A_s}{\text{área de cada barra}} \quad (33)$$

Sendo:

n° = quantidade de barras de aço.

O produto da quantidade de barras de aço com a área da seção transversal de cada uma fornece o valor da área efetiva de aço utilizada.

3.3.3.5 Cálculo da armadura máxima e mínima

A NBR 6118 (ABNT, 2014) define uma área de armadura máxima e mínima para cada viga. A Equação 34 calcula a área mínima necessária, sendo que o parâmetro ρ_{min} pode ser encontrado na Tabela 8 e depende do f_{ck} . A área máxima não pode exceder 4% de sua seção transversal, representada pela Equação 35. Se a armadura calculada for maior que a máxima, é necessário mudar as dimensões da viga ou até mesmo o f_{ck} do concreto. Se a armadura calculada for menor que a mínima, adota-se a armadura mínima.

$$A_{s, \text{mín}} = \rho_{min} \times b_w \times h \quad (34)$$

Sendo:

$A_{s, \text{mín}}$ = área de aço mínima

ρ_{min} = fator encontrado na Tabela 8.

Tabela 8 - Armadura mínima

Forma da seção	Valores de ρ_{min}^a ($A_{s, \text{mín}}/A_c$) %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
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: NBR 6118 (2014, pg. 130)

$$A_{s, \text{máx}} = \frac{4}{100} \times b_w \times h \quad (35)$$

Sendo:

$A_s, máx$ = área de aço máxima.

3.3.3.6 Armadura dupla

Quando $d < d_{min}$, a armadura longitudinal obrigatoriamente terá que ser dupla. Para o seu dimensionamento, primeiro é necessário o cálculo do momento limite de tração (M_{lim}) através da Equação 36, que nada mais é que o momento que a viga consegue resistir somente com a armadura positiva trabalhando no limite permitido do domínio 3 ($x = 0,45 d$). Após deve-se calcular, através da Equação 37, a diferença entre o momento atuante e o momento limite (M_2), momento esse que será resistido pela armadura de compressão. Por fim, calcular, pela Equação 38, a área da armadura de tração e, pela Equação 39, a área da armadura de compressão.

$$M_{lim} = 0,251 \cdot bw \cdot fcd \cdot d^2 \quad (36)$$

Sendo:

M_{lim} = momento limite (momento da armadura de tração).

$$M_2 = M_d - M_{lim} \quad (37)$$

Sendo:

M_2 = momento da armadura de compressão.

$$A_s = \frac{M_{lim}}{[1-0,4(KX)lim] \cdot d \cdot fyd} + \frac{M_2}{(d-d') \cdot fyd} \quad (38)$$

Sendo:

$KXlim = \frac{x}{d} = 0,45$ (final domínio 3);

A_s = área de aço necessária para a armadura de tração (armadura positiva).

$$A's = \frac{M_2}{(d-d') \cdot fyd} \quad (39)$$

$A's$ = área de aço necessária para a armadura de compressão (armadura negativa).

3.3.4 Dimensionamento da armadura transversal

Para o dimensionamento da armadura transversal, foi utilizado o modelo de cálculo I, descrito no item 2.7 desse trabalho. Conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 17.4.2.3, primeiramente deve ser feita a verificação de esmagamento da biela comprimida de concreto. Para isso, deve ser satisfeita a Equação 40. Caso contrário, deverá ser alterada as dimensões da viga e/ou o f_{ck} utilizado para atender a esse critério.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (40)$$

Sendo:

V_{sd} = força cortante de cálculo;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo (relacionada com a ruína das diagonais comprimidas compostas por concreto).

A força cortante resistente de cálculo é encontrada através da Equação 41, que considera a inclinação do estribo em 90° , pois ele é vertical.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (41)$$

Sendo:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \quad (f_{ck} \text{ em MPa}).$$

Após, segundo a norma, deve ser calculado a força cortante mínima através da Equação 42.

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c \quad (42)$$

Sendo:

$V_{sd,min}$ = força cortante mínima;

$V_{sw,min}$ = parcela mínima que os estribos irão resistir, obtida pela Equação 43;

V_c = parte da força cortante que não é absorvida pelos estribos (é absorvida por outros mecanismos), calculada através da Equação 44.

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \quad (43)$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (44)$$

Sendo:

$\rho_{sw,min}$ = taxa geométrica da armadura transversal, obtida através da Equação 45.

$$\rho_{sw,min} = \frac{A_{sw}}{b_{we} \cdot s \cdot \text{sen} \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (45)$$

Onde:

A_{sw} = área da seção transversal do estribo;

b_{we} = largura média da alma, que deve ser medida ao longo da altura útil da seção;

s = espaçamento longitudinal dos estribos;

α = inclinação do estribo (90°);

$f_{ct,m}$ = resistência à tração na flexão, obtida através da Equação 46 para concretos do grupo 1 e, para concretos do grupo II, utiliza-se a Equação 47.

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (46)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}) \quad (47)$$

f_{ctd} = valor de resistência à tração do concreto, obtida pela Equação 48.

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot 0,3 \sqrt[3]{f_{ck}^2}}{\gamma_c}, \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (48)$$

Retomando a Equação 42, se V_{sd} for menor que $V_{sd,mín}$, deve-se calcular a área de aço mínima através da Equação 49.

$$A_{sw,mín} = \rho_{sw,mín} \cdot b_w \cdot s_1 \quad (49)$$

Sendo:

$A_{sw,mín}$ = área de aço mínima;

$s_1 = 1 \text{ m}$.

Já, se for o contrário (V_{sd} maior que $V_{sd,mín}$), para encontrar a área de aço, utiliza-se as equações 50 e 51.

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c \quad (50)$$

Sendo:

V_{sw} = parcela que os estribos resistem;

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{100} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd} \quad (51)$$

Após, para ambos os casos, deve-se dividir a área de aço por 2 para obter o quanto tem de aço em cada ramo do estribo. Para saber a quantidade de barras, utiliza-se a Equação 52.

$$n^{\circ} = \frac{\text{área de aço em 1 ramo}}{\text{área seção transversal do aço}} \quad (52)$$

O espaçamento (S) entre os estribos é obtido pela Equação 53.

$$S = \frac{100cm}{n^{\circ}} \quad (53)$$

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), o espaçamento mínimo longitudinal deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador quando a viga for concretada. Com isso, pode-se definir como espaçamento mínimo 5 cm.

O espaçamento máximo longitudinal pode ser encontrado através da Equação 54.

$$\text{Se } V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2}, \text{ considerar } S_{m\acute{a}x} = 0,6d \leq 300mm \text{ ou} \quad (54)$$

$$\text{Se } V_{sd} > 0,67V_{Rd2}, \text{ considerar } S_{m\acute{a}x} = 0,3d \leq 200mm$$

Sendo:

$S_{m\acute{a}x}$ = espaçamento máximo longitudinal.

A distância máxima entre os 2 ramos dos estribos é definida pela Equação 55. A distância utilizada é encontrada através da Equação 56.

$$\text{Se } V_{sd} \leq 0,2V_{Rd2}, \text{ considerar } S_{t,m\acute{a}x} = d \leq 800mm \text{ ou} \quad (55)$$

$$\text{Se } V_{sd} > 0,2V_{Rd2}, \text{ considerar } S_{t,m\acute{a}x} = 0,6d \leq 350mm$$

$$S_t = b_w - 2 \cdot \text{cobrimento} - 2 \cdot \frac{\emptyset_{estribo}}{2} \quad (56)$$

Sendo:

$S_{t,m\acute{a}x}$ = distância máxima entre estribos;

S_t = distância entre estribos;

\emptyset = diâmetro.

3.3.5 Detalhamento longitudinal da armadura ao longo da viga

Primeiramente, a NBR 6118 (ABNT, 2014) orienta a calcular a resistência de aderência do concreto com o aço, através da Equação 57.

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (57)$$

Sendo:

f_{bd} = resistência de aderência;

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

$\eta_2 = 1,00$ para boa aderência;

$\eta_3 = 1$, quando o diâmetro da barra é menor que 32mm;

f_{ctd} = valor de resistência à tração do concreto, obtido pela Equação 48.

É necessária ancoragem das barras de aço para elas poderem transferir os esforços ao concreto. O comprimento de ancoragem básico é obtido através da Equação 58.

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad (58)$$

Sendo:

\emptyset = diâmetro da barra de aço;

l_b = comprimento de ancoragem básico.

O comprimento de ancoragem mínima do apoio, que é o pilar, pode ser encontrado pela Equação 59. Com isso, deve ser verificado se a largura do pilar menos o cobrimento ($l_{b,disponível}$) é igual ou maior ao $l_{b,mín}$. Caso for menor, a largura do pilar deve ser aumentada, ou pode ser realizado um gancho.

$$l_{b,mín} \geq 10,5\emptyset \text{ (para CA50) ou } 60\text{mm} \rightarrow \text{Adota o maior valor} \quad (59)$$

Sendo:

$l_{b,mín}$ = Dimensão mínima do apoio para ancoragem.

O esforço de ancoragem e armadura calculada podem ser obtidos pelas equações 60 a 62.

$$\frac{a_l}{d} = \frac{V_{sd}}{2 \cdot (V_{sd} - VC)} \geq 0,5, \text{ se for menor, adotar o valor de } 0,5 \quad (60)$$

$$RS = \frac{a_l}{d} \cdot V_{sd} \quad (61)$$

Sendo:

RS = esforço de ancoragem;

al = decalagem;

Vsd = cortante de cálculo.

$$A_{s,calculado} = \frac{RS}{f_{yd}} \text{ (segundo a norma, no mínimo deve haver 2 barras)} \quad (62)$$

Para a definição de armadura necessária no apoio, deve ser calculado para a situação em que necessitará de gancho e para aquela que não necessitará, conforme Equação 63. O indicado é preferir sem gancho, por ser de mais fácil execução. Deve-se observar a largura do pilar, para ver em qual situação se encaixa.

$$l_{b,nec} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,calculado}}{A_{s,efetivo}} \geq l_{b,mín} \quad (63)$$

Sendo:

$\alpha_1 = 1$ (sem gancho);

$\alpha_1 = 0,7$ (com gancho);

$l_{b,mín}$ = dimensão mínima do apoio para ancoragem, obtido através da Equação 59.

No caso de se optar pela ancoragem com gancho, a dimensão do mesmo deverá ser calculada pela Equação 65.

$$\text{gancho} = l_{b,nec} - l_{b,disponível} \quad (65)$$

A quantidade de barras que precisam ser ancoradas pode ser obtida pela Equação 66.

$$n^o = \frac{A_{s,calculada}}{A_{s\emptyset}} \quad (66)$$

Sendo:

$A_s\emptyset$ = área da seção transversal de uma barra de determinada bitola (ver tabela 2).

