



Eng. Civil Ma. Natasha Cristina da Silva Costa

Influência do fator de escala, diâmetro máximo e tipo de agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento.

TESE DE DOUTORADO

Instituto de Tecnologia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Tese orientada pelo Professor:

Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
INSTITUTO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**INFLUÊNCIA DO FATOR DE ESCALA, DIÂMETRO MÁXIMO E TIPO
DE AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO
DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA DE
CISALHAMENTO.**

ENG. CIVIL Ma. NATASHA CRISTINA DA SILVA COSTA

ORIENTADOR: PROFESSOR Dr. DÊNIO RAMAM C. DE OLIVEIRA

TESE DE DOUTORADO

Belém – Pará – Brasil

2022

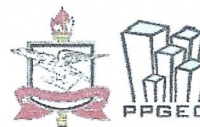
**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

C837i COSTA, NATASHA.
Influência do fator de escala, diâmetro máximo e tipo de agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento. / NATASHA COSTA. — 2022.
XXV, 180 f. : il.

Orientador(a): Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Tese (Doutorado) - Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2022.

1. Cisalhamento. 2. Concreto Armado. 3. Fator de Escala.
4. Agregado Graúdo. I. Título.

CDD 620.137



INFLUÊNCIA DO FATOR DE ESCALA, DIÂMETRO MÁXIMO E TIPO DE AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

AUTORA:

NATASHA CRISTINA DA SILVA COSTA

TESE SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTORA EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 18/08/2022.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Orientador (UFPA)
Documento assinado digitalmente

gov.br JOSE NERES DA SILVA FILHO
Data: 22/08/2022 09:27:47-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho
Membro Externo (UFRN)

Prof. Dr. Alcebiades Negrão Macedo
Membro Interno (UFPA)

Visto:

Prof. Dr. Marcelo de Souza Picanço
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

Aos meus pais, João e Maria

AGRADECIMENTOS

Ao professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, não apenas pela orientação desde a iniciação científica finalizando nesta tese, e sim por ter me educado profissionalmente e ter sido um exemplo que almejei seguir.

Ao professor Bernardo Borges Pompeu Neto por ter sido o meu grande incentivador a seguir a vida acadêmica, cujos conselhos foram fundamentais para minhas escolhas profissionais. Ao Professor Claudio José Cavalcante Blanco por todo o apoio e incentivo que me foram dados ao longo da minha trajetória no Programa de Pós-Graduação. A todos os professores do PPGEC, em especial ao Professor Marcelo de Souza Picanço por todo o suporte necessário para a condução de algumas importantes etapas do trabalho. Aos funcionários, em especial Sany Assis na condução dos processos administrativos e pelas palavras de apoio e incentivo sempre tão acolhedoras e ao técnico Joel Martins no auxílio dos ensaios de laboratório.

Ao amigo Renan Ribeiro que me auxiliou e acompanhou durante toda a etapa experimental deste trabalho. Ao amigo Paulo Motta que me deu suporte para o aprendizado da análise computacional. Ao colega do grupo de pesquisa GAEMA Vander Melo, e ao técnico Ruan Ferreira, que foram fundamentais para a condução dos ensaios experimentais. Ao amigo Vitor Branco pela amizade desde os tempos de graduação. Ao amigo Rodrigo Cunha, pela doação de materiais utilizados na concretagem das vigas e por ter cedido espaço na empresa Total Mix Controle Tecnológico em Concreto e Argamassa, para que fossem feitos os ensaios de controle tecnológico do concreto. Sem vocês não seria possível.

Aos meus pais João Carlos da Costa e Maria Barbosa da Silva que sempre me incentivaram pela busca do conhecimento. Ao meu esposo João Morais que me apoiou ao longo destes anos longe do seu convívio. Aos meus avós maternos e paternos que tanto contribuíram com minha educação e foram minha base familiar.

E pôr fim à Deus, Criador maior de todos nós.

RESUMO

INFLUÊNCIA DO FATOR DE ESCALA, DIÂMETRO MÁXIMO E TIPO DE AGREGADO GRAÚDO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ARMADURA DE CISALHAMENTO

Autor: Natasha Cristina da Silva Costa

Orientador: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Belém, 18 de agosto de 2022

O presente estudo avalia a influência de diferentes tipos e formas de agregado graúdo no comportamento estrutural de vigas de concreto com diferentes alturas úteis (d) e mesmo comprimento de base (b_w), além de mesmas taxas de armadura longitudinal (ρ) e dosagens. Para este fim realizou-se testes experimentais e análises que discutiram a performance de alguns códigos de projetos e de modelos teóricos na estimativa da resistência última ao cisalhamento de vigas de concreto armado, sem armadura transversal. Quanto ao estudo experimental foram realizados 11 testes experimentais tipo stuttgart até a ruína das peças. As dimensões das peças foram: (150 x 150 x 1400) mm, (150 x 250 x 1900) mm, (150 x 350 x 2400) mm e (150 x 450 x 2900) mm. As variáveis avaliadas foram, além das dimensões geométricas, o tipo e a dimensão do agregado graúdo empregados nas dosagens dos concretos. Quanto ao tipo foram utilizados o seixo rolado e a pedra britada. Quanto as dimensões utilizaram-se seixo rolado com diâmetro máximo (d_{max}) igual a 12,5 mm, brita com dois d_{max} : 9,5 mm e 12,5 mm. Quanto ao teor de agregado graúdo, neste trabalho, foi reduzido em 30% a quantidade definida na dosagem piloto, e para mante-se as proporções volumétricas da dosagem inseriu-se mais agregado miúdo, na mesma proporção à mistura, aumentando assim o teor de argamassa da dosagem. Nesta pesquisa foram suprimidas as armaduras transversais em todas as vigas, exceto nos apoios e nos pontos de aplicação da carga, onde manteve-se os estribos para evitar possíveis falhas nestes pontos devido ao acúmulo de tensão. Nas análises dos códigos de projetos, foram avaliadas as prescrições do ACI 318 (2019), do EC2 (2004) e NBR 6118 (2014). No que se refere aos modelos teóricos, avaliou-se as propostas de MUTTONI (2019) e de HUBER (2019). As referidas análises além de avaliarem a dispersão e o conservadorismo dos resultados encontrados, também os classificam segundo os critérios de COLLINS (2001), o *Demerit Points Classification -DPC*. Objetivando contribuir com as propostas de dimensionamento de vigas de concreto armado

sujeitas ao esforço cortante. O presente trabalho apresenta uma proposta de modificação para cada código normativo analisado levando em consideração os parâmetros avaliados na tese, com o intuito de diminuir o coeficiente de variação dos resultados das estimativas, com base nas formulações analisadas. Para a sugestão das propostas de modificação ao ACI 318 (2019), EC2 (2004) e NBR 6118 (2014), foram utilizados dois bancos de dados compostos por vigas ensaiadas até a ruptura por cisalhamento. Utilizou-se o primeiro banco de dados para fazer interações entre os parâmetros avaliados, buscando resultados que melhorassem as previsões normativas no que tange a segurança estrutural e a dispersão dos dados. E um segundo banco de dados foi utilizado para validar estas propostas de modificação. As vigas foram modeladas utilizando um software computacional de análise não linear em elementos finitos. A calibração dos modelos computacionais foi feita a partir dos resultados experimentais das vigas de concreto armado, ensaiadas no programa experimental desta tese. Esta calibração permite que as análises sejam extrapoladas e utilizadas para a avaliação de concretos com as características ensaiadas. Pela análise dos modelos, observou-se que o modelo computacional conseguiu prever, de forma satisfatória, o comportamento experimental das vigas.

Palavras-chave: Cisalhamento; Concreto Armado; Fator de Escala; Agregado Graúdo

ABSTRACT

INFLUENCE OF THE SCALE FACTOR, MAXIMUM DIAMETER AND TYPE OF COARSE AGGREGATE ON THE SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

Author: Natasha Cristina da Silva Costa
Supervisor: Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Graduate Program in Civil Engineering
Belem, 18 August of 2022

The present study evaluated the influence of different types and forms of coarse aggregates on the structural behavior of concrete beams with different useful heights (d) and the same base length (b_w), in addition to the same longitudinal reinforcement rates (ρ_l) and dosages of concrete. For this test, it is necessary to carry out tests and tests that analyze the performance of some design codes and theoretical models in prescribing the most recent shear strength of reinforced concrete beams, without transversal reinforcement. Regarding the experimental study, 11 experimental tests of the stuttgart type were carried out until the pieces collapsed. The dimensions of the pieces were: (150 x 150 x 1400) mm, (150 x 250 x 1900) mm, (150 x 350 x 2400) mm and (150 x 450 x 2900) mm. The evaluated variables were, in addition to the geometric dimensions, the type, the dimension and the content of coarse aggregates used in the concrete dosages. When using the type of rolled pebble and a crushed stone. As for the dimensions used, pebble with maximum diameter (d_{max}) equal to 12.5 mm and gravel with two d_{max} : 9.5 mm and 12.5 mm were used. As for the content, in this work, the amount of engraved aggregate, indicated in the dosage, was reduced by 30%. In this research, transverse arms on all beams were removed, which were placed only on the supports and at the load application points to avoid damage caused by tension. In the analysis of the project codes, the requirements of ACI 318 (2019), EC2 (2004) and NBR 6118 (2014) were evaluated. It does not refer to theoretical models, discussed as proposals by MUTTONI (2019) and HUBER (2019). How to analyze besides evaluating the dispersion and conservatism of the results found, it also ranks the seconds according to COLLINS (2001) records, or the classification of demerit points -DPC. Finally, with a contribution proposal with a proposal for dimensioning reinforced concrete beams subject to shear stress, the present work presents a proposal for a correction factor, which considers the analyzed criteria, to decrease or variation coefficient calculation results based on the formulations analyzed. To suggest the proposed changes to ACI 318 (2019), EC2 (2004) and NBR 6118 (2014), two databases composed of beams tested to failure by shear were used. The first database was used to make interactions

between the parameters evaluated, seeking results that would improve the normative predictions, regarding structural safety and data dispersion. And a second database was used to validate these modification proposals. The beams were numerically modeled in a computational software for non-linear finite element analysis. The calibration of the numerical models was made from the experimental results of the reinforced concrete beams tested in the experimental program of this thesis. Analyzing the models, it is observed that the numerical model was able to satisfactorily predict the experimental behavior of the beams.

Keywords: Shear; Reinforced Concrete; Size Effect; Coarse Aggregate

SUMÁRIO

| | | |
|-----------|--|----------|
| 1. | INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 | Considerações Iniciais..... | 1 |
| 1.2 | Justificativa..... | 4 |
| 1.3 | Objetivos | 5 |
| 1.3.1 | Objetivo Geral | 5 |
| 1.3.2 | Objetivos Específicos | 5 |
| 1.4 | Metodologia | 6 |
| 1.5 | Descrição da Tese..... | 7 |
| 2. | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 9 |
| 2.1 | Considerações Gerais | 9 |
| 2.2 | Tensão de Cisalhamento em Vigas | 11 |
| 2.3 | Mecanismos de Resistência ao Cisalhamento..... | 12 |
| 2.3.1 | Efeito de Arco..... | 13 |
| 2.3.2 | Efeito de Pino | 14 |
| 2.3.3 | Engrenamento dos Agregados | 15 |
| 2.3.4 | Análise do Desenvolvimento de Fissura e Mecanismos de Transferência de Cisalhamento..... | 16 |
| 2.4 | Trabalhos Recentes que Avaliam a Interferência do Agregado na Resistência ao Cisalhamento..... | 17 |
| 2.4.1 | DENG <i>et al</i> (2017) | 17 |
| 2.4.2 | SAVARIS (2017) | 23 |
| 2.4.3 | HUBER <i>et al</i> (2019)..... | 27 |
| 2.5 | Trabalhos que Avaliam a Resistência ao Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado. 30 | |
| 2.5.1 | KIM E PARK (1996)..... | 30 |
| 2.5.2 | MUTTONI (2019) | 31 |
| 2.6 | Recomendações Normativa para o Cálculo da Resistência ao Cisalhamento em Vigas 33 | |

| | | |
|-----------|--|-----------|
| 2.6.1 | ACI 318 (ACI, 2019)..... | 33 |
| 2.6.2 | EUROCODE 2 (EC2, 2004)..... | 34 |
| 2.6.3 | NBR 6118 (ABNT, 2014) | 35 |
| 3. | PROGRAMA EXPERIMENTAL | 37 |
| 3.1 | Introdução..... | 37 |
| 3.2 | Características Gerais das Vigas | 37 |
| 3.3 | Características Geometricas das Vigas | 39 |
| 3.4 | Detalhamento das Armaduras | 42 |
| 3.5 | Sistema de Monitoramento das Vigas | 44 |
| 3.5.1 | Sistema de Ensaio..... | 44 |
| 3.5.2 | Instrumentação das vigas..... | 47 |
| 3.6 | Características da Dosagem Utilizada..... | 48 |
| 3.6.1 | Estudo de Dosagem | 49 |
| 3.6.2 | Caracterização dos Materiais..... | 51 |
| 4. | APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS..... | 54 |
| 4.1 | Materiais..... | 54 |
| 4.1.1 | Aço..... | 54 |
| 4.1.2 | Concreto..... | 55 |
| 4.2 | Relação Carga - Deslocamento | 57 |
| 4.3 | Tenacidade | 59 |
| 4.4 | Deformações na Superfície de Concreto | 63 |
| 4.5 | Deformações na Armadura de Flexão | 64 |
| 4.6 | Relação Momento-Curvatura | 65 |
| 4.7 | Padrão de Fissuração e Cargas de Ruína e Ruptura | 67 |
| 4.7.1 | Taxa de armadura x altura da viga..... | 74 |
| 5. | AVALIAÇÃO DOS CÓDIGOS NORMATIVOS E PROPOSTAS DA LITERATURA DE ACORDO COM A CARGA ÚLTIMA OBTIDA NAS VIGAS..... | 76 |

| | | |
|-----------|---|------------|
| 5.1 | Resistência ao Cisalhamento de acordo com os Códigos Normativos e as Propostas Analisadas. | 77 |
| 5.1.1 | Resistência ao Cisalhamento de Acordo com a ACI 318 (2019) | 77 |
| 5.1.2 | Resistência ao cisalhamento de acordo com EC2 (2004)..... | 77 |
| 5.1.3 | Resistência ao Cisalhamento de Acordo com a NBR 6118 (2014)..... | 79 |
| 5.1.4 | Resistência ao cisalhamento de acordo com HUBER (2019). | 80 |
| 5.1.5 | Resistência ao cisalhamento de acordo com MUTTONI (2019) | 81 |
| 5.1.6 | Análise das resistências estimadas comparadas com as resistências experimentais . | 82 |
| 6. | CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ESTRIBO..... | 84 |
| 6.1 | Características e Origem dos Bancos de Dados | 85 |
| 6.2 | Análise do Banco de Dados | 87 |
| 6.2.1 | Proposta de Modificação para o EUROCODE-2 | 88 |
| 6.2.2 | Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001)..... | 92 |
| 6.2.3 | Proposta de Modificação para o ACI-318 | 94 |
| 6.2.4 | Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001) para a proposta de modificação do ACI -318..... | 99 |
| 6.2.5 | Proposta de Modificação para a NBR 6118 (2014)..... | 100 |
| 6.2.6 | Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001) para a proposta de modificação da NBR 6118 (2014) | 104 |
| 6.2.7 | Resumo dos dados estatísticos..... | 105 |
| 6.2.8 | Análise das normas e códigos com as propostas de modificação: Avaliação das vigas do programa experimental..... | 106 |
| 6.2.9 | Análise das vigas do Banco de dados por faixa de ρ | 108 |
| 7. | MODELAGEM COMPUTACIONAL..... | 115 |
| 7.1 | Descrição dos Elementos Utilizados no Modelo Computacional da Tese..... | 115 |
| 7.1.1 | Elementos utilizados no modelo..... | 115 |
| 7.1.2 | Condições de contorno e carregamento..... | 117 |
| 7.1.3 | Contato Armadura – Concreto..... | 118 |
| 7.2 | Classificação dos materiais empregados | 119 |

| | | |
|------------|--|------------|
| 7.2.1 | Modelo constitutivo para o concreto | 119 |
| 7.2.2 | Modelo Constitutivo para o Aço | 123 |
| 7.3 | Parametros do Modelos Constitutivo Concrete Damaged Plasticity | 124 |
| 7.3.1 | Parâmetros para o concreto com seixo | 127 |
| 7.4 | Discretização dos Modelos..... | 130 |
| 7.5 | Análise dos Modelos computacionais | 133 |
| 7.5.1 | Curva x Deslocamento..... | 133 |
| 7.5.2 | Padrão de fissuração | 136 |
| 8. | CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS..... | 142 |
| 8.1 | Ensaio Experimental | 142 |
| 8.2 | Variação do Tipo de Agregado Graúdo | 143 |
| 8.3 | Variação das Dimensões das Vigas..... | 143 |
| 8.4 | Cargas últimas pelas cargas estimadas pelos códigos normativos e propostas de modificação das normas. | 144 |
| 8.5 | Sugestões para Trabalhos Futuros..... | 145 |
| 9. | REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS | 146 |
| 10. | ANEXOS | 152 |
| 11. | APÊNDICES..... | 174 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1.1: Projeção da produção de cimento no Mundo. Fonte: Global Cement Magazine 3th (2020) | 1 |
| Figura 1.2: Elemento fissurado - Exemplificação de transferência de esforços entre as faces . Fonte: Adaptado de VECCHIO; COLLINS (1986)..... | 3 |
| Figura 2.1: Analogia da Treliça. Adaptado de FUSCO (2008)..... | 9 |
| Figura 2.2: Trajetória das bielas em uma região B próximas a uma região de descontinuidade D. Fonte: Adaptado de SCHLAICH (1987)..... | 10 |
| Figura 2.3: Relação entre vão de cisalhamento(a) e a altura efetiva de uma viga (d). Fonte: Adaptado de WIGHT E MACGREGOR (2009)..... | 13 |
| Figura 2.4: Comportamento estrutural da relação entre momento fletor e relação a/d em vigas sem estribo. Fonte: Adaptado MACGREGOR (1988)..... | 14 |
| Figura 2.5: Comportamento estrutural da relação entre força cortante e relação a/d em vigas sem estribo. Fonte: Adaptado MACGREGOR (1988)..... | 14 |
| Figura 2.6: Relação entre V_u e a/d para vigas com variação da taxa de armadura longitudinal. Fonte: Adaptado de KANI (1966)..... | 15 |
| Figura 2.7: Padrão de fissuração e Cinemática da fissura em peças de concreto sem armadura transversal. Fonte: Adaptado de TIRASSA (2020)..... | 16 |
| Figura 2.8: Dimensões das vigas ensaiadas: Serie (a) a/d = 2,2; Serie (b) a/d = 3,0. Fonte: DENG et al (2017) | 18 |
| Figura 2.9: Layout dos LVDTs. Fonte: DENG et al (2017) | 19 |
| Figura 2.10: Efeito do tamanho do agregado na resistência à tração do concreto. Fonte: DENG et al (2017) | 20 |
| Figura 2.11: Efeito do tamanho do agregado na tensão de cisalhamento final nominal. Fonte: DENG et al (2017). | 20 |
| Figura 2.12: Interação entre fissura de cisalhamento e agregado Graúdo em concretos de resistência convencional e não convencional. Fonte: DENG et al (2017). | 21 |
| Figura 2.13: Deslocamentos medidos na face das vigas através de trincas de cisalhamento. Fonte: DENG et al (2017). | 22 |
| Figura 2.14: Comparação da resistência ao cisalhamento experimental com a análise pelo método dos elementos finitos. DENG et al (2017). | 23 |
| Figura 2.15: Detalhamento das armaduras da viga. Adaptado de SAVARIS (2017). | 24 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.16: Esquema de ensaio de Flexão a quatro pontos. Fonte: Adaptado de SAVARIS (2017) | 24 |
| Figura 2.17: Instrumentação das vigas. Fonte: SAVARIS (2017)..... | 25 |
| Figura 2.18: Valores médios para a força cortante das series de viga com variação do diâmetro máximo do Agregado Graúdo. Adaptado SAVARIS (2017)..... | 27 |
| Figura 2.19: Relação entre R_s e f_c obtida a partir dos ensaios de HUBER (2017) e PERERA e MUTSUYOSHI (2013). Fonte: Adaptado de HUBER (2017) | 29 |
| Figura 2.20: Mecanismos que compõem a resistência ao cisalhamento em vigas com a/d entre 2 e 3. Fonte: Adaptado de KIM E PARK (1996). | 31 |
| Figura 2.21: Potenciais ações de transferência de cisalhamento em peças de concreto sem armadura transversal. Fonte: MUTTONI E RUIZ (2019) | 32 |
| Figura 3.1: Detalhamento das vigas e configuração do ensaio. Fonte: Autora | 40 |
| Figura 3.2: Viga posicionada no pórtico antes do ensaio. Fonte: Autora | 41 |
| Figura 3.3: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 150) mm | 42 |
| Figura 3.4: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 250) mm | 43 |
| Figura 3.5: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 350) mm | 43 |
| Figura 3.6: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 450) mm | 43 |
| Figura 3.7: Corte AA' mostrando o detalhamento das seções. Fonte: Autora | 44 |
| Figura 3.8: Esquema do Sistema de Ensaio. Fonte: Autora | 45 |
| Figura 3.9: Configuração geométrica e pontos de aplicação de carga em todas as vigas. | 46 |
| Figura 3.10: Sistema de aquisição de dados. Fonte: Autora | 46 |
| Figura 3.11: Posição dos EERs em todas as vigas. Fonte: Autora..... | 47 |
| Figura 3.12: (A) EER-A tipo PA-06-125AA-120L; (B) EER-C tipo PA-06-800BA-120L. Fonte: Autora..... | 47 |
| Figura 3.13: (A) Preparação da barra de aço longitudinal. (B) EER aderido na barra de aço longitudinal. Fonte: Autora | 48 |
| Figura 3.14: EER para monitoramento do concreto aderido a viga. Fonte: Autora..... | 48 |
| Figura 3.15: ferragens posicionadas antes da concretagem. Fonte: Autora | 49 |
| Figura 3.16: Ensaio do abatimento do tronco de cone. Fonte: Autora..... | 49 |
| Figura 3.17: Quarteamento do agregado miúdo. Fonte: Autora | 51 |
| Figura 3.18: Quarteamento da amostra de brita 0. Fonte: Autora..... | 52 |
| Figura 3.19: Curvas Granulométricas dos agregados. Fonte: Autora | 53 |
| Figura 3.20: Seixo, brita 0 e brita 1 utilizados na pesquisa. Fonte: Autora | 53 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.1: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 5 mm. Fonte: Autora | 54 |
| Figura 4.2: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 10 mm. Fonte: Autora | 55 |
| Figura 4.3: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 20 mm. Fonte: Autora | 55 |
| Figura 4.4: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 150 mm. | 58 |
| Figura 4.5: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 250 mm. | 58 |
| Figura 4.6: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 350 mm. | 58 |
| Figura 4.7: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 450 mm. | 58 |
| Figura 4.8: Gráficos de tensão x deslocamento para todas as vigas. | 60 |
| Figura 4.9: Tenacidade calculada para todos os grupos de viga. Fonte: autora..... | 61 |
| Figura 4.10: Comparação dos valores de tenacidade das vigas para cada tipo de agregado. .. | 62 |
| Figura 4.11: Deformações na superfície das vigas 150H. Fonte: Autora | 63 |
| Figura 4.12: Deformações na superfície das vigas 250H. Fonte: Autora | 63 |
| Figura 4.13: Deformações na superfície das vigas 350H. Fonte: Autora | 64 |
| Figura 4.14: Deformações na superfície das vigas 450H. Fonte: Autora | 64 |
| Figura 4.15: Deformações na armadura longitudinal das vigas H150. Fonte: Autora..... | 64 |
| Figura 4.16: Deformações na armadura longitudinal das vigas H250. Fonte: Autora..... | 64 |
| Figura 4.17: Deformações na armadura longitudinal das vigas H350. Fonte: Autora..... | 65 |
| Figura 4.18: Deformações na armadura longitudinal das vigas H450. Fonte: Autora..... | 65 |
| Figura 4.19: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 150H..... | 66 |
| Figura 4.20: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 250H..... | 66 |
| Figura 4.21: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 350H..... | 66 |
| Figura 4.22: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 450H..... | 66 |
| Figura 4.23: Padrão de fissuração da viga V150S. Fonte: Autora | 68 |
| Figura 4.24: Padrão de fissuração da viga V150B0. Fonte: Autora..... | 68 |
| Figura 4.25: Padrão de fissuração da viga V150B1. Fonte: Autora..... | 68 |
| Figura 4.26: Padrão de fissuração da viga V250S. Fonte: Autora | 68 |
| Figura 4.27: Padrão de fissuração da viga V250B0. Fonte: Autora..... | 68 |
| Figura 4.28: Padrão de fissuração da viga V250B1. Fonte: Autora..... | 69 |
| Figura 4.29: Padrão de fissuração da viga V350S. Fonte: Autora | 69 |
| Figura 4.30: Padrão de fissuração da viga V350B0. Fonte: Autora..... | 69 |
| Figura 4.31: Padrão de fissuração da viga V450S. Fonte: Autora | 69 |
| Figura 4.32: Padrão de fissuração da viga V450B0. Fonte: Autora..... | 69 |
| Figura 4.33: Padrão de fissuração da viga V450B1. Fonte: Autora..... | 70 |

