

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

LUANA ABRAMOSKI FONSECA

**ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO CLASSES DE RESISTÊNCIA
DOS GRUPOS I E II SEGUNDO A NBR 6118:2014**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

CAMPO MOURÃO

2015

LUANA ABRAMOSKI FONSECA

**ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE VIGAS
DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO CLASSES DE RESISTÊNCIA
DOS GRUPOS I E II SEGUNDO A NBR 6118:2014**

Trabalho de Conclusão de Curso de graduação, apresentado à disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso 2, do curso superior de Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil – da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim Corelhano.

CAMPO MOURÃO

2015



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

ESTUDO DE CASO: DIMENSIONAMENTO E COMPARAÇÃO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO CLASSES DE RESISTÊNCIA DOS GRUPOS I E II SEGUNDO A NBR 6118:2014

por

Luana Abramoski Fonseca

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 11:10h do dia 25 de novembro de 2015 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRA CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. Me. Jeferson Rafael Bueno

(UTFPR)

Prof. Dr. Marcelo Rodrigo Carreira

(UTFPR)

Prof. Me. Angelo Giovanni Bonfim

Corelhano

(UTFPR)

Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr. Marcelo Guelbert

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

Aos meus pais, João e Janice.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar à Santíssima Trindade (Pai, Filho e Espírito Santo), que me acompanha desde quando fui concebida, dando-me força, saúde, sabedoria, paz e perseverança nesta caminhada acadêmica, por ser essencial em minha vida, autor de meu destino, meu guia e socorro presente na hora da angústia. Ao meu Santo Expedito, Santo das causas urgentes, que tanto confio e peço ajuda nas horas de aflição e desespero.

Dedico este trabalho à minha família maravilhosa que Deus me deu o privilégio de ter, ao meu pai João e minha mãe Janice, que sem eles com certeza não chegaria até aqui. Às minhas irmãs Juliana e Graciele, que tanto apoiaram e incentivaram minha jornada acadêmica. Obrigada família, sem vocês não seria nada. Amo infinitamente.

Ao meu professor e orientador Angelo Giovanni pelo apoio, dedicação e paciência para me orientar e pelas suas ideias que me levaram a um bom fechamento em meu TCC.

Aos demais professores que me ensinaram os exercícios da Engenharia Civil, minha amada profissão, devo tudo a vocês. Em especial, professores Leandro Waidemam, Ronaldo Rigobello, Roberto Widerski, Valdomiro Kurta, Adalberto Oliveira, Evandro Volpato, Helton Mazzer, Jorge Goes, Marcelo Guelbert, Luiz Becher e professoras Fabiana Goia, Paula Cristina e Eliana Fernandes.

Aos meus familiares que tanto rezaram por mim, me apoiaram e estiveram presentes nos momentos difíceis. Obrigada pela palavra amiga, gestos de carinho, motivação e por acreditarem em mim. Agradeço as orações e preocupações dos meus tios e tias e da minha vó Joana. Obrigada primos queridos por estarem do meu lado, Douglas, Rafaela, Camila e Mayra. A minha sobrinha linda Valentina por fazer-me acreditar na vida, que cada dia é dia de aprender uma coisa nova e por me fazer ter esperança. E a todos os outros integrantes e agregados dessa família maravilhosa. Amo todos vocês até fazer um buraco no céu.

E não iria ser 100% verdadeira se esquecesse de mencionar minhas alegrias de todos os dias Aika e Emily.

Aos meus amigos de jornada, que de alguma forma contribuíram para a minha formação, seja na explicação daquele exercício, por emprestar listas resolvidas, pelas horas de estudos compartilhadas, principalmente nas madrugadas frias de Campo Mourão, pelos minutos de descontração que me fizeram desestressar e esquecer minhas preocupações, pelo incentivo de não desistir das matérias, por me emprestarem o material e dentre tantas outras razões, por serem minha família escolhida nesse período de graduação.

Em especial, às pessoas que me ajudaram na elaboração deste TCC, Marlon Passos e meu namorado Felipe Lerco. Obrigada pela ajuda, paciência e dedicação, serei eternamente grata.

Agradeço pela paciência e pelo convívio harmônico minha amiga e companheira de apartamento Kézia Rithássia, que apesar dos perrengues sempre nos mantemos unidas, praticamente do início ao fim desse período acadêmico.

Agradeço aos meus amigos de Paranavaí que de alguma forma estiveram ao meu lado, pela descontração, pela visita a Campo Mourão que nunca vou esquecer, pela amizade que permaneceu mesmo com a distância.

Enfim, obrigada a todas as pessoas que de alguma forma passaram em minha vida e me marcaram de algum modo. Levarei cada um em minha memória para sempre. Muito obrigada!

“Uma paixão forte por qualquer objeto assegurará o sucesso, porque o desejo pelo objetivo mostrará os meios” (William Hazlitt).

RESUMO

FONSECA, Luana Abramoski. **Estudo de caso: Dimensionamento e comparação de vigas de concreto armado utilizando classes de resistência dos grupos I e II segundo a NBR 6118:2014.** 2015. 80 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2015.

O estudo de vigas em concreto armado utilizando as classes de resistência do grupo II ainda é novo no mercado das construções brasileiras. Um incentivo para tal foi a nova revisão da norma brasileira de concreto que introduziu o procedimento de cálculo para se realizar o dimensionamento de elementos estruturais em concreto armado com classes de resistência até 90MPa. À vista disso, foi feito um estudo de caso de um edifício residencial a fim de comparar os dimensionamentos de duas vigas em concreto armado, uma de um pavimento-tipo do edifício e a outra viga de transição, utilizando as classes de resistência C30, C50, C60 e C80 para analisar os eventuais benefícios entre os concretos convencionais do grupo I e os de alta resistência do grupo II. Por fim, foi concluído que para vigas com grandes dimensões, como a viga de transição, o uso de concreto mais resistente é viável em relação aos custos de mão de obra e insumos, além de possível diminuição de suas dimensões. Já para vigas comuns do pavimento-tipo, a utilização de concretos mais resistentes não é vantajosa, visto que pode não haver diminuição significativa do aço e da seção transversal.

Palavras-chave: dimensionamento, vigas, concreto armado, classes de resistência.

ABSTRACT

FONSECA, Luana Abramoski. **Case study: Sizing and comparison of reinforced concrete beams using resistance classes in groups I and II according to NBR 6118: 2014.** 2015. 80 p. Course Conclusion Work (Bachelor of Civil Engineering) – Federal Technology University of Paraná. Campo Mourão, 2015.

The study of reinforced concrete beams using the Group II resistance classes is still new in the market for Brazilian buildings. An incentive about this was the new revision of the Brazilian standard concrete, which introduced the calculation procedure to carry out the design of structural elements in reinforced concrete with strength classes up to 90MPa. In search of that, a case study of a residential building was done in order to compare the sizing of two beams in reinforced concrete, one of a floor-type building and the other for a transition beam, using the strength classes C30, C50, C60 and C80 to analyze the potential benefits among conventional concrete Group I and the high strength of the group II. Finally, it was concluded that beams with large measurements, as the transition beam, the use of reinforced concrete with large resistance is viable in relation to labor and input costs, besides a possible reduction of measurements. Differently on the floor-type beams, the use of more resistant concrete is not advantageous, since there can be no significant reduction of steel and the cross section.

Key-words: sizing, beams, reinforced concrete, strength classes.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I).....	18
Figura 2 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II).....	19
Figura 3 - Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio III).....	19
Figura 4 - Diagramas parábola-retângulo e retangular utilizados no dimensionamento de vigas.....	20
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto.....	23
Figura 6 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto.....	23
Figura 7 - ios de estado-limite último de uma seção transversal.....	24
Figura 8 - Planta baixa do pavimento-tipo.....	47
Figura 9 - Planta baixa de formas do térreo.....	48
Figura 10 -Diagramas de esforços solicitantes da viga V9.....	49
Figura 11 -Diagramas de esforços solicitantes da viga V29.....	50

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 -	Valores de coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	29
Quadro 2 -	Valores de coeficiente γ_{f2}	29
Quadro 3 -	Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	30
Quadro 4 -	Resultado dos métodos propostos para o exemplo 1.....	46
Quadro 5 -	Orçamento da viga V9 para concreto C30.....	52
Quadro 6 -	Orçamento da viga V9 para concreto C50.....	53
Quadro 7 -	Orçamento da viga V9 para concreto C60.....	54
Quadro 8 -	Orçamento da viga V9 para concreto C80.....	54
Quadro 9 -	Resumo do dimensionamento e custo da viga V9.....	55
Quadro 10 -	Orçamento da viga V29 para concreto C30.....	56
Quadro 11 -	Orçamento da viga V29 para concreto C50.....	56
Quadro 12 -	Orçamento da viga V29 para concreto C60.....	57
Quadro 13 -	Orçamento da viga V29 para concreto C80.....	58
Quadro 14 -	Resumo do dimensionamento e custo da viga V29.....	58

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 OBJETIVOS	14
2.1 OBJETIVO GERAL	14
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	14
3 JUSTIFICATIVA	15
4 REFERENCIAL TEÓRICO	16
4.1 ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	17
4.1.1 ESTÁDIO I	17
4.1.2 ESTÁDIO II	18
4.1.3 ESTÁDIO III	19
4.2 DIMENSIONAMENTOS DAS SEÇÕES À FLEXÃO NORMAL NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	20
4.3 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	22
4.4 DOMÍNIOS DE DEFORMAÇÕES	23
4.4.1 DOMÍNIO 1	24
4.4.2 DOMÍNIO 2	25
4.4.3 DOMÍNIO 3	25
4.4.4 DOMÍNIO 4	25
4.4.4.1 DOMÍNIO 4a	26
4.4.5 DOMÍNIO 5	26
4.5 AÇÕES E COMBINAÇÕES	28
4.5.1 VALORES CARACTERÍSTICOS	28
4.5.2 VALORES DE CÁLCULO	28
4.5.2.1 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO	28
4.5.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES	30
5 METODOLOGIA	31
5.1 MÉTODO DE CÁLCULO	31

5.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DEVIDO À FLEXÃO SIMPLES	32
5.1.2 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DEVIDO À FORÇA CORTANTE	36
5.2 COMPARAÇÃO DE MÉTODOS	40
6 ESTUDO DE CASO	47
6.1 APRESENTAÇÃO DAS VIGAS DO PROJETO ESTRUTURAL	47
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
7.1 CONSUMO E ORÇAMENTO DOS MATERIAIS	51
7.1.1 ORÇAMENTO PARA A VIGA V9	52
7.1.2 ORÇAMENTO PARA A VIGA V29	55
8 CONCLUSÃO	59
REFERÊNCIAS	60

1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil encontra-se em uma constante busca na evolução de projetos que agradem os investidores e adaptem à forma de vida dos futuros moradores. Por isso, engenheiros e arquitetos sentem a necessidade de buscar soluções alternativas para a elaboração de projetos com estruturas cada vez mais esbeltas e com ambientes mais compactos que se enquadrem no contexto histórico que a população mundial se encontra.

Nas últimas décadas, tem-se observado uma diminuição no número de pessoas por unidade habitacional. Quando se pensa em um lugar para essas pessoas morarem, é muito mais importante considerar a necessidade de praticidade e funcionalidade dos ambientes do que de espaço, tanto para a manutenção do ambiente como por não exigirem gastos tão altos para decorá-los (FILIZOLA, 2015).

Entretanto, como o mercado imobiliário está cada vez mais voltado para as construções de menor área, cada espaço a mais dentro do ambiente servirá de grande utilidade para o seu residente. Deste modo, o projetista de estruturas de um edifício pode dimensionar vigas e pilares a fim de diminuir a seção transversal de ambos, utilizando concretos com maiores resistências, o que faria aumentar os espaços dos ambientes e melhorá-lo visualmente. Vigas e pilares que antes eram sobressaltados e ficavam expostos na arquitetura, agora podem ficar menos evidentes ou até mesmo passar despercebidos.

O dimensionamento para pilares de alta resistência foi muito bem aceito no mercado brasileiro e está, paulatinamente, sendo empregado para solucionar problemas de espaço nas construções, principalmente nos pavimentos destinados à garagens. Um exemplo disso está na obra do Centro Empresarial Antártica, em Ponta Grossa - PR, em que foram considerados os efeitos de diminuição das dimensões e do volume de concreto nos pilares, assim como a redução da taxa de armadura e o efeito da redução do peso próprio da estrutura como um todo. Segundo o engenheiro Moacir Inoue, projetista da estrutura, sua utilização foi necessária para otimizar os espaços das vagas dos estacionamentos situados sob a torre, além de ampliar os espaços internos das lojas e circulações (CONCREBRAS, 2010).

Como os pilares apresentaram bons resultados, estudos estão sendo feitos para o dimensionamento de vigas de concreto armado de alta resistência. No Brasil, esse tipo de dimensionamento de vigas ainda é novo no mercado, porém, em alguns casos, o uso de concreto de alta resistência para o dimensionamento de vigas se torna uma alternativa viável. Este trabalho tem como propósito analisar e comparar o dimensionamento de vigas em concreto armado de algumas classes de resistência dos grupos I e II, para em um estudo de caso e verificar a viabilidade do uso de concretos de alta resistência.

Apesar do concreto protendido ser uma opção para as vigas que necessitam de concreto de alta resistência e por apresentar algumas vantagens sobre o concreto armado, em alguns casos, não se pode fazer protensão devido à falta de mão-de-obra especializada e equipamentos necessários. Por isso, o mesmo não foi utilizado para os dimensionamentos das vigas em questão.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GERAL

Comparar o dimensionamento de vigas em concreto armado entre as classes de resistência dos grupos I e II de um projeto de um edifício residencial, de acordo com a NBR 6118:2014.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Dimensionamento de duas vigas de concreto armado utilizando classes de resistência dos grupos I e II, sendo duas de cada grupo, C30, C50, C60 e C80, conforme a NBR 6118:2014.
- Comparar as larguras das seções transversais e armaduras de duas vigas pertencentes a um edifício residencial de 12 pavimentos-tipo, a fim de analisar as eventuais vantagens e desvantagens de cada classe.
- Comparar os custos das vigas dimensionadas com concretos C30, C50, C60 e C80.

3 JUSTIFICATIVA

O cenário da construção civil no Brasil vem ao longo dos anos buscando soluções inovadoras para atrair investidores e crescer no mercado. Entre 2007 e 2010 o setor cresceu bastante e contribuiu de forma positiva para o PIB brasileiro. Porém, depois deste período, a construção civil no Brasil vem sendo prejudicada devido à crise financeira nacional que enfraqueceu a economia e eventuais investimentos no país, dentre outros motivos.

À vista disso, o setor da construção civil, infelizmente, está sofrendo as consequências da estagnação da economia brasileira que derrubou a demanda e interrompeu de vez o ritmo acelerado de contratações e investimentos (MARTINS, 2015).

Segundo Alio Ernesto Kimura, secretário da comissão de análise permanente da NBR 6118, a última revisão da norma foi um grande passo para a construção civil, pois introduziu avanços significativos aos procedimentos de cálculo, como por exemplo, a possibilidade do uso de concretos da classe de resistência II. Ainda, segundo o referido autor, na América latina, o Brasil ocupa posição de destaque, pois é o único país a ter uma norma própria para projetos de estruturas de concreto (SANTOS, 2015).

A principal mudança no conteúdo da Norma Brasileira ABNT NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto, versão 2014, foi a introdução do concreto de resistência acima de 50MPa, que já é utilizado em obras importantes mas não havia procedimento específico na norma brasileira, visto que para esse tipo de obra, o meio técnico segue recomendações de normas internacionais, como o código modelo do CEB (Comité Euro-Internacional du Béton). O novo texto incorpora os procedimentos de cálculo para o concreto de resistência de 55 a 90MPa (AMORIN, 2014).

A inclusão da classe II de resistência é um avanço para a engenharia estrutural, pois implica na redução das dimensões de pilares e vigas, no aumento da velocidade de execução das obras, na diminuição do peso das estruturas, formas, armaduras e, conseqüentemente, eventuais melhorias estéticas.

Neste trabalho, foi analisado e comparado o dimensionamento de vigas em concreto armado das classes de resistência dos grupos I e II pertencentes a um edifício residencial.

4 REFERENCIAL TEÓRICO

Os critérios de dimensionamento adotados para este trabalho são aqueles descritos pela NBR 6118:2014. A seguir, foram apresentados os princípios básicos e algumas definições para melhor compreensão de como as vigas serão dimensionadas.