O próximo passo é a decalagem da armadura longitudinal. A quantidade de barras que sofrem decalagem é a diferença entre a quantidade total de barras da viga e a quantidade de barras que precisam ser ancoradas.

Após, deve-se aplicar esse valor de $l_{b,mín}$ na Equação 63 para calcular $l_{b,nec,sem\ gancho}$, considerando agora o $l_{b,mín}$ da Equação 67. Após aplicar o $l_{b,nec,sem\ gancho}$ na Equação 68 para calcular o comprimento total para cada barra de aço, adotando-se o menor valor das duas opções.

$$l_{b,mín} \geq \{0,3l_b; 10\emptyset; 10cm \rightarrow \text{Adotar maior valor} \quad (67)$$

$$l_{total} \geq dist + 2 \cdot a_l + 2 \cdot l_{b,nec,sem\ gancho} \quad \text{OU} \quad (68)$$

$$l_{total} \geq dist + 2 \cdot a_l + 1 \cdot 10 \cdot \emptyset$$

Sendo:

dist = distância interna do momento.

Ainda, Quando a viga tem altura maior que 60cm, é necessário dimensionar uma armadura de pele em cada face da viga, para ajudar na sustentação. A área de aço dela ($A_{s, pele}$) pode ser obtida através da Equação 69.

$$A_{s, pele} = 0,001 \cdot b_w \cdot h \quad (69)$$

Para a disposição das barras de aço na viga, a NBR 6118 (ABNT, 2014) estabelece espaçamentos mínimos entre elas, a fim de garantir o bom desempenho da estrutura. O espaçamento horizontal deverá ser igual ou maior que as seguintes dimensões: 2cm, o diâmetro da barra e 1,2 vezes a dimensão do agregado graúdo. Já, o espaçamento vertical deverá ser maior ou igual a 2cm, maior que o diâmetro da barra e metade do diâmetro do agregado graúdo.

3.5 Análise de custo

Com o dimensionamento realizado, será feito um levantamento da quantidade de material necessário para a construção dessas vigas, além da mão de obra para a sua execução.

Para o quantitativo de materiais, será considerado concreto usinado, cuja quantia será calculada somando o volume de cada viga. Para a fôrma, será considerada chapa de madeira compensada resinada com espessura de 14mm. A quantia, em m², foi obtida pela soma da área das faces das vigas. Para o aço, foi considerada a quantidade calculada no dimensionamento, em kg.

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) é controlado pela Caixa Econômica Federal e pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística), sendo que a primeira é responsável pela parte técnica e processamento de dados e, o segundo, é responsável pelos preços e formação de índices (O....., 2018).

A composição da tabela do SINAPI engloba os materiais, mão de obra e equipamentos a serem utilizados pela indústria da construção civil. Os valores já compreendem os encargos sociais (CAIXA, 2015).

A tabela adotada será a última divulgada até a finalização desse trabalho, ou seja, será utilizada a tabela de preços referente ao mês de setembro de 2018. Quanto à desoneração, será adotada a tabela não desonerada, ou seja, referente aos encargos sociais, possui já a contribuição junto ao Instituto Nacional do Seguro Social (INSS) de 20% sobre a folha de pagamento.

Como não existem levantamentos na tabela SINAPI para concretos com fck 70 MPa e 90 MPa, será realizada uma interpolação com os valores já existentes de outras resistências, para poder ser feita uma estimativa do custo desses concretos.

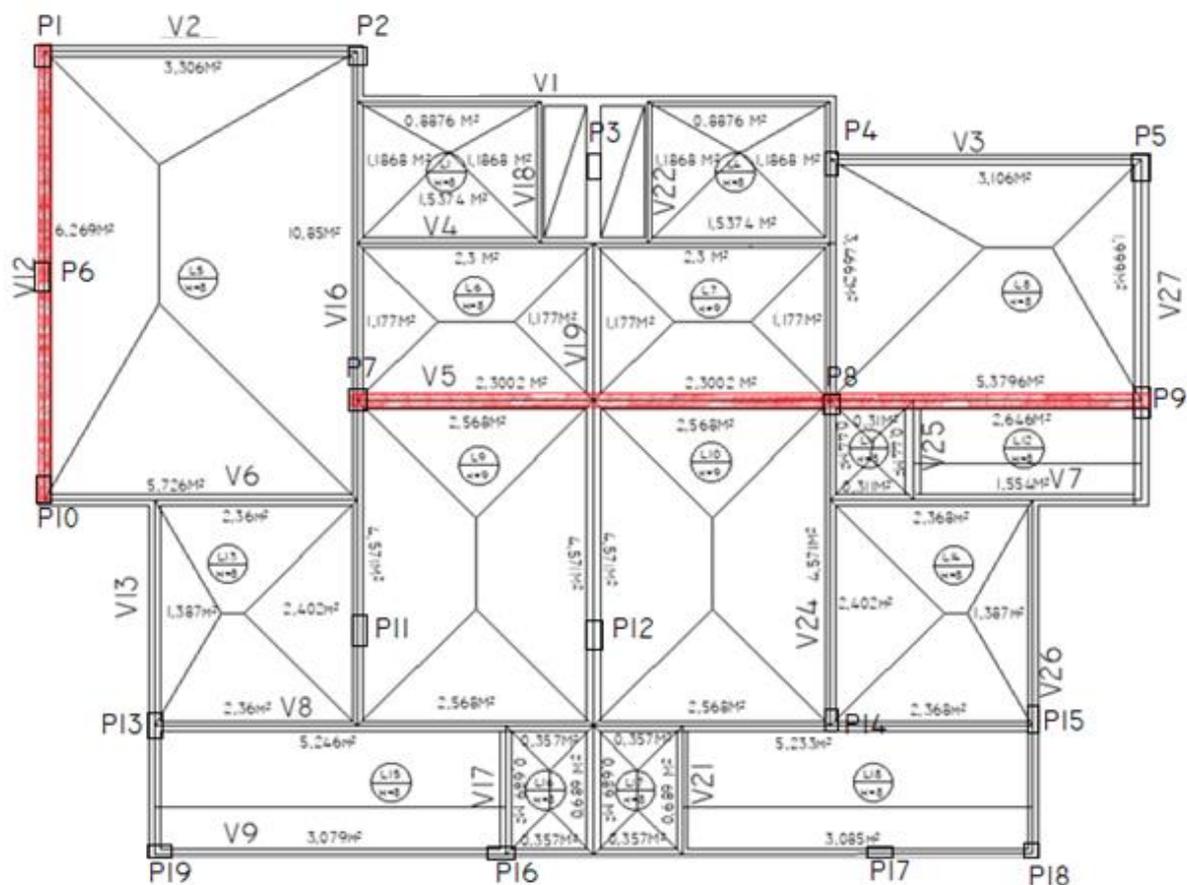
A partir desse levantamento, todas as variáveis serão colocadas em gráficos, a fim de poder comparar a relação do aumento do fck com o aumento da área útil e o

custo financeiro global e, assim, chegar a conclusões se ocorre, ou não, vantagem em utilizar concretos de alta resistência.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para o cálculo do carregamento nas vigas foi considerada, além das cargas presentes nelas, as cargas provenientes das áreas de contribuição das lajes, pela teoria das charneiras plásticas, conforme ilustra a Figura 10.

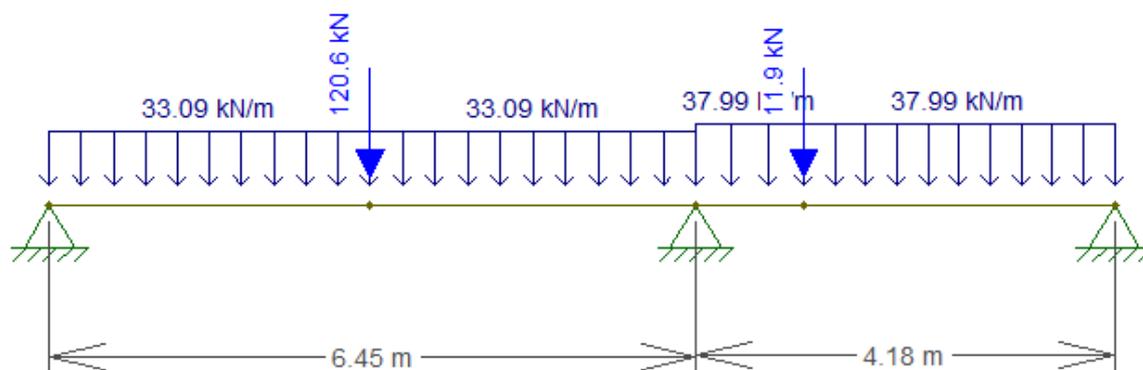
Figura 10 - Área de contribuição das cargas das lajes nas vigas



Fonte: da Autora (2018)

A figura 11 ilustra o carregamento calculado com as dimensões pré-determinadas para a viga 5 do pavimento térreo. Os diagramas de esforços cortantes e momentos flectores encontram-se na Figura 12 e Figura 13 (para f_{ck} de 25MPa), respectivamente. Após o dimensionamento das vigas, as dimensões foram corrigidas.

Figura 11 - Carregamentos da viga 5



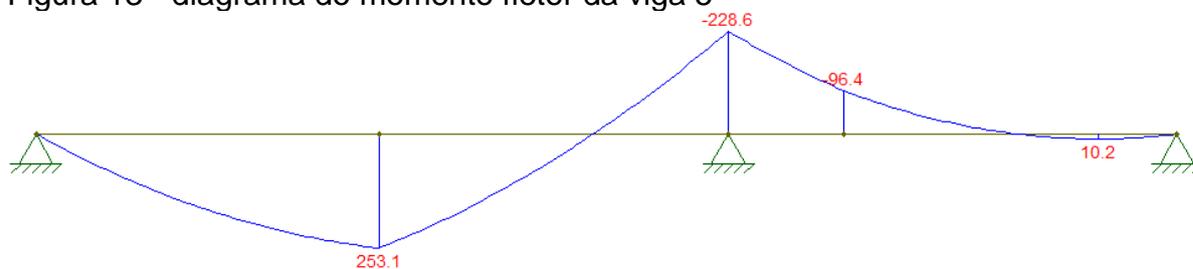
Fonte: da Autora (2018)

Figura 12 - Diagrama do esforço cortante da viga 5



Fonte: da Autora (2018)