| | |
|--|----|
| Figura 4.34: 4.9: Aspecto das vigas V150S, V150B0 e V150B1 após os ensaios. Fonte: Autora..... | 71 |
| Figura 4.35: Aspecto das vigas V250S, V250B0 e V250B1 após os ensaios. Fonte: Autora . | 72 |
| Figura 4.36: Aspecto das vigas V350S e V350B0 após os ensaios. Fonte: Autora..... | 73 |
| Figura 4.37: Aspecto das vigas V450S, V450B0 e V450B1 após os ensaios. Fonte: Autora . | 74 |
| Figura 4.38: Relação entre V_u e a/d para vigas..... | 75 |
| Figura 5.1: Relação V_u x V_{ACI} | 77 |
| Figura 5.2: Relação V_u x V_{EC} | 78 |
| Figura 5.3: Relação V_u x V_{NBR} | 79 |
| Figura 5.4: Relação V_u x V_{HUBER} | 80 |
| Figura 5.5: Relação V_u x $V_{MUTTONI}$ | 81 |
| Figura 5.6: Gráfico box plot comparativo para todas as estimativas | 83 |
| Figura 6.1: Influência da resistência a compressão do concreto na resistência ao esforço cortante | 89 |
| Figura 6.2: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante | 89 |
| Figura 6.3: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante | 89 |
| Figura 6.4: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante | 89 |
| Figura 6.5: Interações realizadas na metodologia para a proposta de modificação do EC2. Fonte: Autoria Própria..... | 90 |
| Figura 6.6: Dispersão entre os resultados da norma avaliada e da proposta. Fonte: Autoria Própria. | 92 |
| Figura 6.7: Correlação entre os dados experimentais e normativo | 94 |
| Figura 6.8: Correlação entre os dados experimentais e a proposta de modificação..... | 94 |
| Figura 6.9: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318 | 96 |
| Figura 6.10: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante | 96 |
| Figura 6.11: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante | 96 |
| Figura 6.12: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante | 96 |
| Figura 6.13: Interações utilizadas na metodologia para a proposta de modificação do ACI 318. Fonte: Autoria Própria..... | 97 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.14: Dispersão entre os resultados da norma avaliada e da proposta de Modificação. Fonte: Autoria Própria..... | 99 |
| Figura 6.15: Correlação entre os dados experimentais e normativo ACI | 100 |
| Figura 6.16: Correlação entre os dados experimentais e a proposta de modificação para o ACI | 100 |
| Figura 6.17: Influência da resistência a compressão do concreto na resistência ao esforço cortante | 101 |
| Figura 6.18: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante | 101 |
| Figura 6.19: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante | 101 |
| Figura 6.20: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante | 101 |
| Figura 6.21: Interações realizadas na metodologia para a proposta de modificação da NBR 6118. Fonte: Autoria Própria..... | 102 |
| Figura 6.22: Dispersão entre os resultados da NBR e da proposta de modificação. Fonte: Autoria Própria..... | 104 |
| Figura 6.23: Correlação entre os dados experimentais e normativo | 105 |
| Figura 6.24: Correlação entre os dados experimentais e proposta de modificação | 105 |
| Figura 7.1: Grupo de elementos finitos modelados. Fonte: Abaqus | 116 |
| Figura 7.2: Elementos modelados. Fonte: Abaqus..... | 117 |
| Figura 7.3: Configuração dos apoios e pontos de aplicação do deslocamento. Fonte: Abaqus | 117 |
| Figura 7.4: Detalhe da interação entre o ponto de aplicação do deslocamento e a viga. Fonte: Abaqus..... | 118 |
| Figura 7.5: Simulação da interação Aço - Concreto. Fonte: Autora | 119 |
| Figura 7.6: Diagrama do concreto a compressão. Fonte: Adaptado de BIRTEL e MARK (2006) | 120 |
| Figura 7.7: Comparação do comportamento dos concretos submetidos a compressão uniaxial. Fonte: Autora..... | 122 |
| Figura 7.8: Comportamento do concreto. Fonte: Autora | 123 |
| Figura 7.9: Curva Tensão x Deformação para o aço. Fonte: Autora | 124 |
| Figura 7.10: Estados de tensão em relação a superfície de falha. Fonte: MARQUES E ARAUJO (2016) | 124 |

| | |
|--|-----|
| Figura 7.11: Resistência do concreto sob tensão biaxial no CDP. Fonte: Adaptado Manual ABAQUS | 125 |
| Figura 7.12: Representação gráfica do parâmetro K_c . Fonte: Manual ABAQUS | 126 |
| Figura 7.13: Investigação do parâmetro μ para calibração do modelo numérico do concreto com seixo. Fonte: Autora | 127 |
| Figura 7.14: Investigação do parâmetro ψ para calibração do modelo numérico do concreto com seixo. Fonte: Autora | 128 |
| Figura 7.15: Investigação do parâmetro K_c para calibração do modelo numérico. Fonte: Autora..... | 128 |
| Figura 7.16: Curva do modelo calibrado em comparação com os resultados experimentais. | 129 |
| Figura 7.17: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=150$ mm. Fonte: Autora..... | 131 |
| Figura 7.18: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=250$ mm. Fonte: Autora..... | 131 |
| Figura 7.19: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=350$ mm. Fonte: Autora..... | 132 |
| Figura 7.20: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=450$ mm. Fonte: Autora..... | 132 |
| Figura 7.21: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem numérica (Concreto com seixo). Fonte: Autora..... | 134 |
| Figura 7.22: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem numérica (Concreto com Brita 0). Fonte: Autora | 134 |
| Figura 7.23: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem computacional (Concreto com Brita 1). Fonte: Autora. | 135 |
| Figura 7.24: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150S..... | 137 |
| Figura 7.25: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150B0: | 137 |
| Figura 7.26: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150B1 | 138 |
| Figura 7.27: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250S..... | 138 |

| | |
|---|-----|
| Figura 7.28: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250B0 | 138 |
| Figura 7.29: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250B1 | 139 |
| Figura 7.30: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350S..... | 139 |
| Figura 7.31: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350B0 | 139 |
| Figura 7.32: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350B1 | 140 |
| Figura 7.33: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450S..... | 140 |
| Figura 7.34: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450B0 | 140 |
| Figura 7.35: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450B1 | 141 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 2.1: resumo das características das vigas e dos resultados experimentais. | 18 |
| Tabela 2.2: Força cortante última e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento. | 26 |
| Tabela 2.3: Força cortante última obtida experimentalmente, estimativa das normas e relação entre estes valores. Adaptado de SAVARIS (2017). | 27 |
| Tabela 2.4: Características dos concretos dosados pelo autor. | 28 |
| Tabela 2.5: Resultados Experimentais. | 29 |
| Tabela 3.1 – Características das Vigas..... | 38 |
| Tabela 3.2: Nomenclatura das Vigas..... | 41 |
| Tabela 3.3: Resumo das características das vigas | 42 |
| Tabela 3.4: Característica do traço inicial para a produção de 1m ³ de concreto..... | 50 |
| Tabela 3.5 - Característica dos traços finais para a produção de 1m ³ de concreto..... | 50 |
| Tabela 3.6: Características químicas do cimento CP II E | 51 |
| Tabela 3.7: Limites Granulométricos de agregado Graúdo. | 53 |
| Tabela 4.1: Resumo das propriedades mecânicas dos aços | 55 |
| Tabela 4.2: Resultados para o ensaio de compressão dos concretos..... | 56 |
| Tabela 4.3: Resultados para o ensaio de resistência a tração por compressão diametral..... | 57 |
| Tabela 4.4: Resultado para o módulo de elasticidade | 57 |
| Tabela 4.5: Carga-deslocamento para todas as vigas ensaiadas..... | 58 |
| Tabela 4.6: Funções de integração e valores de tenacidade para todas as vigas ensaiadas..... | 60 |
| Tabela 4.7: Resumo dos valores a em todos os grupos de vigas..... | 66 |
| Tabela 4.8: Síntese das relações entre cargas últimas de ruptura e cargas de surgimento da primeira fissura..... | 70 |
| Tabela 5.1: Relação entre as cargas experimentais e as cargas estimadas pela Norma ACI 318. | 77 |
| Tabela 5.2: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela Norma EC2..... | 78 |
| Tabela 5.3: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela Norma NBR 6118.... | 79 |
| Tabela 5.4: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela proposta de HUBER (2019) | 80 |
| Tabela 5.5: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela proposta de MUTTONI (2019) | 81 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 5.6: Resumo da Comparação entre as cargas últimas e as cargas previstas pela literatura analisada..... | 82 |
| Tabela 6.1: Resumo do Banco de dados 1 | 85 |
| Tabela 6.1: Resumo do Banco de dados 1 (continuação) | 86 |
| Tabela 6.2: Resumo do banco de dados 2 | 86 |
| Tabela 6.2: Resumo do banco de dados 2 (continuação) | 87 |
| Tabela 6.3: Resumo estatístico do BD1 | 87 |
| Tabela 6.4: Resumo estatístico do BD2 | 87 |
| Tabela 6.5: Resumo estatístico comparando o EC2 com a Proposta de Modificação. | 92 |
| Tabela 6.6: Classificação quanto aos critérios de segurança segundo o sistema DPC | 93 |
| Tabela 6.7: Classificação das vigas com previsão de carga pela norma EC2 e proposta de modificação. | 93 |
| Tabela 6.8: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318 | 94 |
| Tabela 6.8: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318 (continuação) | 95 |
| Tabela 6.9: Resumo estatístico comparando o ACI 318 com a Proposta de Modificação. | 98 |
| Tabela 6.10: Classificação quanto aos critérios de segurança segundo o sistema DPC | 99 |
| Tabela 6.11: Classificação das vigas com previsão de carga pelo ACI 318 e proposta de modificação | 100 |
| Tabela 6.12: Resumo estatístico comparando a NBR com a Proposta de Modificação. | 103 |
| Tabela 6.13: Classificação das vigas com previsão de carga pelo ACI 318 e proposta de modificação | 104 |
| Tabela 6.14: Resumo das penalidades entre as normas e as propostas de modificações | 105 |
| Tabela 6.15: Avaliação das vigas do programa experimental pelas normas e propostas de modificação. | 107 |
| Tabela 6.16: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0;1]. | 108 |
| Tabela 6.17: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1]. | 108 |
| Tabela 6.18: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2]. .. | 108 |
| Tabela 6.19: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01;2]. | 109 |
| Tabela 6.20: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2. | 109 |
| Tabela 6.21: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) >2 | 109 |
| Tabela 6.22: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0;1]. | 110 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 6.23: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1]..... | 110 |
| Tabela 6.24: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2].. | 110 |
| Tabela 6.25: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01 ;2]..... | 110 |
| Tabela 6.26: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2. | 111 |
| Tabela 6.27: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) >2 | 111 |
| Tabela 6.28: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0,1]..... | 112 |
| Tabela 6.29: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1]..... | 112 |
| Tabela 6.30: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2].. | 113 |
| Tabela 6.31: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01 ;2]..... | 113 |
| Tabela 6.32: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2. | 113 |
| Tabela 6.33: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) >2 | 113 |
| Tabela 7.1: Resistência a compressão dos concretos fabricados com mesma dosagem e diferentes agregados graúdos | 122 |
| Tabela 7.2: Parâmetros necessários no modelo CDP..... | 127 |
| Tabela 7.3: Resumo dos parâmetros considerados no trabalho de Navarro, Ivorra e Varona (2018). | 127 |
| Tabela 7.4: Resumo dos parâmetros do modelo CDP para o concreto. | 129 |
| Tabela 7.5: Propriedades mecânicas do concreto utilizados no modelo numérico | 129 |
| Tabela 7.6: Propriedades mecânicas do aço ϕ 5mm utilizado nos estribos. | 130 |
| Tabela 7.7: Propriedades mecânicas do aço ϕ 10mm utilizado na armadura..... | 130 |
| Tabela 7.8: Propriedades mecânicas do aço ϕ 20mm utilizado na armadura..... | 130 |
| Tabela 7.9: Síntese entre os resultados experimentais e computacionais para a carga de ruína das vigas | 135 |
| Tabela 7.10: Comparação entre os resultados dos deslocamentos máximos entre o modelo MEF e os resultados experimentais. Fonte: Autora | 136 |

LISTA DE SIMBOLOS E ABREVEATURAS

São apresentados alguns símbolos utilizados nesta tese, os que não estão apresentados aqui tem seus significados explicados ao longo do texto.

A_s : Área da seção de aço da armadura de flexão;

a : Distância entre o apoio e o ponto de aplicação de carga

b_w : Dimensão da largura da viga;

d : Altura útil da viga;

d_{max} : Diâmetro máximo do agregado graúdo;

E_c : Módulo de Elasticidade do Concreto;

E_s : Módulo de Elasticidade do aço;

ϵ_c : Deformação nas fibras do concreto;

ϵ_{ys} : Deformação de escoamento nas armaduras de aço;

f_{ys} : Tensão de escoamento do aço;

G_f : Energia de Fratura;

GRNT: Granito;

h : Altura efetiva da viga;

l : comprimento total da viga;

(norma)_mod: Refere-se à equação proposta, baseada na equação da norma analisada;

p : fator matemático, a expressão correspondente é citada no texto;

P_{cr} : Carga referente ao surgimento da primeira fissura de cisalhamento nas vigas;

P_u : Carga de Ruína das vigas, corresponde ao V_u ;

ρ_l : Taxa de armadura longitudinal;

τ_p : Razão entre a carga de ruína e o artifício p ;

QRTZT: Quartzito;

V_{uExp} : Carga experimental de ruína das vigas;

V_x : Carga estimada por um código normativo para a resistência ao esforço cortante referente à parcela do concreto;

$V_{u,x}$: Carga de ruína da viga, prevista pelo código normativo;

w : abertura de fissura;

w_c : abertura da fissura crítica.

1. INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A título de conhecimento o cimento é um dos produtos mais consumidos no mundo. De acordo com a revista Inglesa GLOBAL CEMENT MAGAZINE 3TH (2020), a produção de cimento mundial tende a manter-se em torno de 3970 Mt em 2025. Na Figura 1.1 apresenta-se uma projeção quanto a produção deste material nos últimos anos. Historicamente o concreto simples teve suas primeiras utilizações em rodovias e pavimentos do Império Romano, porém seu uso mais espetacular foi na cúpula de maior vão livre da antiguidade, o *Panteão de Roma*, cujo vão livre só veio a ser superado em 1912.

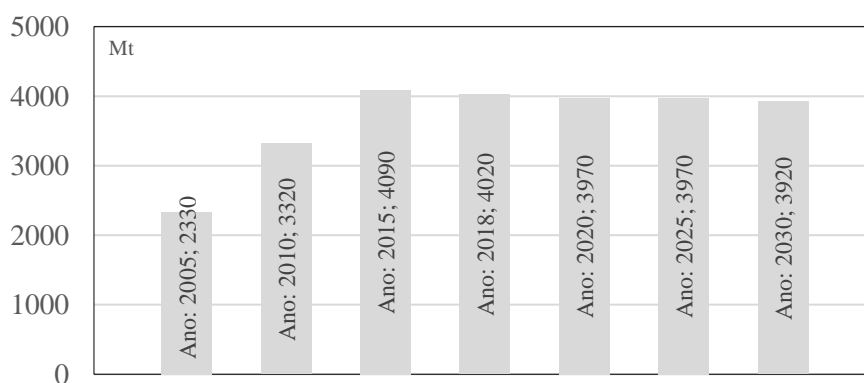


Figura 1.1: Projeção da produção de cimento no Mundo. Fonte: Global Cement Magazine 3th (2020)

Quanto a cronologia de publicação dos códigos normativos, dando aos projetistas as primeiras orientações de projeto e execução de estruturas de concreto armado foram publicadas pela Suíça e Alemanha em 1903. Em 1906 a França faz sua publicação seguida da Inglaterra e Estados Unidos em 1907 e 1910, respectivamente. No Brasil o primeiro código normativo foi publicado em 1931. Alguns fatores contribuem para que o concreto seja um material empregado em grande escala na construção civil, sendo eles: alta possibilidade de moldagem, baixo custo de produção e manutenção da peça após moldadas, possibilita ligações monolíticas entre os elementos concretados, alta durabilidade.

Neste contexto, as estruturas de concreto são solicitadas por variados esforços, que necessitam ser compreendidos e estudados aumentando a confiabilidade e segurança destas peças estruturais quando colocadas em serviço. Os estudos sobre dimensionamento ao esforço cortante em vigas de concreto armado tem sido objeto de intensa pesquisa por mais de 100

anos e apesar de um (1) século de estudos e publicações ainda observa-se a falta de consenso quando se compara os diferentes modelos prescritos pelas normas americana ACI 318 (2019), europeia EUROCODE 2 (2004), e brasileira NBR 6118 (2014). STANICK (1998) complementa que mesmo que milhares de testes ao cisalhamento tenham sido conduzidos em todo o mundo, ainda não existe um método unificado que tem sido geralmente adotado pela maioria dos comitês normativos mundiais. Pelo contrário, os procedimentos de dimensionamento ao cisalhamento adotados variam radicalmente de uma norma para outra. A maioria dos códigos de projeto adotou métodos semiempíricos com várias equações diferentes que expressam a resistência ao cisalhamento para diferentes arranjos de carregamento e diferentes variáveis.

Os primeiros estudos que possibilitaram o dimensionamento ao cisalhamento, para vigas de concreto armado, foi o modelo clássico de treliça idealizado por Ritter e Morsch, no início do século XX. Neste modelo após a fissuração da viga de concreto os esforços cortantes são resistidos apenas através de tensões de compressão nas bielas de concreto e de tração na armadura transversal. O ângulo de inclinação das bielas é igual a 45° em relação ao eixo da viga. RIBEIRO (2012) comenta que a verificação de que o modelo de treliça clássica conduz a uma armadura transversal maior que a necessária, indica que nas regiões mais solicitadas pela força cortante, a inclinação das bielas é menor que os 45° admitidos no modelo. Surge assim um modelo de treliça com variação do ângulo θ de inclinação da biela.

A NBR 6118 (2014) e o EUROCODE (2004) admitem modelos com variação do ângulo θ da biela, ambos modelos atribuem ao projetista a escolha de θ , ambos de formas distintas. A norma brasileira admite a adoção da angulação, em seu método de cálculo II, ficando compreendida entre 30° e 45° , já a norma europeia varia a angulação entre $21,8^\circ$ e 45° . A norma Brasileira insere em seu cálculo da tensão resistente da diagonal tracionada a parcela referente aos mecanismos adicionais ao da treliça clássica no cálculo, este fato não é observado quando se analisa a norma europeia. Para o ACI (2019), o dimensionamento é baseado na analogia de treliça modificada e o ângulo θ é considerado a 45° , a contribuição do concreto se dá por meio da zona de compressão do concreto e engrenamento dos agregados.

VECCHIO E COLLINS (1986) testaram 30 painéis de concreto armado sob uma variedade de tensões biaxial uniforme. Este modelo permite a obtenção da resposta carga deformação de elementos de concreto armado fissurado, submetidos a esforços cortantes, eles observaram

que a tensão na biela de concreto se dá tanto em função da deformação de compressão quanto de tração. Este modelo trata o concreto fissurado como um novo material que mesmo após a abertura da fissura diagonal, característica do cisalhamento, o concreto ainda tem capacidade de resistir ao cisalhamento. Atualmente a única norma baseada nesta teoria é a norma Canadense CSA A23.3 (2003).

O concreto como material estrutural é composto basicamente por: aglomerante, agregados graúdo e miúdo e água. Sabe-se que o tamanho máximo do agregado graúdo, bem como seu tipo, irá influenciar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, uma vez, que estes agregados são responsáveis pelo fenômeno do engrenamento, onde mesmo após a sessão fissurada continua-se observando resistência entre as faces, e, portanto, são capazes de proporcionar a manutenção da resistência mesmo após o início do processo de fissuração. Ressalta-se que o engrenamento dos agregados não é a única contribuição, uma vez que existem outros fatores como: efeito de pino, resistência a tração residual e efeito de arco que serão comentados posteriormente.

Neste contexto observa-se a importância do agregado graúdo na resistência a abertura de fissuras em elementos de concreto submetidos a esforços de tração ou combinação deles. SAVARIS (2016) comenta que a transmissão de forças oblíquas após a fissuração ocorre em virtude do atrito gerado pela rugosidade da região de interface do concreto fissurado, estando diretamente relacionada à dimensão, resistência mecânica e volume de agregado graúdo utilizado na produção do concreto. Na Figura 1.2 mostra-se a transferência de tensões cisalhantes em um elemento fissurado.

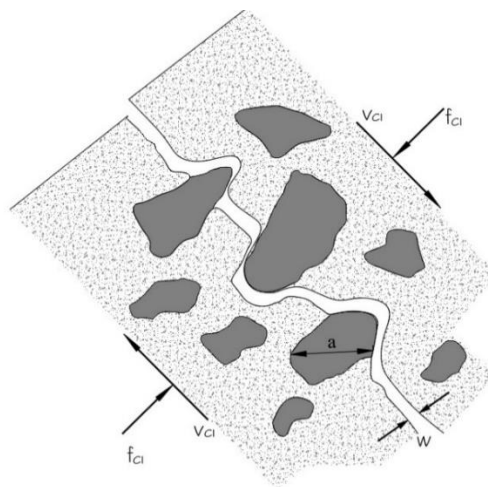


Figura 1.2: Elemento fissurado - Exemplificação de transferência de esforços entre as faces . Fonte: Adaptado de VECCHIO; COLLINS (1986)

Estudos demonstram que características deste material influenciam de sobremaneira na resistência ao cisalhamento de peças de concreto armado. SAVARIS (2017) observa após ensaios experimentais, que ao reduzir o diâmetro máximo do agregado graúdo reduziu-se também a força cortante última normalizada nos concretos convencionais. O autor observa isso a partir de ensaios em séries de concreto armado onde variou-se a Brita de 0 para 1. Nos concretos misturados com brita 1 observou-se que a força cortante última foi 12,8% superior em relação aos concretos com brita 0. Segundo SAGASETA (2008) a contribuição do engrenamento do agregado como parcela contribuinte à resistência ao cisalhamento é incerta e depende de uma combinação de parâmetros. POMPEU (2004) avaliou experimentalmente amostras de concreto variando o tipo entre basalto e granito, para mesmo diâmetro máximo, e observou que o módulo de deformação é fortemente influenciado pelo tipo de agregado, apresentando bons resultados para o tipo com origem basáltica.

1.2 JUSTIFICATIVA

Este trabalho refere-se ao estudo de vigas de concreto armado submetidas ao esforço cortante até a ruína. Estudos como este são importante para peças de concreto que não possuem armadura transversal, onde podem existir situações que levarão a soluções inseguras quando as armaduras transversais não estão previstas. Neste trabalho um dos parâmetros analisados é a altura das vigas, uma vez que observa-se o aparecimento do fenômeno *size effect* (efeito de tamanho) quando se aumenta a altura efetiva de peças de concreto. Este fenômeno refere-se a queda da tensão de cisalhamento para dimensões crescentes de viga onde as peças de concreto apresentam resistência inferior à resistência esperada.

JEONG (2017) resume que diversos estudos experimentais como os de KANI (1966), BAZANTE e KIM (1984), WALRAVEN e LEHWALTER (1994), COLLINS e KUCHMA (1999), MUTTONI e RUIZ (2008) mostraram a diminuição da resistência ao cisalhamento com o aumento da altura efetiva das peças de concreto, porém todos são trabalhos limitados as variáveis que os autores propuseram-se a pesquisar, e em média a taxa de armadura longitudinal fica abaixo de 3%. Outro ponto importante a se observar é que a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo ainda é uma incógnita, bem como se há influência desta quando aumenta-se a altura efetiva das vigas.

Propõe-se também à avaliação da variação do diâmetro máximo do agregado graúdo, e seu tipo de acordo com a composição mineralógica, na influência da capacidade resistente das

vigas, uma vez que sabe-se que grandes dimensões de vigas podem levar as mesmas a falhas frágeis e os maiores diâmetros de agregados graúdos tendem a aumentar a capacidade de engrenamento entre os mesmos o que pode manter a capacidade resistente de vigas quando submetidas a esforços cortantes mesmo após os estágios iniciais de fissuração. É a justificativa para a continuidade desta pesquisa, se dá pelo fato de que as normas tratam este assunto de forma simplificada não levando em consideração ou simplificando as variáveis referentes a altura útil da viga e agregados.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

A realização desta pesquisa intitulada " Influência do fator de escala, diâmetro máximo e tipo de agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura de cisalhamento" tem como objetivo avaliar a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado onde suprimiu-se as armaduras de cisalhamento, considerando a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo e seu tipo avaliado nos diferentes tamanhos de altura das vigas. Visa-se uma proposta de modificação dos códigos normativos, que preveja o efeito *size effect* e contribua para o dimensionamento seguro destas peças quando verificadas ao cisalhamento. Tem-se ainda como objetivo a confecção de um programa experimental que vise comprovar o que está sendo dito teoricamente e a modelagem numérica destas vigas no software ABAQUS (2014) buscando parâmetros que auxiliem o entendimento do que está sendo proposto.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Analisar o comportamento estrutural de vigas de concreto armado, (sem armadura transversal), quando submetidas ao ensaio experimental visando falha por cisalhamento;
2. Avaliar a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo e seu tipo, na resistência ao cisalhamento das vigas de concreto armado onde será fixado um valor de b (largura a viga) e será variado o valor de d (altura da viga);
3. Analisar equações propostas para a previsão do efeito *size effect* encontradas na literatura e propor equações (baseadas nas equações normativas), para a previsão de carga da parcela resistente do concreto. Para isso serão utilizados dois bancos de dados;
4. Avaliar as estimativas de carga previstas pelas equações de dimensionamento do manual de projeto ACI 318-19, das normas Eurocode 2 e NBR 6118:2014, e propostas de

dimensionamento de HUBER (2019) e MUTTONI (2019) comparando-as com as cargas obtidas experimentalmente;

5. Montar e Analisar dois bancos de dados composto por vigas de concreto sem armadura transversal, onde as vigas possuem diferentes dimensões de d , diferentes tamanhos de agregados graúdos d_{max} e comprimento máximo das vigas, neste banco de dados será avaliado a relação matemática proposta a partir o banco de dados citado no item 3 destes objetivos.
6. Modelar numericamente as vigas que serão ensaiadas experimentalmente visando prever estimativas de carga, avaliar ductilidade e comportamento pós fissuração.

1.4 METODOLOGIA

- **Disciplinas da Pós-Graduação**

Parte obrigatória e de fundamental importância para o embasamento teórico que será ampliado e aplicado no desenvolvimento do plano de trabalho do doutorado.

- **Revisão Bibliográfica**

A revisão bibliográfica iniciada durante o curso das disciplinas de doutorado, será aprofundado e voltado para as etapas deste trabalho. Serão revistos os conceitos fundamentais de engenharia estrutural voltados para a aplicação aos estudos sobre cisalhamento em peças de concreto armado. Serão analisados trabalhos publicados na literatura internacional, além de normas técnicas para projeto de estruturas de concreto armado, dentre elas: ACI 318 (2019), EUROCODE 2 (2004) e NBR 6118 (2014). Será utilizado o software ABAQUS para análise das tensões e obtenção das cargas x deslocamento no que tange a etapa de análise computacional e que muito enriquecerão os resultados experimentais, conduzindo ao que se acredita ser uma revisão bibliográfica satisfatória.