Conforme a classificação descrita no item 14.4.1.1 da NBR 6118:2014, denominam-se vigas os elementos lineares ou barras em que a flexão é a solicitação preponderante. Elementos lineares são aqueles em que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, sendo também denominada barra. As vigas são destinadas a receber ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e eventualmente de pilares, etc. A função das mesmas é basicamente vencer vãos e transmitir as ações atuantes para os apoios, geralmente os pilares (BASTOS, 2015).

As ações são geralmente exercidas perpendicularmente ao seu eixo longitudinal, podendo ser concentradas ou distribuídas. Podem ainda receber forças normais de compressão ou de tração, na direção do eixo longitudinal. As vigas, assim como as lajes e os pilares, também podem fazer parte da estrutura de contraventamento, responsável por proporcionar a estabilidade global dos edifícios frente às ações horizontais. As armaduras das vigas são geralmente compostas por estribos, chamados “armadura transversal”, e por barras longitudinais, chamadas “armadura longitudinal” (BASTOS, 2006).

De acordo com os esforços solicitantes que atuam na seção transversal, além do momento fletor, a flexão pode ser classificada em flexão pura, flexão simples e flexão composta. A flexão pura é quando apenas o momento fletor solicita a seção, produzindo somente tensões normais. A flexão simples é quando atuam conjuntamente o momento fletor e a força cortante, promovendo as tensões normais e tangenciais na seção. Já na flexão composta atuam conjuntamente momento fletor e força normal.

O ensaio mais conhecido para a análise de flexão em uma viga de concreto armado é o ensaio de Stuttgart. Nele, é permitido observar, simultaneamente, o comportamento da viga sob flexão pura e flexão simples. Neste ensaio é possível distinguir em estágios crescentes de carga até a ruptura da peça. Quando uma viga de concreto armado é submetida a um ensaio como este, em cada estágio de carregamento podem ser medidas ou estimadas diversas grandezas, como as deformações absolutas e específicas no concreto e na armadura, flechas, rotações, etc. Da observação desses ensaios, à medida que o carregamento assume valores crescentes até atingir a ruptura, podem ser identificadas algumas fases bem definidas no comportamento da viga, que foram denominadas "estádios" na literatura técnica (CLÍMACO, 2008).

4.1 ESTÁDIOS DE DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Os estádios de deformação do concreto podem ser definidos como os vários estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura. Ao longo desse carregamento, distinguem-se basicamente três fases distintas: estágio I, estágio II e estágio III (PINHEIRO, 2007).

4.1.1 ESTÁDIO I

Esta fase corresponde ao início do carregamento. As tensões normais que surgem são de baixa magnitude e, desta forma, o concreto consegue resistir às tensões de tração. Tem-se um diagrama linear de tensões ao longo da seção transversal da peça, sendo válida a lei de Hooke. O estágio I termina quando a seção apresenta a primeira fissura junto à face tracionada. Conhecido o momento de fissuração, é possível calcular a armadura mínima. Como nesse estágio há uma baixa resistência do concreto à tração, se comparada com a resistência à compressão,

percebe-se a inviabilidade de um possível dimensionamento neste estágio (PINHEIRO, 2007).

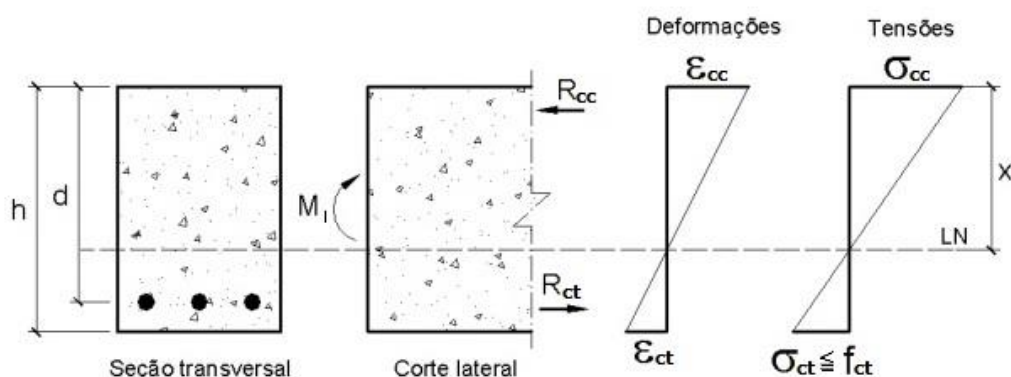


Figura 1 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio I)
 Fonte: Pinheiro (2007)

4.1.2 ESTÁDIO II

Neste nível de sollicitação, o concreto não resiste mais à tração. Desta forma, a seção só equilibra o momento solicitante com armaduras tracionadas. A contribuição do concreto tracionado deve ser desprezada. No entanto, a parte comprimida ainda mantém um diagrama linear de tensões, permanecendo válida a lei de Hooke. Assim, no diagrama tensão-deformação, a região onde o concreto tem deformações de alongamento, sua tensão é zero e a região onde o concreto tem deformação de encurtamento ainda apresenta comportamento linear.

O estágio II é considerado para a verificação do ELS, como o estado limite de abertura de fissuras e o estado limite de deformações excessivas. Com a evolução do carregamento, as fissuras caminham no sentido da borda comprimida, a linha neutra

também, e a tensão na armadura cresce, podendo atingir o escoamento. O estágio II termina com o início da plastificação do concreto comprimido (PINHEIRO, 2007).

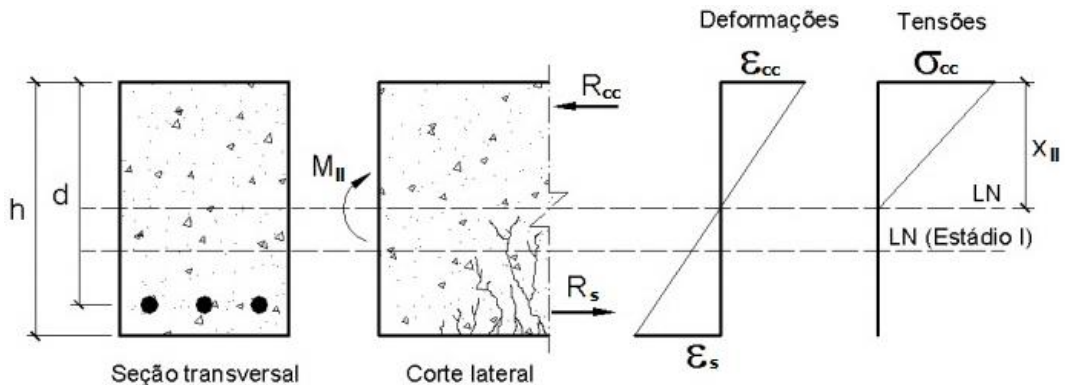
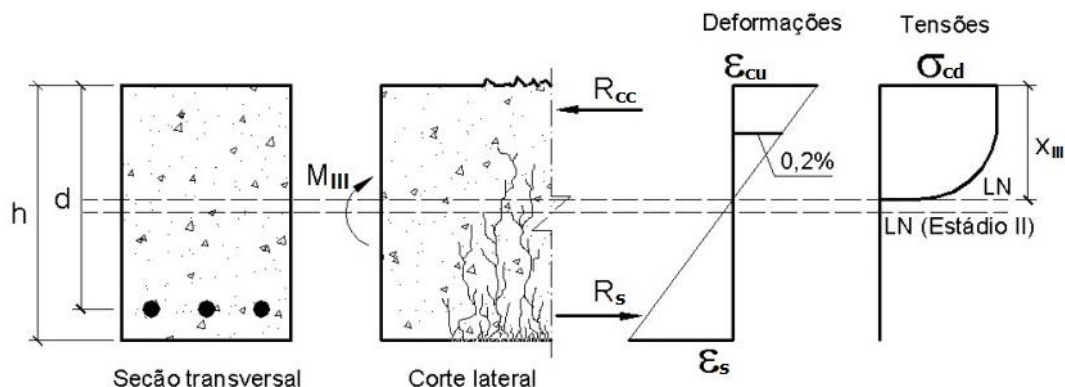


Figura 2 – Comportamento do concreto na flexão pura (Estádio II)

Fonte: Pinheiro (2007)

4.1.3 ESTÁDIO III

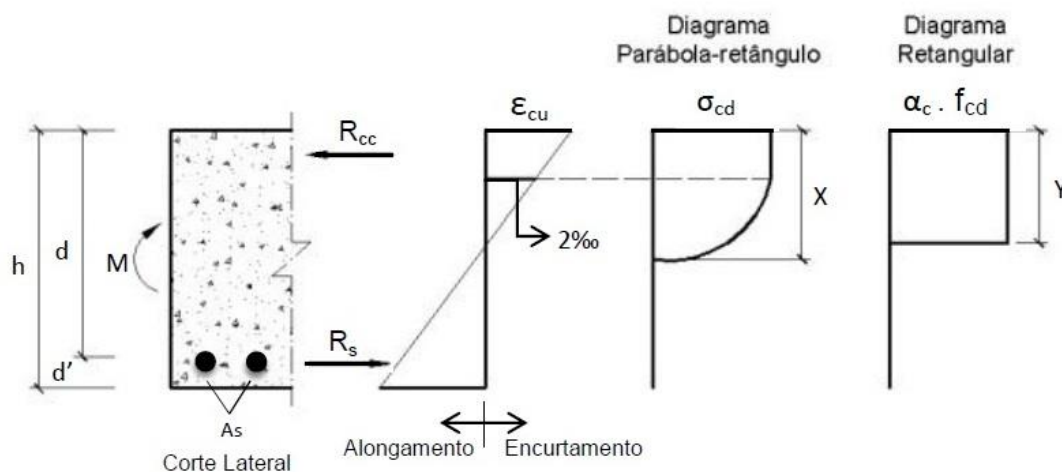
O aumento da intensidade do momento fletor numa dada seção de uma viga, leva a um estágio do carregamento em que os materiais não obedecerão mais a Lei de Hooke. A determinação do momento fletor resistente de uma viga de concreto armado, diz respeito a uma verificação de um Estado Limite Último. Nessa verificação são adotadas as hipóteses de estágio III, conforme recomenda a NBR 6118:2014. Neste estágio, o concreto da região com deformação de encurtamento apresenta plastificação, alcançando sua máxima tensão de compressão resistente, que o leva à iminência da ruptura. É nesse estágio que é feito o dimensionamento dos elementos de



concreto armado (PINHEIRO, 2007).

O diagrama de tensão-deformação para este caso possui formato parabólico-retângulo. A NBR 6118:2014 permite que se use um diagrama retangular equivalente ao parabólico. A resultante de compressão e o braço em relação à linha neutra são aproximadamente os mesmos para os dois diagramas, como indica a Figura 4.

Em geral, o funcionamento das peças de concreto armado para as cargas de serviço se dá no estágio II. Desta forma, nos cálculos envolvendo a verificação dos estados limites de serviço, o funcionamento da seção é suposto sob as hipóteses do estágio II. Para a verificação dos estados limites últimos, considera-se o funcionamento da seção no estágio III, tomando-se os valores de cálculo para as sollicitações e para



as resistências dos materiais.

Figura 4 Diagramas parabola-retângulo e retangular utilizados no dimensionamento de vigas

Fonte: Adaptado Pinheiro (2007)

4.2 DIMENSIONAMENTOS DAS SEÇÕES À FLEXÃO NORMAL NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Nas estruturas de concreto armado são três os elementos estruturais mais importantes: as lajes, as vigas e os pilares. E dois desses elementos, as lajes e as

vigas, em geral, são submetidos à flexão normal simples, sendo esta a mais comum para o dimensionamento de seções retangulares, embora possam também, eventualmente, estarem submetidos à flexão composta (SANTOS, 1983).

O estudo da flexão normal simples tem como objetivo entender os mecanismos resistentes proporcionados pelo concreto sob compressão e pelo aço sob tração/compressão.

Basicamente, para o dimensionamento de peças sujeitas à flexão simples, algumas etapas devem ser seguidas, como o estabelecimento das dimensões da seção transversal da peça e da área das armaduras, de forma a garantir uma margem preestabelecida de segurança ao estado limite último, que deve ocorrer para um momento fletor de ruptura ou de cálculo. E também deve-se verificar o comportamento adequado da peça aos estados limites de serviço (flechas excessivas e fissuração que prejudiquem o desempenho do elemento) para o momento fletor de serviço.

Segundo o item 17.2.2 da NBR 6118:2014, para a análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, devem ser consideradas algumas hipóteses básicas:

- a) as seções transversais se mantêm planas após as deformações de flexão, até à ruptura da peça.
- b) a deformação das barras da armadura passiva, em tração ou compressão, é a mesma do concreto em seu entorno.
- c) as tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, são desprezadas no ELU.
- d) A distribuição de tensões de compressão no concreto faz-se pelo diagrama parábola-retângulo. Como mencionado anteriormente, esse diagrama pode ser substituído pelo diagrama retangular simplificado, com altura $y = 0,8x$ para $f_{ck} \leq 50$ Mpa ou $y = [0,8 - (f_{ck} - 50)/400]x$ para $f_{ck} > 50$ Mpa, em que a tensão constante atuante até a profundidade y pode ser tomada igual a $\alpha_{cd} f_{cd}$, no caso de largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprida, ou $0,9\alpha_{cd} f_{cd}$ no caso contrário. Deve-se considerar o parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

$\alpha_c = 0,85$ para concretos de classes até C50, e $\alpha_c = 0,85[1,0 - (f_{ck} - 50) / 200]$ para concretos de classes C55 à C90, como mostra a Figura 4.

f) as tensões nas armaduras devem ser obtidas a partir dos diagramas tensão-deformação, conforme mostra a Figura 3.

g) o estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal alcançar os limites impostos pelo diagrama de domínios de deformação definidos na Figura 6.

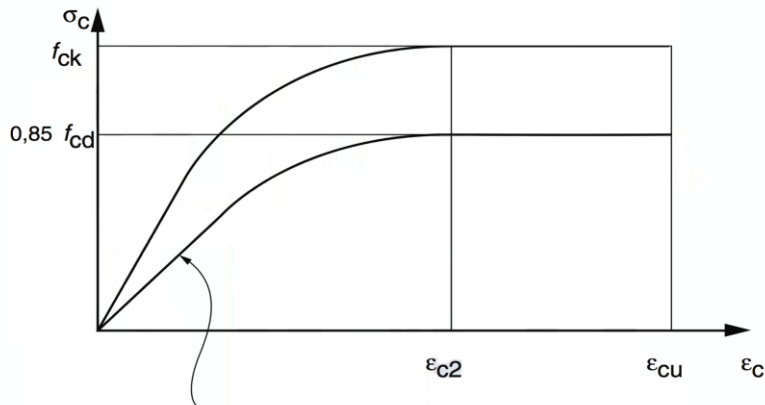
4.3 DIAGRAMAS DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, para análises de tensões de compressão do concreto no estado-limite último, podem ser empregados o diagrama de tensão-deformação idealizado, conforme a Figura 4. Assim, os valores a serem adotados para os parâmetros ϵ_{c2} (deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico) e ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) são definidos de acordo com a classe do concreto. Para concretos de classe I de resistência, tem-se os valores equivalentes de $\epsilon_{c2} = 2,0\%$ e $\epsilon_{cu} = 3,5\%$. E para a classe II de resistência adota-se $\epsilon_{c2} = 2,0\% + 0,085\%(f_{ck} - 50)^{0,53}$ e $\epsilon_{cu} = 2,6\% + 35\%[(90 - f_{ck})/100]^4$.

O diagrama tensão-deformação do concreto, obtido em um ensaio de compressão simples, é não linear desde o início do carregamento. De acordo com a NBR 6118:2014, para efeito de dimensionamento pode-se adotar o diagrama indicado na Figura 5, o qual é derivado do clássico diagrama parábola-retângulo (ARAÚJO, 2014).

O diagrama de tensão-deformação do aço e os valores característicos da resistência ao escoamento f_{yk} e da deformação na ruptura ϵ_{uk} , devem ser obtidos através de ensaios de tração realizados segundo a ABNT NBR ISO 6892-1. Porém, a NBR 6118:2014 (item 8.3.6) permite, para cálculo nos Estados Limites de Serviço e Último, utilizar o diagrama $\sigma \times \epsilon$ simplificado como mostrado na Figura 6, para os aços com ou sem patamar de escoamento.

Na ausência de ensaios específicos, os valores de resistência média à tração do concreto podem ser estimados por expressões distintas para concreto do grupo I e II. Assim, para concretos até 50MPa, a resistência média à tração do concreto $f_{ct,m} = 0,3f_{ck}^{2/3}$, e concretos acima de 50MPa, $f_{ct,m} = 2,12 \ln(1+0,11f_{ck})$ (SANTOS, 2015).