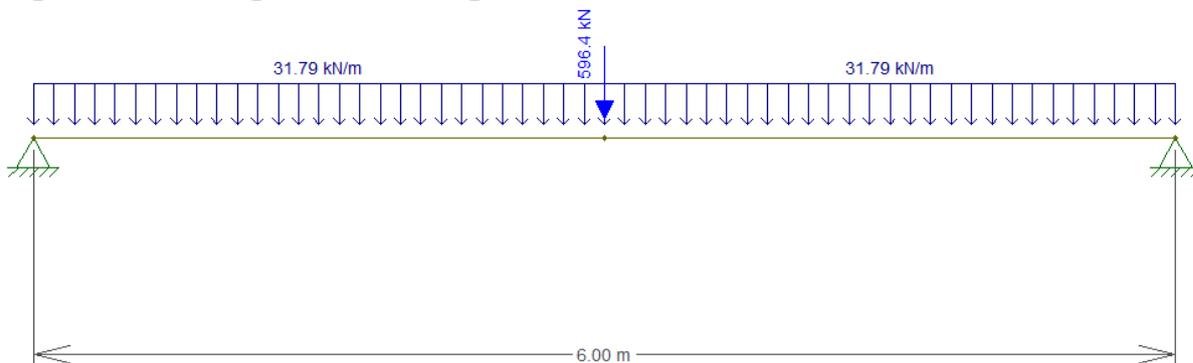
Figura 13 - diagrama do momento fletor da viga 5



Fonte: da Autora (2018)

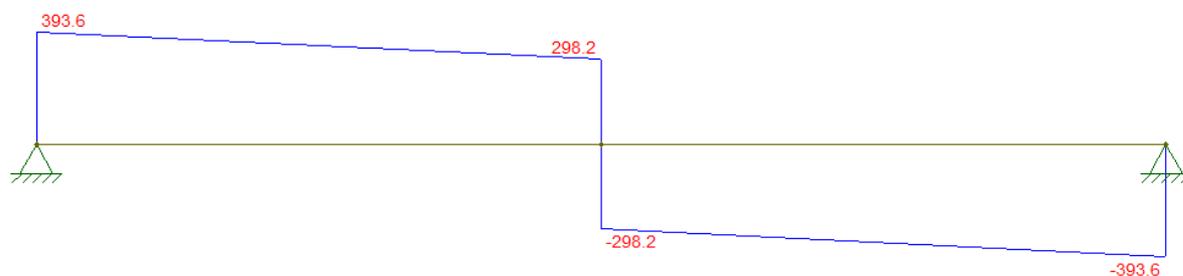
A viga 12, com suas dimensões pré-determinadas, tem seu carregamento ilustrado na Figura 14. A Figura 15 ilustra seu esforço cortante e o momento fletor está representado na Figura 16.

Figura 14 - Carregamentos da viga 12



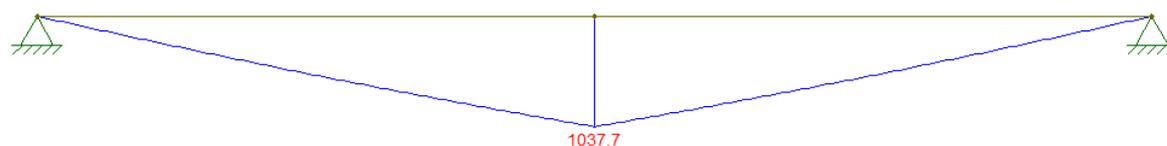
Fonte: da Autora (2018)

Figura 15 - Diagrama do esforço cortante da viga 12



Fonte: da Autora (2018)

Figura 16 - Diagrama do momento fletor da viga 12



Fonte: da Autora (2018)

Após definidas as dimensões para as vigas, conforme orientado na metodologia desse trabalho, foram calculadas novamente as cargas nas vigas e seus respectivos momento fletor e cortante máximos para corrigir nos cálculos. Os dados de entrada para o dimensionamento tanto da armadura longitudinal quanto da transversal das vigas, encontram-se no Apêndice A, para a viga 5, e no Apêndice B, para a viga 12.

O dimensionamento estrutural das vigas foi realizado conforme o roteiro descrito no procedimento de pesquisa, sempre obedecendo a NBR 6118 (ABNT, 2014). A Tabela 9 apresenta os resultados obtidos no dimensionamento da armadura

longitudinal da viga 5, e a Tabela 10 apresenta os resultados para sua armadura transversal, ambas para concretos da Classe I.

As Tabelas 11 e 12 apresentam também os resultados das armaduras da viga 5, entretanto, para concretos da Classe II.

Tabela 9 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe I

Trecho	fck (kN/cm ²)	x adotado (cm)	Domínio	Tipo armadura	x/d	Área de aço (cm ²)	Área de aço mín (cm ²)	Área de aço máx (cm ²)
A	2,50	18,86	3	simples	0,37	13,17	2,06	55,00
B	2,50	16,66	3	simples	0,32	11,63	2,06	55,00
A	3,50	16,85	3	simples	0,41	16,47	1,85	45,00
B	3,50	14,76	3	simples	0,36	14,43	1,85	45,00
A	5,00	13,03	3	simples	0,36	18,19	2,08	40,00
B	5,00	11,43	3,	simples	0,31	15,96	2,08	40,00

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 10 - Dimensionamento armadura transversal para a V5 concretos Classe I

Trecho	fck (kN/cm ²)	Vsd (Kn)	αv_2 (MPa)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Vsd, mín	Asw/s (cm ² /m)	s (cm)	s mín (cm)
A	2,50	341,90	0,90	555,43	98,49	51,39	149,88	12,15	5	24,00
B	2,50	341,90	0,90	555,43	98,49	51,39	149,88	12,15	5	24,00
A	3,50	335,80	0,86	595,01	98,71	51,50	150,21	14,78	5	19,00
B	3,50	335,80	0,86	595,01	98,71	51,50	150,21	14,78	5	19,00
A	5,00	332,90	0,80	694,29	109,9 3	57,36	167,29	15,83	5	15,00
B	5,00	332,90	0,80	694,29	109,9 3	57,36	167,29	15,83	5	15,00

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 11 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe II

Trecho	fck (kN/cm ²)	x adotado (cm)	Domínio	Tipo armadura	x/d	Área de aço (cm ²)	Área de aço mín (cm ²)	Área de aço máx (cm ²)
A	6,00	11,52	3	simples	0,32	17,85	2,19	40,00
B	6,00	10,14	3	simples	0,28	15,70	2,19	40,00
A	7,00	10,61	3	simples	0,29	17,65	2,33	40,00
B	7,00	9,36	3	simples	0,26	15,55	2,33	40,00
A	9,00	9,78	3	simples	0,27	17,47	2,56	40,00
B	9,00	9,36	3	simples	0,26	15,55	2,56	40,00

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 12 - Dimensionamento armadura transversal para a V5 concretos Classe II

Trecho	fck (kN/cm ²)	Vsd (Kn)	$\alpha v2$ (MPa)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Vsd, mín	Asw/s (cm ² /m)	s (cm)	s mín (cm)
A	6,00	332,90	0,76	791,49	124,1 4	24,23	148,37	14,82	5	21
B	6,00	332,90	0,76	791,49	124,1 4	24,23	148,37	14,82	5	21
A	7,00	332,90	0,72	874,80	137,5 8	25,84	163,42	13,87	5	21
B	7,00	332,90	0,72	874,80	137,5 8	25,84	163,42	13,87	5	21
A	9,00	332,90	0,64	999,77	162,6 7	28,54	191,21	12,08	5	21
B	9,00	332,90	0,72	874,80	137,5 8	25,84	163,42	13,87	5	21

Fonte: da Autora (2018)

Após, foram realizados os cálculos para a armadura da viga 12. Os resultados do dimensionamento da armadura longitudinal estão na Tabela 13 e armadura transversal na Tabela 14. Ambos para concretos da Classe I.

Tabela 13 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe I

fck (kN/cm ²)	x adotado (cm)	Domínio	Tipo armadura	x/d	Área de aço (cm ²)	Área de aço mín (cm ²)	Área de aço máx (cm ²)	As pele (cm ²)
2,50	28,72	3	simples	0,30	28,08	5,25	140,00	3,50
3,50	24,15	3	simples	0,30	33,05	4,88	119,00	2,98
5,00	17,41	3	simples	0,23	34,04	5,82	112,00	2,80

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 14 - Dimensionamento armadura transversal para a V12 concretos Classe I

fck (kN/cm ²)	Vsd (Kn)	$\alpha v2$ (MPa)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Vsd, mín	Asw/s (cm ² /m)	s (cm)	s mín (cm)
2,50	596,40	0,90	1454,20	257,8	134,54	392,42	9,04	6,90	17,36
3,50	596,40	0,86	1640,64	272,1	142,00	414,16	10,26	6,08	13,87
5,00	596,40	0,80	2045,25	323,8	168,96	492,81	9,20	6,78	10,94

Fonte: da Autora (2018)

As Tabelas 15 e 16 apresentam os resultados do dimensionamento longitudinal e transversal, respectivamente, para a Classe II.

Tabela 15 - Resultados do dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe II

fck (kN/cm ²)	x adotado (cm)	Domínio	Tipo armadura	x/d	Área de aço (cm ²)	Área de aço mín (cm ²)	Área de aço máx (cm ²)	As pele (cm ²)
6,00	16,87	3	simples	0,24	36,55	5,75	105,00	2,63
7,00	16,83	3	simples	0,25	39,14	5,71	98,00	2,45
9,00	17,11	3	simples	0,28	42,81	5,82	91,00	2,45

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 16 - Dimensionamento armadura transversal para a V12 concretos Classe II

fck (kN/cm ²)	Vsd (Kn)	$\alpha v2$ (MPa)	Vrd2 (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Vsd, mín	Asw/s (cm ² /m)	s (cm)	s mín (cm)
6,00	596,00	0,76	2177,69	341,5	47,61	389,18	9,19	6,78	36,25
7,00	596,40	0,72	2236,82	351,7	47,20	398,98	9,51	6,56	33,98
9,00	596,40	0,64	2556,36	415,9	52,12	468,06	7,01	8,89	30,78

Fonte: da Autora (2018)

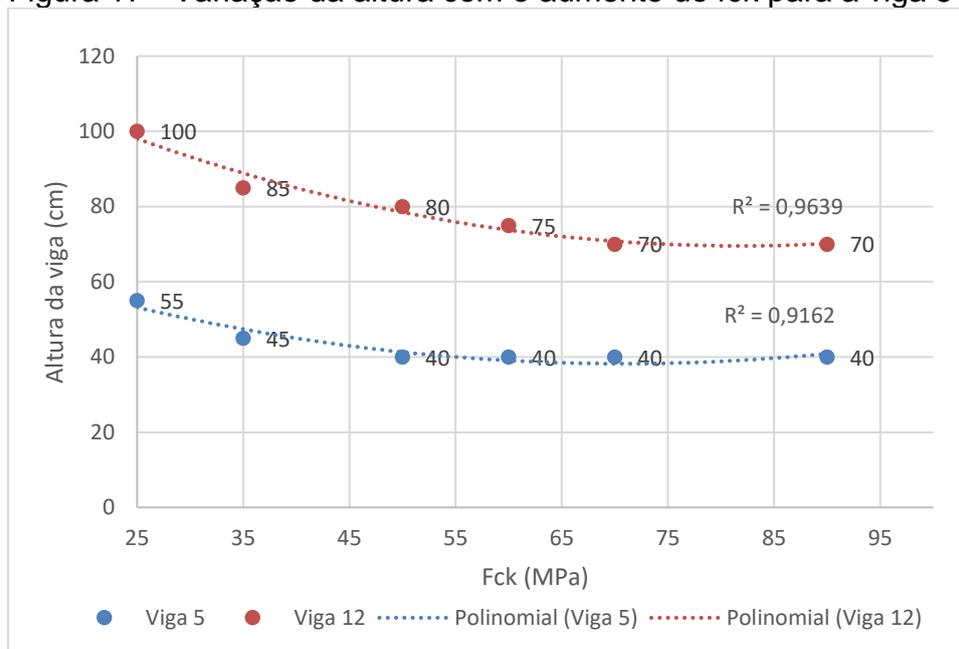
Por fim, os detalhamentos das vigas encontram-se nos Apêndices C a N. Eles fornecem a quantidade de aço a ser utilizada.