- **Programa Experimental**

Para colaborar e acrescentar conhecimento aos estudos sobre cisalhamento em vigas de concreto armado e analisar a influência do tipo, diâmetro máximo e proporção do agregado graúdo (d_{max}) foram ensaiadas 11 vigas de concreto armado variando o d_{max} entre 12,5 mm e 19,0 mm; variando h entre 150 mm e 450 mm, mantendo fixo b_w igual a 150 mm. Estas vigas foram divididas em 4 grupos. No primeiro grupo as peças serão confeccionadas com

o h igual a 150 mm. No segundo grupo o h será igual a 250 mm, no terceiro grupo h será igual a 350 mm, finalizando o quarto grupo as peças serão confeccionadas com h igual a 450 mm. Todas estas series terão 3 vigas confeccionadas com seixo (quartzito) e brita (granito), exceto um dos grupos que será composto apenas por 2 vigas.

A resistência a compressão do concreto será de aproximadamente 20 MPa. As barras da armadura de flexão serão devidamente monitoradas com extensômetros elétricos de resistência (EER). As vigas serão submetidas a ensaio tipo Stuttgart até suas rupturas. As cargas de ruptura serão avaliadas e os resultados comparados com estimativas normativas e trabalhos de outros pesquisadores além de compor o banco de dados onde irão contribuir para os resultados propostos neste projeto de tese.

1.5 DESCRIÇÃO DA TESE

O trabalho está estruturado com a apresentação de conteúdo teórico, experimental e computacional, que tem como objetivo geral adicionar conhecimento referente ao estudo sobre comportamento estrutural de vigas ensaiadas ao cisalhamento.

No *segundo capítulo* é apresentada a Revisão bibliográfica onde tem-se uma coletânea de referências que embasam as discussões e análises apresentadas nesta tese.

No *Terceiro capítulo* é apresentada a metodologia para o programa experimental desta tese. Neste capítulo são descritas as configurações dos ensaios e proporção de materiais utilizadas na confecção das vigas.

No *Quarto capítulo* são apresentados os resultados experimentais para o material e o conjunto de vigas componentes do programa experimental.

No *Quinto capítulo* descreve-se os modelos de dimensionamento ao cisalhamento em vigas de concreto armado segundo o ACI 318 (2019) , o EUROCODE (2004) e a NBR 6118 (2014), e os modelos de HUBER (2019) e MUTTONI (2019), discutindo suas semelhanças e diferenças conceituais. Neste capítulo também são apresentadas as formulações para o dimensionamento da tensão de cisalhamento calculada, segundo os modelos citados.

No *sexto capítulo* é dada a contribuição da tese para o estudos do cisalhamento em vigas de concreto armado, apresentando as propostas de equações modificadas para a estimativa a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal.

No *sétimo capítulo* é apresentada a modelagem computacional no software ABAQUS utilizada para as vigas do programa experimental desta tese, com o objetivo de propor um modelo calibrado capaz de reproduzir o comportamento experimental.

No *oitavo capítulo* são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma viga de concreto armado, quando submetida à flexão, deverá suportar simultaneamente momentos fletores e esforços cortantes. Deste modo as armaduras longitudinal e transversal serão utilizadas com o fim de combater estes esforços. Neste contexto os estribos irão contribuir na resistência aos esforços de tração que tenderão a separar as seções da viga pós fissuração. FUSCO (2008) informa que no estado fissurado a viga de concreto armado tem um funcionamento que lembra o das treliças. As bielas diagonais delimitadas pelas fissuras formam as diagonais comprimidas e as armaduras transversais formam os tirantes que ligam os banzos das treliças. Ao ser estudado o cisalhamento em vigas de concreto armado, o modelo de treliça será interessante, pois é ele que explica a resistência ao cisalhamento das peças nas proximidades dos estados limites últimos de solicitações normais. Na Figura 2.1 tem-se a analogia de treliça onde:

- Banzo Superior: zona de concreto comprimido;
- Banzo Inferior: armadura longitudinal (de Flexão);
- Diagonais Comprimidas: bielas de concreto entre as fissuras;
- Diagonais Tracionadas: armadura transversal (de cisalhamento).

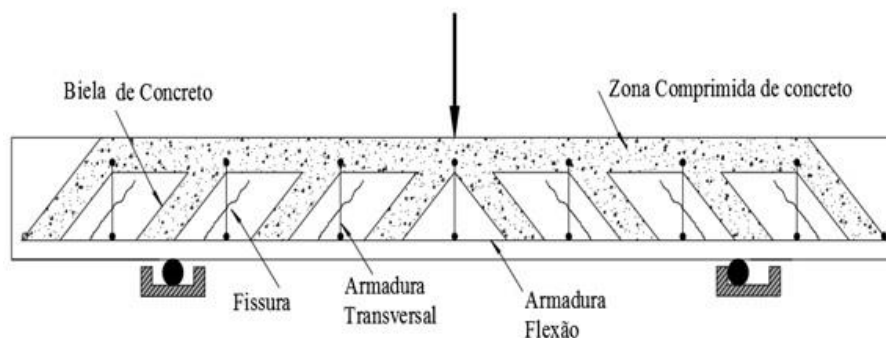


Figura 2.1: Analogia da Treliça. Adaptado de FUSCO (2008)

A analogia da treliça clássica considera que as fissuras terão inclinação de 45° , os banzos serão paralelos, a treliça é isostática e as armaduras transversais terão inclinação entre 45° e 90° . Porém quando confrontado com resultados de ensaios experimentais observa-se que o modelo não se aproximava dos modelos reais, tratando-se apenas de uma forma de aproximação destes modelos. O modelo de treliça clássica foi revisado por SCHLAICH (1987) sendo chamado de modelo de treliça generalizado, esta revisão se fez necessário pois o

modelo de treliça clássico não atendia a descontinuidades estáticas ou geométricas que se dão perto de cargas concentradas, cantos, curvas ou aberturas, onde surgem as regiões de descontinuidade ou perturbação. Os autores mostraram que enquanto as peças não estão fissuradas pode-se tratar o caso linearmente. Na Figura 2.2 mostra-se um ponto de descontinuidade a partir da aplicação da carga e evidencia-se a variação do ângulo das bielas.

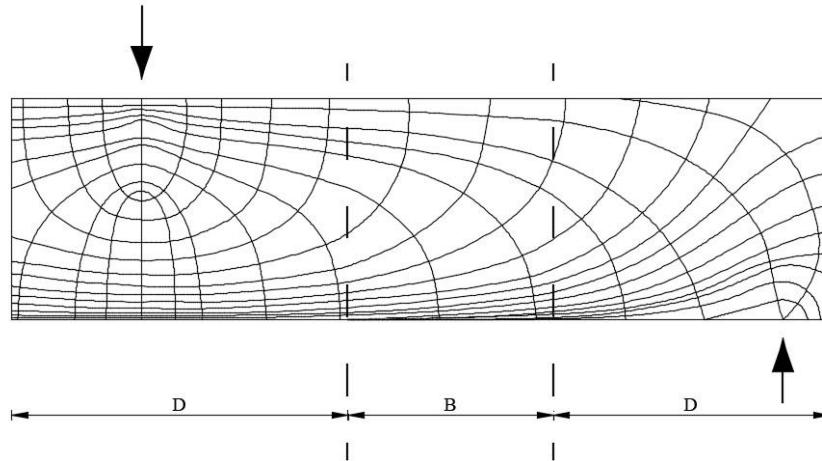


Figura 2.2: Trajetória das bielas em uma região B próximas a uma região de descontinuidade D. Fonte: Adaptado de SCHLAICH (1987)

SAMORA (2015) resume os principais motivos que levam a viga a ter uma tensão atuante na armadura menor do que a tensão obtida pelo modelo de treliça clássico.

- A treliça é hiperestática, pelo fato de que os nós não podem ser considerados articulações perfeitas;
- Nas regiões mais solicitadas pela força cortante, a inclinação das fissuras e, portanto, das bielas, é menor que os 45° admitidos por Mörsch;
- Parte do esforço cortante é absorvida na zona de concreto comprimido devido à flexão;
- Os banzos não são paralelos e o banzo superior comprimido é inclinado;
- As bielas de concreto estão parcialmente engastadas na ligação com o banzo comprimido e, assim, é submetida à flexo-compressão, aliviando os momentos ou diagonais tracionadas;
- As bielas mais rígidas que os montantes ou diagonais tracionados absorvem uma parcela maior do esforço cortante que aquela determinada pela treliça clássica;
- A quantidade ou a taxa de armadura longitudinal influi no esforço da armadura transversal.

2.2 TENSAO DE CISALHAMENTO EM VIGAS

Quando vigas de concreto armadas são submetidas a um carregamento transversal qualquer, ela irá apresentar em sua seção transversal tensões normais, ocasionadas pelo momento fletor e tensões tangenciais, devido a força cortante. Desta forma teremos a formação do estado biaxial de tensões onde estarão presentes tensões de tração e compressão. Assim o comportamento da viga será caracterizado em três fases distintas de distribuição de tensões: Estágio I, Estágio II e Estágio III.

No estágio I há pequena intensidade de carregamento e o elemento não apresenta fissuras, pois a tensão de tração não ultrapassa a resistência a tração do concreto. Pode-se considerar que o material é homogêneo e desta forma as tensões atuantes são determinadas utilizando os conceitos de mecânica dos sólidos. Para uma viga de seção constante as tensões normais (σ) e tangenciais (τ) podem ser calculadas pelas Equações 2.1 e 2.2.

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot y \quad \text{Equação 2-1}$$

$$\tau = \frac{V \cdot S_y}{b_w \cdot I} \quad \text{Equação 2-2}$$

Onde:

σ : é a tensão normal na seção transversal atuando a distância y do centro de gravidade;

M : é Momento fletor atuante na seção;

y : é a distância do ponto considerado até o centro de gravidade da peça;

I : é o momento de inercia da seção;

τ : é a tensão cisalhante na seção transversal;

V : é a força cortante atuante na seção;

S_y : momento estático da área da seção homogênea situada acima da fibra de ordenada y em relação à linha neutra;

b_w : largura da seção transversal.

O estado biaxial de tensões se estabelece quando ocorre a atuação variável do momento fletor e das forças cortantes. Neste estado as tensões principais e as direções dos planos principais podem ser determinadas empregando os princípios da teoria da elasticidade definidos por TIMOSHENKO e GOODIER (1951) conforme Equações 2.3, 2.4 e 2.5, sendo definidas como σ_1 e σ_2 as tensões de tração e compressão respectivamente.

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{Equação 2-3}$$

$$\sigma_2 = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad \text{Equação 2-4}$$

$$\text{tg}(2\phi_I) = \frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \quad \text{Equação 2-5}$$

Onde:

$\sigma_{1,2}$: tensões principais de tração e compressão;

σ_x : tensão normal atuante na direção x;

σ_y : tensão normal atuante na direção y;

τ_{xy} : tensão cisalhante no plano xy;

ϕ_I : ângulo de inclinação da tensão principal.

O estágio II se dá quando as tensões de tração são superiores a resistência a tração do concreto, originando assim as primeiras fissuras. Neste momento as armaduras absorvem as tensões de tração enquanto o concreto na zona comprimida continua na sua fase elástica. No estágio II no primeiro momento as fissuras se formam à medida que o carregamento aumenta e em seguida elas se estabilizam e se inicia a fase em que as extensões e a abertura das fissuras aumentam. As fissuras de cisalhamento surgem quando as tensões principais de tração ultrapassam a resistência a tração do concreto, neste momento surgem fissuras de cisalhamento na direção das trajetórias de compressão. Na Figura 2.2 esta situação é exemplificada. CLÍMACO (2008) contribui que com o aumento das cargas, e a seção fissurada em qualquer ponto entre a linha neutra e a armadura tracionada, na obtenção da tensão tangencial só se considera o momento estático da armadura, tomando como uma área de concreto equivalente, por meio dos módulos de elasticidade $(E_S/E_C)A_S$.

Admitindo constante a largura da seção transversal, a tensão tangencial expressa nas equações 2.1 e 2.2 é também constante entre a linha neutra e a armadura, sem considerar a região tracionada de concreto.

2.3 MECANISMOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para a manutenção da segurança estrutural, em casos de eventual colapso é um princípio fundamental que a estrutura não dependa da resistência à tração do concreto, para que assim

elimine-se a possibilidade de um colapso brusco. Acreditava-se que apenas as armaduras transversais poderiam ser capazes de resistir aos esforços de cisalhamento, porém a transferência das tensões cisalhantes se dá por vários modos e dentre eles:

2.3.1 Efeito de Arco

Este mecanismo pode aumentar a resistência ao cisalhamento das vigas, segundo WIGHT e MACGREGOR (2009), vigas com a relação a/d menor do que 1, desenvolvem fissuras que vão desde o ponto de aplicação do carregamento até o apoio. Estas fissuras impedem o fluxo de cisalhamento da armadura longitudinal para a zona comprimida fazendo com que o elemento comece a comportar-se como um arco e não mais como uma viga. Acrescentam que as fissuras inclinadas quebram o fluxo de tensões da armadura longitudinal para a zona comprimida de forma que a ruptura destas vigas pode ocorrer por falha na ancoragem da armadura longitudinal ou pelo esmagamento do concreto da alma numa zona próxima dos apoios.

Vigas que apresentam relação a/d entre 1 e 2,5, desenvolvem fissuras inclinadas e, depois de uma redistribuição interna de forças, são capazes de ainda suportar acréscimos de carregamento. Nestas vigas, a ruptura pode ocorrer por falha na ancoragem, ruptura da armadura longitudinal ou esmagamento da zona comprimida. Para vigas com a/d entre 2,5 e 6,0, a ruptura ocorre pela ação combinada do momento fletor e da força cortante, a fissura inclinada que surgirá causa um desequilíbrio na região e a ruptura ocorrerá, uma vez que está se propagará até a região da zona comprimida. E para vigas muito esbeltas com a/d acima de 6,0 predomina a ruptura por flexão. Na Figura 2.3 representa-se como se dá a relação entre o vão cisalhante, compreendido entre o ponto de aplicação da carga até o apoio e a altura efetiva da viga.

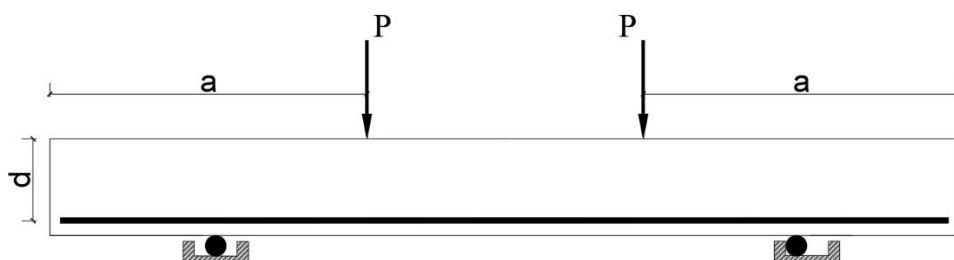


Figura 2.3: Relação entre vão de cisalhamento(a) e a altura efetiva de uma viga (d). Fonte: Adaptado de WIGHT E MACGREGOR (2009)

As Figuras 2.4 e 2.5 mostram o comportamento estrutural de vigas retangulares com variação da relação a/d em relação ao momento fletor e força cortante, respectivamente, onde o valor do momento máximo suportado pela viga é representado pela linha da capacidade à flexão e a área sombreada representa a redução da resistência devido ao cisalhamento

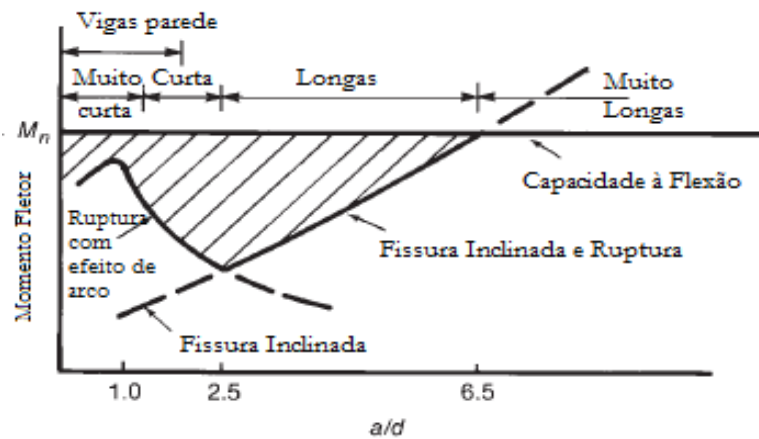


Figura 2.4: Comportamento estrutural da relação entre momento fletor e relação a/d em vigas sem estribo. Fonte: Adaptado MACGREGOR (1988).

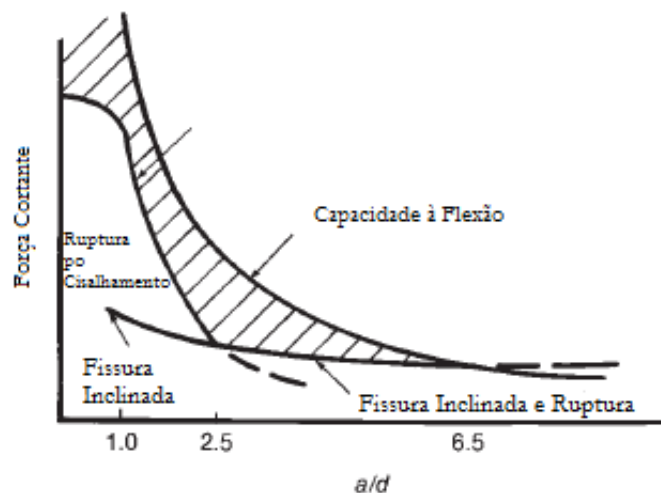


Figura 2.5: Comportamento estrutural da relação entre força cortante e relação a/d em vigas sem estribo. Fonte: Adaptado MACGREGOR (1988).

2.3.2 Efeito de Pino

Este fenômeno ocorre quando a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. A força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez da barra na interseção com a fissura. KANI (1967) conduziu ensaios experimentais com extensa faixa de relação a/d e taxas de armadura. O programa experimental visava ensaiar quatro séries de vigas com diferentes alturas e taxa de armadura longitudinal. Na Figura 2.6 apresenta-se os resultados obtidos pelo autor. Observa-

se acréscimos na resistência ao cisalhamento com o aumento da ρ de 0,5 % para 2,8 % quando mantida constante a relação a/d .

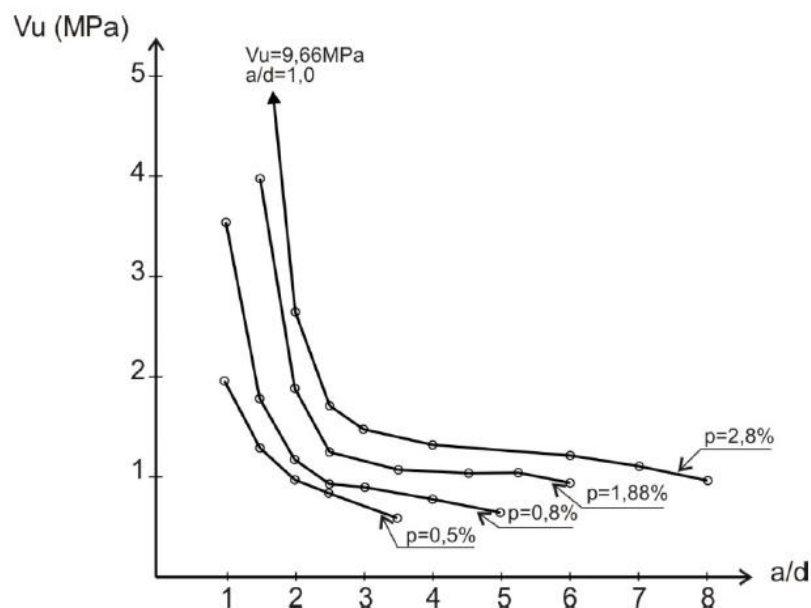


Figura 2.6: Relação entre V_u e a/d para vigas com variação da taxa de armadura longitudinal. Fonte: Adaptado de KANI (1967).

2.3.3 Engrenamento dos Agregados

Este mecanismo ocorre entre as duas superfícies originadas por uma fissura. A contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies. WIGHT e MACGREGOR (2009) ressaltam que um dos fatores limitantes na parcela de engrenamento dos agregados é a abertura das fissuras, desta forma a altura da peça passa a influenciar no controle da abertura das fissuras de flexão. À medida que a altura da viga aumenta, o espaçamento entre as fissuras e suas aberturas tendem a aumentar, diminuindo assim o atrito entre as faces das fissuras e reduzindo consideravelmente a tensão cisalhante nominal última.

De acordo com SAVARIS (2016), o emprego de agregados de maior diâmetro, desde que o agregado possua maior resistência que a argamassa, acarreta maior engrenamento entre as faces das fissuras. A resistência mecânica dos agregados torna-se um fator preponderante no plano de ruptura do concreto, já que a utilização de agregados mais resistentes que a argamassa acarreta a ruptura na interface entre a pasta e o agregado, melhorando o engrenamento. SAGASETA (2011) observa que a literatura é divergente quanto ao real efeito do agregado na resistência ao cisalhamento em vigas com e sem estribos e observa nos

estudos de REGAN (2005) que ao ensaiar uma série de vigas sem estribos observou a redução da resistência ao cisalhamento à medida que o agregado graúdo era fraturado.

TIRASSA (2020) nos remete que em muitas situações de projeto a resistência da estrutura é controlada pela capacidade de transferência de tensão em estruturas de concreto sem armadura, como o caso de lajes sem armadura transversal submetidas ao cisalhamento. Para estas peças, normalmente se desenvolve uma fissura crítica de cisalhamento, Figura 2.7 a. Outro ponto que pode influenciar é a cinemática da abertura da fissura que é influenciada pela abertura da fissura e deslizamento entre as faces da fissura, Figura 2.7 b. Por fim pode acontecer a união entre uma fissura secundária de flexão, que devido a rotação da viga pode mudar a direção e se unir a uma fissura crítica de cisalhamento, Figura 2.7 c.

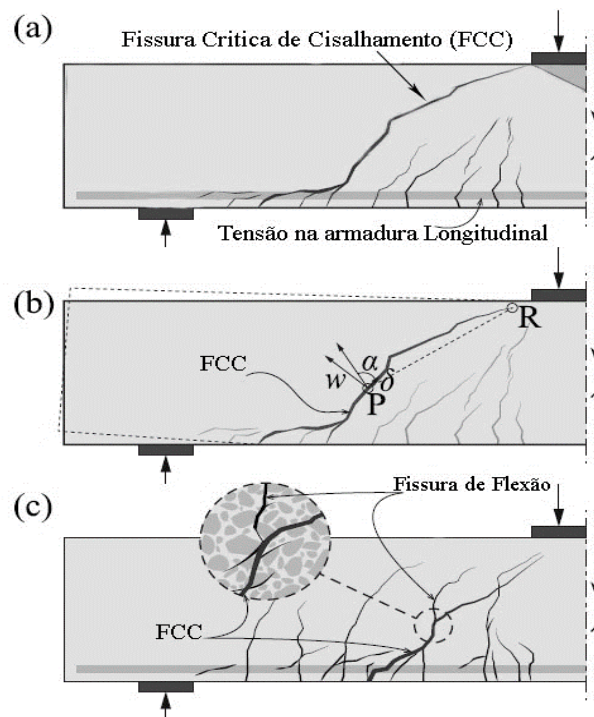


Figura 2.7: Padrão de fissuração e Cinemática da fissura em peças de concreto sem armadura transversal. Fonte: Adaptado de TIRASSA (2020)

2.3.4 Análise do Desenvolvimento de Fissura e Mecanismos de Transferência de Cisalhamento.

No pico de carga ou imediatamente antes as microfissuras se originam/começam a crescer devido ao descolamento do agregado graúdo da matriz ou até pela ruptura deste agregado. À medida que a carga é aplicada e a deformação no concreto aumenta as microfissuras se agrupam até que resultam em uma única fissura crítica. Para esta deformação crescente, a capacidade de transferência de tenção entre as faces da fissura muda. A máxima resistente se

dará pela resistência a rigidez dos agregados e pela capacidade de aderências destes na matriz cimentícia (argamassa). HORDIJK (1992) explica que, para deformações intermediárias onde a peça ainda não atingiu o pico do carregamento, a contribuição do engrenamento dos agregados primeiro aumenta e com o aumento da deformação do concreto, esta começa a diminuir. No entanto, o engrenamento, por sua vez depende da resistência e da rigidez das faces fissuradas e do concreto como um todo.

Pelo exposto o autor HORDIJK (1992) deduz que a resistência a tração (f_{ct}) e a energia de fratura (G_f) são baseadas em diferentes características do concreto. A resistência a tração depende do concreto não fissurado, enquanto a energia de fratura depende do engrenamento entre os agregados. No entanto o engrenamento depende da resistência e rigidez das superfícies da fissura. Pelo exposto pode-se esperar que a contribuição do engrenamento dos agregados para a energia de fratura aumente para o caso de superfícies mais rugosas.

2.4 TRABALHOS RECENTES QUE AVALIAM A INTERFERENCIA DO AGREGADO NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

2.4.1 DENG *et al* (2017)

Neste trabalho DENG (2017) avalia experimentalmente o efeito do diâmetro máximo do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado, sem estribo. Os diâmetros máximos do agregado graúdo utilizados foram: 10, 20, 31,5 e 40 mm, os autores avaliaram duas relações de profundidade para o cisalhamento. a/d . Sendo obtidos os valores 2,2 e 3,0. Foi desenvolvida a análise numérica dos experimentos utilizando o método dos elementos finitos visando simular o processo de falha das vigas por cisalhamento.

Os autores optaram por esta investigação pelo fato de que o engrenamento do agregado desempenha um papel importante na resistência ao cisalhamento de vigas sem estribo, e as respostas sobre o efeito do diâmetro do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento é limitada para pequenas relações de a/d .

2.4.1.1 Procedimento experimental Deng et al (2017)

Os autores dividiram as vigas em duas séries de ensaio conforme Figura 2.8. Na Série (a) a/d é igual à 2,2 e na Série (b) a/d é igual à 3. O resumo das características é apresentado na Tabela 2.1.