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

Para $f_{ck} \leq 50$ MPa: $n=2$
 Para $f_{ck} > 50$ MPa:
 $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto
 Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

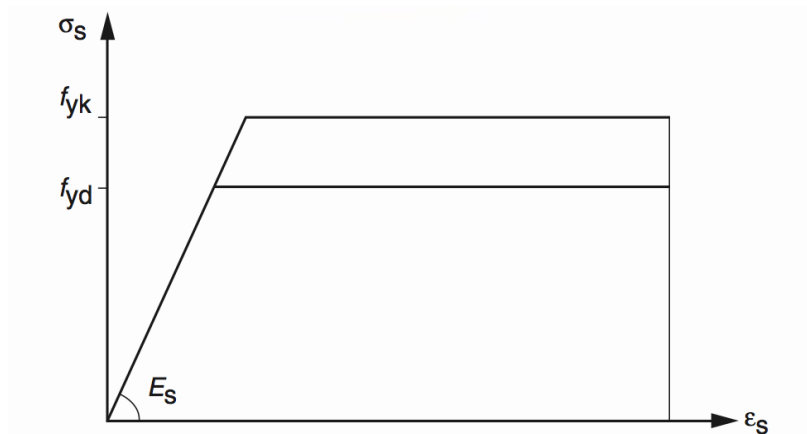


Figura 6 - Diagrama tensão-deformação idealizado do concreto
 Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118 (2014)

4.4.2 DOMÍNIO 2

No domínio 2, a ruína se dá por deformação plástica excessiva do aço, com a deformação máxima de 10‰ e sem esmagamento do concreto, assim, a tensão normal de cálculo do aço é igual a resistência de cálculo de escoamento do aço, $\sigma_{sd} = f_{yd}$. A deformação no concreto varia de 0 até ϵ_{cu} . Logo, o concreto não desempenha a sua capacidade máxima e, portanto, é mal aproveitado. A profundidade da linha neutra varia de 0 até $\epsilon_{cu} \cdot d / (\epsilon_{su} + \epsilon_{cu})$. Nesse domínio, em que a flexão predomina, deve-se prevenir a ruptura frágil da peça na zona tracionada, característica das seções fracamente armadas, providenciando uma armadura mínima de tração. Pode-se dizer que a seção neste domínio é subarmada.

4.4.3 DOMÍNIO 3

No domínio 3, a ruptura da peça se dá por flexão com o escoamento da armadura ocorrendo simultaneamente ao esmagamento do concreto comprimido, tendo ϵ_{cu} a deformação máxima no concreto e, na armadura tracionada, a deformação varia de ϵ_{yd} até 10‰, ou seja, o aço está escoando com tensão $\sigma_{sd} = f_{yd}$.

É a situação ideal de projeto, pois há o aproveitamento pleno dos dois materiais. A ruína é dúctil, já que ela ocorre com aviso, havendo fissuração aparente e flechas significativas. Neste domínio, a posição da linha neutra varia de $\epsilon_{cu} \cdot d / \epsilon_{su} + \epsilon_{cu}$ até $\epsilon_{cu} \cdot d / \epsilon_{yd} + \epsilon_{cu}$. Diz-se que a seção é normalmente armada.

4.4.4 DOMÍNIO 4

Assim como no domínio 3, o concreto encontra-se com a deformação relativa à ruptura, com $\epsilon_c = \epsilon_{cu}$. Porém, o aço apresenta deformação abaixo de ϵ_{yd} e, portanto, é mal aproveitado.

O dimensionamento neste domínio é uma solução anti-econômica, além de perigosa, pois a ruína se dá por ruptura do concreto e sem escoamento do aço.

Quando as peças de concreto são dimensionadas nesse domínio, diz-se que elas são superarmadas.

Desta forma, para evitar peças superarmadas pode-se optar por algumas soluções como: aumentar a altura h da seção transversal da peça, adotar o uso de armadura comprimida na seção transversal da viga ou aumentar a resistência do à compressão do concreto (f_{ck}).

4.4.4.1 DOMÍNIO 4a

A seção transversal neste domínio está sujeita à flexão composta. A ruptura se dá por compressão excêntrica, estando toda a seção e as armaduras comprimidas, com exceção de uma pequena região tracionada, nas fibras abaixo da armadura.

4.4.5 DOMÍNIO 5

A ruptura se dá por compressão não uniforme e sem tração. A reta g da Figura 7 representa a ruptura da peça com a resultante de compressão aplicada no limite do núcleo central, provocando o encurtamento máximo de ϵ_{cu} na fibra extrema mais próxima e tração nula na extremidade oposta. A reta b da Figura 7 representa uma ruptura por compressão uniforme ou axial, com a seção sofrendo apenas translação e rompendo o concreto com o encurtamento máximo de ϵ_{c2} . A ruptura de seções no domínio 5 é proveniente da "compressão com pequena excentricidade".

4.5 AÇÕES E COMBINAÇÕES

Conforme a NBR 6118:2014, em uma análise estrutural deve-se considerar a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço.

O Estado Limite Último (ELU) está relacionado ao colapso ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. Quando

atinge um ELU, a estrutura esgota sua capacidade resistente, e a utilização posterior da edificação só será possível após a realização de obras de reparo, reforço ou mesmo substituição da estrutura.

O Estado Limite de Serviço (ELS) está relacionado à durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e à boa utilização funcional das mesmas, seja em relação aos usuários, seja em relação a equipamentos utilizados. Quando se atinge um ELS, a estrutura apresenta um desempenho insuficiente para a utilização normal da edificação e/ou comportamentos inadmissíveis para a manutenção da própria estrutura, porém sem risco iminente de ruína do sistema. Um estado limite de serviço pode se caracterizar por flechas excessivas em lajes ou vigas, aberturas de fissuras maiores que os máximos permitidos, vibração excessiva, entre outros.

Em uma estrutura em serviço, os carregamentos se traduzem em estados de tensão nas peças estruturais. Assim, pode-se considerar que as ações são a causa e as solicitações o efeito, ou seja, ações são qualquer influência ou conjunto de influências (permanentes, variáveis, excepcionais e deslocamentos ou deformações impostas) capaz de produzir estados de tensão na estrutura e solicitações são qualquer esforço ou conjunto de esforços (forças normal e cortante, momentos fletor e torção) decorrente das ações que atuam na estrutura.

De acordo com a norma NBR 6118:2014, as ações classificam-se em permanentes, variáveis e excepcionais, devendo ser respeitadas as peculiaridades das ações para cada tipo de construção e as normas a ela aplicáveis.

As ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas como permanentes as ações que crescem no tempo tendendo a um valor limite constante. As ações permanentes podem ser classificadas em diretas (constituídas pelo peso próprio da estrutura e pelos pesos dos elementos construtivos fixos e das instalações permanentes) e indiretas (constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas, entre outros).

As ações variáveis também podem ser classificadas em diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água e pelas ações variáveis durante a

construção. Já as indiretas são constituídas pelas variações de temperatura, pelas ações dinâmicas.

4.5.1 VALORES CARACTERÍSTICOS

O valor característico de uma grandeza é um valor fixado com certa probabilidade de não ser ultrapassado no sentido desfavorável para a segurança (CLÍMACO, 2008).

Os valores característicos F_k das ações são estabelecidos no item 11.6 da NBR 6118:2014 em função da variabilidade das ações. Os valores são fixados com base nas expectativas das situações mais desfavoráveis que a estrutura possa passar ao longo de sua vida útil, para garantir sua segurança e funcionalidade.

Para definir os valores característicos das resistências dos materiais, deve ser considerada a dispersão dos resultados dos ensaios dos materiais empregados e as características constitutivas próprias do concreto e do aço.

4.5.2 VALORES DE CÁLCULO

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f , que visam prever a possibilidade de ocorrência de valores mais desfavoráveis.

Os coeficientes de ponderação estão definidos no item 11.7 da NBR 6118:2014, onde é considerado que $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$. Para as ações no estado limite último (ELU), utiliza-se os coeficientes de ponderação apresentados nos quadros 1 e 2.

4.5.2.1 RESISTÊNCIA DE CÁLCULO

De acordo com o item 12.3.1 da NBR 6118:2014, a resistência de cálculo de um material é dada por $f_d = f_k / \gamma_m$. Para o caso específico de resistência de cálculo do concreto, a norma define que $f_{dc} = f_{ck} / \gamma_c$, quando a verificação se faz em data j igual ou superior a 28 dias. E para o aço tem-se que $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$. As resistências devem ser

minoradas pelo coeficiente de ponderação $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$, onde os valores já estão especificados no quadro 3.

Quadro 1 – Valores de coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

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

onde
D é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.
^a Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Quadro 2 – Valores de coeficiente γ_{f2}

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	ψ_1^a	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^b	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longo período de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ^c	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

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

Fonte: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

Quadro 3 – 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: Adaptado da ABNT NBR 6118:2014

4.5.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Como define a NBR 6118:2014, a combinação de ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Assim, a verificação da segurança em relação aos ELU e ELS deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

As combinações de ações últimas são divididas em normais, especiais ou de construção e excepcionais. Para este estudo de caso serão utilizadas apenas as combinações últimas normais, no qual em cada combinação devem ser incluídas as ações permanentes e a ação variável principal, com seus valores característicos e as demais ações variáveis, consideradas secundárias, com seus valores reduzidos de combinação. Segundo a tabela 11.3 da NBR 6118:2014, as combinações últimas normais com esgotamento da capacidade resistente para elementos estruturais de concreto armado tem o valor de cálculo $F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon gk} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \Psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \Psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$.

As combinações de serviço são necessárias para as verificações da estrutura nos ELS. Conforme a NBR 6118:2014, item 11.8.3.1, as mesmas são classificadas de acordo com a ordem de grandeza da permanência na estrutura em quase permanentes, frequentes e raras.

A combinação quase permanente representa o estado de carregamentos podem atuar durante quase todo o período de vida da estrutura, é empregada na avaliação do estado limite de deformações excessivas. As combinações frequentes repetem-se muitas vezes durante o

período de vida da estrutura, e é empregada na verificação dos estados-limites de abertura de fissuras, vibrações excessivas e deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura. Por fim, as combinações raras são aquelas que ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e é empregada na verificação do estado limite de formação de fissuras.

5 METODOLOGIA

O estudo de caso referente a esse trabalho consiste em dimensionar duas vigas de concreto armado dos grupos de resistência I e II, sendo as classes de resistências: C30, C50, C60 e C80. Os cálculos de dimensionamento foram feitos para um projeto de um edifício residencial de 12 pavimentos-tipo com 4 apartamentos por andar, localizado na cidade de Guarulhos, tendo como Classe de Agressividade Ambiental - CAA - II. Ao final, foram comparados os dimensionamentos e custos das vigas em questão, a fim de determinar quais foram as possíveis vantagens entre o uso de uma classe e outra.

A escolha das classes de resistência foi feita de forma aleatória, sendo duas de cada grupo (C30 e C50 do grupo I e C60 e C80 do grupo II).

Primeiramente, foi apresentado o método de cálculo empregado no dimensionamento das vigas, conforme o procedimento proposto pela NBR 6118:2014. Em seguida, foi exibido o projeto arquitetônico do edifício residencial do referido estudo de caso. Realizou-se o lançamento da estrutura no software de análise estrutural Autodesk Robot para a determinação dos esforços solicitantes.

Posteriormente, calculou-se o dimensionamento das armaduras das vigas em questão através do software de programação Microsoft Office Excel, para as quatro classes de resistência de concreto armado mencionadas.

Por fim, foram comparados os custos de mão-de-obra e insumos (formas, concreto e aço), de acordo com os mais viáveis dimensionamentos calculados para cada viga.

5.1 MÉTODO DE CÁLCULO

Conforme as recomendações da NBR 6118:2014, o método de cálculo para a realização do dimensionamento das armaduras das vigas devido aos esforços de flexão simples e da força cortante, em seções retangulares, é estipulado pelo procedimento seguinte, em conformidade com os concretos do grupo I e II.

5.1.1 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DEVIDO À FLEXÃO SIMPLES

Dado o momento de cálculo resistente, utiliza-se a equação (1) para encontrar o valor de y .

$$Md = y \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \quad (1)$$

Considerando:

$$\alpha_c = \begin{cases} 0,85, & fck \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,85 \cdot [1 - (fck - 50)/200], & fck > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2)$$

Onde:

- Md - Momento de cálculo resistente;
- α_c - Parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;
- y - Aproximação da altura da linha neutra do diagrama parábola-retângulo;
- bw - Largura da alma de uma viga;
- fcd - Resistência de cálculo à compressão do concreto;
- d - Distância vertical da extremidade comprimida da seção até o eixo da armadura tracionada;
- fck - Resistência característica à compressão do concreto.

Desenvolvendo a equação (1), obtêm-se as equações (3 e 4):

$$Md = y \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot d - \frac{y^2}{2} \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \quad (3)$$

$$y^2 \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot d - 2 \cdot y \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot d + 2 \cdot Md = 0 \quad (4)$$

Aplicando a fórmula de Báskara, o Δ é expresso pela equação (5):

$$\Delta = (-2 \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot d)^2 - 8 \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot Md \quad (5)$$

Para a obtenção da altura y de uma dada seção, deve-se adotar $-\sqrt{\Delta}$ na execução da fórmula de Báskara, como apresenta a equação (6):

$$y = \frac{(2 \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot d) - \sqrt{\Delta}}{2 \cdot (bw \cdot \alpha_c \cdot fcd)} \quad (6)$$

A partir do y , encontra-se a altura da linha neutra dada por x , de acordo com a equação (7):

$$x = \begin{cases} y/0,8, & fck \leq 50 \text{ MPa} \\ y/[0,8 - (fck - 50)/400], & fck > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (7)$$

Após o cálculo da altura da linha neutra é realizada uma comparação do valor encontrado com o x_{lim} . Assim, se $x \leq x_{lim}$ tem-se armadura simples, caso contrário, a seção necessita de armadura dupla. O valor do x_{lim} é dada pela equação (8):

$$x_{lim} = \begin{cases} 0,45 \cdot d, & fck \leq 50 \text{ MPa} \\ 0,35 \cdot d, & fck > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (8)$$

A altura da linha neutra que limita o domínio 2 do 3 é obtida pela equação (9), já o limite entre os domínios 3 e 4 resulta da equação (10). Deve-se considerar a deformação específica de alongamento do aço $\varepsilon_{su} = 10\text{‰}$, e como o aço utilizado para o dimensionamento é o CA50-A, a deformação específica de cálculo de escoamento do aço é $\varepsilon_{yd} = 2,07\text{‰}$.

$$x_{23} = \begin{cases} 0,259 \cdot d, & fck \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{su} + \varepsilon_{cu}}, & fck > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (9)$$

$$x_{34} = \begin{cases} 0,628 \cdot d, & fck \leq 50 \text{ MPa} \\ \frac{\varepsilon_{cu} \cdot d}{\varepsilon_{yd} + \varepsilon_{cu}}, & fck > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (10)$$

A resistência de cálculo do concreto é expressa pela equação (11):

$$Rcd = y \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \quad (11)$$

Através da equação (12), determina-se a resistência de cálculo do aço comprimido, Rsd' :

$$Md = Rcd \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) + Rsd' \cdot (d - d') \quad (12)$$

A verificação do escoamento da armadura comprimida deve ser averiguada pelas equações (13 e 14), considerando o Módulo de Elasticidade do aço igual a 21000 KN/cm².

$$Se, \quad \text{domínio 2 : } \begin{cases} \varepsilon_{su} \cdot \left(\frac{x - d'}{d - x}\right) \leq \varepsilon_{yd}, & \sigma_{sd'} = \varepsilon_{su} \cdot \left(\frac{x - d'}{d - x}\right) \cdot E \\ \varepsilon_{su} \cdot \left(\frac{x - d'}{d - x}\right) > \varepsilon_{yd}, & \sigma_{sd'} = f_{yd} \end{cases} \quad (13)$$

$$Se, \quad \text{domínio 3 : } \begin{cases} \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x - d')}{x} \leq \varepsilon_{yd}, & \sigma_{sd'} = \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x - d')}{x} \cdot E \\ \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x - d')}{x} > \varepsilon_{yd}, & \sigma_{sd'} = f_{yd} \end{cases} \quad (14)$$

Cálculo da armadura comprimida, equação (15):

$$A_{s'} = \frac{R_{sd'}}{\sigma_{sd'}} \quad (15)$$

Resistência de cálculo do aço tracionado, equação (16):

$$R_{sd} = R_{cd} + R_{sd'} \quad (16)$$

Cálculo da armadura tracionada, equação (17):

$$A_s = \frac{R_{sd}}{\sigma_{sd}} \quad (17)$$

Como a profundidade da linha neutra é limitada a $x \leq x_{lim}$, que corresponde ao domínio 3, o aço tracionado sempre estará escoando, assim, $\sigma_{sd} = f_{yd}$.