4.1 Análise dos resultados referentes às dimensões das vigas

O aumento gradativo da resistência do concreto permitiu a diminuição da altura da viga 5, conforme verifica-se na Figura 17. Entretanto, esse fenômeno só ocorreu para os concretos da Classe I. Nas resistências acima de 50 MPa, mantendo-se a base da viga constante (25 cm), não foi possível obter diminuição da altura da viga.

No caso da viga 12, o aumento da resistência do concreto permitiu uma gradual diminuição da altura da viga para todas as resistências utilizadas, conforme verifica-se na Figura 17, exceto par a viga de 90 MPa, pois seria necessário mais aço, dificultando o alojamento das barras (mantendo a base constante)

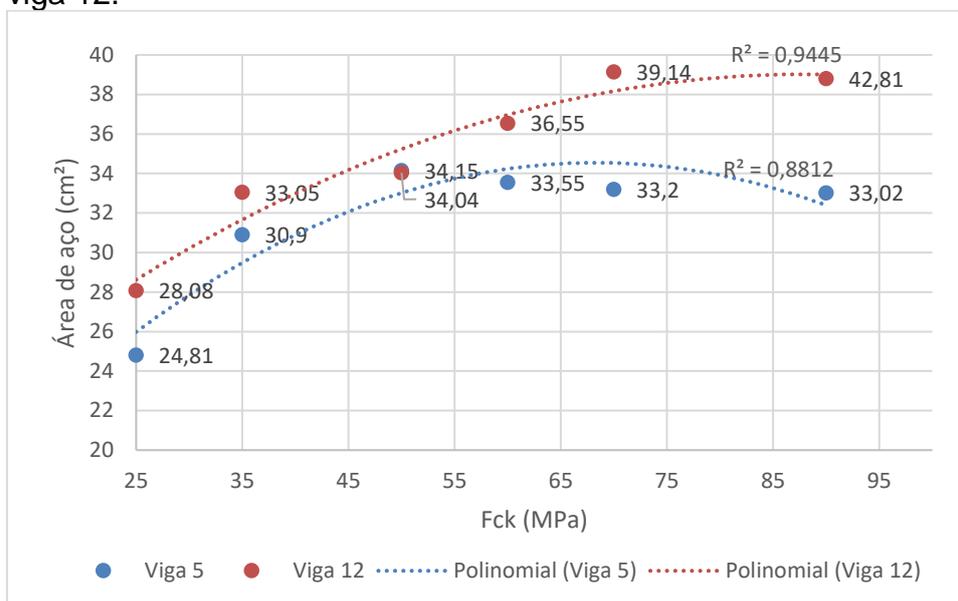
Figura 17 - Variação da altura com o aumento do fck para a viga 5 e viga 12



Fonte: da Autora (2018)

Ainda, a diminuição da altura da viga acarretou na necessidade de mais aço para atender as condições de dimensionamento, listadas na NBR 6118 (ABNT, 2014). Isso ocorreu tanto para a viga 5, quanto para a viga 12 (FIGURA 19).

Figura 18 - Variação da área de aço calculada com o aumento do fck para a viga 5 e viga 12.



Fonte: da Autora (2018)

4.2 Orçamento

O orçamento para a execução da viga 5, para cada resistência de concreto utilizada, encontra-se nas Tabelas 17 a 22.

Tabela 17 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 25 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
00001527	Concreto usinado C25 (slump 100 +/- 20mm)	1,50	m³	R\$ 327,22	R\$ 490,65
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	15,00	m²	R\$ 22,19	R\$ 332,78
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	35,61	kg	R\$ 4,80	R\$ 170,94
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,43	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,49
00000027	Aço CA50 Ø16 mm	96,73	kg	R\$ 4,36	R\$ 421,73
TOTAL					R\$ 1.477,59

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 18 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 35 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
00011145	Concreto usinado C35 (slump 100 +/- 20mm)	1,23	m ³	R\$ 350,35	R\$ 429,81
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	12,65	m ²	R\$ 22,19	R\$ 280,78
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	33,81	kg	R\$ 4,80	R\$ 162,29
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,41	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,41
00000029	Aço CA50 Ø20 mm	127,86	kg	R\$ 4,07	R\$ 520,40
TOTAL					R\$ 1.454,68

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 19 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 50 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
00034483	Concreto usinado C50 (slump 100 +/- 20mm)	1,09	m ³	R\$ 484,77	R\$ 528,64
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	11,65	m ²	R\$ 22,19	R\$ 258,52
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	34,50	kg	R\$ 4,80	R\$ 165,58
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,41	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,41
00000029	Aço CA50 Ø20 mm	134,05	kg	R\$ 4,07	R\$ 545,59
TOTAL					R\$ 1.559,74

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 20 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 60 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
00034485	Concreto usinado C60 (slump 100 +/- 20mm)	1,09	m ³	R\$ 622,49	R\$ 678,83
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	4,47	m ²	R\$ 22,19	R\$ 99,21
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	30,11	kg	R\$ 4,80	R\$ 144,51
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,41	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,41
00000029	Aço CA50 Ø20 mm	137,65	kg	R\$ 4,07	R\$ 560,24
TOTAL					R\$ 1.544,19

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 21 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 70 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
-	Concreto usinado C70 (slump 100 +/- 20mm)	1,09	m ³	R\$ 763,24	R\$ 832,31
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	11,65	m ²	R\$ 22,19	R\$ 258,52
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	30,11	kg	R\$ 4,80	R\$ 144,51
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,41	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,41
00000029	Aço CA50 Ø20 mm	122,41	kg	R\$ 4,07	R\$ 498,22
TOTAL					R\$ 1.794,96

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 22 - Orçamento da viga 5 com concreto fck 90 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
-	Concreto usinado C90 (slump 100 +/- 20mm)	1,09	m ³	R\$ 1.044,73	R\$ 1.139,28
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	11,65	m ²	R\$ 22,19	R\$ 258,52
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	30,09	kg	R\$ 4,80	R\$ 144,41
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	13,41	kg	R\$ 4,58	R\$ 61,41
00000029	Aço CA50 Ø20 mm	123,60	kg	R\$ 4,07	R\$ 503,04
TOTAL					R\$ 2.106,65

Fonte: da Autora (2018)

Por fim, os orçamentos para a execução da viga 12 encontram-se nas tabelas 23 a 28.

Tabela 23 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 25 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
00001527	Concreto usinado C25 (slump 100 +/- 20mm)	2,22	m ³	R\$ 327,22	R\$ 727,25
00001355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	15,62	m ²	R\$ 22,19	R\$ 346,66
00000032	Aço CA50 Ø6,3 mm	29,55	kg	R\$ 4,80	R\$ 141,83
00000034	Aço CA50 Ø10 mm	46,65	kg	R\$ 4,58	R\$ 213,64
00000028	Aço CA50 Ø25 mm	152,66	kg	R\$ 4,71	R\$ 719,01
TOTAL					R\$ 2.148,38

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 24 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 35 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
11145	Concreto usinado C35 (slump 100 +/- 20mm)	1,89	m ³	R\$ 350,35	R\$ 661,85
1355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	13,61	m ²	R\$ 22,19	R\$ 302,06
32	Aço CA50 Ø6,3 mm	30,90	kg	R\$ 4,80	R\$ 148,34
34	Aço CA50 Ø10 mm	38,87	kg	R\$ 4,58	R\$ 178,03
28	Aço CA50 Ø25 mm	171,61	kg	R\$ 4,71	R\$ 808,30
TOTAL					R\$ 2.098,58

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 25 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 50 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
34483	Concreto usinado C50 (slump 100 +/- 20mm)	1,78	m ³	R\$ 484,77	R\$ 861,92
1355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	12,94	m ²	R\$ 22,19	R\$ 287,19
32	Aço CA50 Ø6,3 mm	34,18	kg	R\$ 4,80	R\$ 164,08
34	Aço CA50 Ø10 mm	38,87	kg	R\$ 4,58	R\$ 178,03
28	Aço CA50 Ø25 mm	201,97	kg	R\$ 4,71	R\$ 951,30
TOTAL					R\$ 2.442,52

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 26 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 60 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
34485	Concreto usinado C60 (slump 100 +/- 20mm)	1,67	m ³	R\$ 622,49	R\$ 1.037,61
1355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	12,27	m ²	R\$ 22,19	R\$ 272,33
32	Aço CA50 Ø6,3 mm	19,76	kg	R\$ 4,80	R\$ 94,86
34	Aço CA50 Ø10 mm	38,87	kg	R\$ 4,58	R\$ 178,03
28	Aço CA50 Ø25 mm	201,97	kg	R\$ 4,71	R\$ 951,30
TOTAL					R\$ 2.534,12

Fonte: da Autora (2018)

Tabela 27 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 70 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
	Concreto usinado C70 (slump 100 +/- 20mm)	1,56	m ³	R\$ 763,24	R\$ 1.187,41
1355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	11,60	m ²	R\$ 22,19	R\$ 257,46
32	Aço CA50 Ø6,3 mm	19,76	kg	R\$ 4,80	R\$ 94,86
34	Aço CA50 Ø10 mm	38,87	kg	R\$ 4,58	R\$ 178,03
28	Aço CA50 Ø25 mm	183,48	kg	R\$ 4,71	R\$ 864,19
TOTAL					R\$ 2.581,95

Fonte: da Autora (2018)