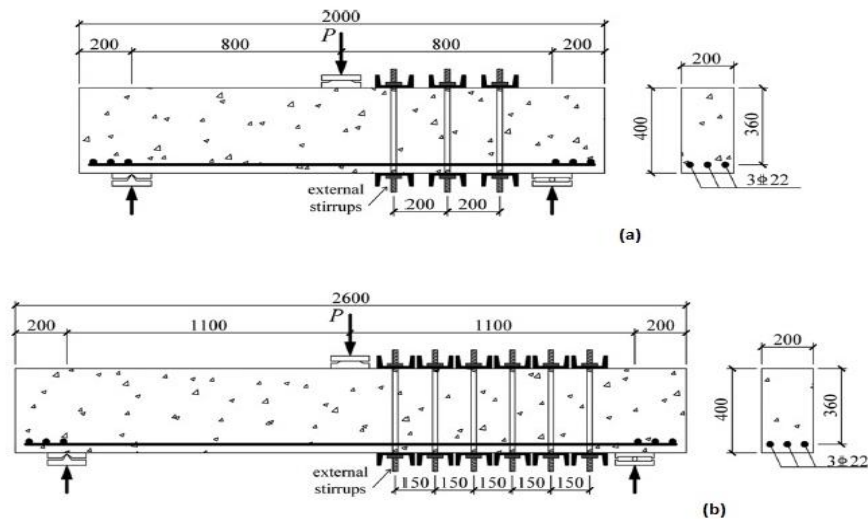


Figura 2.8: Dimensões das vigas ensaiadas: Serie (a) $a/d = 2,2$; Serie (b) $a/d = 3,0$. Fonte: DENG *et al* (2017)

Tabela 2.1: resumo das características das vigas e dos resultados experimentais.

| Espécime | Dimensões | | | Propriedades Concreto | | | Taxas de Armadura | | | Experimental | Teórico |
|-----------|-------------|-------------|-------------|-----------------------|--------------------|------------------|-----------------------------|---------------|-------------------|---------------|---------------|
| | b (mm) | h (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | f_{ctd} (MPa) | Agregado (mm) | A_s (mm ²) | ρL % | f_{ys} (MPa) | V_u (kN) | V_u (kN) |
| B2.2-10-1 | 200 | 400 | 360 | 39,3 | 3,04 | 10 | 1140 | 1,58 | 609 | 199,0 | 101,5 |
| B2.2-20-1 | | | | 40,8 | 3,08 | 20 | | | | 199,0 | 101,5 |
| B2.2-30-1 | | | | 39,6 | 3,12 | 30 | | | | 212,0 | 108,0 |
| B2.2-40-1 | | | | 43,2 | 3,33 | 40 | | | | 242,3 | 123,2 |
| B2.2-10-2 | | | | 39,3 | 3,04 | 10 | | | | 160,8 | 82,4 |
| B2.2-10-2 | | | | 40,8 | 3,08 | 20 | | | | 201,3 | 102,7 |
| B2.2-10-2 | | | | 39,6 | 3,12 | 30 | | | | 190,1 | 97,1 |
| B2.2-10-2 | | | | 43,2 | 3,33 | 40 | | | | 209,7 | 106,9 |
| B3.0-10-1 | | | | 39,3 | 3,04 | 10 | | | | 152,9 | 79,0 |
| B3.0-20-1 | | | | 360 | 3,08 | 20 | | | | 609 | 81,5 |
| B3.0-30-1 | | | | 39,6 | 3,12 | 30 | | | | 179,7 | 92,4 |
| B3.0-40-1 | | | | 43,2 | 3,33 | 40 | | | | 192,9 | 99,0 |
| B3.0-10-2 | | | | 39,3 | 3,04 | 10 | | | | 150,6 | 77,8 |
| B3.0-10-2 | | | | 40,8 | 3,08 | 20 | | | | 177,5 | 91,3 |
| B3.0-10-2 | | | | 39,6 | 3,12 | 30 | | | | 172,9 | 89,0 |
| B3.0-10-2 | | | | 43,2 | 3,33 | 40 | | | | 190,1 | 97,6 |

Para registrar o deslocamento nas duas faces, através das trincas de cisalhamento os autores desenharam uma grade com espaçamento de 50 mm na face frontal das vigas. Foram utilizados nove extensômetros elétricos de Resistência (LVDTs) de acordo com a

configuração da Figura 2.9. Estes LVDTs foram utilizados, pois quando há deslocamento relativo entre duas faces através de fissuras, os deslocamentos verticais e tangenciais podem ser calculados com base nos alongamentos registrados nos LVDTs.

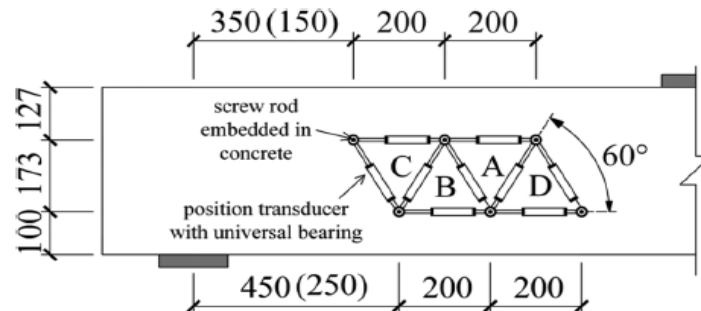


Figura 2.9: Layout dos LVDTs. Fonte: DENG et al (2017)

De modo geral os autores observaram que à medida que o diâmetro máximo do agregado aumentou a resistência ao cisalhamento aumentou, este fato deve-se ao melhor engrenamento dos agregados. A relação a/d tem influência sobre a resistência ao cisalhamento final, visto que para as vigas com o mesmo tamanho de agregado graúdo as cargas finais obtidas para a relação a/d igual a 3 são inferiores em relação as cargas obtidas para as vigas com relação a/d igual à 2,2, o que pode ser atribuído ao efeito de pino (*bending effect*).

2.4.1.2 Influência do diâmetro máximo do agregado graúdo

A dosagem do concreto utilizado na pesquisa objetivava alcançar o mesmo valor de resistência final f_c para todas as vigas, portanto o diâmetro do agregado graúdo não pode ser levado em consideração para esta análise. Os autores, então, verificaram a influência na resistência à tração do concreto e não observaram nenhuma tendência óbvia entre ambas as variáveis. Isto pode ser verificado na Figura 2.10. Os autores concluíram que o aumento do diâmetro máximo do agregado graúdo tem pouca influência na resistência à tração deles. Na Figura 2.11 tem-se os resultados de resistência ao cisalhamento calculados pela norma ACI 318-14 e CSA 23.

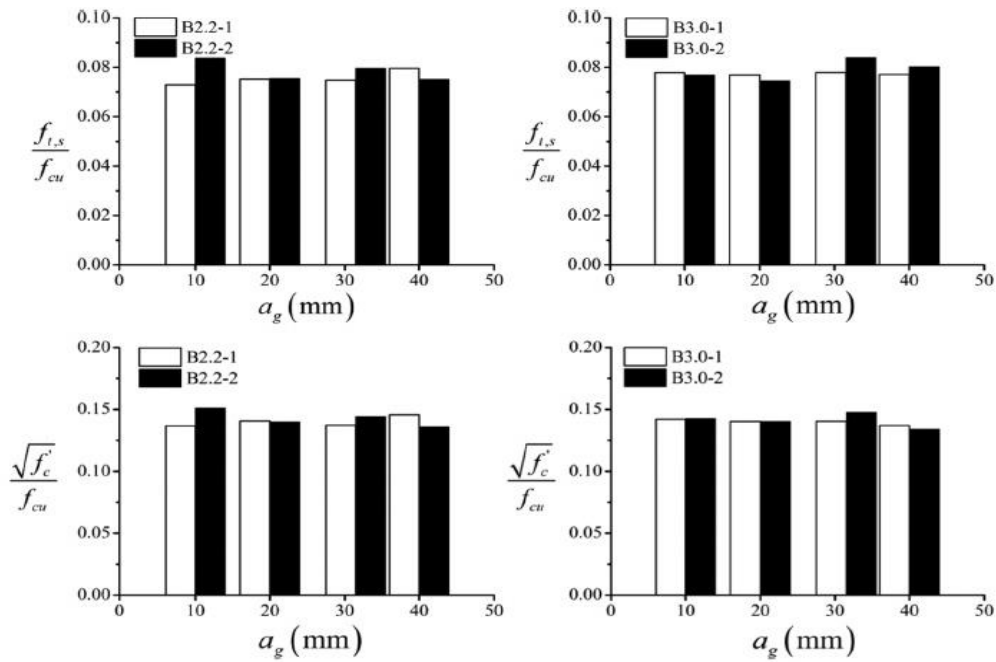


Figura 2.10: Efeito do tamanho do agregado na resistência à tração do concreto. Fonte: DENG et al (2017)

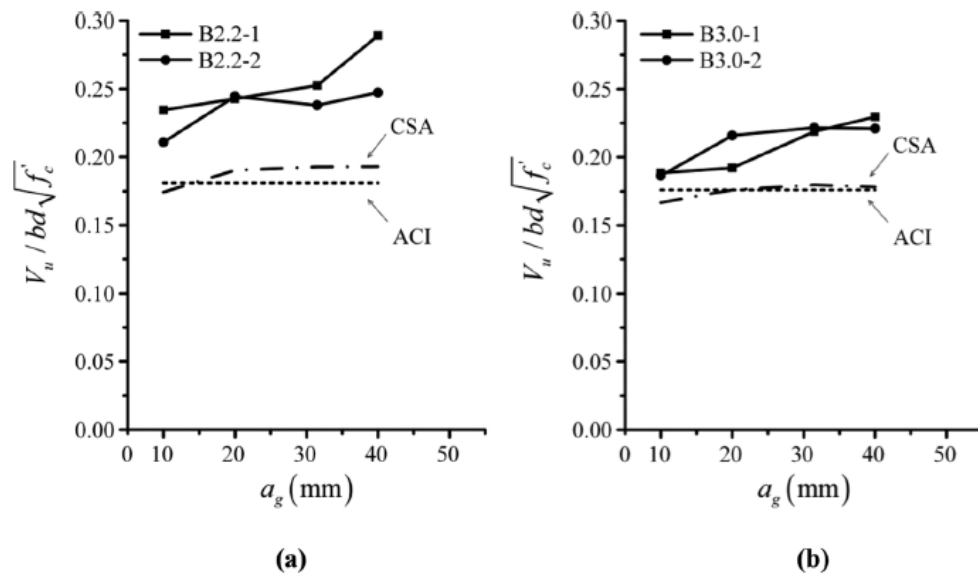


Figura 2.11: Efeito do tamanho do agregado na tensão de cisalhamento final nominal. Fonte: DENG et al (2017).

Nas Equações de 2.6 a 2.9, a primeira não considera o tamanho do agregado como variável para este cálculo. Os autores observaram que o aumento do agregado influenciou no aumento da resistência e ambas as normas se apresentaram conservadoras quanto à resistência ao cisalhamento. Outra observação dos autores foi que a resistência calculada pela norma ACI 318-14, para a série de vigas com a/d igual à 3, aproximou-se mais dos resultados experimentais do que a série com a/d igual à 2,2.

$$V_c = \left(0,16 \cdot \sqrt{f_c'} + 17\rho \frac{Vd}{M}\right) b_w \cdot d \leq 0,29\sqrt{f_c'}b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-6}$$

$$V_c = \beta\sqrt{f_c'}b_w \cdot d_v \quad \text{Equação 2-7}$$

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \cdot \frac{1300}{(1000 + S_{ze})} \quad \text{Equação 2-8}$$

$$\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V}{2E_sA_s} \quad \text{Equação 2-9}$$

Dependendo da força e localização dos agregados, a fissura de cisalhamento poderá passar contornando o agregado ou poderá romper o mesmo. Uma vez iniciada a fissuração por cisalhamento, os deslocamentos normal e tangencial ocorreram na interface das fissuras. Como os agregados são mais resistentes que a pasta de concreto, em concretos de resistência normal, a abertura da fissura irá separar o agregado da pasta de cimento, como mostra a Figura 2.12 (a), neste caso o engrenamento do agregado irá dificultar o deslocamento tangencial. Para concretos não convencionais a ligação pasta agregado é alta, e durante a formação da fissura de cisalhamento o agregado será quebrado e a fissura passará por elas sem encontrar o travamento proposto pela rugosidade encontrado na situação 2.11 (b) da referida figura.

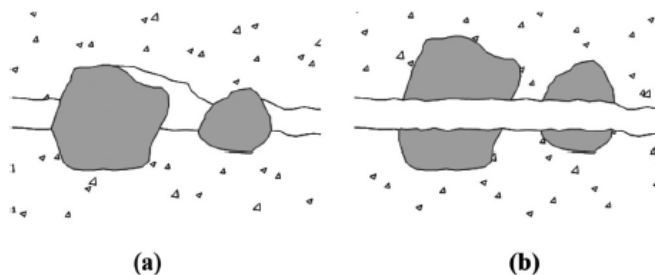


Figura 2.12: Interação entre fissura de cisalhamento e agregado Graúdo em concretos de resistência convencional e não convencional. Fonte: DENG et al (2017).

A Figura 2.13 mostra os deslocamentos medidos na face das vigas de ambos os grupos ensaiados. Quando o deslocamento vertical $\omega < \sqrt{a_g \cdot \Delta}$ ocorre o engrenamento do agregado e este irá interagir com a pasta criando rugosidade superficial. Quando $\omega > \sqrt{a_g \cdot \Delta}$ não ocorre engrenamento nem interação entre o agregado e a pasta. Observa-se que para a relação a/d igual à 2,2 os deslocamentos diminuem à medida que aumenta-se o tamanho do agregado.

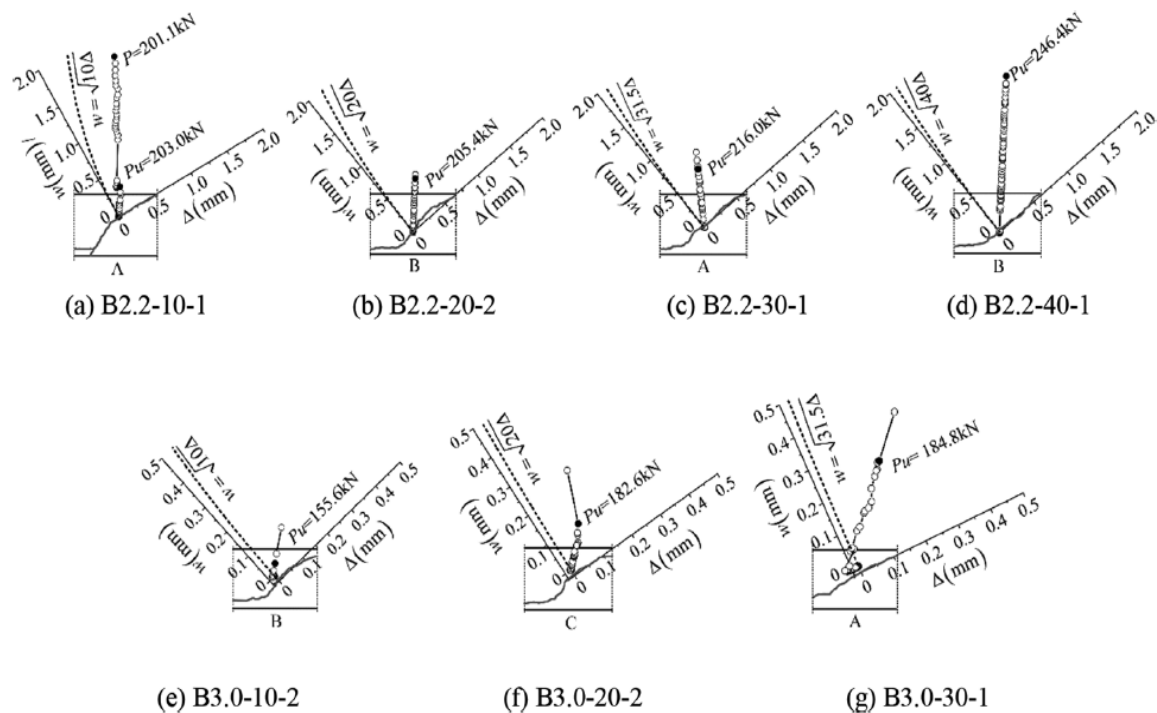


Figura 2.13: Deslocamentos medidos na face das vigas através de trincas de cisalhamento. Fonte: DENG et al (2017).

2.4.1.3 Iniciação e Propagação das Fissuras

Para as amostras com a mesma relação a/d não foram observados diferentes padrões de propagação da fissura. Porém para a série e vigas com a/d igual à 2,2, observou-se que a falha se deu pela união das fissuras de cisalhamento que se formaram, fato que não foi notado na série de vigas com a/d igual à 3, uma vez que a falha se deu de forma frágil com formação e abertura da fissura de cisalhamento. Os autores também observaram que as fissuras de cisalhamento não ultrapassaram as barras longitudinais.

2.4.1.4 Resultados Numéricos

A análise numérica objetivou simular os efeitos da dimensão máxima do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento. São comparados os resultados numéricos com os resultados experimentais, Figura 2.14, e observa-se que os resultados numéricos para a resistência ao cisalhamento foram muito superiores aos resultados experimentais, fato que deve-se ao modelo implementado.

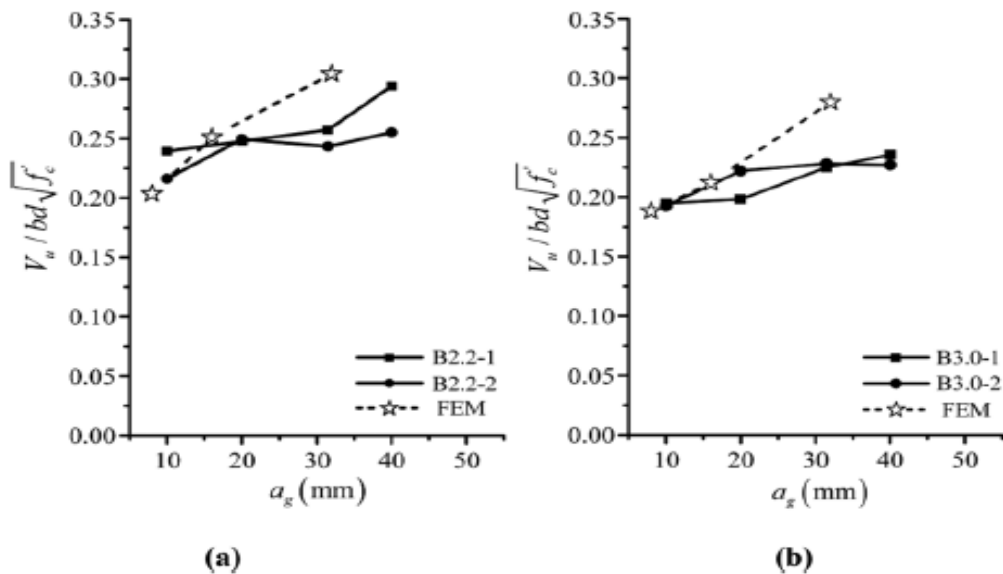


Figura 2.14: Comparação da resistência ao cisalhamento experimental com a análise pelo método dos elementos finitos. DENG *et al* (2017).

Segundo COLLINS E MITCHELL (1990) ao se formular a relação tensão deformação para a alma de uma viga de concreto fissurada, sujeita a um esforço cortante, deve-se considerar que as condições de deformação são diferentes das verificadas quando testadas no cilindro de concreto de acordo com o ensaio de resistência dos materiais. A teoria do campo de compressão negligencia a contribuição das tensões de tração e superestima a deformação, produzindo assim resultados teóricos de resistência conservadoras.

2.4.2 SAVARIS (2017)

SAVARIS (2017) avaliou experimentalmente a influência da redução do volume e granulometria do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto autoadensável e concretos convencionais, uma vez que a redução do volume e granulometria pode acarretar redução do engrenamento entre os agregados. Os autores utilizaram seis dosagens, sendo quatro para concreto autoadensável e duas para concreto convencional. Para tanto foram moldadas 18 vigas com armadura de flexão e sem armadura transversal.

O programa experimental do autor foi idealizado para comparar a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto convencional vibrado e autoadensável através de ensaios de flexão em quatro pontos.

2.4.2.1 Características das vigas

Todas as vigas possuíram seção transversal retangular de 100 x 250 mm e comprimento total de 1500 mm. Todas as vigas apresentaram armadura longitudinal composta por duas barras de aço CA-50, com 16 mm de diâmetro correspondendo a uma taxa de armadura longitudinal igual a 1,61%. Nas Figuras 2.15 e 2.16 mostra-se o detalhamento da armadura das vigas e o esquema de ensaio de flexão a quatro pontos.

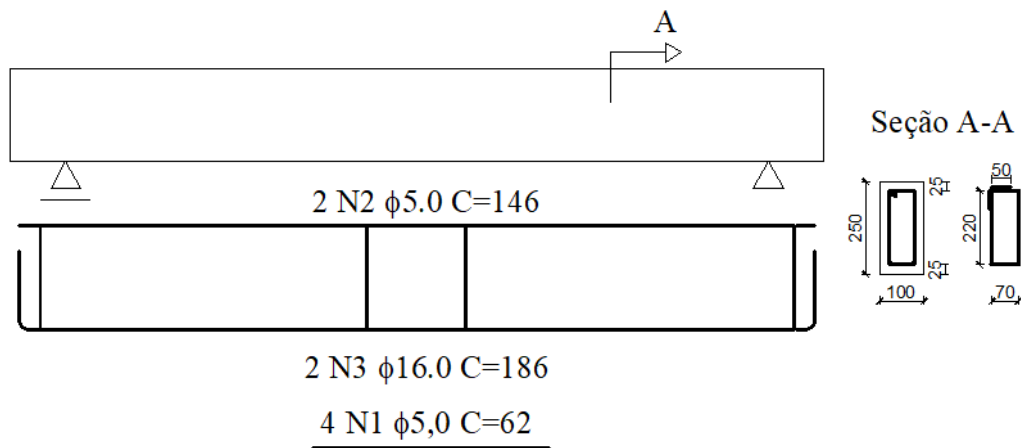


Figura 2.15: Detalhamento das armaduras da viga. Adaptado de SAVARIS (2017).

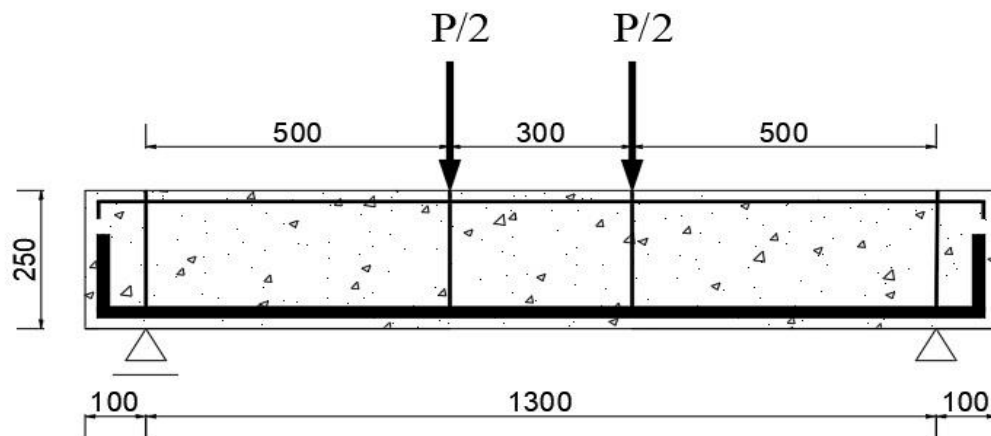


Figura 2.16: Esquema de ensaio de Flexão a quatro pontos. Fonte: Adaptado de SAVARIS (2017)

Os estudos foram pautados no fato de que a dosagem de concretos autoadensáveis irá requerer em sua dosagem uma menor quantidade de agregado graúdo e menor diâmetro destes agregados, sendo assim, a resistência ao cisalhamento destes concretos poderia ser prejudicada em relação aos concretos convencionais, fato este que não é consenso entre os pesquisadores. Constata-se que, apesar do concreto autoadensável existir a quase três décadas,

existem divergências entre os pesquisadores quanto ao comportamento e ao dimensionamento de estruturas de concreto armado empregando este material. Portanto, existe a necessidade de se avaliar a influência das particularidades da dosagem do concreto autoadensável, tais como a utilização de agregados graúdos de menores diâmetros e em volume reduzido, na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado e verificar, se os atuais modelos de dimensionamento ao cisalhamento são seguros e adequados para sua utilização.

2.4.2.2 Dosagem, instrumentação e nomenclatura dos Concretos

SAVARIS (2017) avalia vigas moldadas com concretos autoadensáveis e concretos convencionais, a seguir apresenta-se as características e resultados obtidos pelo autor para as vigas fabricadas com concreto convencional. Na nomenclatura das vigas (CC) corresponde a concreto convencional, (0) e (1) correspondem ao diâmetro máximo do agregado graúdo, 9,5 mm e 19,00 mm respectivamente. A instrumentação utilizada nas vigas é apresentada na Figura 2.17. Para medir o deslocamento vertical no centro da viga foram instalados dois transdutores de deslocamento (LVDTs) com capacidade de medição de 10 mm, um em cada lado da viga, fixado sem barras de alumínio apoiadas em roldanas parafusadas nas extremidades das vigas. Como base de medição do deslocamento para os LVDTs foram utilizadas cantoneiras de aço parafusadas no centro do vão da viga, na altura da linha neutra.

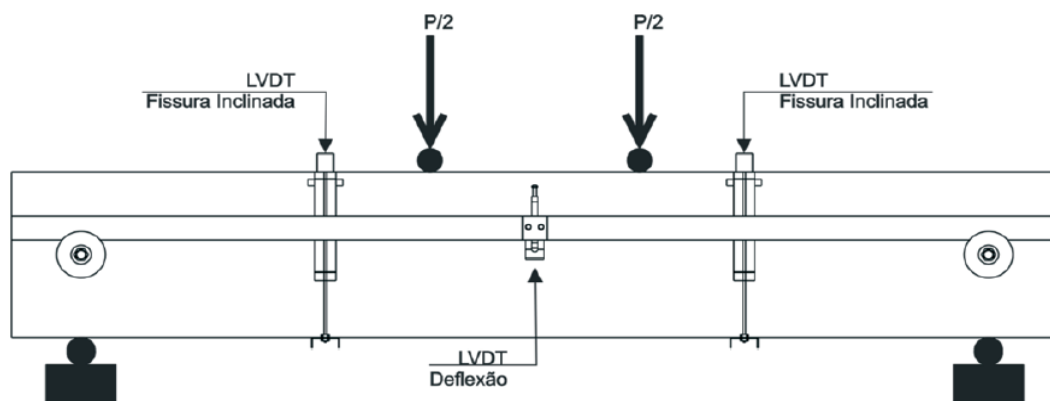


Figura 2.17: Instrumentação das vigas. Fonte: SAVARIS (2017)

2.4.2.3 Resultados e Discussões

- Resistência ao cisalhamento

Na Tabela 2.2 são apresentados os valores da força cortante última das vigas, força cortante última normalizada, a média dos valores de força cortante última para os exemplares de cada dosagem de concreto, e o ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento. Comparando os valores médios de força cortante normalizada última e inclinação da fissura de cisalhamento

verifica-se que as vigas com fissura mais inclinada apresentaram maior resistência ao cisalhamento, indicando a ocorrência de uma maior parcela vertical de transferência de força através da fissura.