5.1.2 DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS VIGAS DEVIDO À FORÇA CORTANTE

Para o dimensionamento e detalhamento da força cortante foi utilizado o modelo de cálculo II, conforme a NBR 6118:2014. O modelo II admite diagonais de compressão inclinadas de θ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural, com θ variável entre 30° e 45° e tirantes de tração com α variando entre 45° e 90° . Para este trabalho foi adotado θ igual a 30° e α igual a 90° para os tirantes representados pelos estribos.

Verificação da biela diagonal de compressão de concreto, equação (18):

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{V2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \quad (18)$$

Considerando:

$$\alpha_{V2} = (1 - f_{ck}/250) \quad (19)$$

Para o cálculo da armadura transversal, deve-se admitir que:

$V_C = 0$ nos elementos tracionados quando a linha neutra se situa fora da seção;

$V_C = V_{C1}$ na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$V_C = V_{C1} \cdot (1 + M_0/M_{sd,m\acute{a}x}) < 2 \cdot V_{C1}$ na flexo-compressão, com:

$V_{C1} = V_{C0}$ quando $V_{sd} \leq V_{C0}$;

$V_{C1} = 0$ quando $V_{Sd} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários.

Onde:

- M_0 - Valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção (tracionada por $M_{d,máx}$), provocada pelas forças normais de diversas origens concomitantes com V_{sd} ;
- $M_{Sd,máx}$ - Momento fletor de cálculo máximo;
- V_C - Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;
- V_{C0} - Valor de referência para V_C , quando $\theta = 45^\circ$;
- V_{C1} - Valor de referência para V_C , quando $30^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$;
- V_{Sd} - Força cortante solicitante de cálculo;
- V_{Rd2} - Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;
- α_{V2} - Coeficiente da verificação da biela diagonal de compressão de concreto em função da classe de concreto.

Força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal, equação (20):

$$V_{Rd3} = V_C + V_{SW} \quad (20)$$

Parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, equação (21):

$$V_{SW} = V_{Sd} - V_{C1} \quad (21)$$

Cálculo da armadura transversal, equação (26):

$$\frac{A_{SW}}{s} = \frac{V_{SW}}{0,9 \cdot d \cdot F_{yw,d} \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)} \quad (22)$$

Cálculo da resistência média à tração do concreto, equação (23):

$$f_{ct,m} = \begin{cases} 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}, & f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2,12 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f_{ck}), & f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (23)$$

Resistência da tração do concreto com seu valor inferior, equação (24):

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} \quad (24)$$

Resistência de cálculo à tração direta do concreto, equação (25):

$$f_{ct,d} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (25)$$

Cálculo da parcela de força cortante resistida pelo concreto, equação (26):

$$V_{C0} = 0,6 \cdot f_{ct,d} \cdot bw \cdot d \quad (26)$$

Taxa da armadura transversal mínima, equação (27):

$$\rho_{SW,min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}} \quad (27)$$

Cálculo da armadura transversal mínima por unidade de comprimento, equação (28):

$$\frac{A_{SW,min}}{s} = \rho_{SW,min} \cdot bw \cdot \text{sen } \alpha \quad (28)$$

Força cortante resistida pela armadura transversal mínima, equação (29):

$$V_{sw,min} = \frac{A_{SW,min}}{s} \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen } \alpha \cdot (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta) \quad (29)$$

Força cortante resistente de cálculo mínima relativa à ruína por tração diagonal, equação (30):

$$V_{Rd3,min} = V_{C1} + V_{SW,min} \quad (30)$$

Força cortante solicitante de cálculo mínima, equação (31):

$$V_{sd,min} = V_{SW,min} + V_{C0} - \frac{V_{C0} \cdot V_{SW,min}}{V_{Rd2}} \quad (31)$$

Onde:

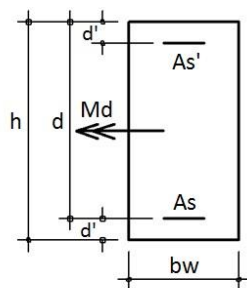
- bw - Menor largura da seção, compreendida ao longo da seção útil d ;
- d - Altura útil da seção, equivale à distância da borda comprimida ao centro de gravidade da armadura de tração;
- A_{SW} - Área da seção transversal total de cada estribo, compreendendo todos os seus ramos;
- s - Espaçamento entre elementos da armadura transversal;
- f_{ywk} - Resistência ao escoamento do aço da armadura transversal;

- f_{ywd} - Tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} , não maior que 435 MPa;
- $f_{ct,m}$ - Resistência média à tração do concreto;
- α - Ângulo de inclinação dos estribos em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural;

5.2 COMPARAÇÃO DE MÉTODOS

O método de cálculo utilizado para o dimensionamento de vigas de concreto armado do grupo I, muitas vezes é utilizado para o dimensionamento do grupo II. A título de curiosidade, foram comparados, a seguir, três modelos de cálculo de dimensionamento utilizados por engenheiros no Brasil para o dimensionamento de uma mesma viga, com mesmo momento fletor e resistência do concreto. Por fim, foram comparados os resultados, sendo o último dos métodos o utilizado para as vigas deste trabalho.

Exemplo 1:



Dados:
 $b_w = 20\text{cm}$
 $h = 50\text{cm}$
 $d = 45\text{cm}$
 $d' = 5\text{cm}$
 $M_d = 450\text{KN.m}$
 Concreto C70 $f_{ck} = 70\text{MPa}$
 Aço CA50-A $f_{yk} = 500\text{MPa}$

1º) Método de cálculo utilizado no dimensionamento de vigas de concreto armado do grupo I, para seção transversal retangular:

Cálculo da altura da linha neutra, eq. (32):

$$x = 1,25 \cdot d \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Md}{0,425 \cdot bw \cdot d^2 \cdot fcd}} \right] \quad (32)$$

$$x = 1,25 \cdot 45 \left[1 - \sqrt{1 - \frac{45000}{0,425 \cdot 20 \cdot 45^2 \cdot 5}} \right]$$

$$x = 17,40cm$$

Cálculo do x_{lim} , eq. (33):

$$x_{lim} = 0,45 \cdot d \quad (33)$$

$$x_{lim} = 0,45 \cdot 45$$

$$x_{lim} = 20,25cm$$

Como, $x < x_{lim}$, tem-se armadura simples. Assim, para o cálculo da armadura tracionada, segue a eq. (34):

$$As = \frac{Md}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot \sigma_{sd}} \quad (34)$$

$$As = \frac{45000}{(45 - 0,4 \cdot 17,40) \cdot 43,48}$$

$$As = 27,21cm^2$$

2º) Método de cálculo utilizado no dimensionamento de vigas de concreto armado do grupo I, usando $x_{lim} = 0,35d$, para seção transversal retangular:

Como calculado na eq. (32),

$$x = 17,40\text{cm}$$

Cálculo do x_{lim} , eq. (35):

$$x_{lim} = 0,35 \cdot d \quad (35)$$

$$x_{lim} = 0,35 \cdot 45$$

$$x_{lim} = 15,75\text{cm}$$

Como, $x > x_{lim}$, tem-se armadura dupla. Assim, para o cálculo das armaduras, segue as eq. (36 à 38), consultando as eq. (15 à 17):

$$Rcd = 0,68 \cdot x \cdot bw \cdot fcd \quad (36)$$

$$Rcd = 0,68 \cdot 15,75 \cdot 20 \cdot 5$$

$$Rcd = 1071\text{KN}$$

$$Md = Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) + Rsd' \cdot (d - d') \quad (37)$$

$$45000 = 1071 \cdot (45 - 0,4 \cdot 15,75) + Rsd' \cdot (45 - 5)$$

$$Rsd' = 88,81\text{KN}$$

Verificação do escoamento do aço comprimido, eq. (38):

$$3,5\text{‰} \cdot \frac{(15,75 - 5)}{15,75} < \varepsilon_{yd} \quad (38)$$

$$2,38\text{‰} > 2,07\text{‰}$$

Logo, a armadura comprimida está escoando. Assim, $\sigma'_{sd} = f_{yd}$.

Cálculo da armadura comprimida, eq. (15):

$$As' = \frac{88,81}{43,48}$$

$$As' = 2,04cm^2$$

Cálculo da armadura tracionada, eq. (16 e 17):

$$Rsd = 1071 + 88,81$$

$$Rsd = 1159,81KN$$

$$As = \frac{1159,81}{43,48}$$

$$As = 26,67cm^2$$

3º) Método de cálculo utilizado no dimensionamento de vigas de concreto armado do grupo II, conforme recomendação da NBR 6118:2014, para seção transversal retangular. Foram utilizadas as eq. (1 à 17):

$$Md = y \cdot bw \cdot \alpha_c \cdot fcd \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right)$$

$$\alpha_c = 0,85 \cdot [1 - (70 - 50)/200]$$

$$\alpha_c = 0,765$$

$$45000 = y \cdot 20 \cdot 0,765 \cdot 5 \cdot \left(45 - \frac{y}{2}\right)$$

$$38,25 \cdot y^2 - 3442,5 \cdot y + 45000 = 0$$

$$y = 15,87cm$$

$$x = \frac{15,87}{[0,8 - (70 - 50)/400]}$$

$$x = 21,16cm$$

Cálculo do x_{lim} :

$$x_{lim} = 0,35 \cdot 45$$

$$x_{lim} = 15,75cm$$

Como $x > x_{lim}$, a armadura para esta seção será dupla.

$$x_{23} = \frac{(0,0026 + 0,035 \cdot [(90 - 70)/100]^4) \cdot 45}{0,0126 + 0,035 \cdot [(90 - 70)/100]^4}$$

$$x_{23} = 9,44cm$$

$$x_{34} = \frac{(0,0026 + 0,035 \cdot [(90 - 70)/100]^4) \cdot 45}{0,00467 + 0,035 \cdot [(90 - 70)/100]^4}$$

$$x_{34} = 25,29cm$$

Logo, x está no domínio 3.

Cálculo do y considerando $x = x_{lim}$:

$$y = 15,75 \cdot [0,8 - (70 - 50)/400]$$

$$y = 11,81 \text{ cm}$$

Para o cálculo das armaduras segue as eq. (11 à 17):

$$Rcd = 11,81 \cdot 20 \cdot 0,765 \cdot$$

$$Rcd = 903,66 \text{ KN}$$

$$45000 = 903,66 \cdot \left(45 - \frac{11,81}{2}\right) + Rsd' \cdot (45 - 5)$$

$$Rsd' = 241,82 \text{ KN}$$

Verificação do escoamento da armadura comprimida:

$$(0,0026 + 0,035 \cdot [(90 - 70)/100]^4) \cdot \frac{(15,75 - 5)}{15,75} < \varepsilon_{yd}$$

$$1,81\text{‰} < 2,07\text{‰}$$

Logo, a armadura comprimida não está escoando. Assim:

$$Rsd' = As' \cdot \varepsilon_{cu} \cdot \frac{(x - d')}{x} \cdot E$$

$$241,82 = As' \cdot 2,656\text{‰} \cdot \frac{(15,75 - 5)}{15,75} \cdot 21000$$

$$As' = 6,35 \text{ cm}^2$$

$$Rsd = 903,66 + 241,82$$

$$Rsd = 1145,48KN$$

$$As = \frac{1145,48}{43,48}$$

$$As = 26,34cm^2$$

O quadro 4 resume os resultados encontrados nos dimensionamentos da viga do exemplo 1.

Quadro 4 – Resultado dos métodos propostos para o exemplo 1

	Tipo de armadura	Domínio de deformação	Rcd (KN)	Rsd' (KN)	Rsd (KN)	As' (cm²)	As (cm²)
1° Método	Simplex	3	1183,20	-	1183,20	-	27,21
2° Método	Dupla	3	1071	88,81	1159,81	2,04	26,67
3° Método	Dupla	3	903,66	241,82	1145,48	6,35	26,34

Fonte: Autoria Própria.

Os resultados obtidos mostraram que o primeiro método proposto foi o que mais apresentou diferença no dimensionamento das armaduras da viga, pois para tal foi determinada armadura simples, distintamente dos demais métodos. Porém, a força de resistência do concreto comprimido e do aço tracionado foram maiores do que as encontradas nos outros dois métodos, levando assim a uma maior armadura de tração.

O segundo método, cálculo de dimensionamento de vigas utilizado para concreto do grupo I, com $x_{lim} = 0,35d$, foi o que mais se assemelhou com o procedimento de cálculo estipulado pela NBR 6118:2014, chegando a um resultado muito próximo nos cálculos das armaduras tracionadas. Entretanto, o que mais diferiu o 2° do 3° método foi a força da armadura comprimida, em razão da grande diferença no cálculo do ϵ_{cu} , pois no 2° método a armadura comprimida escoou e no 3° não houve

escoamento. Essa diferença influenciou diretamente no cálculo da armadura comprimida.

A comparação de métodos indica que houve uma diferença significativa para o cálculo da armadura comprimida, e em alguns casos, como no 1º método deste exemplo, desprezou-se o uso desta armadura. Porém, para o cálculo da armadura tracionada houve uma grande semelhança dos resultados para os três métodos, sendo o 2º e o 3º os mais parecidos, uma vez que para ambos foram utilizado o $x_{lim} = 0,35d$. O método aplicado para o dimensionamento das vigas do estudo de caso em questão foi o 3º, conforme a NBR 6118:2014.

6 ESTUDO DE CASO

6.1 APRESENTAÇÃO DAS VIGAS DO PROJETO ESTRUTURAL

O estudo de caso proposto neste trabalho consiste em dimensionar, detalhar e comparar duas vigas de concreto armado selecionadas do edifício residencial apresentado nas Figuras 8 e 9, pois seriam as mais significativas deste projeto.

A viga 9, Figura 10, apresenta dois apoios, um em cada extremidade, e carga concentrada aplicada por um pilar, como indica a planta baixa de formas do térreo,

9. A
29,
8,

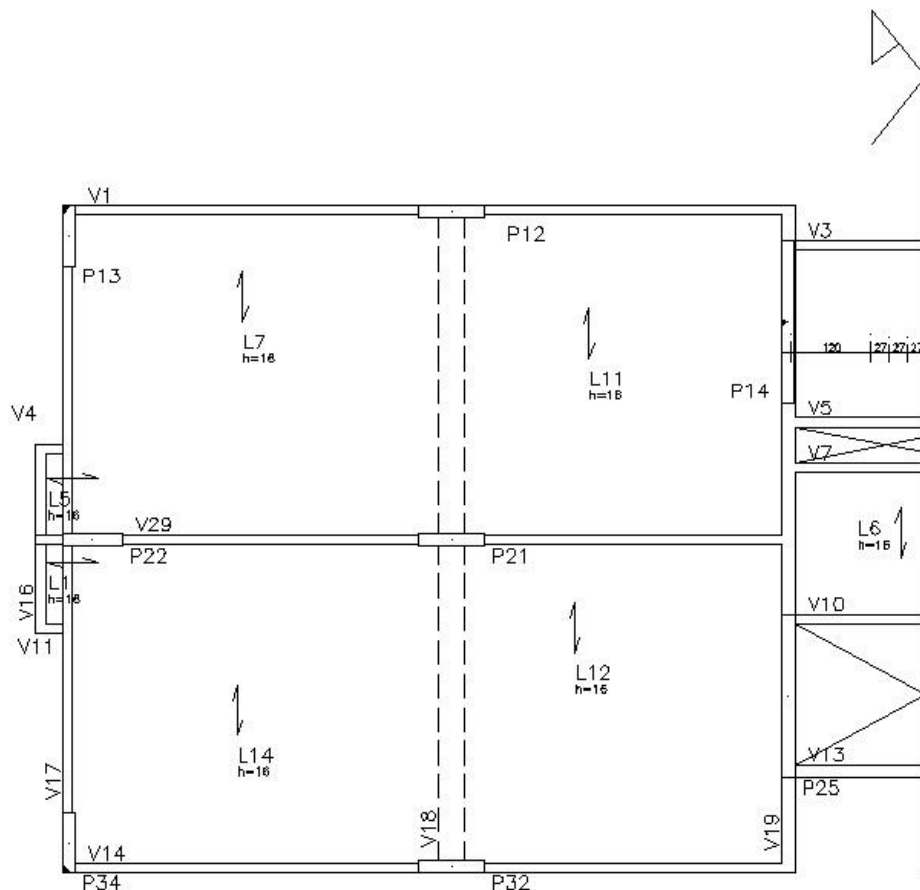


Figura
viga
Figura
está

indicada na Figura 8. A viga 9 é uma viga de transição, por isso apresenta dimensões bem maiores do que a viga 29, sendo esta do pavimento-tipo.