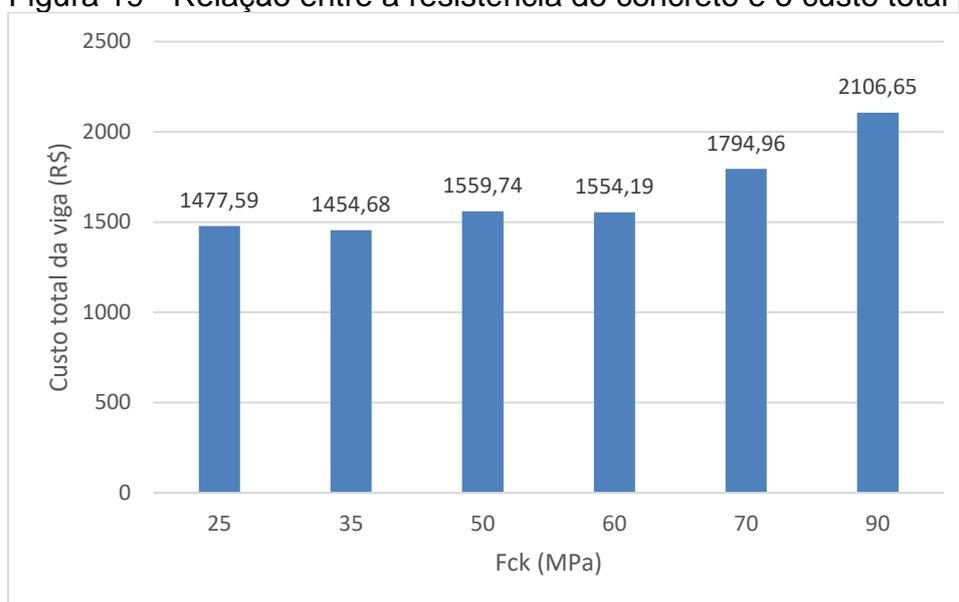
Tabela 28 - Orçamento da viga 12 com concreto fck 90 MPa

Código	Insumo	Quantidade	Unidade	Preço unitário	Total
	Concreto usinado C90 (slump 100 +/- 20mm)	1,56	m ³	R\$ 1.044,73	R\$ 1.625,34
1355	Chapa de madeira compensada resinada para forma (e=14mm)	11,60	m ²	R\$ 22,19	R\$ 257,46
32	Aço CA50 Ø6,3 mm	19,76	kg	R\$ 4,80	R\$ 94,86
34	Aço CA50 Ø10 mm	38,87	kg	R\$ 4,58	R\$ 178,03
28	Aço CA50 Ø25 mm	180,01	kg	R\$ 4,71	R\$ 847,86
TOTAL					R\$ 3.003,54

Fonte: da Autora (2018)

Analisando os orçamentos para a viga 5, percebe-se que, do ponto de vista financeiro, a utilização de concreto com fck 35 MPa é mais vantajosa, por possuir o menor custo. Utilizando o concreto fck 50 Mpa que permitiria a menor altura possível, o custo aumentaria cerca de 7%. Contudo, considerando que sua altura somente diminuiria 5 cm, geralmente não é viável. Logo, o concreto com fck 35 Mpa é o mais adequado para a viga 5. A Figura 19 relaciona cada resistência do concreto com seu custo de execução.

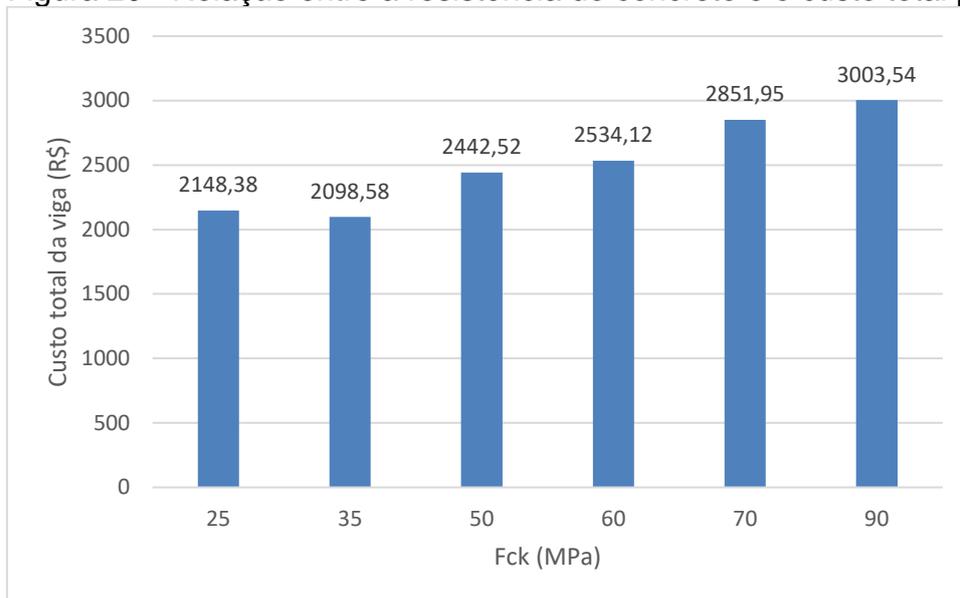
Figura 19 - Relação entre a resistência do concreto e o custo total para a viga 5



Fonte: da Autora (2018)

A viga 12 também tem seu custo menor com o dimensionamento com concreto fck 35 MPa (FIGURA 20). Contudo, se for necessária uma dimensão menor da seção transversal da viga, tem-se o seguinte: com aumento de 16,4% do custo, há a diminuição de 5 cm. Se for utilizado fck 60 MPa, o aumento do custo é de 20,75 % e a diminuição da altura é de 10 cm. Por fim, o aumento de 23% no custo, acarretaria uma diminuição da altura de 15 cm no total (utilizando o concreto fck 70 MPa).

Figura 20 - Relação entre a resistência do concreto e o custo total para a viga 12



Fonte: da Autora (2018)

5 CONCLUSÕES

Nesse trabalho foi estudada a influência da resistência característica do concreto para o dimensionamento de vigas típicas e de transição. As vigas analisadas pertenciam ao pavimento térreo de um edifício multifamiliar. Com a dimensão da base da viga fixa, foi feito o dimensionamento no ELU para a menor altura possível, sempre obedecendo os padrões da NBR 6118 (ABNT, 2014). Ainda, foi realizado o orçamento para averiguar se é economicamente viável.

Para uma viga típica (como a viga 5 dimensionada), pode-se concluir que, dentro da classe I, o aumento do f_{ck} do concreto permite uma seção transversal menor para a viga. Entretanto, quando se passa a utilizar concretos do grupo II, essa seção não muda, pois existem limites que devem ser atendidos na norma, como o espaçamento mínimo adotado entre as barras de aço, e o quociente da posição da linha neutra pela altura útil da viga que deve ser menor que 0,35. Pode-se concluir, então, que a utilização do concreto f_{ck} de 35 MPa foi o mais viável.

Já, quando se trata de viga de transição (viga 12), pode-se perceber que o aumento do f_{ck} permite que uma viga possua uma altura menor. Entretanto, essa diminuição da seção que gera um volume menor de concreto financeiramente, não compensa, pois conforme verificou-se, o custo do m^3 do concreto é diretamente proporcional ao seu f_{ck} .

Os objetivos propostos foram alcançados, pois pode-se concluir que a utilização de concretos do grupo II não é viável para o emprego em vigas típicas, como a dimensionada, pois a diminuição da seção transversal dificulta o alojamento das

barras. Já em vigas de transição, por geralmente serem de elevadas dimensões, pode permitir uma diminuição considerável da altura, entretanto, para cada caso deverá ser analisado o custo benefício, pois o valor para sua execução é mais elevado.

Ainda, pode ser realizada uma comparação com os estudos realizados na utilização de concretos do grupo II para pilares. Para esses últimos elementos estruturais já foi visto que, em edifícios altos, pode haver uma considerável diminuição da seção transversal e que, em muitos casos, é economicamente viável (MEHTA; MONTEIRO, 2014). O que ocorre é que os pilares são muito solicitados à compressão, solicitação essa que o concreto é o principal responsável por suportar. Já as vigas são elementos estruturais diferentes, solicitadas ao momento fletor, em que ocorre compressão e tração, sendo função do aço resistir à tração.

Para estudos futuros, sugere-se estudar o quanto variação da base das vigas influencia a altura necessária, principalmente para vigas com maiores carregamentos, como é o caso da viga de transição, ao mesmo tempo que se utiliza concretos de elevada resistência.

REFERÊNCIAS

AÏTCIN, Pierre Claude. **Concreto de Alto Desempenho**. São Paulo: PINI, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto e estruturas de concreto. Procedimento. Rio de Janeiro, 2014

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522**: Concreto - Determinação dos módulos estáticos de elasticidade e de deformação à compressão. Rio de Janeiro, 2017

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

BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto armado, eu te amo**. Volume 1. 5ª Edição. Editora Blucher. São Paulo, 2015.

BRUSCO, Gustavo Largura. **Concreto de Alta Resistência**: Estudo comparativo entre a nova norma NBR 6118 e a norma americana quanto as suas propriedades mecânicas e ao dimensionamento de vigas. Porto Alegre: UFRGS, 2014

CAIXA. **Preços de insumos**. Disponível em: <
http://www.caixa.gov.br/site/Paginas/downloads.aspx#categoria_660. Acesso em:
01 Nov. 2015.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO, Jasson Rodrigues. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2014. 4 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2014.

CHING, Francis D. K.; ONOUYE, Barry S.; ZUBERBUHLER, Douglas. **Sistemas estruturais ilustrados**: padrões, sistemas e projeto. 2. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2 ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2015.

FUSCO. Péricles Brasiliense. **Tecnologia do Concreto Estrutural**. São Paulo: Editora Pini LTDA, 2008

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J.M. **Concreto: Microestrutura, propriedades e materiais**. 1ª ed. São Paulo: Ibracon, 2014.

NEVILLE, Adam M. **Propriedades do concreto**. 5 ed. Porto Alegre: Bookman, 2016

O que é SINAPI. Disponível em: <<http://www.caixa.gov.br>>. Acesso em: 27 mai. 2018.

PASSUELO, Alexandra et al. **Concreto: ensino, pesquisas e realizações**. 1 ed. São Paulo: IBRCON, 2005. 2v.

PINHEIRO, Libânio M; MUZARDO, Cassiane; SANTOS, Sandro P. **Cisalhamento em Vigas**: Capítulo 13. São Paulo, 2003. Disponível em <<http://www.fec.unicamp.br>>. Acesso em: 04 abr. 2018.

PORTO, Thiago Bomjardim; FERNANDES, Danielle Stefane Gualberto. **Curso básico de concreto armado: Conforme NBR 6118:2014**. 1 ed. São Paulo: Oficinas de Textos, 2015

SALGADO, Julio C. P. **Técnicas e práticas construtivas para edificação**. 1 ed. São José dos Campos: Érica, 2009

SANTOS, José Sérgio . **Desconstruindo o projeto estrutural de edifícios: concreto armado e protendido**. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

APÊNDICE A – Dados de entrada para o dimensionamento da viga 5 com concretos da Classe I e da Classe II.