Tabela 2.2: Força cortante última e ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento.

| Concreto | V_u (kN) | $V_{u,m}$ | Ângulo da Fissura (°) | Ângulo médio (°) |
|----------|---------------|-----------|--------------------------|---------------------|
| CC1 - V1 | 38,03 | | 40,3 | |
| CC1 - V2 | 40,01 | 40,4 | 34,7 | 38,7 |
| CC1 - V3 | 43,16 | | 41,2 | |
| CC0 - V1 | 38,77 | | 38,5 | |
| CC0 - V2 | 38,56 | 38,6 | 42,6 | 38,4 |
| CC0 - V3 | 38,41 | | 34,1 | |

Fonte: Adaptado de SAVARIS (2017).

Na Tabela 2.2 são apresentados os valores de força cortante última obtidos experimentalmente e calculados pelas Equações 2.10 e 2.11, que estimam a resistência última ao cisalhamento para peças sem armadura transversal por meio das normas analisadas pelos autores, sendo elas: ACI 318 (2014) e EC2 (2004).

$$V_R = \left(\sqrt{f_c} + 120 \cdot \rho_l \cdot \frac{V_u \cdot d}{M_u} \right) \frac{b_w \cdot d}{7} \leq 0,3 \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-10}$$

$$V_R = 0,18 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_c)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-11}$$

onde:

f_c : Resistência a compressão do concreto (MPa);

ρ_l : Taxa de armadura longitudinal;

V_u : Força cortante última na seção (kN);

M_u : Momento fletor último na seção (kN.m);

b_w : Largura da seção transversal (m);

d : Altura efetiva da seção transversal;

Observa-se na comparação dos resultados que a Norma ACI-318 apresenta-se mais conservadora que a norma EC-2, sendo esta última a que mais se aproxima dos valores experimentais, Tabela 2.3. Observa-se que a redução no tamanho do agregado graúdo também interfere nestes resultados, uma vez que a redução do d_{max} afeta o engrenamento dos mesmos

e reduz a capacidade resistente ao cisalhamento das peças como observado. Na Figura 2.18 são apresentados os valores médios da força cortante última normalizada dos concretos estudados, onde observa-se que a força cortante última, dos concretos fabricados com agregado de d_{max} igual a 19 mm, é superior aos mesmos concretos fabricados com agregado de d_{max} igual a 9 mm. Este dado corrobora com a interpretação de que o diâmetro máximo do agregado graúdo interfere na resistência última dos concretos submetidos a esforços de cisalhamento devido a redução do engrenamento destes.

Tabela 2.3: Força cortante última obtida experimentalmente, estimativa das normas e relação entre estes valores. Adaptado de SAVARIS (2017).

| Concreto | Experimental | | Estimativas das normas | | Comparação | |
|----------|--------------|-----------|------------------------|------------|---------------------|--------------------|
| | V_u | $V_{u,m}$ | $V_{u,ACI}$ | $V_{u,EC}$ | $V_{u,ACI}/V_{u,m}$ | $V_{u,EC}/V_{u,m}$ |
| CC1 - V1 | 38,03 | | | | | |
| CC1 - V2 | 40,01 | 40,4 | 22,12 | 31,31 | 0,55 | 0,78 |
| CC1 - V3 | 43,16 | | | | | |
| CC0 - V1 | 38,77 | | | | | |
| CC0 - V2 | 38,56 | 38,6 | 23,60 | 32,92 | 0,61 | 0,85 |
| CC0 - V3 | 38,41 | | | | | |

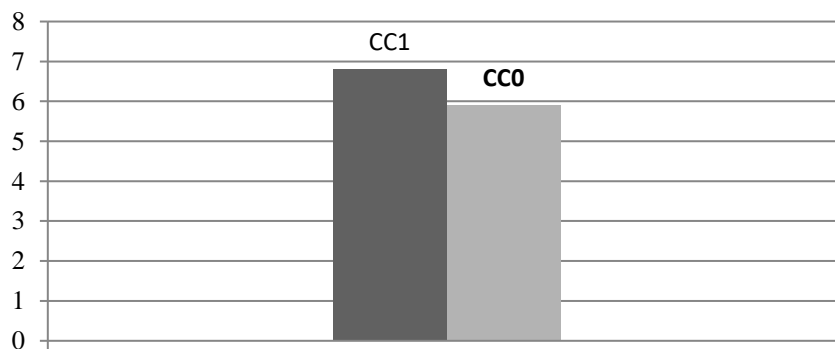


Figura 2.18: Valores médios para a força cortante das series de viga com variação do diâmetro máximo do Agregado Graúdo. Adaptado SAVARIS (2017)

2.4.3 HUBER *et al* (2019)

Os autores avaliaram a influência do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado. Segundo os autores o engrenamento dos agregados descreve a possível transferência das tensões de cisalhamento entre duas superfícies de trinca opostas, um dos fatores responsáveis é a rugosidade superficial desta trinca. Os autores conduziram ensaios experimentais em vigas preparadas a partir de seis dosagens distintas de concreto e observaram diferentes níveis de rugosidade superficial variando o volume de agregados graúdo e a quantidade de cimento em misturas com f_c entre

40 MPa a 60 MPa. Com estes resultados os pesquisadores avaliaram o impacto do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado.

Os autores supõem, a partir de resultados experimentais da literatura, que a rugosidade da superfície da fissura é influenciada pela resistência do concreto, sendo este atributo muito importante para a avaliação da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem armadura transversal. A rugosidade superficial da superfície da fissura diminui com o aumento da resistência à compressão do concreto, porém simultaneamente a diminuição da rugosidade diminui a resistência da fissura diagonal de cisalhamento. A porcentagem em volume de agregado graúdo em uma dosagem de concreto pode influenciar a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal. YANG *et al* (2011) mostraram que o agregado graúdo é a principal razão para o desenvolvimento do engrenamento dos agregados, sendo assim vigas de concreto autoadensáveis sem armadura transversal podem apresentar redução na capacidade resistente ao cisalhamento, uma vez que a quantidade de agregado graúdo é reduzida neste tipo de concreto.

2.4.3.1 Investigação experimental

Visando contribuir com o tema sobre o engrenamento dos agregados graúdos, os autores ensaiaram experimentalmente seis diferentes misturas de concreto variando f_c entre 40 e 60 MPa. Na Tabela 2.4 descreveu-se as características dos concretos fabricados. As letras iniciais indicam a porcentagem por volume de agregado graúdo e o número subsequente especifica a quantidade de cimento.

Tabela 2.4: Características dos concretos dosados pelo autor.

| Tipo de Agregado | [-] | Dolomita | Quartzo | Quartzo | Dolomita | Dolomita | Quartzo |
|-----------------------|------|----------|---------|---------|----------|----------|---------|
| Pó de pedra | [kg] | 0 | 0 | 140 | 177.5 | 171.6 | 128.4 |
| Agregado Miúdo | [kg] | 989.7 | 981.2 | 926.1 | 938.5 | 911.2 | 885 |
| Agregado Graúdo | [kg] | 914.3 | 936.1 | 815.3 | 847.4 | 811.6 | 803.8 |
| Cimento | [kg] | 305.5 | 302.6 | 301.4 | 269.23 | 344.9 | 382.4 |
| Água | [kg] | 181.1 | 196.5 | 189.6 | 200.1 | 196.5 | 184.8 |
| Aditivo (Superplast.) | [kg] | 1.2 | 1.3 | 2.4 | 0.8 | 1.7 | 4.1 |
| Total | [kg] | 2391.8 | 2417.7 | 2374.8 | 2433.5 | 2437.6 | 2388.4 |

Fonte: Adaptado de HUBER (2019)

A partir da Equação 2.12 introduzida por CAVAGNIS (2017) que introduz o fator d_{ag} referente a rugosidade na fissura e leva em consideração a dosagem e a resistência do concreto o autor fez as derivações que o levaram a Equação 2.13. A relação entre a

rugosidade, definida conforme a Equação 2.14 e a resistência do concreto é apresentada na Figura 2.19. Os resultados experimentais são apresentados na Tabela 2.5

$$V_{Rc} = \kappa \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f_c \cdot \frac{d_{dg}}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-12}$$

$$V_c = 2,20 \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot \frac{f_c}{a_{cs}} \right)^{1/3} \cdot R_s \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-13}$$

$$R_s = 2 / f_c^{1/8} \quad \text{Equação 2-14}$$

Onde:

$$a_{cs} = \frac{Me}{Ve}$$

R_s : Índice de rugosidade

$b_w \cdot d$: índices geométricos da viga, largura e altura efetiva.

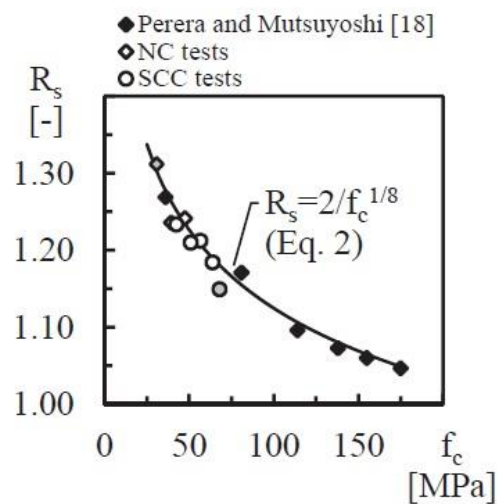


Figura 2.19: Relação entre R_s e f_c obtida a partir dos ensaios de HUBER (2017) e PERERA e MUTSUYOSHI (2013). Fonte: Adaptado de HUBER (2017)

Tabela 2.5: Resultados Experimentais.

| Dosagem tipo | CP | V_{max} (kN) | f_c [MPa] | b_w [mm] | $d(h)$ [mm] | ρ_l [%] | a/d | R_s | VRc [kN] Eq. 2.12 | V_{max}/VRc Eq. 2.12 | VRc [kN] Eq. 2.2 | V_{max}/VRc Eq. 2.12 |
|--------------|----|-------------------|----------------|---------------|----------------|-----------------|-------|-------|-------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------------|
| NC300-52.5 | B1 | 83.01 | 47.5 | | | | | 1.24 | 74.39 | 1.12 | 73.59 | 1.13 |
| NC300-42.5 | B1 | 76.35 | 39.4 | | | | | 1.26 | 69.9 | 1.09 | 69.09 | 1.11 |
| SCC300-52.5 | B1 | 71.39 | 56.7 | 150 | 460 | 1.16 | 3.04 | 1.21 | 78.94 | 0.9 | 76.21 | 0.94 |
| | B2 | 82.84 | 56.7 | | | | | 1.21 | 78.94 | 1.05 | 76.21 | 1.09 |
| SCC270-52.5 | B1 | 81.78 | 42.5 | | | | | 1.23 | 71.69 | 1.14 | 70.41 | 1.16 |

| Dosagem tipo | CP | V_{max} (kN) | f_c [MPa] | b_w [mm] | d(h) [mm] | ρ_l [%] | a/d | R_s | VRc [kN] Eq. 2.12 | V_{max}/VRc Eq. 2.12 | VRc [kN] Eq. 2.2 | V_{max}/VRc Eq. 2.12 |
|--------------|----|-------------------|----------------|---------------|--------------|-----------------|------|-------|-------------------------|---------------------------|------------------------|---------------------------|
| | B2 | 71.12 | 42.5 | | | | | 1.23 | 71.69 | 0.99 | 70.41 | 1.01 |
| SCC340-52.5 | B1 | 75.56 | 51 | | | | | 1.21 | 76.18 | 0.99 | 73.42 | 1.03 |
| | B2 | 56.87 | 51 | 150 | 460 | 1.16 | 3.04 | 1.21 | 76.18 | 0.75 | 73.42 | 0.77 |
| SCC380-52.5 | B1 | 72.61 | 63.9 | | | | | 1.18 | 80.5 | 0.9 | 77.47 | 0.94 |
| | B2 | 85.87 | 63.9 | | | | | 1.18 | 80.5 | 1.07 | 77.47 | 1.11 |

Fonte: Adaptado de HUBER (2019)

Os autores observaram que a variação da quantidade de agregado entre as séries NC e SCC, não tiveram influência nos resultados do teste de rugosidade. E as misturas com menor resistência do concreto apresentaram valores de efetividade agregado C_f acima dos demais. Estes dados foram obtidos a partir de ensaios *Push off*.

2.4.3.2 Resultados da investigação experimental

Todas as vigas tiveram ruptura por cisalhamento. Para a previsão as cargas máximas os autores utilizaram modelos baseados em diferentes teorias e todos, exceto o EC2, apresentaram bom nível de aproximação. Para os autores a ativação do engrenamento do agregado é altamente dependente do padrão de fissuração. Os ensaios experimentais mostraram que vigas com fissuras de cisalhamento iniciadas perto do ponto de aplicação da carga apresentam maior resistência ao cisalhamento acompanhadas por maiores contribuições do engrenamento dos agregados do que vigas que tem fissuras de cisalhamento iniciadas apenas no meio do vão de cisalhamento. O conceito introduzido pelos autores para calcular a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem armadura transversal permite a medição de índices de rugosidade e, portanto, o tipo de mistura de concreto a ser levado em consideração.

2.5 TRABALHOS QUE AVALIAM A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO.

2.5.1 KIM E PARK (1996)

Neste trabalho os autores fazem uma análise dos fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado. KIM e PARK (1996) observaram por meio dos resultados que a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado dependerá principalmente de fatores como: resistência do concreto, taxa de armadura longitudinal, vão de cisalhamento e altura útil da viga. Os autores concluem ainda que o diâmetro máximo do agregado e diâmetro das barras longitudinais também contribuem para a resistência. Para

vigas onde a/d fique entre 2 e 3 a resistência ao cisalhamento, em uma seção não fissurada de concreto armado, será resistida pelos mecanismos identificados na Figura 2.20, sendo eles: resistência ao cisalhamento na zona de compressão, engrenamento dos agregados e resistência relacionada as barras longitudinais.

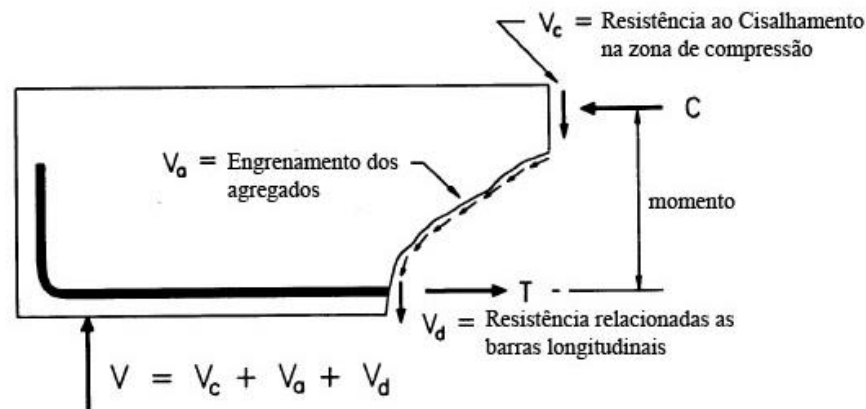


Figura 2.20: Mecanismos que compõem a resistência ao cisalhamento em vigas com a/d entre 2 e 3. Fonte: Adaptado de KIM E PARK (1996).

Os autores propõem o desenvolvimento de uma equação para o cálculo da força cortante em vigas de concreto armado sem armadura transversal. Esta proposta é uma modificação da equação proposta por BAZANT (1984). A Equação 2.15 que prevê a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto sem estribos levando em consideração os parâmetros citados pelo autor que com base em resultados experimentais se mostraram

$$V_{u,d} = 15,5 \cdot f_c^{\alpha/3} \cdot \rho^{3/8} (0,4 + d/4) \left(\frac{1}{\sqrt{d}} + 0,07 \right) \quad \text{Equação 2-15}$$

2.5.2 MUTTONI (2019)

Nesta pesquisa os autores enfatizam que muitos esforços de pesquisa vêm sendo dedicados ao dimensionamento do cisalhamento de estruturas sem armadura transversal. Estas pesquisas permitiram uma série de avanços significativos na compreensão do fenômeno, que atualmente é reconhecido como dependente de uma série de mecanismos como o engrenamento dos agregados, resistência residual do concreto à tração no pós fissuração, efeito de pino e inclinação da fissura crítica, dentre outros. Os autores observam que nos últimos anos, as pesquisas científicas confirmaram essas informações por meio de ensaios experimentais correlacionado com as leis constitutivas que regem a transferência de esforços no cisalhamento. E a partir deste fato teorias foram desenvolvidas.

Uma destas teorias é a teoria da fissura crítica de cisalhamento (TFCC), tradução de *Critical Shear Crack Theory (CSCT)*. Neste trabalho o autor revisa os fundamentos da TFCC e os relaciona com ensaios experimentais de vigas ao cisalhamento, com o objetivo de apresentar expressões simples de dimensionamento que possam ser aplicadas na prática. Os autores atentam ao fato de que o modelo permite a reprodução dos fenômenos físicos, que podem ser avaliadas de uma maneira precisa, considerando a resposta não linear potencialmente fissurada da peça de concreto.

Este tópico é importante, pois está relacionado a grande variedade de casos práticos onde a resistência ao cisalhamento do concreto sem armadura transversal, pode governar o dimensionamento da estrutura de concreto. Além de estruturas simples, que recaem nestes casos, temos ainda lajes e vigas contínuas, cascas, lajes lisas com carga concentrada próximo ao apoio, entre outras. Para o autor, entre os mecanismos existentes, os que mais tem influência em peças de concreto delgadas, são:

V_a : Engrenamento dos agregados. Atrito devido ao deslizamento das seções no concreto fissurado.

V_t : Resistência residual à tração na pós fissuração do concreto

V_d : Efeito de Pino. Quando a fissura de cisalhamento passa pela armadura de flexão e sofre resistência dela.

V_c : Efeito de arco. Este efeito é governado pela inclinação da fissura crítica de cisalhamento. Na Figura 2.21 ilustra essas ações de transferência de cisalhamento.

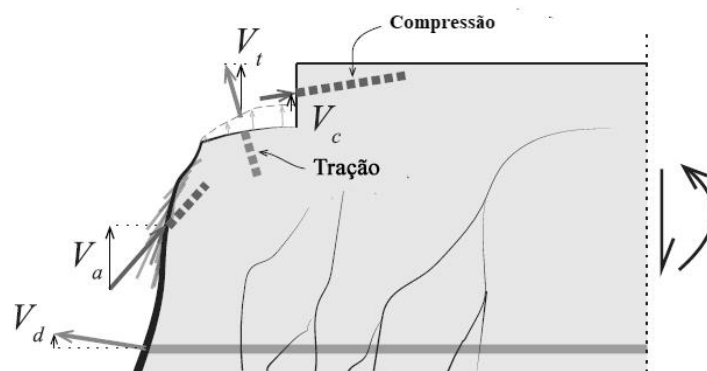


Figura 2.21: Potenciais ações de transferência de cisalhamento em peças de concreto sem armadura transversal.
Fonte: MUTTONI E RUIZ (2019)

As principais pressuposições da TFCC são simples e podem ser resumidas da seguinte forma:

- (a) A resistência ao cisalhamento é governada pelo desenvolvimento de uma fissura crítica de cisalhamento.
- (b) A abertura da fissura e o deslizamento entre as faces é variável ao longo da altura fissura e regido pela cinemática da fissura.
- (c) As várias ações de transferência de cisalhamento podem governar as forças de cisalhamento
- (d) A tensão de cisalhamento transferida por cada ação de cisalhamento pode ser calculada com base no equilíbrio, cinemática e leis constitutivas fundamentais dos materiais.
- (e) A falha de cisalhamento ocorre pelo somatório de todas as ações de cisalhamento, ou seja: $V_u = V_a + V_t + V_d + V_c$

Buscando simplificação à proposta, uma vez que se faz necessário simplificar as equações de dimensionamento, MUTTONI e RUIZ (2008) adotaram as seguintes simplificações ao modelo geral de TFCC: A resistência ao cisalhamento é considerada dependente, no parâmetro referente ao concreto, as propriedades dos materiais serão expressas em raiz quadrada da resistência a compressão do concreto; A abertura e deslizamento se desenvolvem localmente ao longo da fissura crítica de cisalhamento. Estes parâmetros são variáveis ao longo da profundidade da viga. A resistência ao cisalhamento pode ser expressa pela Equação 2-16:

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = 0.6 \times \left(100 \cdot \rho \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{\sqrt{a \cdot d/4}} \right) \quad \text{Equação 2-16}$$

Onde,

f_{ck} : Resistência a compressão do concreto

a: Região de cisalhamento.

$$d_{dg} = 16mm + d_g \leq 40 \text{ mm}$$

2.6 RECOMENDAÇÕES NORMATIVA PARA O CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM VIGAS

2.6.1 ACI 318 (ACI, 2019)

A norma americana ACI 319 em sua versão atualizada de 2019, traz em sua formulação um fator considerando o efeito de tamanho, representado por λ_s . No item 22.5.5.1 da referida norma é comentado que para estruturas de concreto não protendido sem armadura transversal, a resistência ao cisalhamento, atribuída ao concreto, não aumenta em proporção direta com a altura efetiva da estrutura, e a norma atribui este fato ao efeito de tamanho, denominado *size effect*. Estudos de SNEED e RAMIREZ (2010) apontam que dobrando a altura útil de uma viga, o esforço cortante que levará a mesma ao colapso pode ser menor do que o dobro da resistência ao cisalhamento em vigas baixas. A norma comenta ainda da influência da taxa de armadura relacionada à altura útil das estruturas. A proposta para a estimativa do esforço cortante em vigas sem armadura transversal ($A_v < A_{vmin}$) é apresentada na Equação 2-17.

$$V_c = 0,66 \cdot \lambda_s \cdot (\rho)^{\frac{1}{3}} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-17}$$

Onde:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 \cdot d}} \leq 1$$

ρ = Taxa de armadura longitudinal = $\frac{A_s}{b_w \cdot d}$;

f_c = Resistência a compressão do concreto;

b_w = largura da seção transversal da viga

d = altura efetiva da viga;

2.6.2 EUROCODE 2 (EC2, 2004)

Para o dimensionamento utilizando a norma Europeia considera-se as bielas com inclinação entre 26,5° e 45°. A resistência do concreto admitida deverá ser inferior a 90 MPa. A força cortante máxima resistida pela seção é dada pela resistência da biela de acordo com a Equação 2.18.

$$V_C = [C_{Rd,c} k (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-18}$$

Onde:

$$C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \text{ com } d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$$

A influência das deformações impostas por N_{Ed} que é a força axial na seção transversal devido ao carregamento, pode ser ignorada. Logo a parcela $k_1 \cdot \sigma_{cp}$ será zerada. Substituindo os termos na Equação 2.19, a fórmula para o cálculo da resistência ao cisalhamento pela norma europeia fica conforme que segue na Equação 2.19:

$$V_C = \left[0,18 \cdot k \left(100 \cdot \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \cdot f_{ck} \right)^{1/3} \right] \cdot b_w \cdot d \quad \text{Equação 2-19}$$

Onde:

k : fator relacionado ao size effect;

A_{sl} : Área de aço da armadura longitudinal;

b_w : Largura da seção transversal;

d : Altura útil da seção

f_{ck} : Resistência a compressão do concreto.

2.6.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), é aplicada aos concretos com resistência a compressão entre 20 MPa e 90 MPa, possui 2 modelos de cálculos que diferenciam entre si: o angulo de inclinação das bielas, no modelo I este angulo será igual à 45° e no modelo II o angulo varia entre 30° e 45°; diferenciam-se também quanto à consideração da resistência nominal ao cisalhamento provida pelo concreto. No modelo I o valor desta parcela é constante independente da força cortante atuante na seção. Já no modelo II considera-se que esta parcela irá diminuir à medida que a força cortante atuante na seção aumente. Nas Equações 2.20 a 2.25 apresentam-se o modelo de cálculo I e II.

Para assegurar a integridade das bielas comprimidas a força cortante atuante é limitada à:

$$V_{SD} \leq 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\text{cota} + \text{cot} \theta) \quad \text{Equação 2-20}$$

com:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{Equação 2-21}$$

A armadura transversal deve resistir à força cortante excedente à parcela complementar V_c , definida por:

- Modelo I

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d \quad \text{Equação 2-22}$$

$$f_{ctd} = 0,21 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{Equação 2-23}$$

- Modelo II

$$V_c = V_{c0} \text{ quando } V_{sd} \leq V_{c0}$$

$$V_c = 0 \text{ quando } V_{sd} = V_{Rd2}$$

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{ck} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2\theta \cdot \text{cotg}\theta \quad \text{Equação 2-24}$$

$$V_c = V_{c0} \cdot \frac{V_{Rd2} - V_{sd}}{V_{Rd2} - V_{c0}} \quad \text{Equação 2-25}$$

onde:

b : é a menor largura compreendida ao longo da altura útil d ;

d : altura útil da seção igual a distância da borda comprimida até o centro de gravidade da armadura longitudinal.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo será apresentada a metodologia empregada para avaliar o comportamento de vigas de concreto armado, sem armadura transversal, produzidas em laboratório. Serão apresentadas detalhadamente as características das vigas utilizadas, os procedimentos de confecção e instrumentação bem como as técnicas experimentais empregadas na condução do programa experimental desta tese.