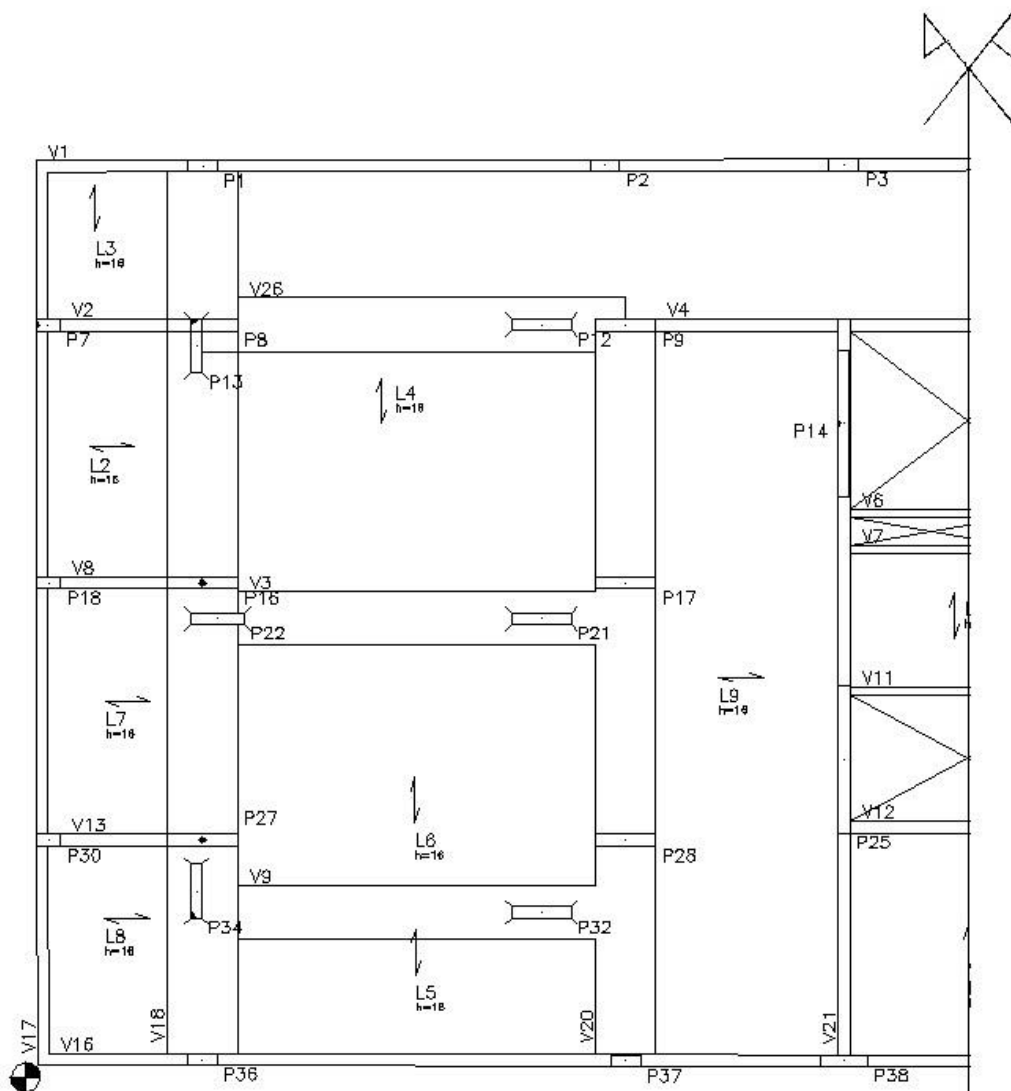


Figura 9 – Planta baixa de formas do térreo
Fonte: Adaptado do Autodesk Robot

Apresentação dos diagramas das vigas a serem dimensionadas:

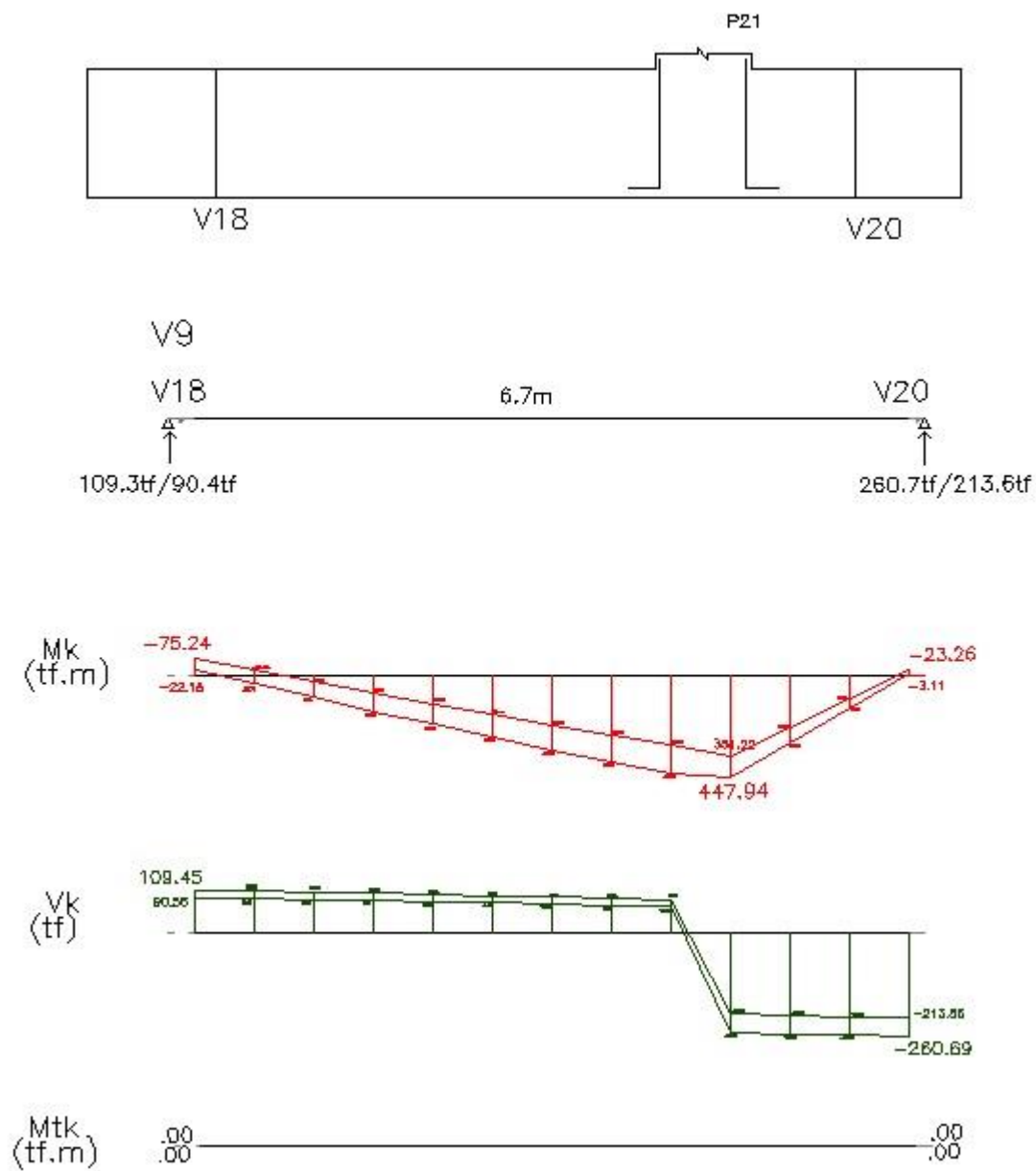


Figura 10 – Diagramas de esforços solicitantes da viga V9
Fonte: Adaptado do programa Autodesk Robot

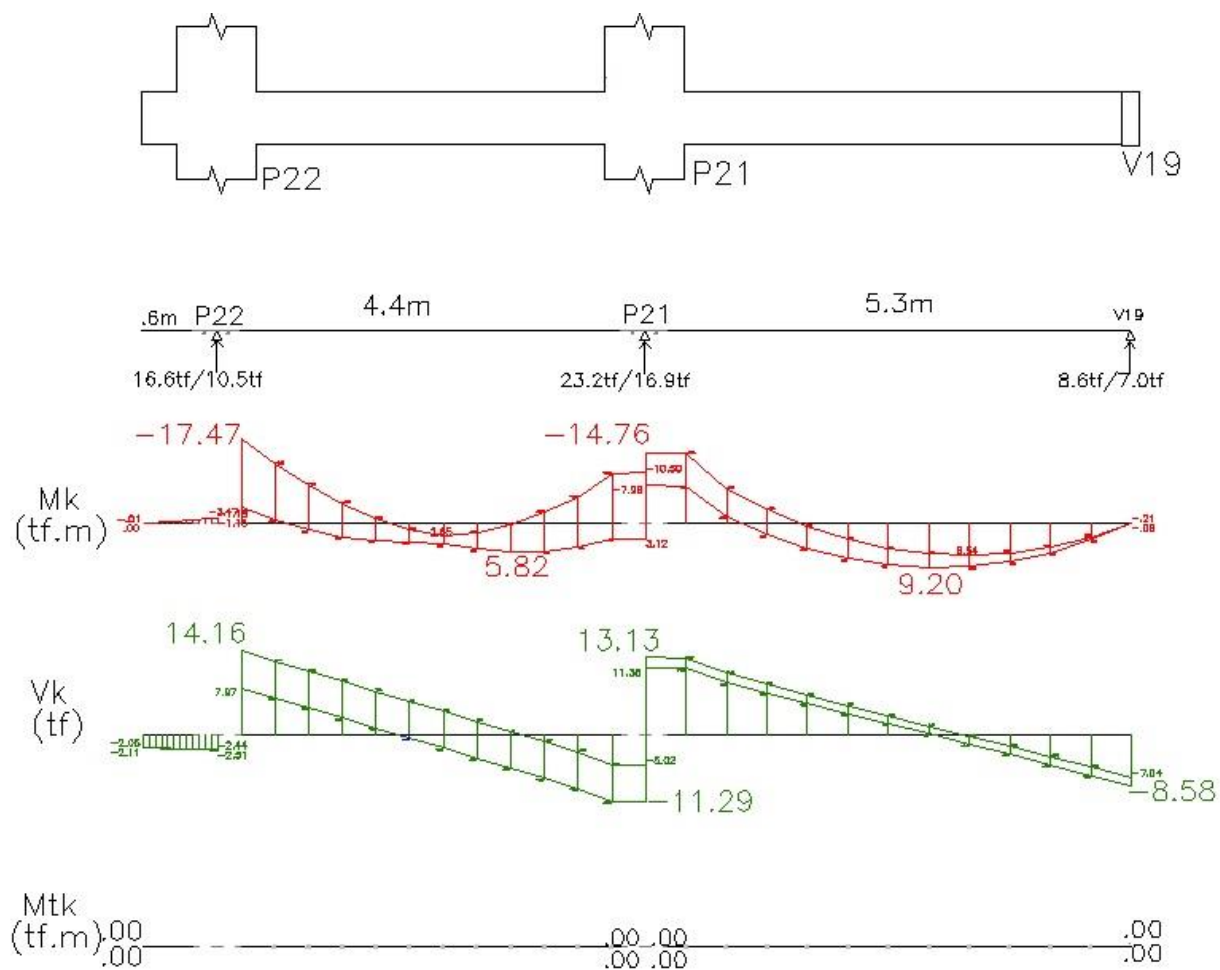


Figura 11 – Diagramas de esforços solicitantes da viga V29
Fonte: Adaptado do programa Autodesk Robot

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para o desenvolvimento de parte do projeto estrutural do edifício residencial apresentado neste trabalho, foi utilizado o procedimento de cálculo estipulado pela NBR 6118:2014 para o dimensionamento de vigas, como detalhado anteriormente. Desta forma, foram elaboradas tabelas no programa Microsoft Excel, que encontram-se nos Apêndices 1 ao 6, com o propósito de facilitar o dimensionamento das armaduras necessárias para dada seção transversal, momento fletor e força cortante solicitante de cálculo de uma determinada viga.

O detalhamento para cada uma das vigas dimensionadas encontram-se nos Apêndices 7 ao 14.

A partir dos resultados obtidos no dimensionamento das vigas V9 e V29, pôde-se comparar cada uma delas, de acordo com a resistência do concreto estabelecida, nos requisitos: dimensões da seção transversal, quantidade de armadura tracionada e comprimida, estribos e áreas de formas, volume de concreto, possibilitando o levantamento dos custos.

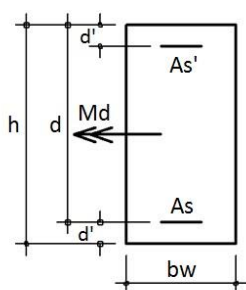
7.1 CONSUMO E ORÇAMENTO DOS MATERIAIS

As vigas V9 e V29 foram orçadas com a seção transversal melhor ajustada possível para os concretos C30, C50, C60 e C80. O preço unitário de cada insumo, incluindo a mão-de-obra, foi obtido através da tabela do SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil, referente à cidade de Curitiba-PR, no mês de setembro de 2015.

O SINAPI tem gestão compartilhada entre Caixa e IBGE e divulga mensalmente custos e índices da construção civil, além de ser uma das fontes mais confiáveis e consultadas no Brasil para a elaboração do orçamento de grandes obras, sendo estes critérios de avaliação e escolha deste meio. A Caixa é responsável pela base técnica de engenharia (especificação de insumos, composições de serviços e projetos referenciais) e pelo processamento de dados, e o IBGE, pela pesquisa mensal de preço, metodologia e formação dos índices (CAIXA, 2015).

Os quadros seguintes apresentam os resumos dos orçamentos para cada viga, utilizando os concretos selecionados. A composição mais detalhada dos orçamentos encontra-se nos Apêndices 15 ao 18.

7.1.1 ORÇAMENTO PARA A VIGA V9



C30:

$b_w = 90\text{cm}$

$h = 120\text{cm}$

$d = 108\text{cm}$

$d' = 12\text{cm}$

$M_d = \text{variável}$

$C_{\text{viga}} = 670\text{cm}$

Concreto C30; $f_{ck} = 30\text{MPa}$

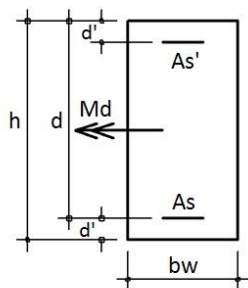
Aço CA50-A; $f_{yk} = 500\text{Mpa}$

Adotou-se uma margem de perda de material de 10% ao final do custo total de cada orçamento das vigas V9 e V29.