Dados de entrada para dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe I									
Trecho	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	fck (kN/cm²)	fyk (kN/cm²)	fcd (kN/cm²)	fyd (kN/cm²)	md (kn.m)
A	25,00	55,00	51,50	3,50	2,50	50,00	1,79	43,48	251,70
B	25,00	55,00	51,50	3,50	2,50	50,00	1,79	43,48	226,80
A	25,00	45,00	41,50	3,50	3,50	50,00	2,50	43,48	248,90
B	25,00	45,00	41,50	3,50	3,50	50,00	2,50	43,48	223,30
A	25,00	40,00	36,50	3,50	5,00	50,00	3,57	43,48	247,50
B	25,00	40,00	36,50	3,50	5,00	50,00	3,57	43,48	221,50

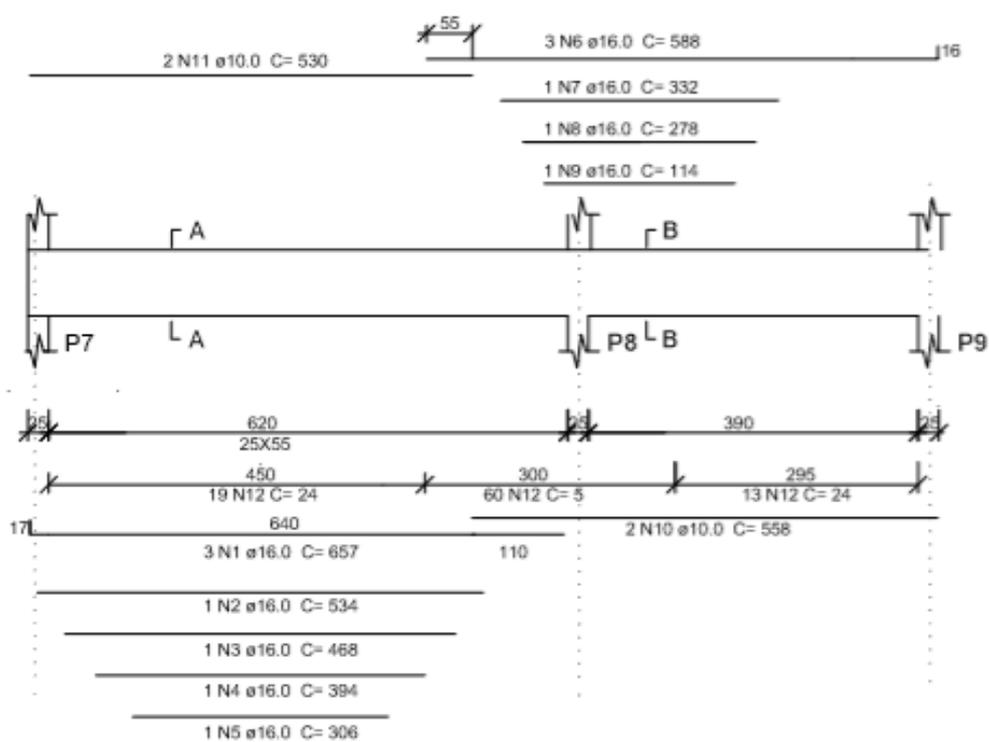
Dados de entrada para dimensionamento da armadura longitudinal da V5 com concretos da Classe II									
Trecho	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	fck (kN/cm²)	fyk (kN/cm²)	fcd (kN/cm²)	fyd (kN/cm²)	md (kn.m)
A	25,00	40,00	36,50	3,50	6,00	50,00	4,29	43,48	247,50
B	25,00	40,00	36,50	3,50	6,00	50,00	4,29	43,48	221,50
A	25,00	40,00	36,50	3,50	7,00	50,00	5,00	43,48	247,50
B	25,00	40,00	36,50	3,50	7,00	50,00	5,00	43,48	221,50
A	25,00	40,00	36,50	3,50	9,00	50,00	6,43	43,48	247,50
B	25,00	40,00	36,50	3,50	9,00	50,00	6,43	43,48	221,50

APÊNDICE B – Dados de entrada para o dimensionamento da viga 12 com concretos da Classe I e da Classe II.

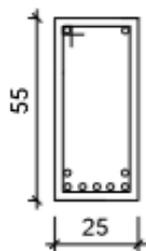
Dados de entrada para dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe I									
Trecho	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	fck (kN/cm²)	fyk (kN/cm²)	fcd (kN/cm²)	fyd (kN/cm²)	md (kn.m)
AB	35,00	100,00	96,50	3,50	2,50	50,00	1,79	43,48	1037,70
AB	35,00	85,00	81,50	3,50	3,50	50,00	2,50	43,48	1032,40
AB	35,00	80,00	76,50	3,50	5,00	50,00	3,57	43,48	1029,00

Dados de entrada para dimensionamento da armadura longitudinal da V12 com concretos da Classe II									
Trecho	bw (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	fck (kN/cm²)	fyk (kN/cm²)	fcd (kN/cm²)	fyd (kN/cm²)	md (kn.m)
AB	35,00	75,00	71,50	3,50	6,00	50,00	4,29	43,48	1029,00
AB	35,00	70,00	66,50	3,50	7,00	50,00	5,00	43,48	1017,20
AB	35,00	70,00	66,50	3,50	9,00	50,00	6,43	43,48	1017,20

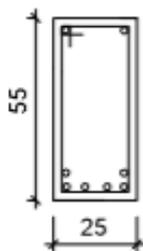
APÊNDICE C – Detalhamento da viga 5 com concreto fck 25 MPa



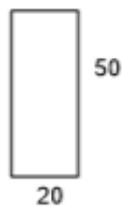
SEÇÃO A-A



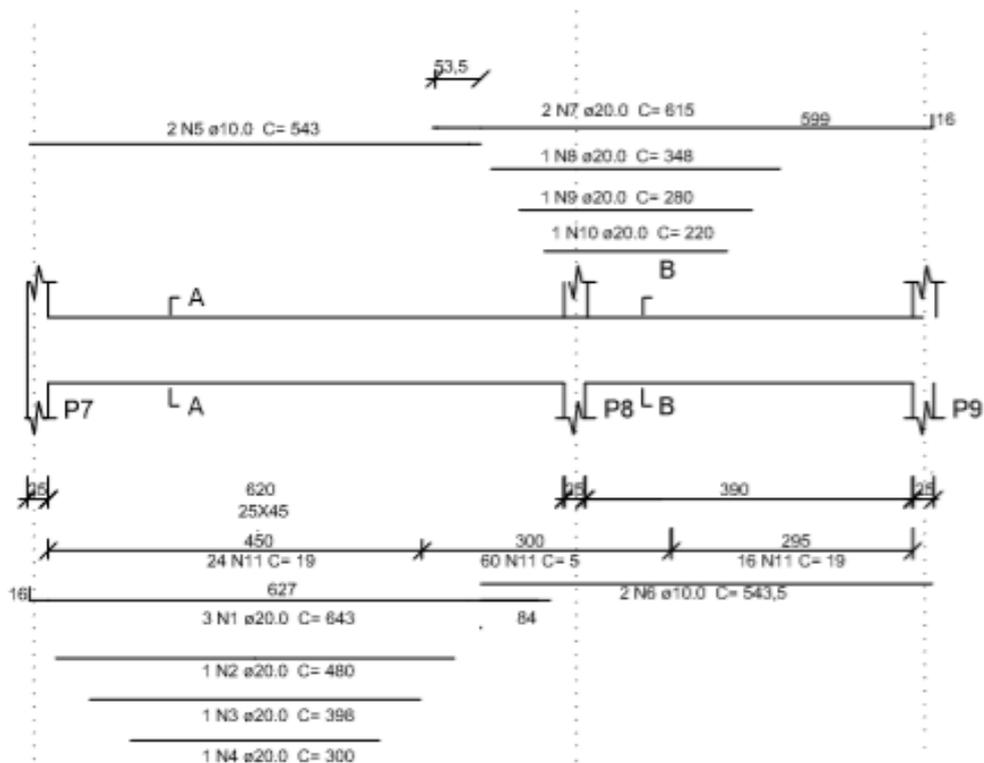
SEÇÃO B-B



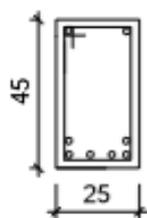
19 N12 ϕ 6.3 C=24
 60 N12 ϕ 6.3 C=5
 13 N12 ϕ 6.3 C=24



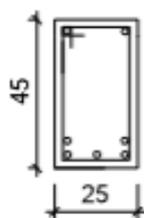
APÊNDICE D – Detalhamento da viga 5 com concreto fck 35 MPa



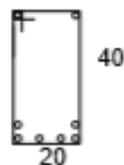
SEÇÃO A-A



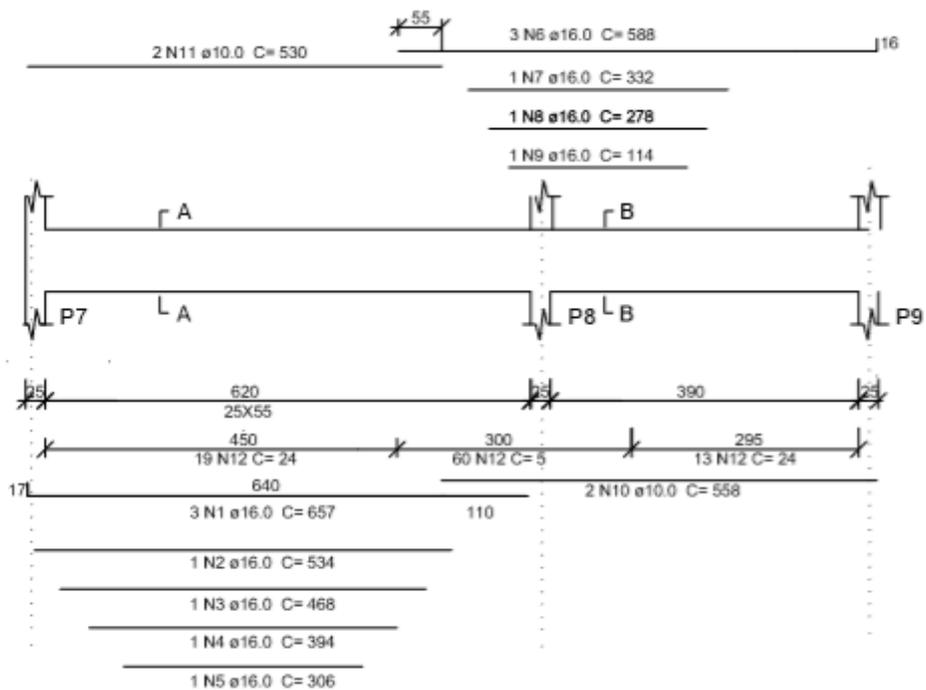
SEÇÃO B-B



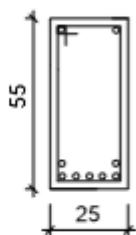
24 N12 ø6.3 C=19
60 N12 ø6.3 C=5
16 N12 ø6.3 C=19