3.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS DAS VIGAS

O programa experimental realizado visou a obtenção de dados sobre a resistência ao cisalhamento de vigas de concreto, sem armadura transversal, com mesmas dosagens e diferentes proporções e tipos de agregado graúdo avaliado em relação à altura máxima destas vigas, que era variável. O objetivo geral deste programa experimental foi avaliar o potencial de influência da granulometria e tipo dos agregados graúdos na resistência ao cisalhamento das vigas, onde variou-se as alturas das vigas e a relação a/d visando-se observar e avaliar o efeito *size effect*. O programa experimental foi realizado no laboratório de Estruturas e Materiais da Universidade Federal do Pará, onde foram confeccionadas onze (11) vigas de concreto. Estas vigas foram divididas em quatro (4) grupos, agrupados de acordo com a altura (h) das vigas. Foram utilizados três (3) tipos de agregados graúdos, sendo eles: seixo rolado e brita com diâmetro máximo entre 12,5 mm e 19,0 mm. Pela classificação mineralógica o seixo rolado comercializado na região metropolitana de Belém é um quartzito e as britas são granitos. Neste trabalho ora denomina-se os materiais pelo nome comercial, ora pelo nome do mineral.

O grupo de vigas ficou assim configurado: O grupo 1 compreende as vigas com h igual a 150 mm. O grupo 2 compreende as vigas com h igual a 250 mm. O grupo de viga 3 possui vigas com h igual a 350 mm e o grupo 4 compreende as vigas com h igual a 450 mm. Em todas as vigas o b_w é igual a 150 mm. Quanto as seções transversais as vigas estão assim configuradas: as vigas de comprimento igual a 1.400 mm, foram confeccionadas com seção quadrada de (150 x 150) mm. As vigas com 1.900 mm foram confeccionadas com seção retangular de (150 x 250) mm. As vigas com comprimento de 2.400 mm foram confeccionadas com seção retangular de (150 x 350) mm e as vigas com comprimento total de

2.900 mm foram confeccionadas com seção retangular de (150 x 450) mm. Mantendo-se todas as vigas com mesmo b_w de 150 mm, variando o h das vigas em [150, 450] mm como foi explicado.

As onze vigas do programa experimental foram biapoiadas e possuem seção conforme descrito na Tabela 3.1. A armadura longitudinal das vigas foi calculada de modo que todas rompessem ao cisalhamento, uma vez que qualquer outro tipo de ruptura, que não estivesse previsto para esse programa experimental, poderia dificultar as análises dos fenômenos que se destinava a ser analisado.

Tabela 3.1 – Características das Vigas.

| Grupo | Vigas | h (mm) | b_w (mm) | Comprimento (mm) |
|-------|---------|-------------|---------------|---------------------|
| 1 | V150 S | 150 | 150 | 1400 |
| | V150 B0 | | | |
| | V150 B1 | | | |
| 2 | V250 S | 250 | 150 | 1900 |
| | V250 B0 | | | |
| | V250 B1 | | | |
| 3 | V350 S | 350 | 150 | 2400 |
| | V350 B0 | | | |
| 4 | V450 S | 450 | 150 | 2900 |
| | V450 B0 | | | |
| | V450 B1 | | | |

Todos os 4 grupos de viga possuem 3 vigas que se diferenciam pelo tipo de agregado sendo: uma com seixo de d_{max} igual a 19,0 mm, outra com brita de d_{max} igual a 12,5 mm e outra com brita de d_{max} igual a 19,0 mm exceto o grupo 3 correspondente à seção igual a 150 x 350 mm com comprimento igual a 2.400 mm. Neste grupo, por problemas experimentais, não obteve-se os resultados da viga com brita de d_{max} igual a 19,0 mm. Sendo assim toda a análise e programa experimental será feito e analisado para 11 vigas.

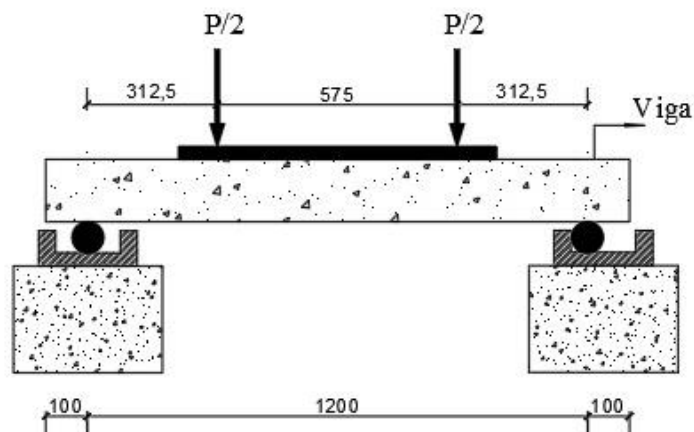
Foi desenvolvido um traço piloto de concreto, descrito no item 3.6, onde a partir do qual reduziu-se em 30% a quantidade de agregado graúdo e estes 30% foram adicionados à quantidade de agregado miúdo. Para que as proporções do traço fossem mantidas, após a retirada de 30% de agregado graúdo, calculou-se um fator de compensação (FC) para efetuar as compensações no traço. Sendo assim em todos os grupos de vigas a quantidade de agregado graúdo ficou reduzida em 30%. O objetivo foi tentar reduzir a capacidade de engrenamento entre os agregados para avaliar a influência das diferentes formas e granulometrias na resistência ao esforço cortante.

Suprimiu-se as armaduras transversais em todas as vigas, os únicos pontos onde foram adicionados estribos foram nos apoios e pontos de aplicação de carga. Resolveu-se suprimir os estribos para zerar mais uma variável resistente que influencia diretamente no cálculo da resistência ao cisalhamento, uma vez que a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado é dada pela parcela resistente do concreto somada à parcela resistente do aço da armadura transversal. Neste estudo visa-se avaliar apenas a parcela resistente do concreto.

3.3 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DAS VIGAS

A quantidade e geometria do conjunto de vigas foi definido a partir do conjunto de análises que objetiva-se fazer relacionando o aumento da altura h das vigas com o efeito de tamanho das vigas (*size effect*), observando a influência que os agregados irão impor devido seus formatos e tamanhos diferente. As variáveis mantidas constantes em todas as vigas foram: b_w , a/d , $\rho(\%)$. As variáveis que foram alteradas entre os conjuntos de vigas, com a finalidade de contribuir ao estudo proposto foram: h , d , a , l , A_s .

Na Figura 3.1 mostra-se o detalhamento das vigas e a configuração do ensaio para as vigas com h igual a 150, 250, 350 e 450 mm respectivamente. Na Figura 3.2 mostra-se uma das vigas posicionada no pórtico de ensaio antes do início dos ensaios. As vigas foram confeccionadas e posicionadas para o ensaio conforme representação esquemática abaixo.



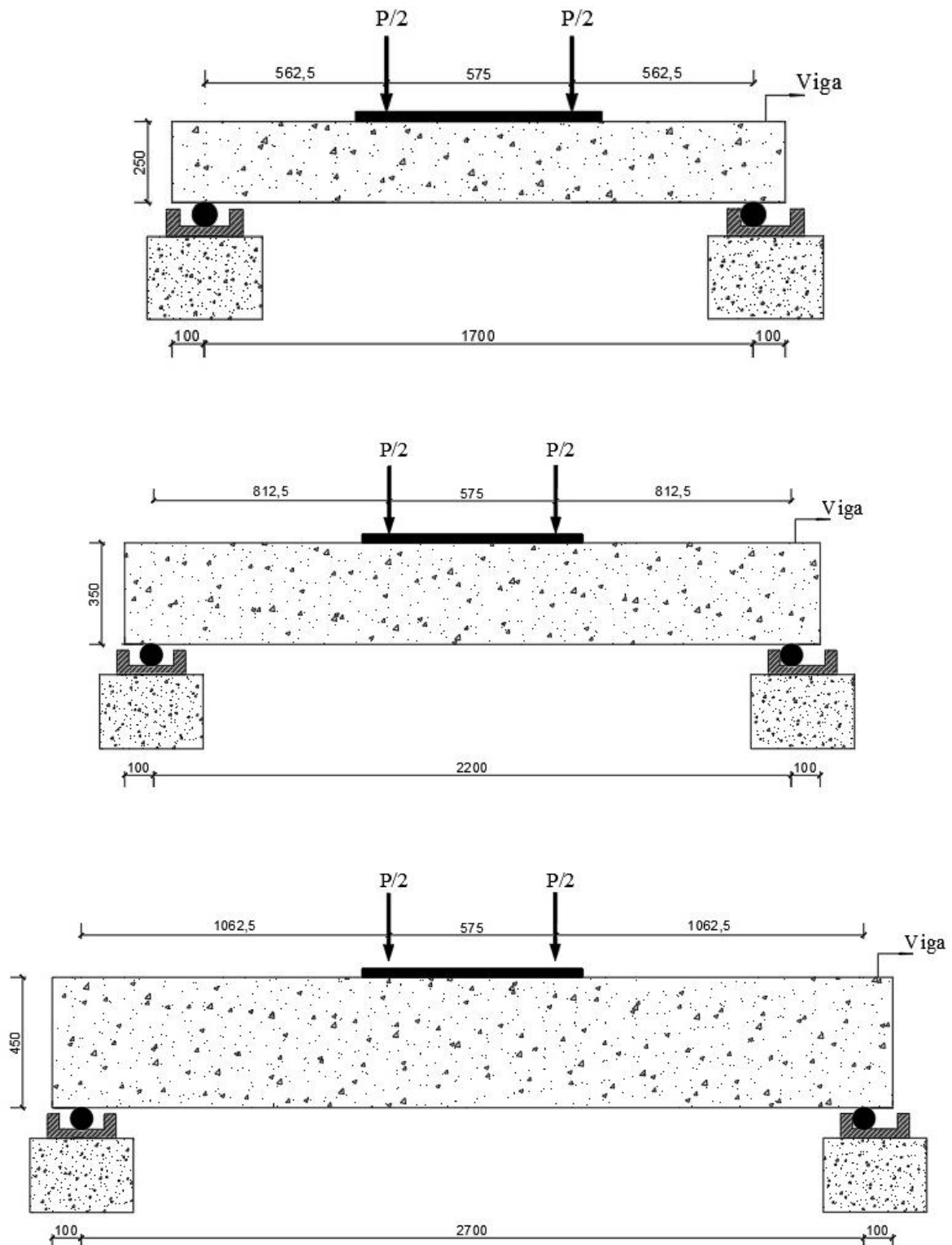


Figura 3.1: Detalhamento das vigas e configuração do ensaio. Fonte: Autora

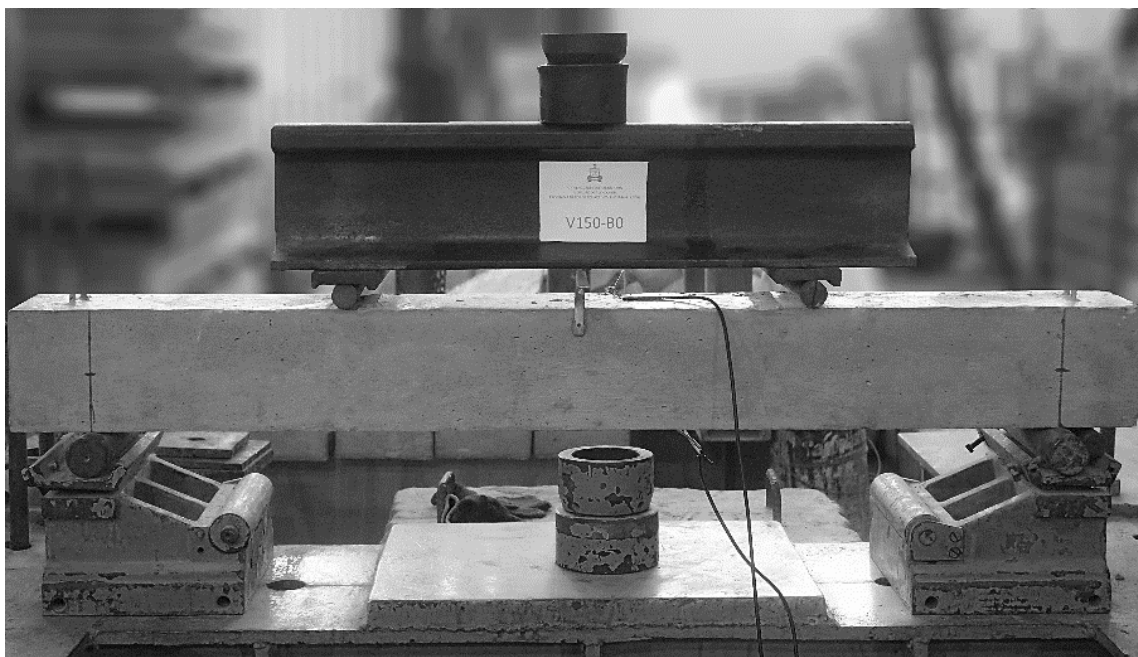


Figura 3.2: Viga posicionada no pórtico antes do ensaio. Fonte: Autora

A nomenclatura das vigas ressalta a dimensão de h , o diâmetro máximo do agregado graúdo utilizado na respectiva viga. Em todos os grupos foram confeccionadas vigas com: seixo rolado de d_{max} igual a 19,0 mm, brita com d_{max} igual a 12,5 mm, e brita com d_{max} igual a 19,0 mm, exceto no grupo 3 onde confeccionou-se uma viga com seixo rolado e outra com brita de d_{max} igual a 12,5 mm. Nesta tese as britas com d_{max} igual a 12,5 mm serão representadas pelo número zero (0) e as britas com d_{max} igual a 19,0 mm serão representadas pelo número um (1). Na Tabela 3.2 resume-se as nomenclaturas e principais características das vigas e na Tabela 3.3 resume-se as demais características das vigas.

Tabela 3.2: Nomenclatura das Vigas

| Grupo | Vigas | h (mm) | d_{max} (mm) | Tipo de Agregado Graúdo/Mineral |
|-------|---------|-------------|-------------------|------------------------------------|
| 1 | V150 S | 150 | 19,0 | Seixo Rolado/Quartzito |
| | V150 B0 | | 12,5 | Brita /Granito |
| | V150 B1 | | 19,0 | Brita /Granito |
| 2 | V250 S | 250 | 19,0 | Seixo Rolado/Quartzito |
| | V250 B0 | | 12,5 | Brita /Granito |
| | V250 B1 | | 19,0 | Brita /Granito |
| 3 | V350 S | 350 | 19,0 | Seixo Rolado/Quartzito |
| | V350 B0 | | 12,5 | Brita /Granito |
| 4 | V450 S | 450 | 19,0 | Seixo Rolado/Quartzito |
| | V450 B0 | | 12,5 | Brita /Granito |
| | V450 B1 | | 19,0 | Brita /Granito |

Tabela 3.3: Resumo das características das vigas

| Grupo | Vigas | b (mm) | h (mm) | d (mm) | a (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | A_s (mm ²) | ρ (%) |
|-------|---------|-------------|-------------|-------------|-------------|-------|----------------|-------------------|-----------------------------|---------------|
| 1 | V150 S | 150 | 150 | 115 | 312,5 | 2,7 | 21 | 19,0 | 628 | 3,6 |
| | V150 B0 | | | | | | 22 | 12,5 | | |
| | V150 B1 | | | | | | 25 | 19,0 | | |
| 2 | V250 S | 150 | 250 | 180 | 562,5 | 3,1 | 21 | 19,0 | 1021 | 3,8 |
| | V250 B0 | | | | | | 22 | 12,5 | | |
| | V250 B1 | | | | | | 25 | 19,0 | | |
| 3 | V350 S | 150 | 350 | 275 | 812,5 | 2,9 | 21 | 19,0 | 1570 | 3,8 |
| | V350 B0 | | | | | | 22 | 12,5 | | |
| 4 | V450 S | 150 | 450 | 375 | 1062,5 | 2,8 | 21 | 19,0 | 1885 | 3,4 |
| | V450 B0 | | | | | | 22 | 12,5 | | |
| | V450 B1 | | | | | | 25 | 19,0 | | |

3.4 DETALHAMENTO DAS ARMADURAS

As onze (11) vigas que compõem o programa experimental foram dimensionadas de forma que sua ruptura se desse por cisalhamento. O dimensionamento das vigas foi feito para que a carga de flexão fosse 2 vezes maior que a carga de cisalhamento. O cobrimento de concreto usado nas vigas para as faces inferior e superior foi igual a 20 mm e nas faces laterais igual à 25 mm. Nas Figuras 3.3 (a) e (b), mostra-se o detalhamento das armaduras da série de vigas com seção (150 x 150) mm; Nas Figuras 3.4 (a) e (b), mostra-se o detalhamento das armaduras da série de vigas com seção (150 x 250) mm; Nas Figuras 3.5 (a) e (b), mostra-se o detalhamento das armaduras da série de vigas com seção (150 x 350) mm; E nas Figuras 3.6 (a) e (b), mostra-se o detalhamento das armaduras da série de vigas com seção (150 x 450) mm.

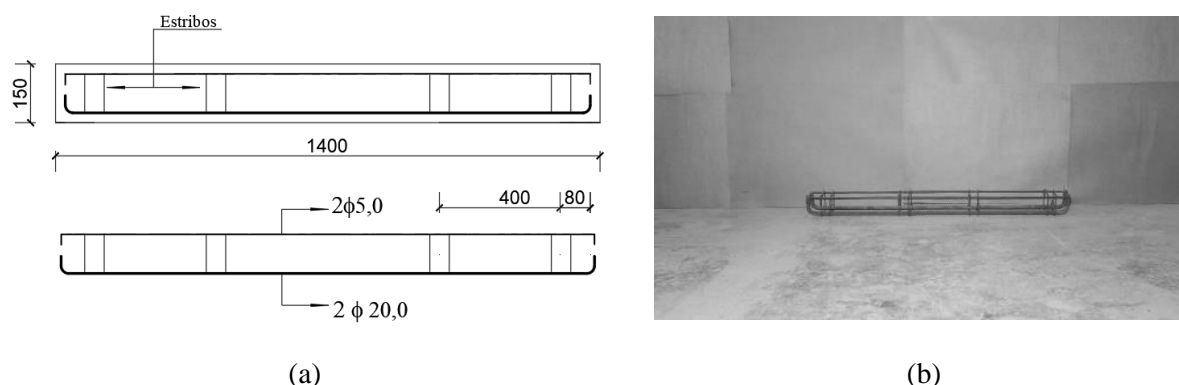
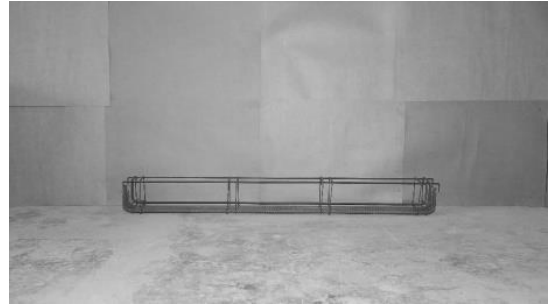
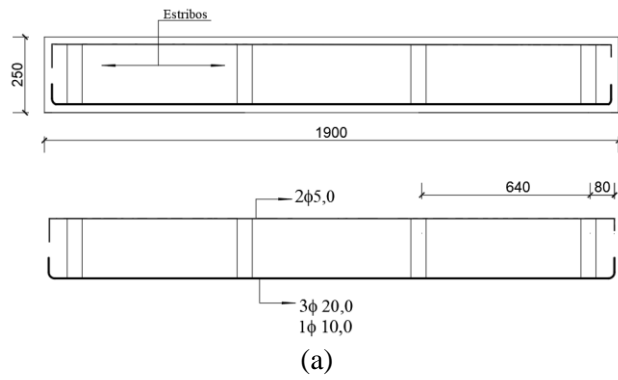
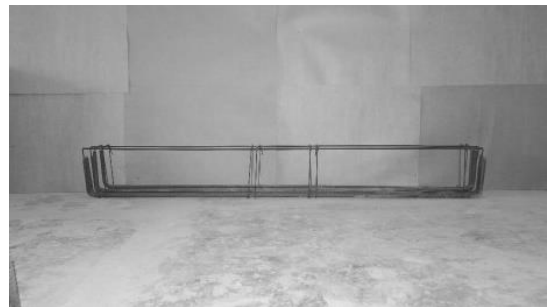
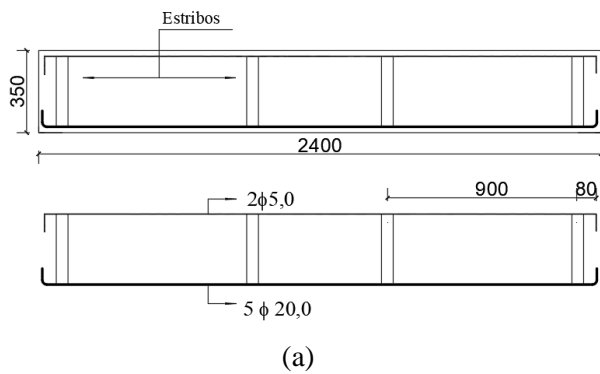


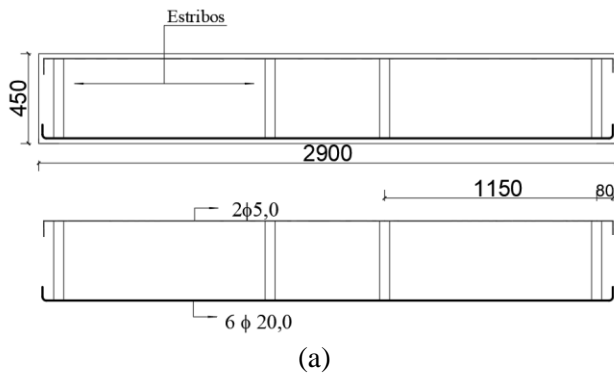
Figura 3.3: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 150) mm



(a) (b)
 Figura 3.4: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 250) mm



(a) (b)
 Figura 3.5: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 350) mm



(a) (b)
 Figura 3.6: Detalhamento das armaduras das vigas com seção (150 x 450) mm

Na Figura 3.7 mostra-se o detalhamento do corte indicado na seção transversal A'A. Como citado anteriormente, as vigas propostas não possuem armadura transversal, o estribo que consta nos desenhos é ilustrativo.

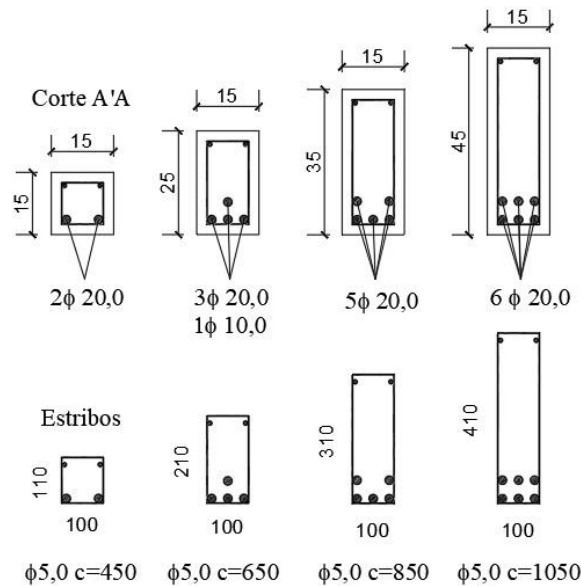


Figura 3.7: Corte AA' mostrando o detalhamento das seções. Fonte: Autora

3.5 SISTEMA DE MONITORAMENTO DAS VIGAS

3.5.1 Sistema de Ensaio

Todas as vigas foram ensaiadas no Laboratório de engenharia civil da Universidade Federal do Pará. Estas foram ensaiadas sob um pórtico metálico fixado à laje de reação do laboratório como mostrado na Figura 3.8. Elas estavam posicionadas sobre dois aparelhos de simulação de apoio, sendo um do 1º gênero e outro do 2º gênero, que por sua vez estavam apoiados sobre dois blocos de concreto que estavam sobre a laje de reação.

A sequência de montagem do sistema de ensaio iniciava-se com a movimentação das vigas até o pórtico, com o auxílio de uma empilhadeira, em seguida as vigas eram posicionadas sobre os blocos de concreto que já estavam devidamente posicionados de acordo com o vão a ser ensaiado, posicionou-se os blocos de forma que movimentássemos o mínimo possível o bloco, uma vez que o vão de ensaio variou conforme geometria das vigas. Após o posicionamento da viga no pórtico, dava-se início a colagem do extensômetros elétricos de resistência (EER) que iriam medir as deformações no concreto. Conectavam-se os fios dos extensômetros que iriam medir as deformações nas armaduras, nesta etapa posicionava-se também o LVDT que iria medir o deslocamento vertical (flecha) das vigas. Na Figura 3.9 ilustra-se a configuração de todas as dimensões das vigas ensaiadas, com distâncias de pontos de aplicação de carga.