Quadro 5 – Orçamento da viga V9 para concreto C30

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C30, slump 100 ± 20	7,23	m^3	269,29	1946,96
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	22,38	m^2	17,93	401,27
Aço CA 50-A	1276,05	Kg	Variável	3934,47

Custo Total: 6910,97

**C50:**

bw = 60cm

h = 120cm

d = 108cm

d' = 12cm

Md = variável

C_{viga} = 670cm

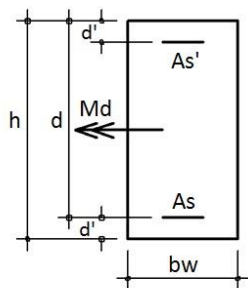
Concreto C50; fck = 50MPa

Aço CA50-A; fyk = 500Mpa

Quadro 6 – Orçamento da viga V9 para concreto C50

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C50, slump 100 ± 20	4,82	m ³	485,96	1861,87
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	20,37	m ²	17,93	365,23
Aço CA 50-A	1264,48	Kg	Variável	3925,71

Custo Total: 6768,09

**C60:**

bw = 50cm

h = 120cm

d = 108cm

d' = 12cm

Md = variável

C_{viga} = 670cm

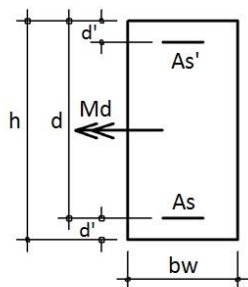
Concreto C60; fck = 60MPa

Aço CA50-A; fyk = 500Mpa

Quadro 7 – Orçamento da viga V9 para concreto C60

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C60, slump 100 ± 20	4,02	m ³	495,61	1992,35
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	19,70	m ²	17,93	353,22
Aço CA 50-A	1351,23	Kg	Variável	4129,73

Custo Total: 7122,83

**C80:**

bw = 45cm

h = 120cm

d = 108cm

d' = 12cm

Md = variável

C_{viga} = 670cm

Concreto C80; fck = 80MPa

Aço CA50-A; fyk = 500Mpa

Quadro 8 – Orçamento da viga V9 para concreto C80

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C80, slump 100 ± 20	3,62	m ³	657,89	2381,56
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	19,36	m ²	17,93	347,13
Aço CA 50-A	1132,91	Kg	Variável	4064,03

Custo Total: 7471,99

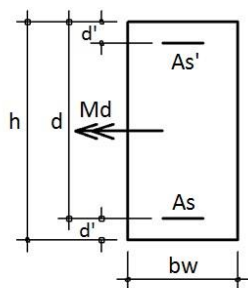
Quadro 9 – Resumo do dimensionamento e custo da viga V9

CONCRETO	SEÇÃO TRANSVERSAL	CUSTO FINAL
C30	90 x 120 cm	6910,97
C50	60 x 120 cm	6768,09
C60	50 x 120 cm	7122,83
C80	45 x 120 cm	7471,99

A viga V9, por ser de transição, possui seções transversais maiores em relação às demais vigas. Por isso, é possível dimensioná-la variando sua seção transversal ao passo que seja aumentada sua resistência. Como as vigas de transição são geralmente altas, não houve interesse de alterar a altura da seção. Uma vez que a diminuição da altura acarretaria um aumento considerável de flecha, na abertura de fissuras, além do aumento das armaduras longitudinais, que impossibilitaria fazer o alojamento das barras. Desta forma, foi variado apenas a largura da seção.

Em relação ao custo de cada dimensionamento, o mais vantajoso foi o concreto C50. No entanto, para a análise da relação custo x benefício de cada concreto, o C60 seria o mais interessante, pois diminuiria mais 10cm em relação ao concreto C50 com um aumento de custo de apenas 354,74 reais, ou seja, 5% do valor do custo final da mesma.

7.1.2 ORÇAMENTO PARA A VIGA V29



C30:

$b_w = 14\text{cm}$

$h = 60\text{cm}$

$d = 54\text{cm}$

$d' = 6\text{cm}$

$M_d = \text{variável}$

$C_{\text{viga}} = 1030\text{cm}$

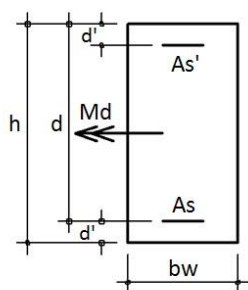
Concreto C30; $f_{ck} = 30\text{MPa}$

Aço CA50-A; $f_{yk} = 500\text{Mpa}$

Quadro 10 – Orçamento da viga V29 para concreto C30

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C30, slump 100 ± 20	0,86	m ³	269,29	231,58
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A	171,73	Kg	Variável	498,46

Custo Total: 957,27



C50:

$bw = 14\text{cm}$

$h = 60\text{cm}$

$d = 54\text{cm}$

$d' = 6\text{cm}$

$Md = \text{variável}$

$C_{\text{viga}} = 1030\text{cm}$

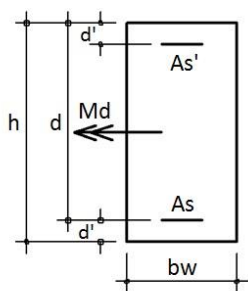
Concreto C50; $f_{ck} = 50\text{MPa}$

Aço CA50-A; $f_{yk} = 500\text{Mpa}$

Quadro 11 – Orçamento da viga V29 para concreto C50

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C50, slump 100 ± 20	0,86	m ³	385,96	308,77
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A	161,46	Kg	Variável	466,88

Custo Total: 1009,64

**C60:**

bw = 14cm

h = 60cm

d = 54cm

d' = 6cm

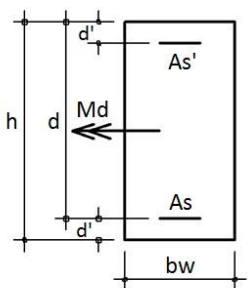
Md = variável

 $C_{viga} = 1030\text{cm}$ Concreto C60; $f_{ck} = 60\text{MPa}$ Aço CA50-A; $f_{yk} = 500\text{Mpa}$

Quadro 12 – Orçamento da viga V29 para concreto C60

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C60, slump 100 ± 20	0,86	m^3	495,61	426,22
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m^2	17,93	140,21
Aço CA 50-A	161,11	Kg	Variável	465,75

Custo Total: 1135,39

**C80:**

bw = 14cm

h = 60cm

d = 54cm

d' = 6cm

Md = variável

 $C_{viga} = 1030\text{cm}$ Concreto C80; $f_{ck} = 80\text{MPa}$ Aço CA50-A; $f_{yk} = 500\text{Mpa}$

Quadro 13 – Orçamento da viga V29 para concreto C80

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C80, slump 100 ± 20	0,86	m ³	657,89	565,78
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A	161,80	Kg	Variável	467,97

Custo Total: 1291,35

Quadro 14 – Resumo do dimensionamento e custo da viga V29

CONCRETO	SEÇÃO TRANSVERSAL	CUSTO FINAL
C30	14 x 60 cm	957,27
C50	14 x 60 cm	1009,64
C60	14 x 60 cm	1135,39
C80	14 x 60 cm	1291,35

Assim como na viga V9, a altura da viga V29 não foi alterada, pois para um edifício residencial de 12 pavimentos-tipo a altura da seção da viga de 60 cm está ideal para o dimensionamento. Além disso, não foi possível variar a largura da seção transversal da mesma, pois não teria como fazer o alojamento das barras em um seção com largura menor que 14cm. Dessa forma, as dimensões da seção transversal da viga são as mesmas para os concretos C30, C50, C60 e C80. Logo, o dimensionamento mais viável foi com o C30, tendo este menor custo final.

8 CONCLUSÃO

As vigas analisadas no estudo de caso em questão apresentaram resultados distintos após serem dimensionadas com concretos de diferentes resistências. A viga V9, de transição, mostrou bons resultados à medida que aumentou a resistência do concreto, pois foi possível uma redução significativa da largura da seção transversal de acordo com um aumento de custo não tão considerável. Já para a viga V29, pertencente ao pavimento-tipo do edifício residencial, constatou-se que não foi interessante o aumento do f_{ck} , uma vez que não se pôde diminuir a largura da seção transversal da viga, pois impossibilitaria o alojamento adequado das barras, de acordo com a NBR 6118:2014, tornando desta forma a relação custo x benefício insatisfatória.

Conforme aumenta-se o f_{ck} sem haver redução da seção transversal de uma viga, aumenta-se também o seu braço de alavanca, diminuindo assim a armadura da mesma. Porém, como no caso da viga V29, essa diferença mostrou-se insignificante, não trazendo nenhuma vantagem quanto ao aumento do f_{ck} , pelo contrário, encareceu o custo final da viga.

Para as vigas que permitem ter a largura da seção transversal reduzida, como ocorreu na viga V9, ao passo que aumenta sua resistência, alguns parâmetros devem ser atendidos quanto à escolha da largura da viga, como o valor do x aproximado ao do x_{lim} , para ter pouca ou nenhuma armadura comprimida, V_{Rd2} sempre maior que o V_{sd} e taxa de armadura maior ou igual à mínima. Para esta viga, observou-se que em relação ao custo de cada dimensionamento, o mais vantajoso foi com a utilização do concreto C50. No entanto, para a análise da relação custo x benefício, o C60 seria o mais viável, pois diminuiria mais 10cm em relação ao concreto C50 com um aumento de custo de apenas 5% do valor do custo final da mesma.

Conclui-se que para o dimensionamento de vigas de concreto armado, a utilização de classes de resistência pertencentes ao grupo II não são viáveis para as vigas de um pavimento-tipo de uma edificação residencial, a não ser que estas tenham dimensões da seção transversal elevadas, como no caso das vigas de transição. Desta forma, para a maioria dos casos, a utilização de concreto de alta resistência não é viável para vigas, pois dificulta o alojamento adequado das barras.

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. Editora Dunas. 2. Ed. Rio Grande, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR ISO 6892-1. Materiais metálicos - Ensaio de tração - Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120. Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2003.

BARROS, R. A. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto-adensáveis reforçado com fibras de aço**. CTEC.UFAL. 2015. Disponível em: <http://www.ctec.ufal.br/posgraduacao/ppgec/dissertacoes_arquivos/Dissertacoes/Alexandre%20Rodrigues%20de%20Barros.pdf> Acesso em: 11 Jun. 2015.

BASTOS, P. S. D. S. **Fundamentos do Concreto Armado**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2006.

BASTOS, P. S. D. S. **Flexão Normal Simples – Vigas**. Universidade Estadual Paulista. Bauru, 2015.

CAIXA. **Preços de insumos**. Disponível em: http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2014-pr/SINAPI_Preco_Ref_Insumos_PR_092015_NaoDesonerado.pdf Acesso em: 01 Nov. 2015.

CERUTTI R.M., SANTOS, S. H. C. **Impactos no Projeto Estrutural da Versão 2014 da Norma Brasileira ABNT NBR 6118**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. Volume 8, Número 4 p. 547-566. Rio de Janeiro, 2015.

CLÍMACO, J. C. T. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projetos, dimensionamento e verificação**. Editora UnB. 2. Ed. Brasília, 2008.

CONCREBRAS. **Concrebras - Assessoria especializada em cad**. 2010. Disponível em: <<http://www.concrebras.com.br/assessoria-especializada.html>> Acesso em: 01 Jun. 2015.

CORREIO BRAZILIENSE. **Setor da construção civil enfraquece, derruba PIB e puxa desemprego**. 2015. Disponível em: <http://www.correiobraziliense.com.br/app/noticia/economia/2015/04/12/internas_economia,479063/setor-da-construcao-civil-enfraquece-derruba-pib-e-puxa-desemprego.shtml> Acesso em: 28 Mai. 2015.

MATTOS, C. N. **Dimensionamento de vigas à flexão simples**. AltoQi. 2010. Disponível em: <<http://faq.altoqi.com.br/content/268/651/pt-br/dimensionamento-de-vigas-a-flexao-simples.html>> Acesso em: 25 Jun. 2015.

MEIRELES, M. **Apartamentos compactos: menos espaço, mais vantagens**. LeiaJa. Disponível em: <<http://www.leiaja.com/noticias/2015/01/22/apartamentos-compactos-menos-espaco-mais-vantagens/>>. Acesso em: 05 Jun. 2015.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

SANTOS, A. **Nova revisão da ABNT NBR 6118 começa a ser preparada**. Massa Cinzenta. 2015. Disponível em: <<http://www.cimentoitambe.com.br/revisao-abnt-nbr-6118/>> Acesso em: 28 Mai. 2015.

SANTOS, L.M. **Cálculo de Concreto Armado**. Volume I, p.541. Ed. LMS. São Paulo, 1983.

APÊNDICE 1
DIMENSIONAMENTO ELU PARA A V9 (DADOS DE ENTRADA)

Dimensionamento ELU para aV9 (Dados de Entrada)									
bw (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	fck (KN/cm²)	fyk (KN/cm²)	fcd (KN/cm²)	fcd (KN/cm²)	fyd (KN/cm²)	Md (KN.cm)
90	120	108	12	3,0	50	2,14	2,14	43,48	105336
90	120	108	12	3,0	50	2,14	2,14	43,48	627116
90	120	108	12	3,0	50	2,14	2,14	43,48	32564
60	120	108	12	5,0	50	3,57	3,57	43,48	105336
60	120	108	12	5,0	50	3,57	3,57	43,48	627116
60	120	108	12	5,0	50	3,57	3,57	43,48	32564
50	120	108	12	6,0	50	4,29	4,29	43,48	105336
50	120	108	12	6,0	50	4,29	4,29	43,48	627116
50	120	108	12	6,0	50	4,29	4,29	43,48	32564
45	120	108	12	8,0	50	5,71	5,71	43,48	105336
45	120	108	12	8,0	50	5,71	5,71	43,48	627116
45	120	108	12	8,0	50	5,71	5,71	43,48	32564

APÊNDICE 2

DIMENSIONAMENTO ELU PARA A V9 (DADOS DE SAÍDA)

Dimensionamento ELU para a V9 (Dados de Saída)

Classe	α_c	Δ (Báskara)	y (cm)	x (cm)	x_{lim} (cm)	Tipo de Armadura	Domínio	Rcd (KN)	Rsd' (KN)	Rsd (KN)	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}	ϵ_s	ϵ_s'	σ_{sd} (KN/cm ²)	σ_{sd}' (KN/cm ²)	As (cm ²)	As' (cm ²)
I	0,850	1115626291	6,12	7,65	48,6	Simplex	2	1003,7	0,00	1.003,7	0,200%	0,350%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	23,09	0,00
I	0,850	1112469329	6,13	7,66	48,6	Dupla	2	1003,8	0,00	1.003,8	0,200%	0,350%	1,000%	0,043%	43,48	-9,07	23,09	0,00
I	0,850	431349091	44,65	55,82	48,6	Dupla	3	6373,5	652,8	7.026,4	0,200%	0,350%	1,000%	0,263%	43,48	43,48	161,60	15,02
I	0,850	1211061571	1,86	2,32	48,6	Simplex	2	304,1	0,00	304,13	0,200%	0,350%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	6,99	0,00
I	0,850	1394370808	5,49	6,87	48,6	Simplex	2	1000,7	0,00	1.000,7	0,200%	0,350%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	23,02	0,00
I	0,850	634062808	38,88	48,60	48,6	Simplex	3	7081,1	0,00	7.081,1	0,200%	0,350%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	162,86	0,00
I	0,850	1500410008	1,67	2,09	48,6	Simplex	2	303,8	0,00	303,8	0,200%	0,350%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	6,99	0,00
II	0,808	1251128898	5,79	7,47	37,8	Simplex	2	1002,2	0,00	1.002,2	0,228%	0,288%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	23,05	0,00
II	0,808	528836298,4	41,55	53,61	37,8	Dupla	3	5069,0	1603,1	6.672,2	0,228%	0,288%	1,000%	0,196%	43,48	41,33	153,46	38,79
II	0,850	1351866138	1,76	2,27	37,8	Simplex	2	303,9	0,00	303,9	0,228%	0,288%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	6,99	0,00
II	0,723	1453834577	5,38	7,43	37,8	Simplex	2	1000,2	0,00	1.000,2	0,251%	0,260%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	23,01	0,00
II	0,723	678320416,7	37,91	52,29	37,8	Dupla	3	5091,4	1531,3	6.622,7	0,251%	0,260%	1,000%	0,177%	43,48	37,32	152,32	41,03
II	0,723	1561994561	1,64	2,26	37,8	Simplex	2	303,8	0,00	303,8	0,251%	0,260%	0,207%	0,000%	43,48	0,00	6,99	0,00

APÊNDICE 3

FORÇA CORTANTE PARA A V9 (MODELO DE CÁLCULO II)