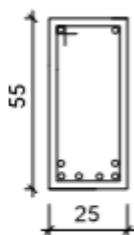
APÊNDICE E – Detalhamento da viga 5 com concreto fck 50 MPa



SEÇÃO A-A

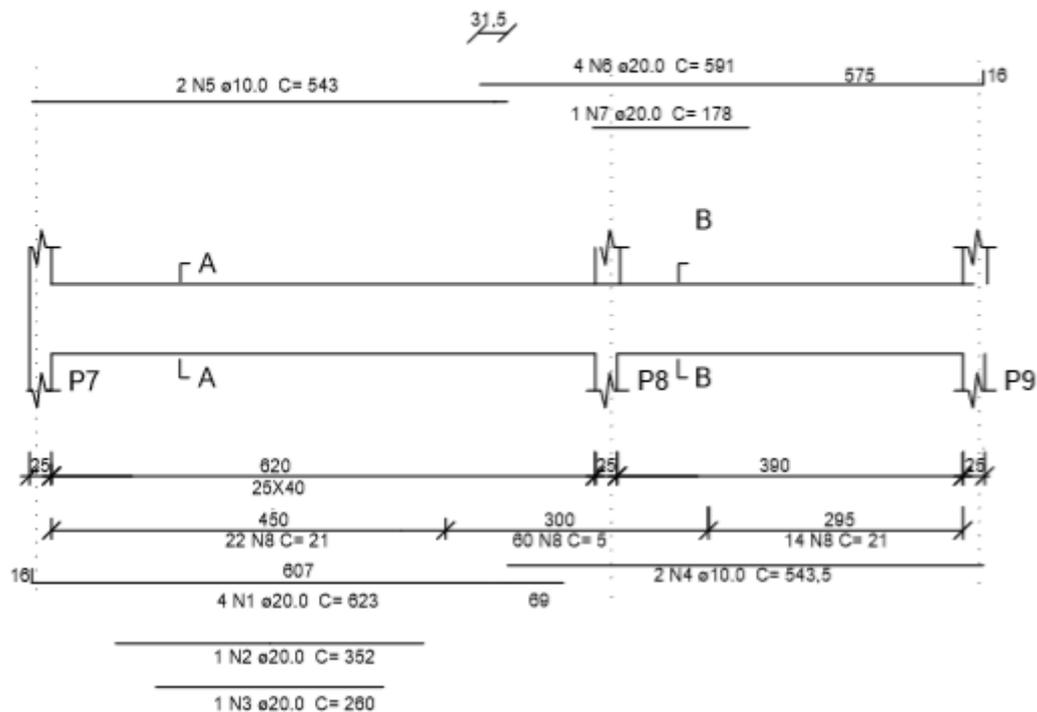


SEÇÃO B-B

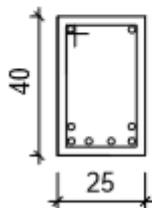


19 N12 ϕ 6.3 C=24
 60 N12 ϕ 6.3 C=5
 13 N12 ϕ 6.3 C=24

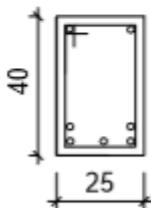
APÊNDICE F – Detalhamento da viga 5 com concreto fck 60 MPa



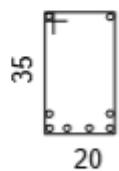
SEÇÃO A-A



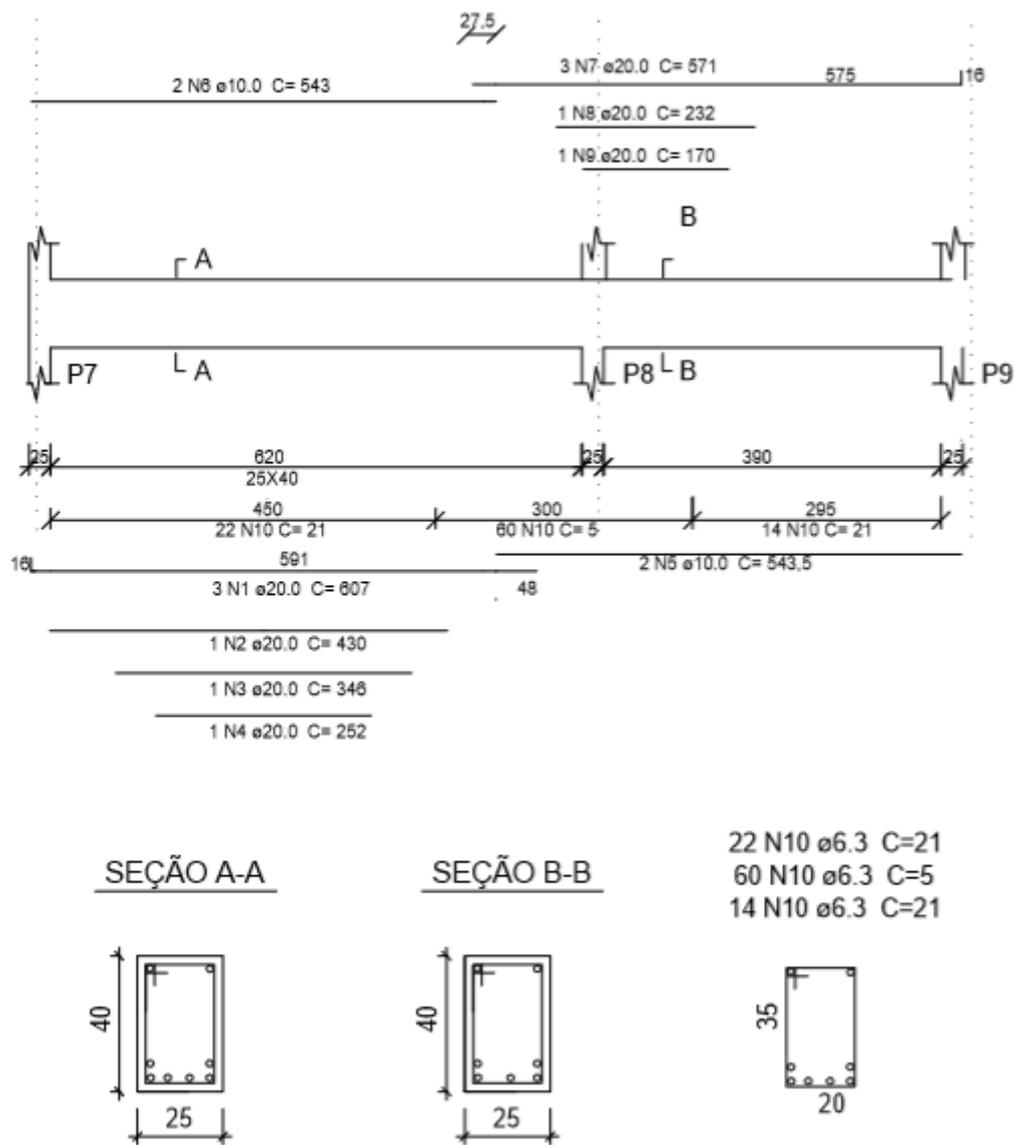
SEÇÃO B-B



22 N8 ø6.3 C=21
 60 N8 ø6.3 C=5
 14 N8 ø6.3 C=21

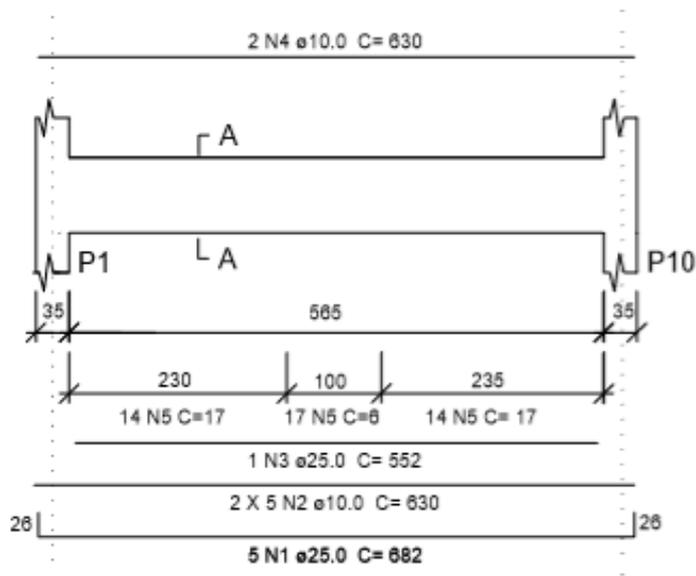


APÊNDICE G – Detalhamento da viga 5 com concreto fck 70 MPa

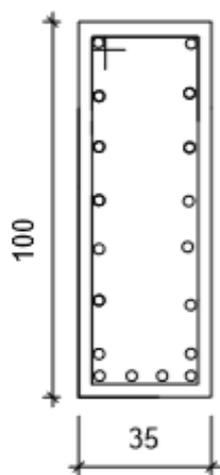


22 N10 ϕ 6.3 C=21
 60 N10 ϕ 6.3 C=5
 14 N10 ϕ 6.3 C=21

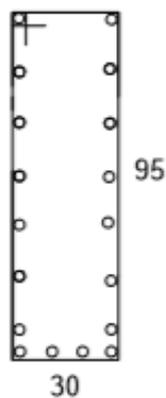
APÊNDICE I – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 25 MPa