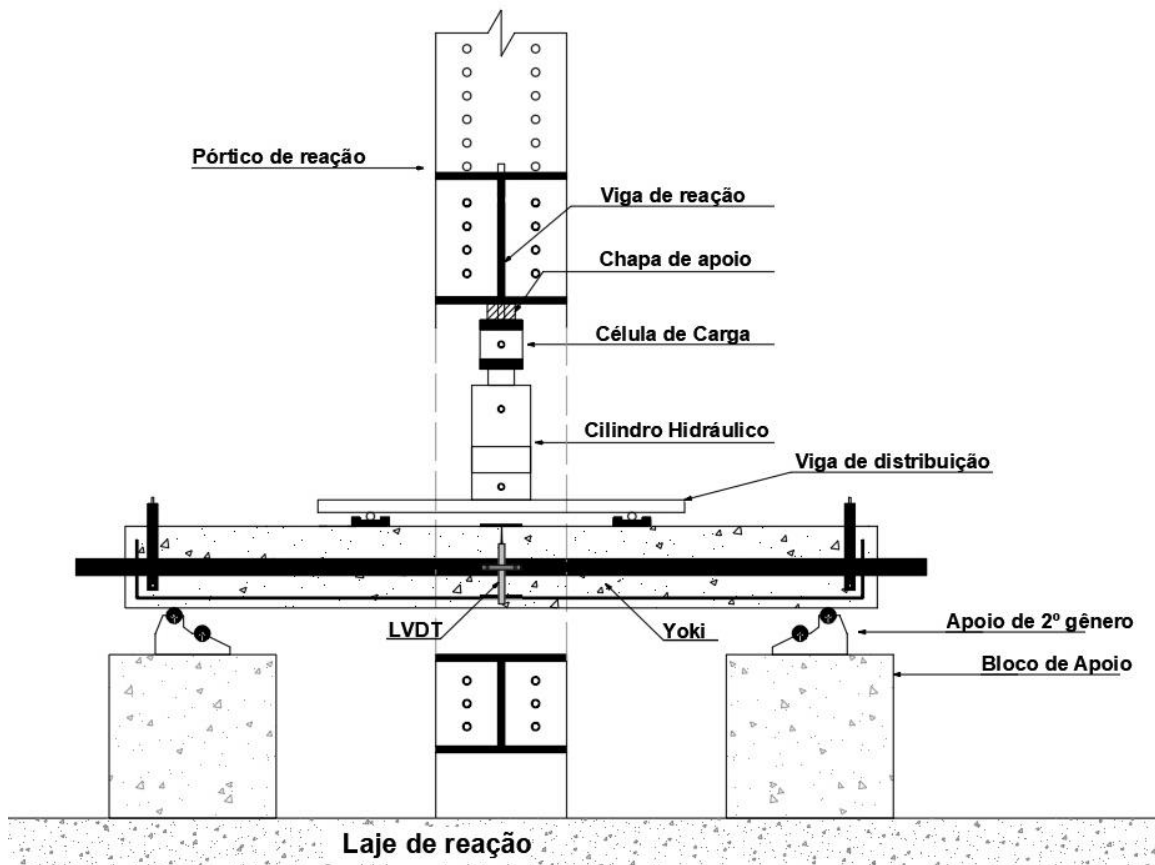
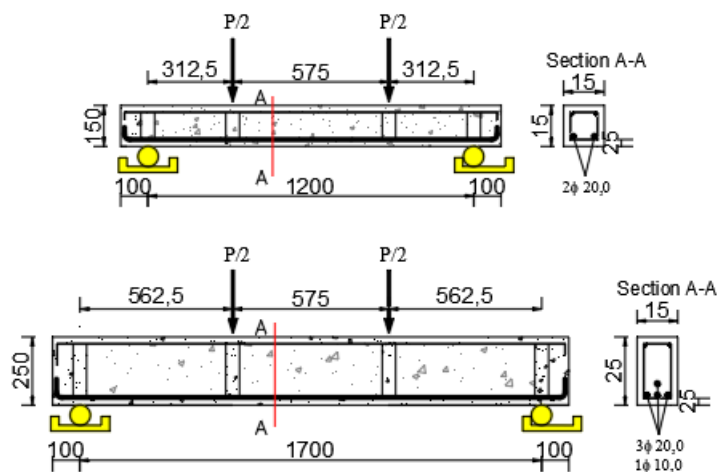


Figura 3.8: Esquema do Sistema de Ensaio. Fonte: Autora



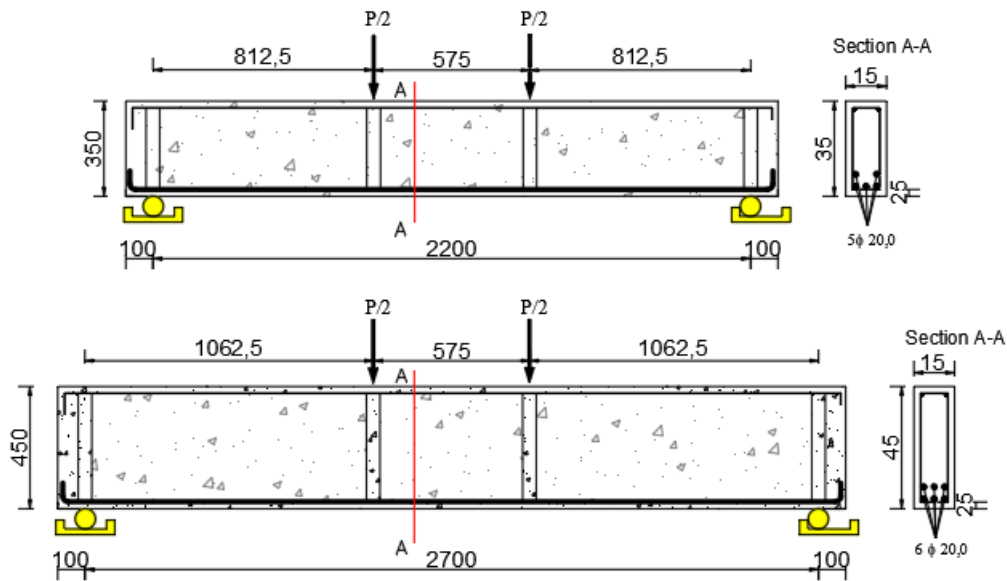


Figura 3.9: Configuração geométrica e pontos de aplicação de carga em todas as vigas.

Finalizada a montagem do sistema de reação e apoio, os dispositivos responsáveis pela aplicação da carga eram posicionados. Esse conjunto foi composto por um cilindro hidráulico com capacidade de 2.000 kN, o qual era alimentado por uma bomba hidráulica e cuja capacidade do carregamento era medido através de uma célula de carga com capacidade para 1.000 kN e precisão de 0,5 kN. Finalizada as etapas de montagem do sistema de ensaio, iniciou-se o processo de carregamento, no sentido de cima para baixo, adotando-se um incremento contínuo de carga até ruptura da viga. Em média demorava-se entre 15 e 30 minutos para concluir um ensaio. Para cada incremento de carga foram medidos os deslocamentos verticais, as deformações nas armaduras, no concreto utilizando EER, e as fissuras foram apenas mapeadas, com o objetivo de verificar a angulação da fissura crítica de cisalhamento. A Figura 3.10 ilustra o sistema de aquisição de dados que era composto por um notebook e o equipamento ALMEMO®.



Figura 3.10: Sistema de aquisição de dados. Fonte: Autora

3.5.2 Instrumentação das vigas

Foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) para monitorar as deformações específicas nas armaduras longitudinais e concreto na zona comprimida. A Figura 3.11 ilustra o posicionamento dos extensômetros nas vigas. Estes EERs foram colados diretamente ao material de interesse. Em cada viga foi instrumentada uma barra de aço da armadura longitudinal com EER tipo PA-06-125AA-120L (nomenclatura adotada EER-A), e foi utilizado um extensômetro tipo PA-06-800BA-120L para monitoramento do concreto (nomenclatura adotada EER-C), Figuras 3.12 A e B. Para garantir aderência, as barras de aço foram previamente lixadas com uma lima, e após esta preparação da superfície os extensômetros foram aderidos e envolvidos com resina flexível da marca Araldite, conforme mostra a Figura 3.13 A e B. Após o término da colagem esperava-se até que o Araldite atingisse seu ponto de cura para envolver o sistema com fita adesiva de auto fusão, esta ação é feita para evitar que os extensômetros fossem danificados no ato da concretagem. No concreto o EER era aderido à superfície de concreto com resina flexível e conectado ao sistema de aquisição de dados. Aderiu-se o extensômetro na interseção do centro da face superior da viga, coincidindo o centro de b_w com o vão da viga. A Figura 3.14 A e B mostra o extensômetro aderido na face superior da viga.

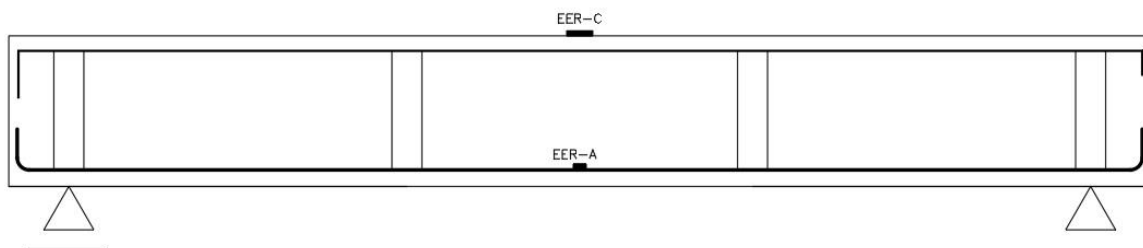
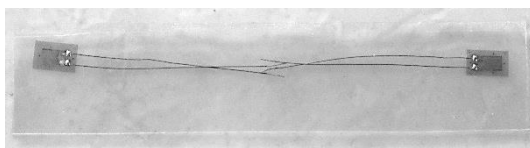
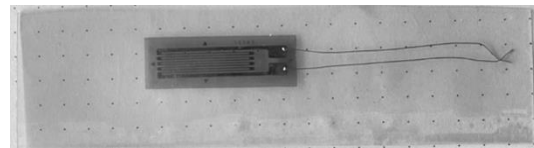


Figura 3.11: Posição dos EERs em todas as vigas. Fonte: Autora



(A)



(B)

Figura 3.12: (A) EER-A tipo PA-06-125AA-120L; (B) EER-C tipo PA-06-800BA-120L. Fonte: Autora.



(A)

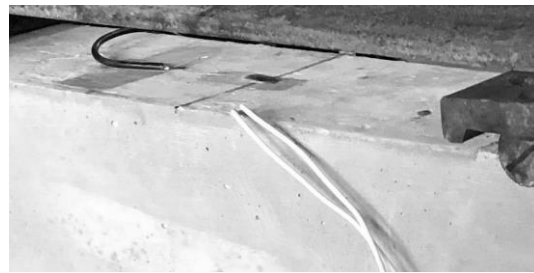


(B)

Figura 3.13: (A) Preparação da barra de aço longitudinal. (B) EER aderido na barra de aço longitudinal. Fonte: Autora



(A)



(B)

Figura 3.14: EER para monitoramento do concreto aderido a viga. Fonte: Autora

3.6 CARACTERÍSTICAS DA DOSAGEM UTILIZADA.

Dentre o vasto universo de variáveis que poderiam ser analisadas dentro deste tema, estabeleceu-se que as variáveis: consumo de cimento, consumo de areia, fator água cimento e f_c seriam mantidos constantes. Para o caso de f_c sabe-se que nem todas as peças mantiveram a resistência, pois muitos fatores podem afetar a resistência pois, segundo MEHTA e MONTEIRO (2014) muitos fatores podem afetar a resistência final, dentre eles, fatores como adensamento e condições de cura, mineralogia e dimensão do agregado, tipos de aditivos, adições, condições de umidade e geometria do corpo de prova, podem ter efeito importante na resistência. Porém por ter se tratado de um concreto moldado e lançado em ambiente de laboratório o intervalo entre elas não foi superior a 5 MPa. Na Figura 3.15 mostra-se as armaduras posicionadas na forma, evidenciando os espaçadores e os fios elétricos dos extensômetros e na Figura 3.16 mostra-se o ensaio do abatimento do tronco de cone (ou *Slump*), que foi de 13 ± 2 cm para todas as vigas. Este resultado de *slump* atendeu quanto as características das vigas e em nenhuma houve a formação de brocas. Nesta pesquisa a fixação de um valor de *slump* tinha a finalidade de garantir, o não aparecimento de brocas nas vigas,

quando estas fossem desformadas, uma vez que a densidade de armaduras em algumas vigas foi alto.

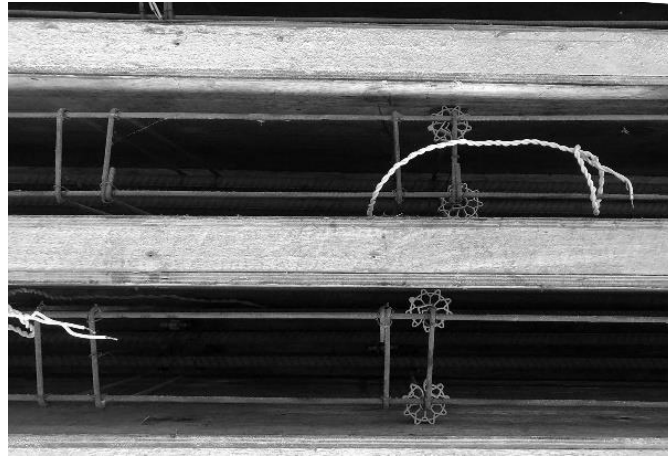


Figura 3.15: ferragens posicionadas antes da concretagem. Fonte: Autora



Figura 3.16: Ensaio do abatimento do tronco de cone. Fonte: Autora

As variáveis referentes ao concreto que foram alteradas, visando obter dados para o estudo proposto, foram todas relacionadas ao agregado graúdo, sendo elas: granulometria, tipo e volume. Para este estudo foi desenvolvido um traço de concreto convencional sobre o qual, e sem alterar a resistência aos 28 dias, foram feitas alterações nas variáveis já citadas anteriormente. As propriedades físicas no estado fresco e no estado endurecido foram avaliadas para cada conjunto de vigas.

3.6.1 Estudo de Dosagem

A dosagem dos concretos teve um traço de 1:4 (1:m), sendo m a relação agregados secos/massa de cimento, adotando-se uma relação água/cimento igual a 0,55. Adotou-se o teor de

argamassa igual a 54% para o traço inicial e obteve-se o traço 1: 1,7: 2,3: 0,55. Este traço gerou a quantidade apresentada na Tabela 3.4, com quantidade de agregado graúdo em torno de 1000 kg por m³. Tentou-se aproximar as quantidades de material da dosagem desta tese aos encontrados por HUBER (2019), o qual introduziu em sua proposta o fator referente a rugosidade do concreto. O traço piloto foi modificado para se aproximar dos valores utilizados na dosagem do autor (entre 800 kg/m³ e 900 kg/m³).

Tabela 3.4: Característica do traço inicial para a produção de 1m³ de concreto.

| Mistura | Cimento (kg) | Areia Natural (kg) | Brita 0 (kg) | Água (kg) |
|------------|--------------|--------------------|--------------|-----------|
| REFERÊNCIA | 423,68 | 720,25 | 974,46 | 233,02 |

Fonte: Autora

Optou-se por reduzir e fixar a quantidade de agregado graúdo em torno de 700 kg/m³, mantendo a quantidade de cimento e fator água/cimento. Para que a proporção entre os componentes do concreto fosse mantida, conforme o traço piloto, calculou-se um fator de compensação para esta redução de agregado graúdo, adicionando uma quantidade proporcional na quantidade de agregado miúdo de forma o teor de argamassa subiu para 67%. As nomenclaturas dos concretos ficaram assim divididas: concreto convencional com seixo rolado (CCS), concreto convencional brita 0 (CCB0), concreto convencional brita 1 (CCB1). Na Tabela 3.5 são apresentadas as características dos traços finais para a produção de 1m³ de cada respectivo concreto.

Ressalta-se que este estudo tem como um dos objetivos avaliar a influência do agregado graúdo na região do cortante, para isso pensou-se em dosar um concreto com cerca de 67% de teor de argamassa. No projeto de tese pretendia-se dosar um concreto que alcançasse em torno de 40 MPa ao 28º dia, porém com a dosagem dos traços pilotos onde reduziu-se a proporção de agregado graúdo em 30%, observou-se que a resistência não alcançaria a resistência pretendida. A resistência final alcançada ficou em torno de 20 MPa, sendo esta dosagem mantida e realizada no programa experimental.

Tabela 3.5 - Característica dos traços finais para a produção de 1m³ de concreto.

| Mistura | Cimento (kg) | Areia Natural (kg) | Seixo Rolado | Brita 0 (kg) | Brita 1 | Água (kg) |
|---------|--------------|--------------------|--------------|--------------|---------|-----------|
| CCS | 418,1 | 994,8 | 673,0 | - | - | 229,9 |
| CCB0 | 423,7 | 998,0 | - | 682,12 | - | 233,0 |
| CCB1 | 423,7 | 998,0 | - | - | 674,46 | 233,0 |

Fonte: Autora

3.6.2 Caracterização dos Materiais

3.6.2.1 Cimento

A produção dos concretos utilizou o cimento Portland composto com escória granulada de alto forno classe de resistência de 32 MPa (CP II E 32) da marca Poty, disponível na região metropolitana de Belém. Na Tabela 3.6 apresenta-se algumas características químicas do cimento CP II E.

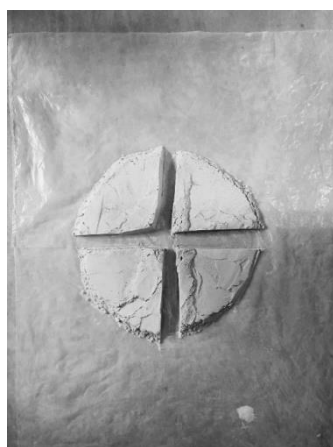
Tabela 3.6: Características químicas do cimento CP II E

| Designação Normalizada | Sigla | Classe de Resistência | Sufixo | Clínquer + Sulfatos de Calcio | Escória Granulada de Alto Forno | Materia l Pozolânico | Material Carbonático |
|---------------------------------------|---------|-----------------------|----------|-------------------------------|---------------------------------|----------------------|----------------------|
| Cimento Portland composto com escória | CP II-E | 25, 32 ou 40 | RS ou BC | 51-94 | 6-34 | 0 | 0-15 |

Fonte: Adaptado da Norma NBR 16697 (ABNT, 2018)

3.6.2.2 Agregados

Como agregado miúdo foi utilizada areia natural de rio de granulometria fina comercializada na cidade de Belém-Pa. Os agregados graúdos foram provenientes de rio e da britagem de rochas graníticas, com diâmetro máximo entre 9,5 (Brita 0) e 12,5 mm (Brita 1 e Seixo), sendo as britas denominadas pela NBR 7211 (2022) como brita 0 e brita 1 respectivamente. Antes dos ensaios característicos dos agregados miúdo e graúdo fez-se a redução das amostras de campo para ensaios de laboratório conforme NBR NM 27 (2000). Na Figura 3.17 A apresenta-se a divisão do disco e na Figura 3.17 B a diagonal escolhida para o quarteamento do agregado miúdo.



A



B

Figura 3.17: Quarteamento do agregado miúdo. Fonte: Autora

Para ilustração do quarteamento feito com o agregado graúdo, apresentar-se-á o quarteamento realizado com uma amostra de brita 0. Na Figura 3.18 A mostra-se o cone de agregado, na Figura 3.18 B apresenta-se o cone já achatado, na Figura 3.18 C mostra-se a divisão em 4 partes, e na Figura 3.18 D apresenta-se as duas diagonais escolhidas da qual foi realizado os ensaios.

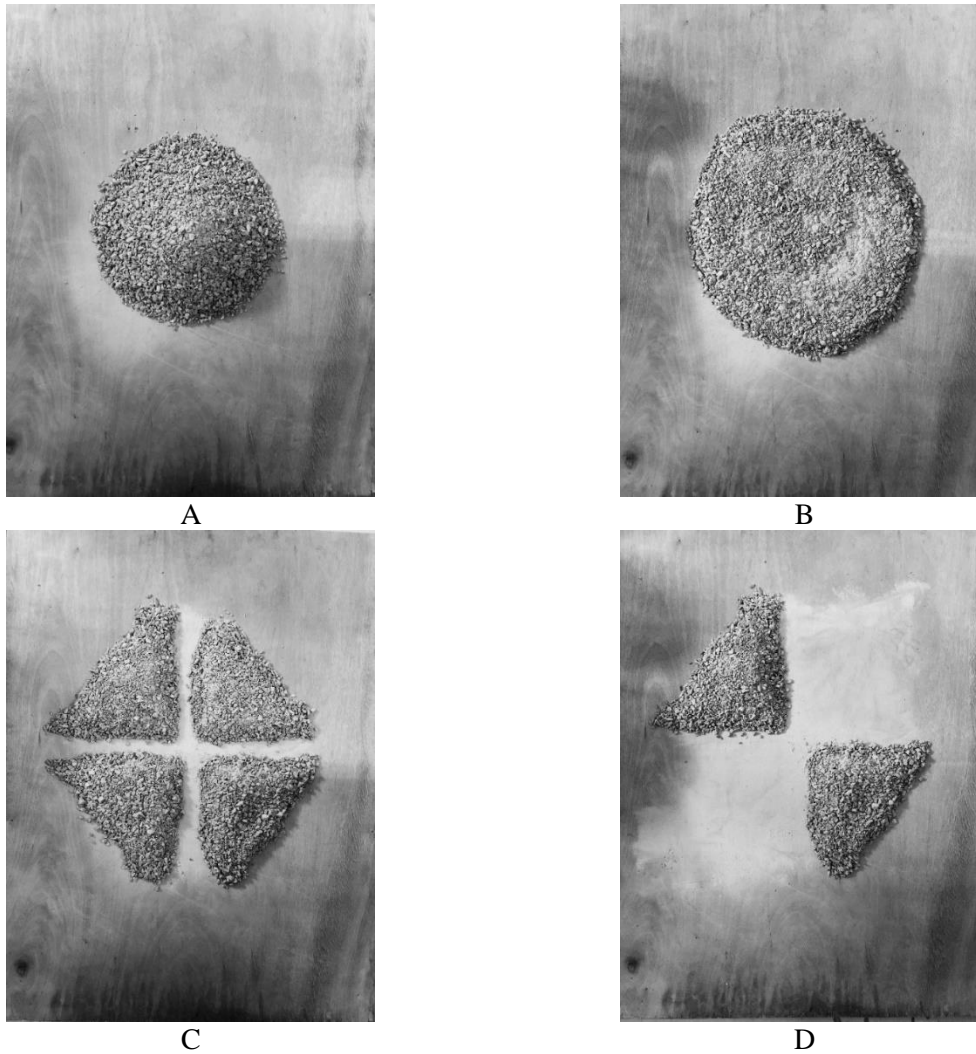


Figura 3.18: Quarteamento da amostra de brita 0. Fonte: Autora

Como caracterização destes agregados fez-se a distribuição granulométrica, conforme a NBR NM 248 (2001). Na Tabela 3.7 são apresentados os limites granulométricos utilizados para classificar os agregados graúdos quanto ao diâmetro máximo (d_{max}). Na Figura 3.19 apresenta-se as curvas granulométricas dos agregados graúdos e na Figura 3.20 apresenta-se o aspecto dos agregados graúdos, seixo, brita 0 e brita 1 nesta ordem, utilizados na pesquisa.

Tabela 3.7: Limites Granulométricos de agregado Graúdo.

| Graduação | Porcentagem retida acumulada, em peso, nas peneiras de abertura normal, em mm, de | | | | | | | | | | | | |
|-----------|---|----|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 152 | 76 | 64 | 50 | 38 | 32 | 25 | 19 | 12,5 | 9,5 | 6,3 | 4,8 | 2,4 |
| 0 | - | - | - | - | - | - | - | - | 0 | 0-10 | - | 80-100 | 95-100 |
| 1 | - | - | - | - | - | - | 0 | 0-10 | - | 80-100 | 92-100 | 95-100 | - |
| 2 | - | - | - | - | - | 0 | 0-25 | 75-100 | 90-100 | 95-100 | - | - | - |
| 3 | - | - | - | 0 | 0-30 | 75-100 | 87-100 | 95-100 | - | - | - | - | - |
| 4 | - | 0 | 0-30 | 75-100 | 90-100 | 95-100 | - | - | - | - | - | - | - |
| 5 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |

Fonte: Adaptado da Norma NBR 7211 (ABNT, 2022)

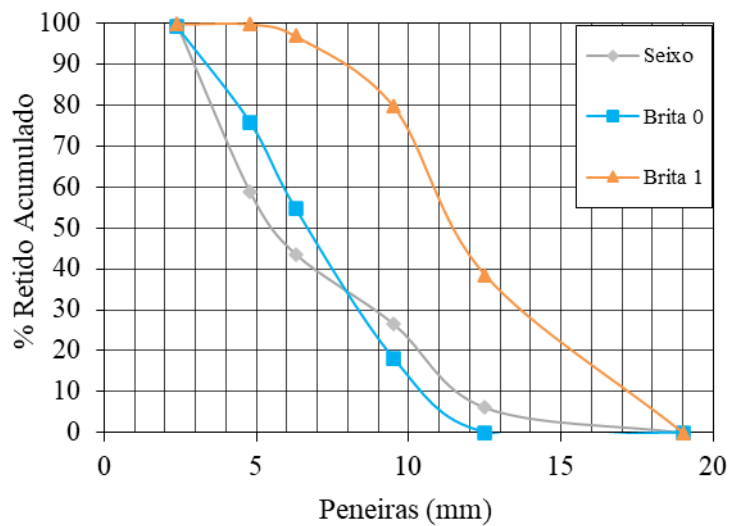


Figura 3.19: Curvas Granulométricas dos agregados. Fonte: Autora



Figura 3.20: Seixo, brita 0 e brita 1 utilizados na pesquisa. Fonte: Autora

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados dos ensaios experimentais referentes a caracterização do material utilizado na confecção das vigas, bem como os resultados experimentais obtidos a partir dos ensaios de ruptura dos conjuntos de vigas desta tese. Nos ensaios experimentais das vigas foram obtidos: o modo e a força cortante de ruptura, a deflexão no centro do vão ensaiado, o padrão de fissuração e as deformações medidas na armadura longitudinal e no concreto. Todos estes resultados possibilitaram a análise do conjunto visando cumprir os objetivos deste trabalho. Os resultados experimentais também deram suporte para as implementações da modelagem computacional, uma vez que o software computacional utilizado (ABAQUS), utiliza as curvas experimentais dos materiais para calibração do modelo computacional.