Força Cortante para V9 (Modelo de Cálculo II)															
Vsd (KN)	fctm (MPa)	fctk _{inf} (MPa)	fct _d (Mpa)	Vc (KN)	Vco (KN)	av2	Vrd2 (KN)	Vc1 (KN)	Vsw (KN)	Asw/s (cm ² /cm)	P _{mdo}	psw _{min}	Asw/s _{min} (cm ² /cm)	Vsw _{min} (KN)	Vsd _{min} (KN)
1360,26	2,90	2,03	1,45	845,64	845,64	0,88	4280,13	718,93	641,33	0,088	0,150%	0,116%	0,1044	764,22	1458,87
2606,90	2,90	2,03	1,45	844,61	844,61	0,88	4285,85	412,08	2194,82	0,300	0,150%	0,116%	0,1043	763,29	1457,48
1532,30	2,90	2,03	1,45	844,61	844,61	0,88	4285,85	675,82	856,48	0,117	0,150%	0,116%	0,1043	763,29	1457,48
1360,26	4,07	2,85	2,04	791,52	791,52	0,80	4329,14	664,27	695,99	0,095	0,208%	0,163%	0,0977	715,31	1376,05
2606,90	4,07	2,85	2,04	791,52	791,52	0,80	4329,14	385,34	2221,56	0,303	0,208%	0,163%	0,0977	715,31	1376,05
1532,30	4,07	2,85	2,04	791,52	791,52	0,80	4329,14	625,78	906,52	0,124	0,208%	0,163%	0,0977	715,31	1376,05
1360,26	4,30	3,01	2,15	696,55	696,55	0,76	4112,68	561,22	799,04	0,109	0,219%	0,172%	0,0860	629,48	1219,41
2606,90	4,30	3,01	2,15	696,55	696,55	0,76	4112,68	307,03	2299,87	0,314	0,219%	0,172%	0,0860	629,48	1219,41
1532,30	4,30	3,01	2,15	696,55	696,55	0,76	4112,68	526,14	1006,16	0,137	0,219%	0,172%	0,0860	629,48	1219,41
1360,26	4,84	3,39	2,42	705,48	705,48	0,68	4415,72	580,97	779,29	0,106	0,245%	0,194%	0,0871	637,55	1241,17
2606,90	4,84	3,39	2,42	705,48	705,48	0,68	4415,72	343,93	2262,97	0,309	0,245%	0,194%	0,0871	637,55	1241,17
1532,30	4,84	3,39	2,42	705,48	705,48	0,68	4415,72	343,93	2262,97	0,309	0,245%	0,194%	0,0871	637,55	1241,17
1532,30	2,90	2,03	1,45	844,61	844,61	0,88	4285,85	675,82	856,48	0,117	0,150%	0,116%	0,1043	763,29	1457,48

APÊNDICE 4
DIMENSIONAMENTO ELU PARA A V29 (DADOS DE ENTRADA)

Dimensionamento ELU para a V29 (Dados de Entrada)									
b_w (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)	f_{ck} (KN/cm ²)	f_{yk} (KN/cm ²)	f_{cd} (KN/cm ²)	f_{yd} (KN/cm ²)	M_d (KN.cm)	M_d (KN.cm)
14	60	54,0	6,0	3,0	50	2,14	43,48	24458	24458
14	60	54,0	6,0	3,0	50	2,14	43,48	8148	8148
14	60	54,0	6,0	3,0	50	2,14	43,48	20664	20664
14	60	54,0	6,0	3,0	50	2,14	43,48	12880	12880
14	60	54,0	6,0	5,0	50	3,57	43,48	24458	24458
14	60	54,0	6,0	5,0	50	3,57	43,48	8148	8148
14	60	54,0	6,0	5,0	50	3,57	43,48	20664	20664
14	60	54,0	6,0	5,0	50	3,57	43,48	12880	12880
14	60	54,0	6,0	6,0	50	4,29	43,48	24458	24458
14	60	54,0	6,0	6,0	50	4,29	43,48	8148	8148
14	60	54,0	6,0	6,0	50	4,29	43,48	20664	20664
14	60	54,0	6,0	6,0	50	4,29	43,48	12880	12880
14	60	54,0	6,0	8,0	50	5,71	43,48	24458	24458
14	60	54,0	6,0	8,0	50	5,71	43,48	8148	8148
14	60	54,0	6,0	8,0	50	5,71	43,48	20664	20664
14	60	54,0	6,0	8,0	50	5,71	43,48	12880	12880

APÊNDICE 5

DIMENSIONAMENTO ELU PARA A V29 (DADOS DE SAÍDA)

Dimensionamento ELU para a V29 (Dados de Saída)																		
Classe	α_c	Δ (Básilar)	y (cm)	x (cm)	x_{lim} (cm)	Tipo de Armadura	Domínio	Rcd (KN)	Rsd' (KN)	Rsd (KN)	ϵ_{c2}	ϵ_{cu}	ϵ_s	ϵ_s'	σ_{sd} (KN/cm ²)	σ_{sd}' (KN/cm ²)	As (cm ²)	As' (cm ²)
I	0,850	2581525	22,45	28,07	24,30	Dupla	3	495,06	52,85	547,91	0,2000%	0,3500%	1,0000%	0,2636%	43,48	43,48	12,60	1,22
I	0,850	5922324	6,28	7,85	24,30	Simplex	2	160,21	0,00	160,21	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	3,68	0,00
I	0,850	3369060	18,01	22,51	24,30	Simplex	3	459,25	0,00	459,25	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	10,56	0,00
I	0,850	4956996	10,34	12,93	24,30	Simplex	2	263,78	0,00	263,78	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	6,07	0,00
I	0,850	12752380	11,99	14,98	24,30	Simplex	3	509,48	0,00	509,48	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	11,72	0,00
I	0,850	18297780	3,68	4,59	24,30	Simplex	2	156,20	0,00	156,20	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	3,59	0,00
I	0,850	14042340	9,91	12,39	24,30	Simplex	2	421,34	0,00	421,34	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	9,69	0,00
I	0,850	16688900	5,94	7,42	24,30	Simplex	2	252,40	0,00	252,40	0,2000%	0,3500%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	5,80	0,00
II	0,808	17900181,96	10,34	13,34	18,90	Simplex	3	500,87	0,00	500,87	0,2288%	0,2884%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	11,52	0,00
II	0,808	24221937,96	3,21	4,14	18,90	Simplex	2	155,51	0,00	155,51	0,2288%	0,2884%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	3,58	0,00
II	0,808	19370736,36	8,58	11,07	18,90	Simplex	2	415,69	0,00	415,69	0,2288%	0,2884%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	9,56	0,00
II	0,808	22387814,76	5,17	6,67	18,90	Simplex	2	250,51	0,00	250,51	0,2288%	0,2884%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	5,76	0,00
II	0,723	27658178,56	8,51	11,73	18,90	Simplex	3	491,65	0,00	491,65	0,2516%	0,2604%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	11,31	0,00
II	0,723	35199922,56	2,68	3,69	18,90	Simplex	2	154,72	0,00	154,72	0,2516%	0,2604%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	3,56	0,00
II	0,723	29412524,16	7,09	9,77	18,90	Simplex	2	409,53	0,00	409,53	0,2516%	0,2604%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	9,42	0,00
II	0,723	33011845,76	4,30	5,93	18,90	Simplex	2	248,40	0,00	248,40	0,2516%	0,2604%	0,2070%	0,0000%	43,48	0,00	5,71	0,00

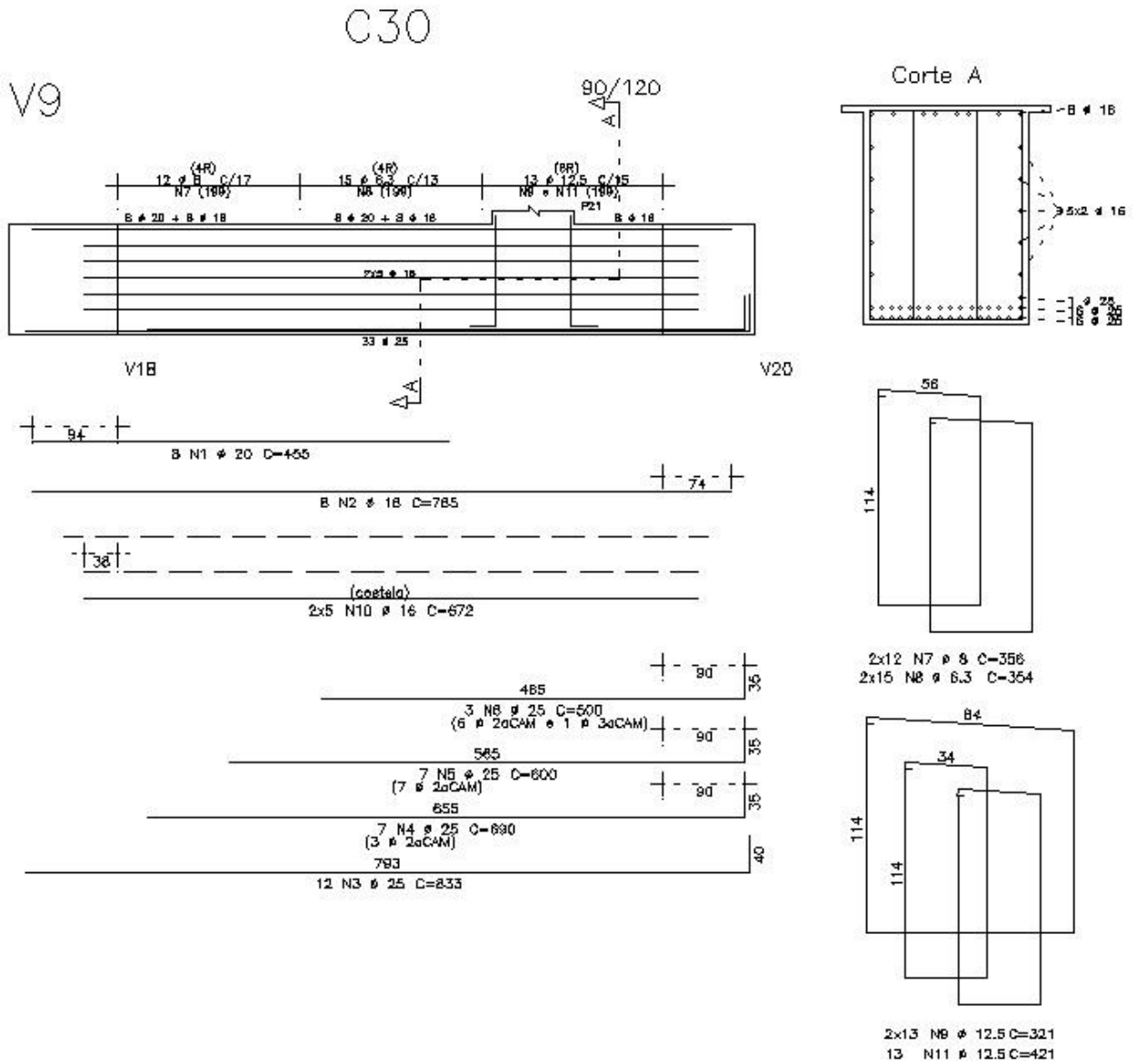
APÊNDICE 6

FORÇA CORTANTE PARA A V29 (MODELO DE CÁLCULO II)

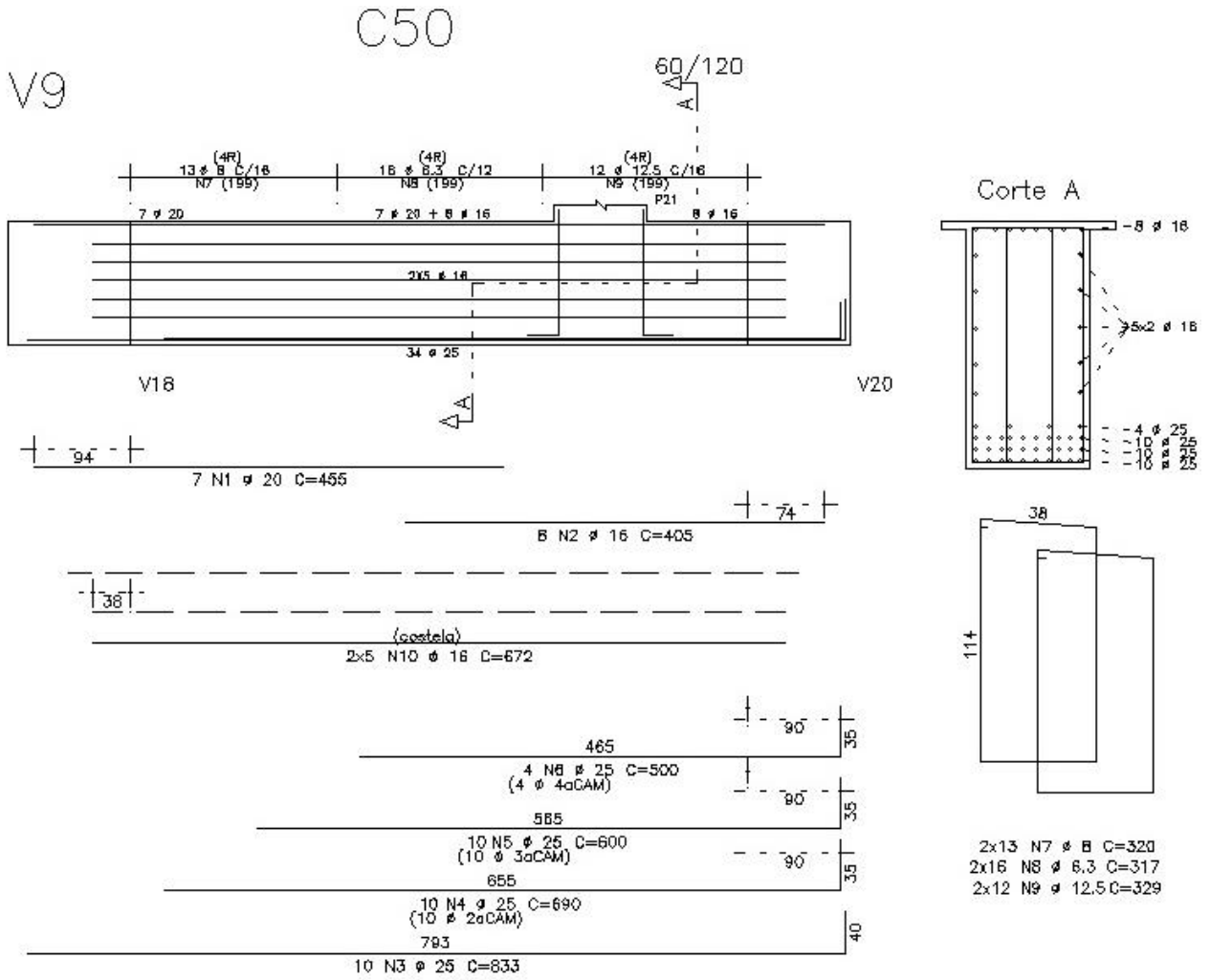
Força Cortante para a V29 (Modelo de Cálculo II)														
Vsd (KN)	fc _{tm} (MPa)	fc _{tk,inf} (MPa)	fc _{td} (MPa)	Vc (KN)	V _{co} (KN)	av2	Vrd2 (KN)	Vc1 (KN)	V _{sw} (KN)	ASW/s (cm ² /cm)	ρ _{sw,min}	ASW/s _{min} (cm ² /cm)	V _{sw,min} (KN)	V _{sd,min} (KN)
198,24	2,90	2,03	1,45	65,77	65,77	0,88	332,90	33,16	165,08	0,045	0,150%	0,0162	59,44	113,47
105,59	2,90	2,03	1,45	65,69	65,69	0,88	333,34	55,90	49,69	0,014	0,150%	0,0162	59,37	113,36
158,06	2,90	2,03	1,45	65,69	65,69	0,88	333,34	43,02	115,04	0,031	0,150%	0,0162	59,37	113,36
183,82	2,90	2,03	1,45	65,69	65,69	0,88	333,34	36,70	147,12	0,040	0,150%	0,0162	59,37	113,36
80,71	2,90	2,03	1,45	65,69	65,69	0,88	333,34	62,01	18,70	0,005	0,150%	0,0162	59,37	113,36
120,12	2,90	2,03	1,45	65,69	65,69	0,88	333,34	52,33	67,79	0,019	0,150%	0,0162	59,37	113,36
198,24	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	68,65	129,59	0,035	0,208%	0,0228	83,45	160,54
105,59	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	89,38	16,21	0,004	0,208%	0,0228	83,45	160,54
158,82	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	77,47	81,35	0,022	0,208%	0,0228	83,45	160,54
183,82	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	71,88	111,94	0,031	0,208%	0,0228	83,45	160,54
80,71	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	94,95	-14,24	-0,004	0,208%	0,0228	83,45	160,54
120,12	4,07	2,85	2,04	92,34	92,34	0,80	505,07	86,13	33,99	0,009	0,208%	0,0228	83,45	160,54
198,24	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	76,98	121,26	0,033	0,219%	0,0241	88,13	170,72
105,59	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	95,87	9,72	0,003	0,219%	0,0241	88,13	170,72
158,82	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	85,02	73,80	0,020	0,219%	0,0241	88,13	170,72
183,82	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	79,92	103,90	0,028	0,219%	0,0241	88,13	170,72
80,71	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	100,94	-20,23	-0,006	0,219%	0,0241	88,13	170,72
120,12	4,30	3,01	2,15	97,52	97,52	0,76	575,78	92,91	27,21	0,007	0,219%	0,0241	88,13	170,72
198,24	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	92,91	105,33	0,029	0,245%	0,0271	99,17	193,07
105,59	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	110,53	-4,94	-0,001	0,245%	0,0271	99,17	193,07
158,06	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	100,55	57,51	0,016	0,245%	0,0271	99,17	193,07
183,82	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	95,65	88,17	0,024	0,245%	0,0271	99,17	193,07
80,71	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	115,26	-34,55	-0,009	0,245%	0,0271	99,17	193,07
120,12	4,84	3,39	2,42	109,74	109,74	0,68	686,89	107,77	12,35	0,003	0,245%	0,0271	99,17	193,07