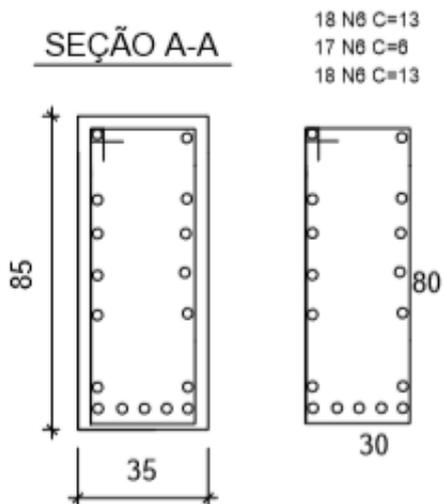
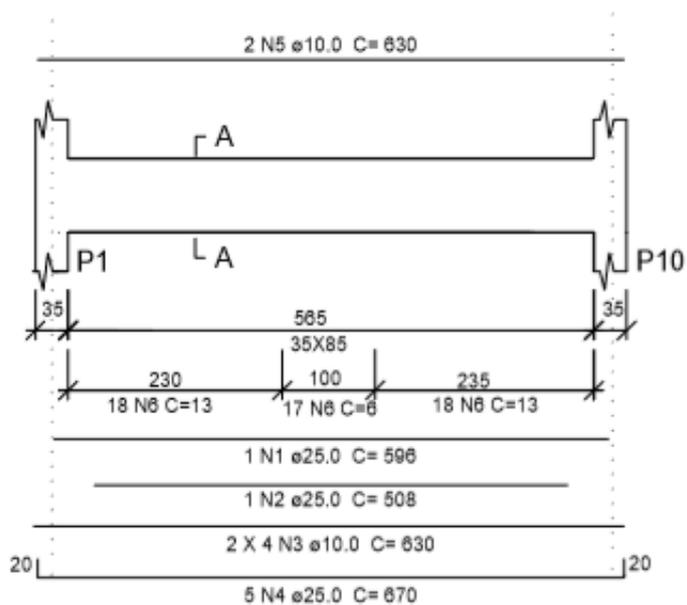
SEÇÃO A-A



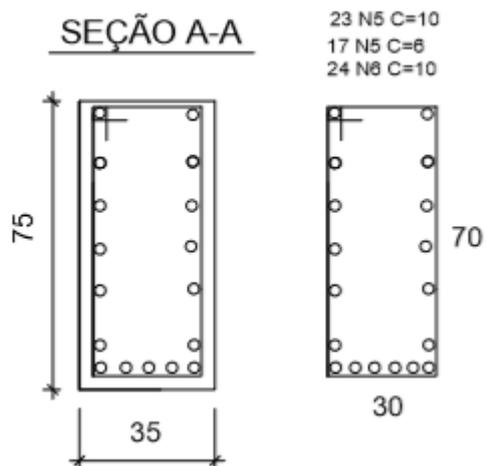
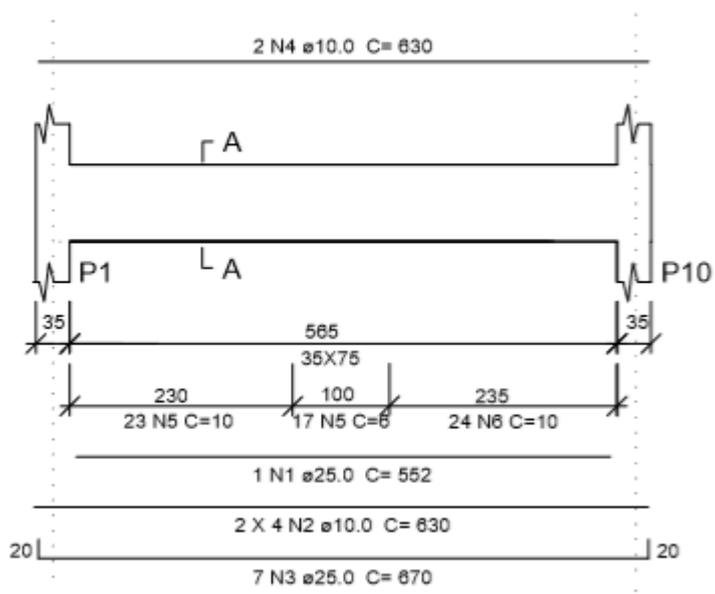
14 N5 C=17
 17 N5 C=8
 14 N5 C= 17



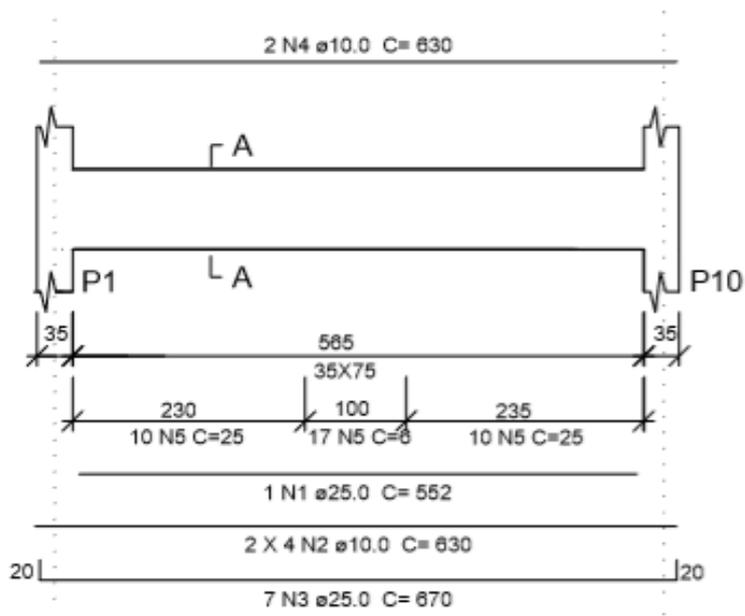
APÊNDICE J – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 35 MPa



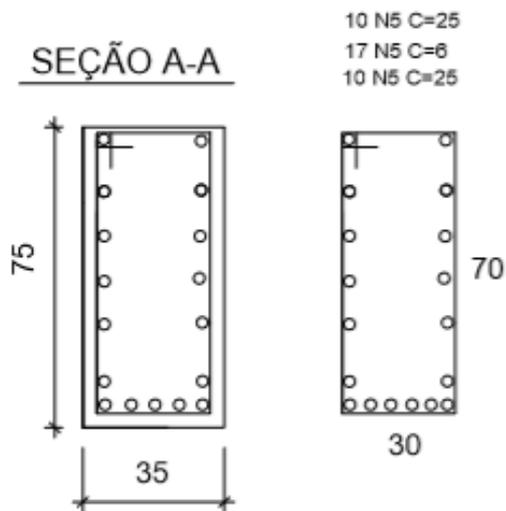
APÊNDICE K – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 50 MPa



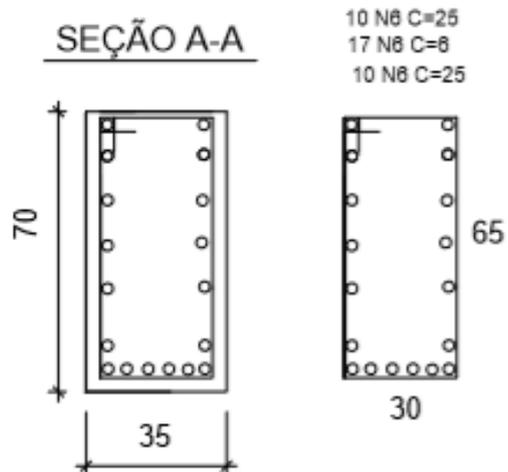
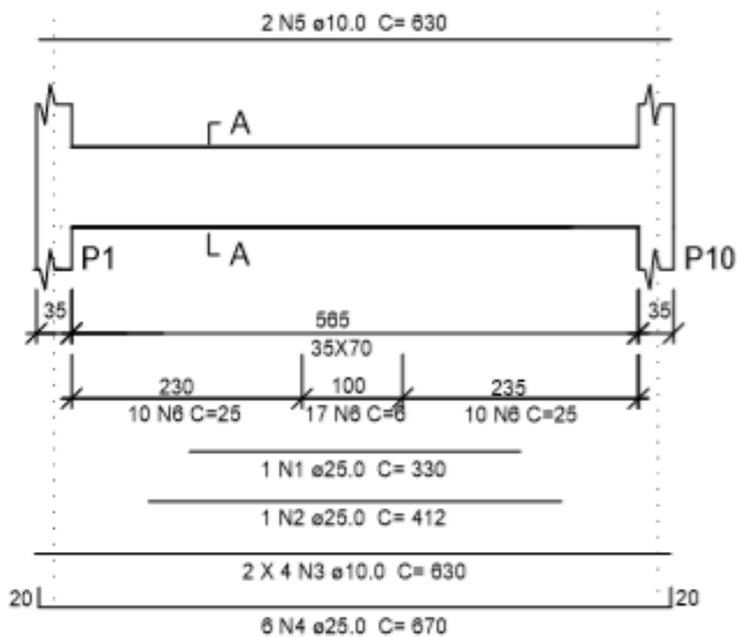
APÊNDICE L – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 60 MPa



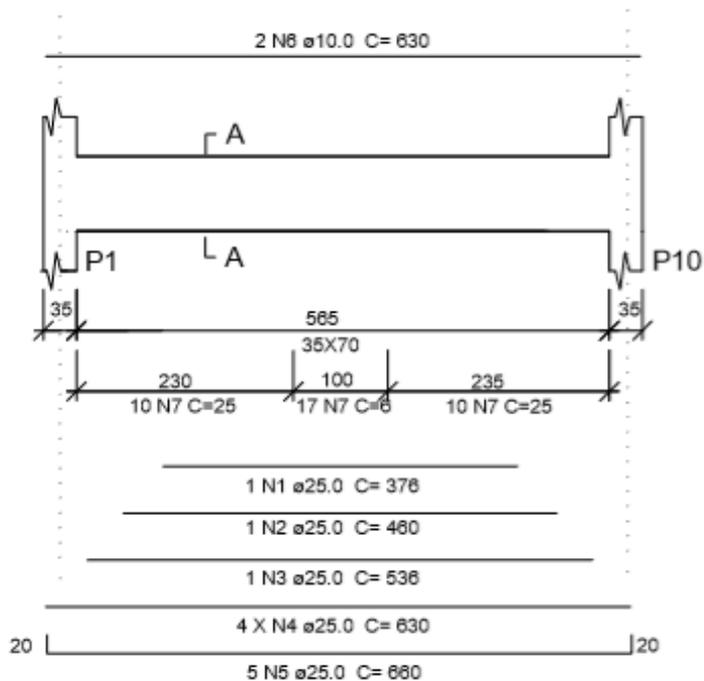
SEÇÃO A-A



APÊNDICE M – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 70 MPa

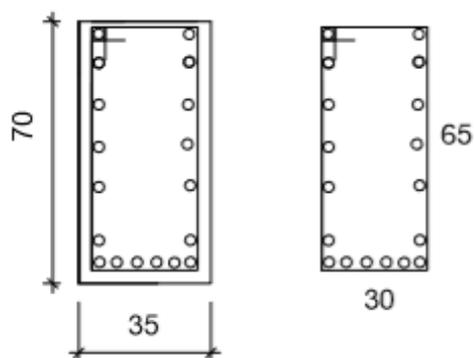


APÊNDICE N – Detalhamento da viga 12 com concreto fck 90 MPa



SEÇÃO A-A

10 N7 C=25
17 N7 C=6
10 N7 C=25





UNIVATES

R. Avelino Talini, 171 | Bairro Universitário | Lajeado | RS | Brasil
CEP 95914.014 | Cx. Postal 155 | Fone: (51) 3714.7000