APÊNDICE 7

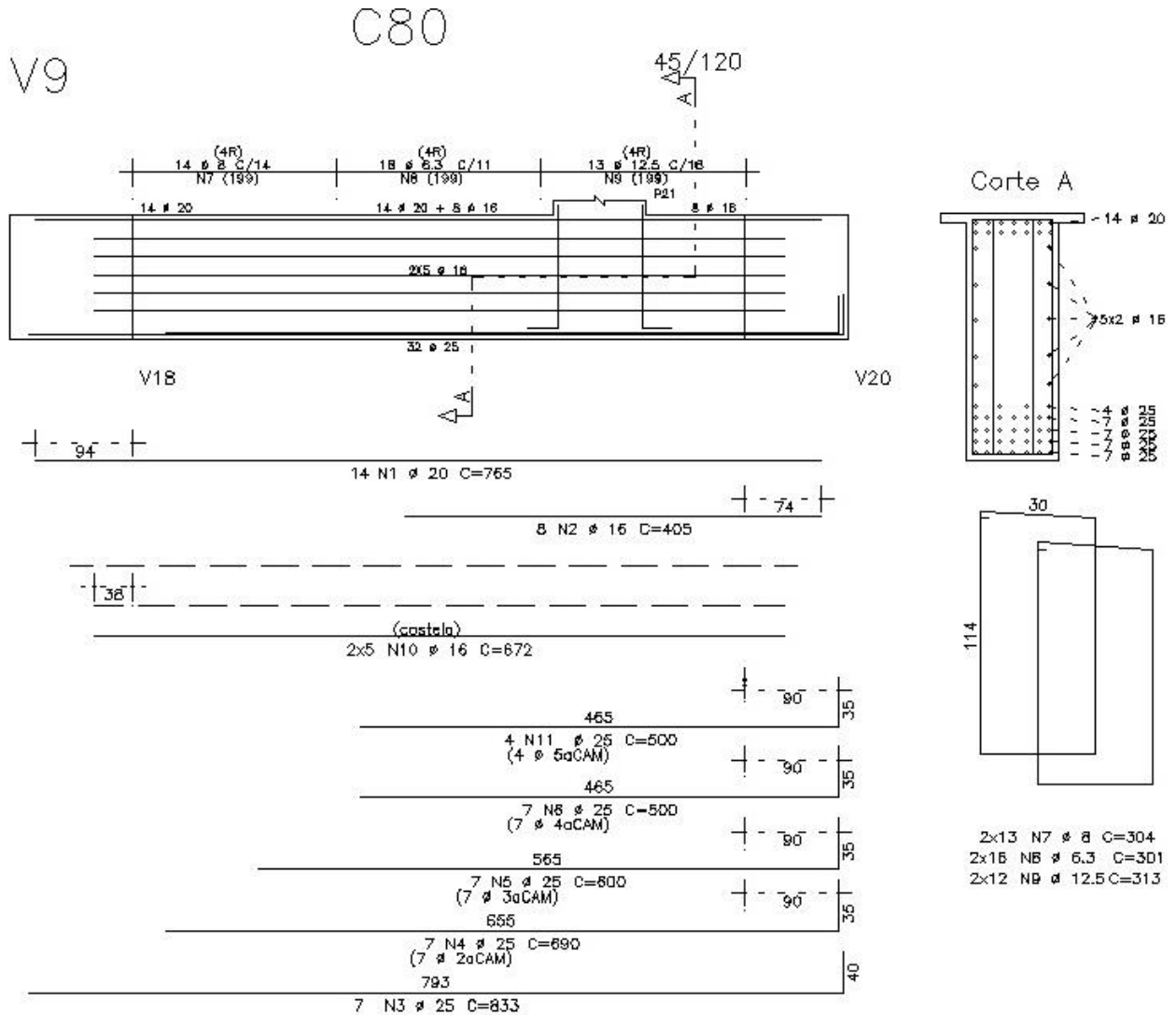
DETALHAMENTO DA VIGA V9 COM CONCRETO C30



APÊNDICE 8 DETALHAMENTO DA VIGA V9 COM CONCRETO C50

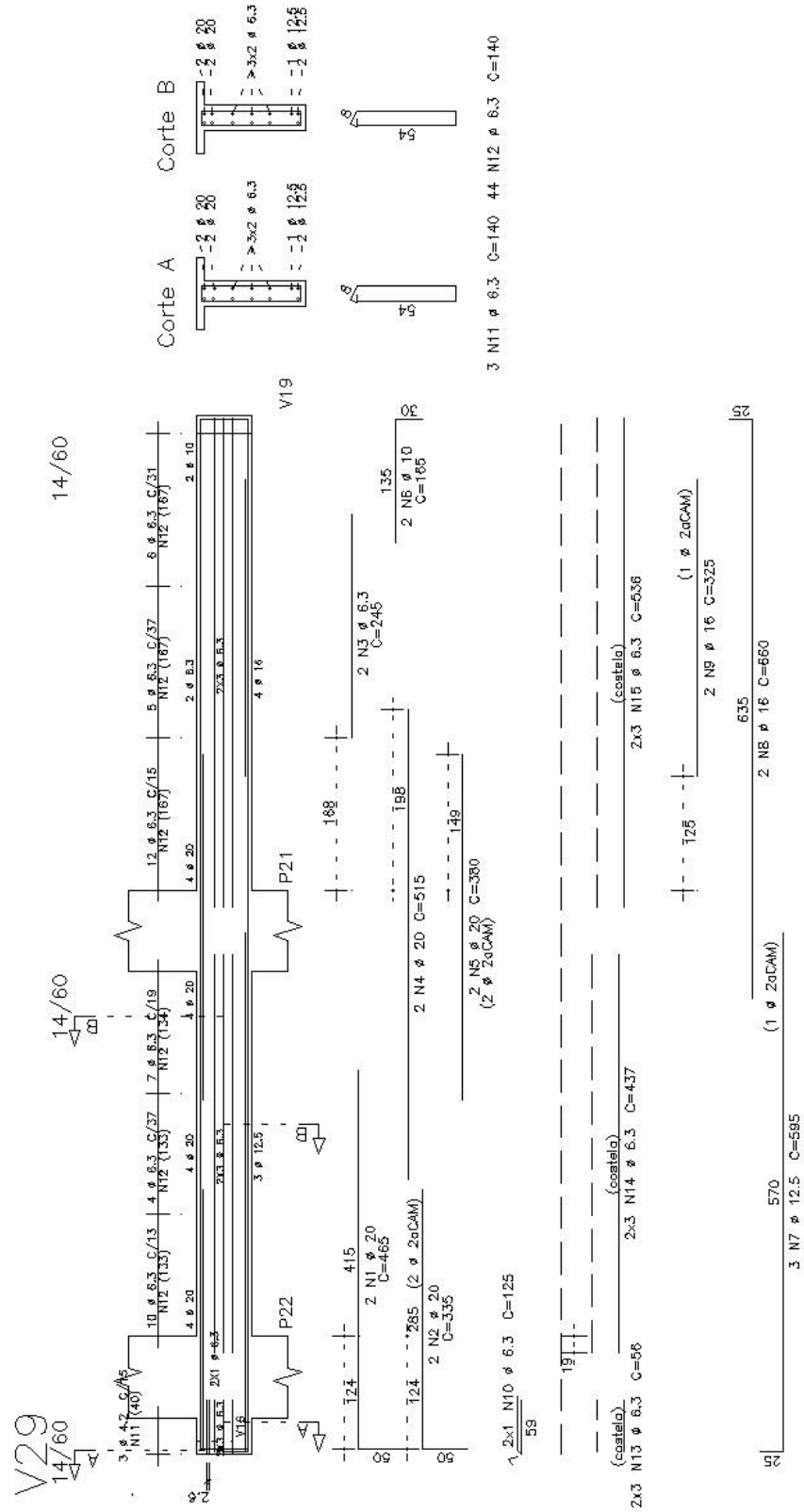


APÊNDICE 10 DETALHAMENTO DA VIGA V9 COM CONCRETO C80



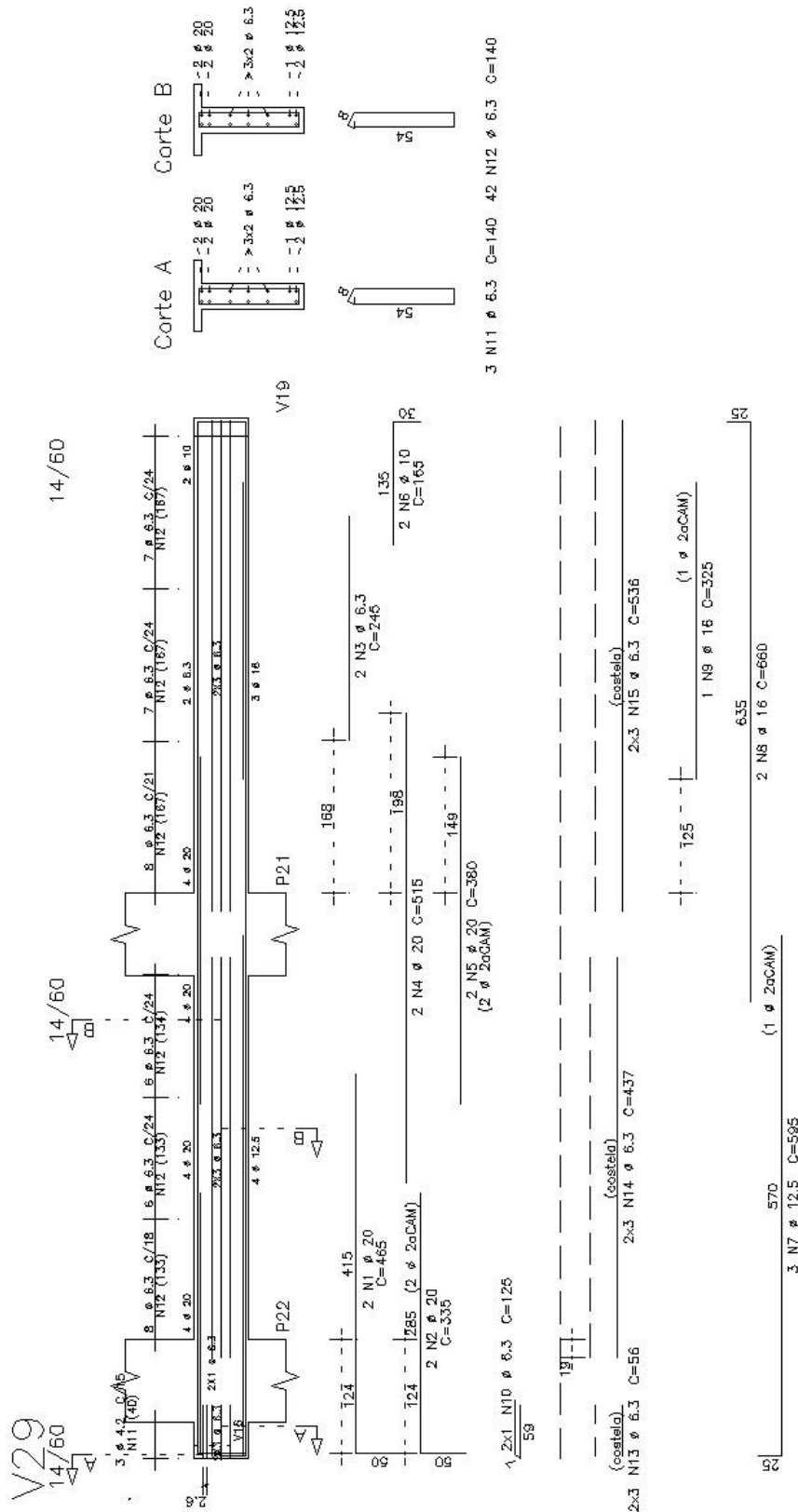
APÊNDICE 11

DETALHAMENTO DA VIGA V29 COM CONCRETO C30



APÊNDICE 13

DETALHAMENTO DA VIGA V29 COM CONCRETO C60



APÊNDICE 15
ORÇAMENTOS DA VIGA V9

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C30, slump 100 ± 20	7,23	m ³	269,29	1946,96
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	22,38	m ²	17,93	401,27
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	26,02	Kg	3,22	83,78
Aço CA 50-A Ø 8,0mm	33,75	Kg	3,62	122,17
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	133,07	Kg	2,93	389,89
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	202,61	Kg	2,93	593,64
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	89,76	Kg	2,74	245,94
Aço CA 50-A Ø 25,0mm	790,84	Kg	3,16	2499,05

Custo Total: 6910,97

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C50, slump 100 ± 20	4,82	m ³	485,96	1861,87
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	20,37	m ²	17,93	365,23
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	24,85	Kg	3,22	80,01
Aço CA 50-A Ø 8,0mm	32,86	Kg	3,62	118,95
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	76,03	Kg	2,93	222,76
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	157,16	Kg	2,93	460,48
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	78,54	Kg	2,74	215,19
Aço CA 50-A Ø 25,0mm	895,04	Kg	3,16	2828,32

Custo Total: 6768,09

APÊNDICE 16
ORÇAMENTOS DA VIGA V9

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C60, slump 100 ± 20	4,02	m ³	495,61	1992,35
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	19,70	m ²	17,93	353,22
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	26,90	Kg	3,22	86,61
Aço CA 50-A Ø 8,0mm	34,06	Kg	3,62	123,29
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	79,37	Kg	2,93	232,55
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	157,16	Kg	2,93	460,47
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	245,24	Kg	2,74	671,95
Aço CA 50-A Ø 25,0mm	808,50	Kg	3,16	2554,86

Custo Total: 7122,83

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C80, slump 100 ± 20	3,62	m ³	657,89	2381,56
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	19,36	m ²	17,93	347,13
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	23,59	Kg	3,22	75,95
Aço CA 50-A Ø 8,0mm	31,22	Kg	3,62	113,01
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	72,34	Kg	2,93	211,95
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	157,16	Kg	2,93	460,47
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	264,10	Kg	2,74	723,63
Aço CA 50-A Ø 25,0mm	784,50	Kg	3,16	2479,02

Custo Total: 7471,99

APÊNDICE 17
ORÇAMENTOS DA VIGA V29

APÊNDICE 18

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C30, slump 100 ± 20	0,86	m ³	269,29	231,58
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	37,25	Kg	3,22	119,94
Aço CA 50-A Ø 10,0mm	2,64	Kg	3,08	8,13
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	17,18	Kg	2,93	50,33
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	31,08	Kg	2,93	91,06
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	83,58	Kg	2,74	229,00

Custo Total: 957,27

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C50, slump 100 ± 20	0,86	m ³	385,96	308,77
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	32,11	Kg	3,22	103,39
Aço CA 50-A Ø 10,0mm	2,64	Kg	3,08	8,13
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	17,18	Kg	2,93	50,33
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	25,95	Kg	2,93	76,03
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	83,58	Kg	2,74	229,00

Custo Total: 1009,64

ORÇAMENTOS DA VIGA V29

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C60, slump 100 ± 20	0,86	m ³	495,61	426,22
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	31,76	Kg	3,22	102,26
Aço CA 50-A Ø 10,0mm	2,64	Kg	3,08	8,13
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	17,18	Kg	2,93	50,33
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	25,95	Kg	2,93	76,03
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	83,58	Kg	2,74	229,00

Custo Total: 1135,39

INSUMO	QUANTIDADE	UNIDADE	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	CUSTO (R\$)
Concreto usinado C80, slump 100 ± 20	0,86	m ³	657,89	565,78
Chapa de madeira compensada resinada para formas (2,2 x 1,1) E=17mm	7,82	m ²	17,93	140,21
Aço CA 50-A Ø 6,3mm	32,45	Kg	3,22	104,48
Aço CA 50-A Ø 10,0mm	2,64	Kg	3,08	8,13
Aço CA 50-A Ø 12,5mm	17,18	Kg	2,93	50,33
Aço CA 50-A Ø 16,0mm	25,95	Kg	2,93	76,03
Aço CA 50-A Ø 20,0mm	83,58	Kg	2,74	229,00

Custo Total: 1291,35