4.1 MATERIAIS

4.1.1 Aço

Para caracterizar mecanicamente as armaduras de flexão usadas nas vigas, foram retirados nove corpos-de-prova, sendo que destes, três para as barras de 5mm utilizada nos estribos colocados nos pontos de aplicação da carga, três para as barras de 10 mm utilizada em uma das camadas das armaduras longitudinais das vigas com altura igual a 250 mm e três para as barras de 20 mm utilizadas nas armaduras longitudinais em todas as vigas. O procedimento para realização do ensaio foi de acordo com as recomendações descritas na NBR 6892 (ABNT, 2018). Todas as amostras foram ensaiadas no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA. Nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 apresenta-se os gráficos com as curvas tensão-deformação do aço 5,0 mm, 10 mm e 20 mm, respectivamente. Na Tabela 4.1 é apresentada de forma resumida as propriedades mecânicas dos aços

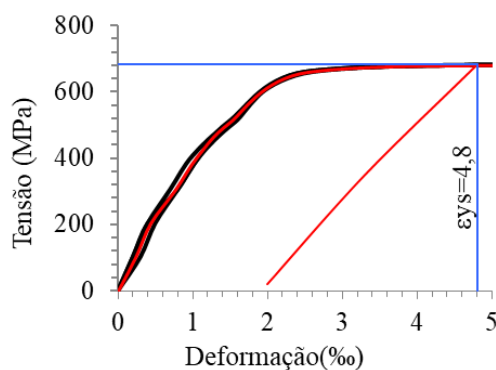


Figura 4.1: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 5 mm. Fonte: Autora

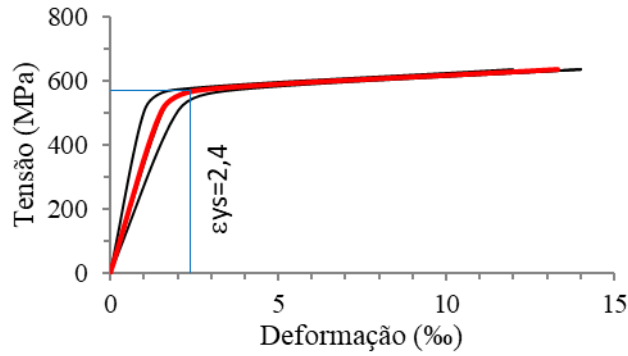


Figura 4.2: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 10 mm. Fonte: Autora

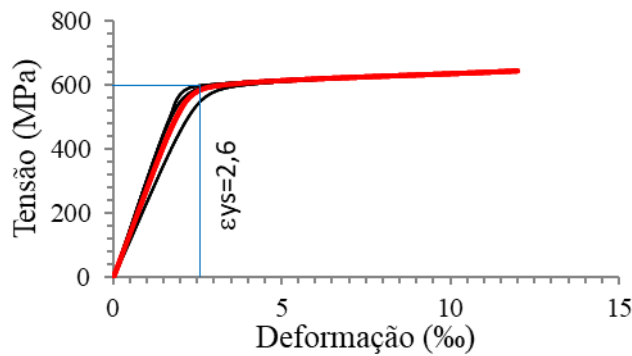


Figura 4.3: Curva Tensão-deformação média da barra de aço de 20 mm. Fonte: Autora

Tabela 4.1: Resumo das propriedades mecânicas dos aços

| ϕ (mm) | f_{ys} (Mpa) | ϵ_{ys} (‰) | E_s (GPa) |
|----------------|-------------------|------------------------|----------------|
| 5,0 | 684 | 4,8 | 244,2 |
| 10,0 | 570 | 2,4 | 237,5 |
| 20,0 | 600 | 2,6 | 230,7 |

4.1.2 Concreto

O concreto utilizado para a concretagem das vigas foi fabricado no laboratório de engenharia civil da UFPA. A dosagem se deu conforme descrito no item 3.6 desta tese. A concretagem foi executada de acordo com tipo de agregado. Primeiro concretou-se as vigas com seixo da região, a concretagem se deu em um único dia. Em seguida concretou-se as vigas com brita 0 e por fim concretou-se as vigas com brita 1. Cada grupo de concretagem com quatro vigas, incluindo os corpos-de-prova para caracterização do concreto, consumiu em média 0,5 m³ de concreto.

Terminadas as concretagens e após o final do tempo de pega iniciava-se o processo de cura do concreto para garantir que o calor de hidratação não fissurasse as peças de concreto. Como a superfície das vigas era pequena (150 mm x o comprimento da viga) este processo se deu com

a molhagem das peças com posterior cobertura utilizando sacos de aniagem mantendo assim a umidade necessária para esta etapa.

4.1.2.1 Resistência a Compressão

A resistência a compressão (f_c), foi obtida por meio de ensaios de compressão feitos em corpos-de-prova cilíndricos de concreto medindo (100 x 200) mm, onde foram moldados 3 para cada concretagem com diferentes tipos de agregado graúdo, uma vez que esta era a única variável entre os concretos dosados nesta tese.

Os ensaios de compressão nos corpo-de-prova foram realizados no Laboratório da empresa Total Mix Controle Tecnológico em Concreto e Argamassa por técnicos especializados. Estes ensaios eram realizados à medida que se ensaiava as vigas, para assim monitorar a resistência da viga no dia do seu ensaio experimental. O ensaio a compressão seguiu as recomendações da NBR 5739 (ABNT,2018). A Tabela 4.2, apresenta os valores obtidos nos ensaios.

Tabela 4.2: Resultados para o ensaio de compressão dos concretos.

| Dosagem | Corpo de Prova | Massa (kg) | f_c (MPa) | f_c (MPa) Adotado |
|---------|----------------|------------|-------------|---------------------|
| CCS | CP1 | 3,24 | 19,1 | 21,0 |
| | CP2 | 3,22 | 22,7 | |
| | CP3 | 3,33 | 21,3 | |
| CCB0 | CP1 | 3,30 | 20,9 | 22,0 |
| | CP2 | 3,27 | 22,7 | |
| | CP3 | 3,28 | 22,9 | |
| CCB1 | CP1 | 3,46 | 26,7 | 25,0 |
| | CP2 | 3,40 | 25,1 | |
| | CP3 | 3,38 | 23,6 | |

4.1.2.2 Resistência a Tração

O ensaio de resistência a tração por compressão diametral, dos corpos de prova cilíndricos de concreto, foi feito de acordo com a NBR 7222 (ABNT, 2011), os corpos de prova mediam (100 x 200) mm e foram moldados 3 espécimes para cada dosagem de concreto. Na Tabela 4.3 apresenta-se os resultados deste ensaio.

Tabela 4.3: Resultados para o ensaio de resistência a tração por compressão diametral.

| Dosagem | Corpo de Prova | Massa (kg) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) Adotado |
|---------|----------------|------------|----------------|------------------------|
| CCS | CP1 | 3,00 | 1,44 | 1,6 |
| | CP2 | 3,25 | 2,08 | |
| | CP3 | 3,23 | 1,43 | |
| CCB0 | CP1 | 2,90 | 1,84 | 1,8 |
| | CP2 | 3,21 | 1,75 | |
| | CP3 | 3,30 | 1,75 | |
| CCB1 | CP1 | 3,38 | 2,28 | 2,0 |
| | CP2 | 3,00 | 1,91 | |
| | CP3 | 3,06 | 1,91 | |

4.1.2.3 Módulo de Elasticidade dos concretos

O ensaio para determinação do módulo de elasticidade do concreto, foi feito de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 2017). Foram utilizados corpos de prova cilíndricos com dimensão (150 x 300) mm. Utilizou-se também as equações propostas pelos códigos normativos NBR 6118 (2014), EUROCODE 2 (2004) e Model code (2011) para estimativa do módulo de elasticidade dos concretos dosados, a partir das equações propostas por estes códigos. Com exceção da NBR 6118 (2014), todos os demais códigos levam em consideração o tipo de agregado na equação de estimativa do módulo de elasticidade do concreto. Na Tabela 4.4 apresenta-se os resultados obtidos experimentalmente e a partir do cálculo do módulo de elasticidade dos concretos dosados nesta tese, apresenta-se também os valores para o desvio padrão entre o resultado experimental e as estimativas para uma mesma amostra de concreto.

Tabela 4.4: Resultado para o módulo de elasticidade

| Dosagem | Corpo de Prova | E_c | Média | E_c | E_c | E_c | Desvio Padrão |
|---------|----------------|--------------------|-------|-----------|----------------|------------------|---------------|
| | | Experimental (GPa) | | NBR (GPa) | Eurocode (GPa) | Model Code (GPa) | |
| CCS | CP1 | 25,6 | 24,3 | 23,10 | 28,86 | 27,59 | 2,27 |
| | CP2 | 23,7 | | | | | |
| | CP3 | 23,6 | | | | | |
| CCB0 | CP1 | 27,94 | 26,6 | 26,27 | 29,26 | 31,00 | 2,26 |
| | CP2 | 26,21 | | | | | |
| | CP3 | 25,61 | | | | | |
| CCB1 | CP1 | 29,21 | 27,8 | 28,0 | 30,41 | 32,00 | 2,02 |
| | CP2 | 27,40 | | | | | |
| | CP3 | 26,77 | | | | | |

4.2 RELAÇÃO CARGA - DESLOCAMENTO

Neste trabalho experimental registrou-se o deslocamento no centro das vigas com alinhamento no meio do vão de ensaio (L/2). Desta forma, adotou-se como parâmetro de

análise a relação carga x deslocamento ($V_u - \delta$) representada nas Figuras 4.4 para o grupo de vigas com altura (h) igual a 150 mm, Figura 4.5, para o grupo de vigas com h igual a 250 mm, Figura 4.6 para o grupo de vigas com altura igual a 350 mm e Figura 4.7 para o grupo de vigas com h igual a 450 mm. Na Tabela 4.5 resume-se as cargas e deslocamentos máximos registrados em todas as vigas ensaiadas experimentalmente neste trabalho.

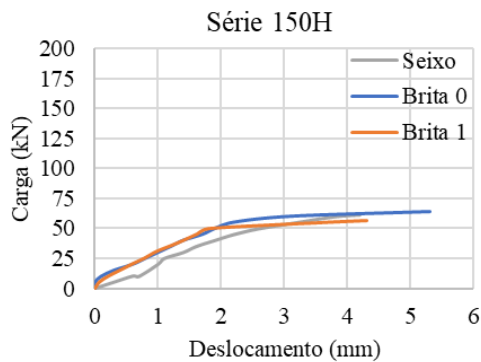


Figura 4.4: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 150 mm.

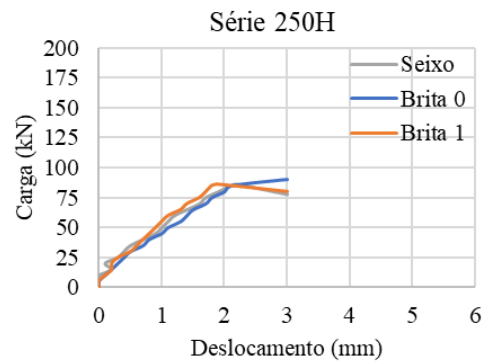


Figura 4.5: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 250 mm.

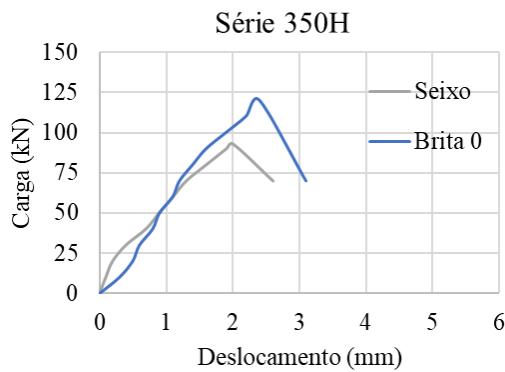


Figura 4.6: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 350 mm.

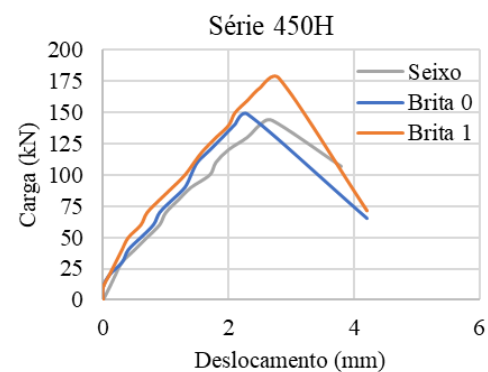


Figura 4.7: Relação carga - deslocamento para o grupo de vigas com h igual a 450 mm.

Tabela 4.5: Carga-deslocamento para todas as vigas ensaiadas.

| Vigas | V_u (kN) | δ_u (mm) |
|--------|------------|-----------------|
| V150S | 61,6 | 4,1 |
| V150B0 | 64,6 | 4,3 |
| V150B1 | 57,0 | 4,3 |
| V250S | 86,4 | 2,2 |
| V250B0 | 90,4 | 3,0 |
| V250B1 | 86,1 | 1,9 |

| Vigas | V_u (kN) | δ_u (mm) |
|--------|------------|-----------------|
| V350S | 93,0 | 2,0 |
| V350B0 | 120,3 | 2,4 |
| V450S | 143,7 | 2,7 |
| V450B0 | 148,6 | 2,3 |
| V450B1 | 177,8 | 2,8 |

Fonte: Autora

Observou-se um comportamento semelhante em termos de rigidez entre as vigas com seixo e brita 0. Observou-se, que as vigas dosadas com Brita 1 apresentaram diferenças significativas para a série 450H. Para este grupo de vigas, verificou-se uma maior energia liberada para ser capaz de levar a viga até a ruína, fato este que pode ser observado pelos gráficos, para o mesmo nível de deslocamento. Observa-se que as vigas dosadas com Brita 1 deste grupo citado apresentam valores superiores de energia às demais vigas dos outros grupos.

4.3 TENACIDADE

A partir do gráfico de carga-deslocamento, traçou-se o gráfico tensão-deslocamento com o objetivo de avaliar a tenacidade das vigas e verificar se houve variação de energia no momento da ruína. Para os valores de tensão dividiu-se a carga de ruptura das vigas pela área da seção. Já para a obtenção dos valores de tenacidade, utilizou-se as equações das curvas dos gráficos apresentados nas Figuras 4.8 (A), (B), (C) e (D), das quais calculou-se a integral pelo método de Simpson. O intervalo de integração corresponde do início da curva (valor 0) até o deslocamento igual a 3 mm que foi a média de deslocamento máximo para todas as vigas. Apenas a viga com seixo teve este cálculo com intervalo entre 0-2, pois não atingiu deslocamento máximo igual a 3mm. Na Tabela 4.6 apresenta-se as funções, intervalo de integração e valores de tenacidade para todas as vigas ensaiadas.

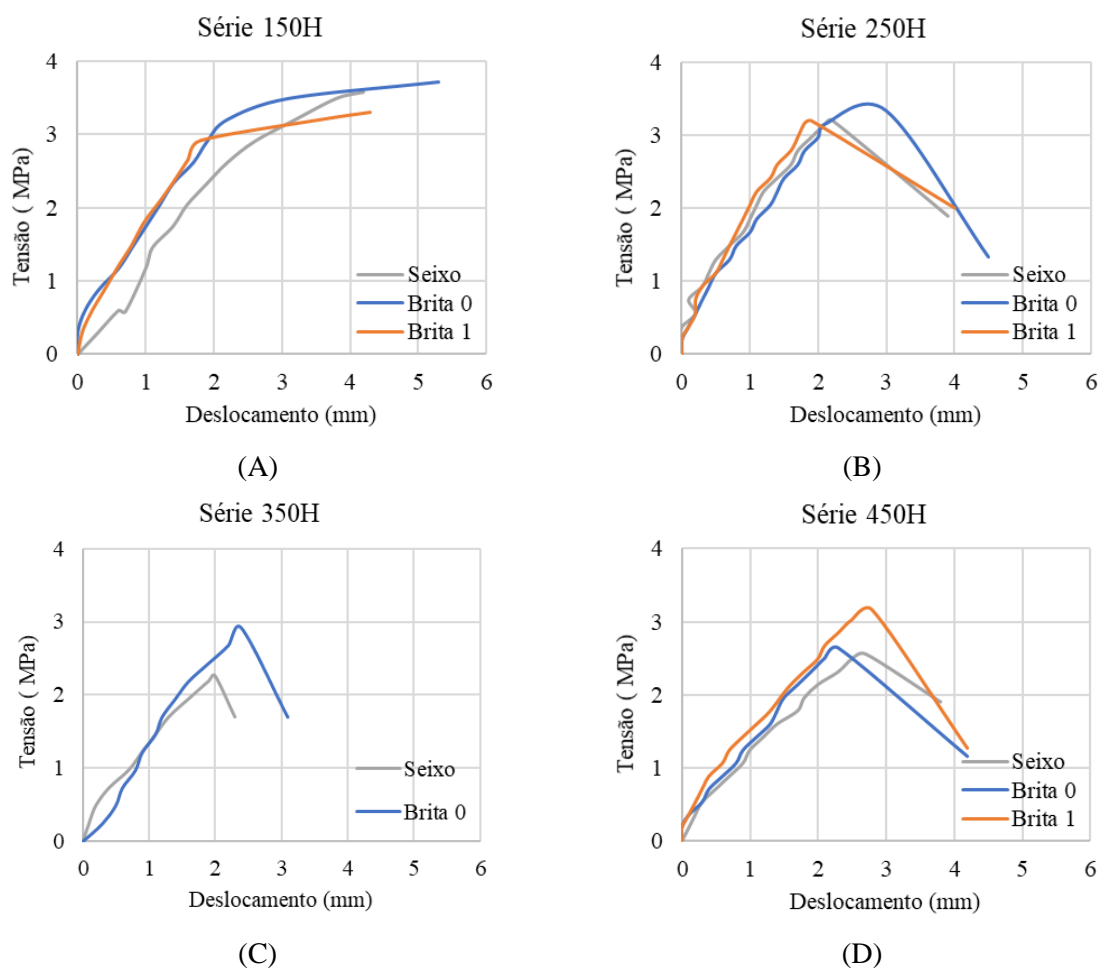


Figura 4.8: Gráficos de tensão x deslocamento para todas as vigas.

Tabela 4.6: Funções de integração e valores de tenacidade para todas as vigas ensaiadas.

| Viga | Função | Intervalo Integração | Tenacidade MPa.mm (Pelo método de Simpson) |
|--------|-------------------------------------|----------------------|--|
| V150S | $y = -0.1716x^2 + 1.6232x - 0.1968$ | 0-3 | 5,17 |
| V150B0 | $y = -0.2066x^2 + 1.7417x + 0.2523$ | 0-3 | 6,73 |
| V150B1 | $y = -0.3074x^2 + 2.0297x + 0.1156$ | 0-3 | 6,71 |
| V250S | $y = -0.4097x^2 + 2.1647x + 0.2401$ | 0-3 | 6,77 |
| V250B0 | $y = -0.2796x^2 + 1.9273x + 0.1416$ | 0-3 | 6,58 |
| V250B1 | $y = -0.4993x^2 + 2.4905x + 0.0975$ | 0-3 | 4,03 |
| V350S | $y = -0.4359x^2 + 1.8568x + 0.0313$ | 0-2 | 4,52 |
| V350B0 | $y = -0.5284x^2 + 2.4552x - 0.4318$ | 0-3 | 4,99 |
| V450S | $y = -0.2838x^2 + 1.6352x - 0.0330$ | 0-3 | 4,70 |
| V450B0 | $y = -0.3735x^2 + 1.8718x + 0.0014$ | 0-3 | 5,06 |
| V450B1 | $y = -0.358x^2 + 1.968x + 0.0619$ | 0-3 | 5,82 |

POMPEU (2004), após uma série de ensaios, constatou que a tenacidade à fratura das misturas aumentava entre 4,5% e 24,5% com o aumento da fração volumétrica do agregado.

O autor atribuiu a isto o maior intertravamento entre as partículas. Porém embora o aumento da tenacidade signifique que a resistência ao fissuramento está aumentando, o comportamento a fratura da peça pode ficar mais frágil. Nos ensaios feitos nesta tese, observou-se a maior resistência ao fissuramento, uma vez que não observou-se fissuras durante os ensaios nos grupos de vigas com altura 250mm, 350mm e 450mm e os valores de tenacidade entre estes grupos de viga tenderam a aumentar com o aumento da altura. Observou-se o aparecimento de fissuras apenas no grupo de vigas com altura igual a 150 mm. Ressalta-se que a elevada taxa de armadura e o aumento da altura das vigas configuram elementos que dificultam o aparecimento de fissuras em ensaios desta natureza.

Na Figura 4.9 ilustra-se o gráfico comparativo entre todas as vigas, para auxiliar a interpretação. Nos rótulos de cada barra apresenta-se a informação do nome da viga e do valor da tenacidade em MPa.mm. Pelos ensaios observou-se a influência do tipo de agregado para todos os grupos de vigas, exceto o grupo com altura de 250mm, onde a viga com seixo apresentou valor de tenacidade superior a viga concretada com brita 0. Nos demais grupos observou-se que as vigas concretadas com brita (granito), independente do diâmetro máximo, apresentaram tenacidade superior as vigas com seixo (quartzito). Para as vigas dos grupos com altura igual a 350 mm e 450 mm ficou evidente que as vigas concretadas com brita apresentaram maior tenacidade.

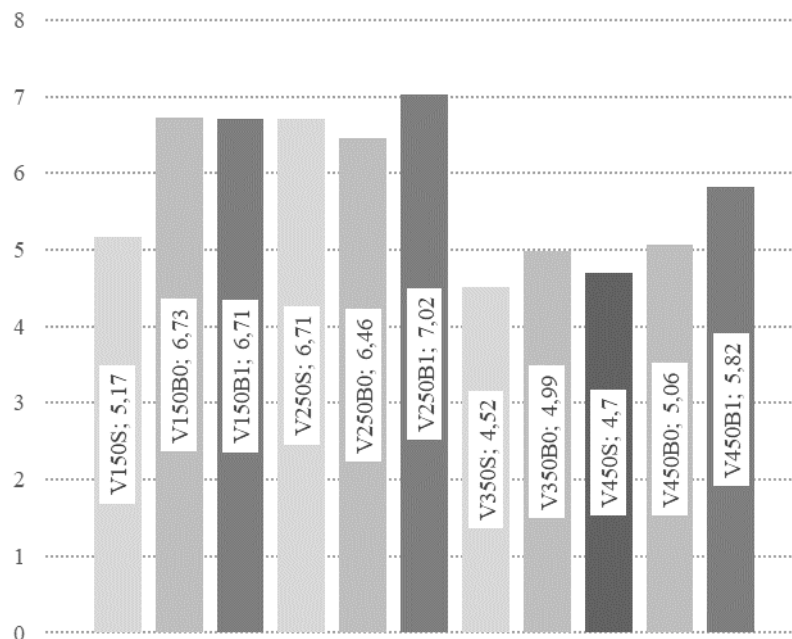


Figura 4.9: Tenacidade calculada para todos os grupos de viga. Fonte: autora

Outro ponto observado a partir do cálculo da tenacidade, é que os níveis diminuem à medida que se aumenta a altura das vigas, porém apenas nas vigas com altura superior a 250 mm. Para as vigas com altura igual a 150 mm e 250 mm observou-se um comportamento muito semelhante, não variando os níveis de tenacidade entre as 6 vigas componentes do grupo 150H e 250 H. Nas Figuras 4.10 (A), (B), (C) e (D), apresenta-se as vigas separadas por altura evidenciando os valores de tenacidade par cada grupo de viga.

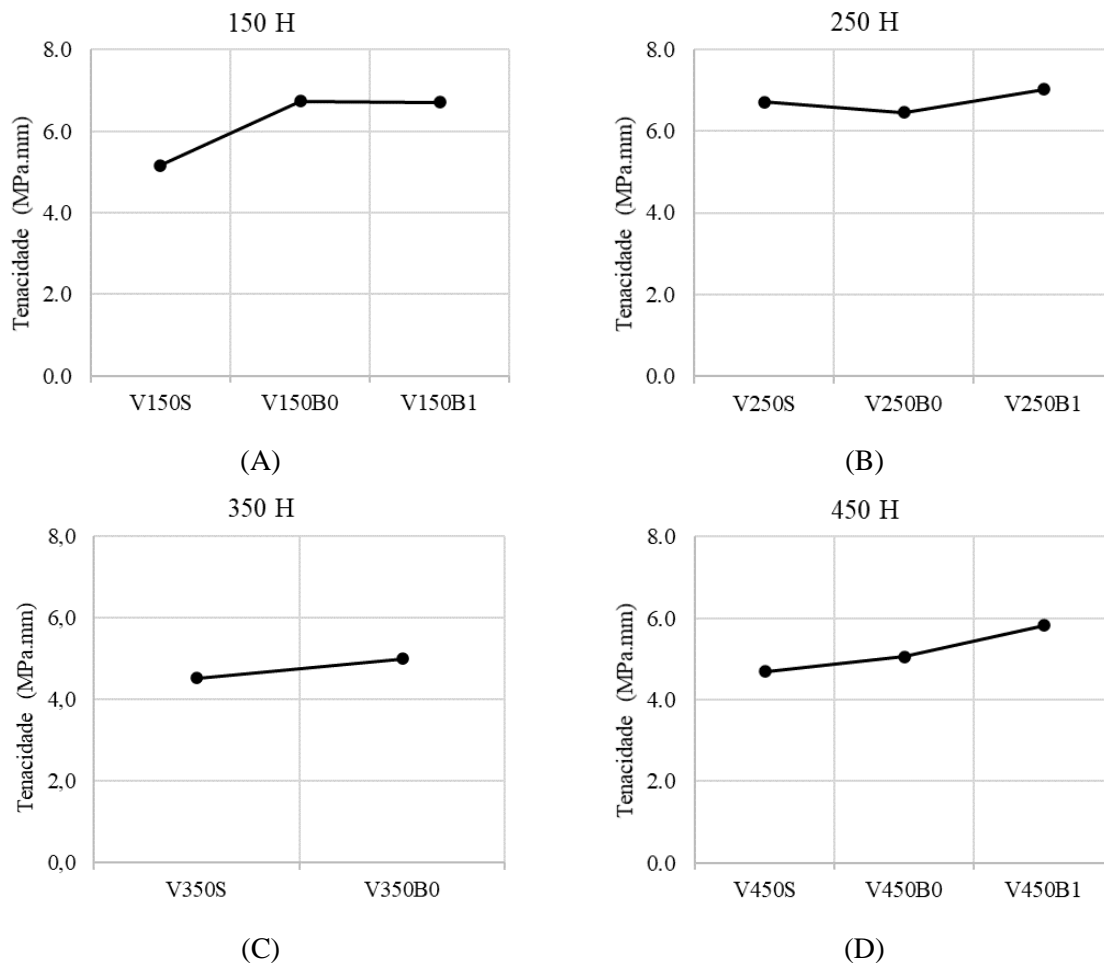


Figura 4.10: Comparação dos valores de tenacidade das vigas para cada tipo de agregado.

Pela observação dos gráficos fica nítida a tendência crescente da tenacidade de acordo com o tipo de agregado. Para a viga V150S o valor da tenacidade foi 5,17 MPa.mm, enquanto para as vigas V150B0 e V150B1 os valores foram 6,7 Mpa.mm, o que corresponde um ganho de 29,5% quando comparada com a viga que utilizam o seixo como agregado graúdo. No grupo de vigas com altura igual a 250H, a viga concretada com seixo (V250S) apresentou tenacidade igual a 6,7 MPa.mm que representa 7% a mais que a tenacidade observada para a viga concretada com brita 0 V250B0 que foi igual a 6,46 Mpa.mm. Neste grupo a viga

concretada com seixo, foi a única que apresentou tenacidade superior às vigas concretadas com brita.

O grupo de vigas com 350 mm de altura a viga V35B0, concretada com brita 0, apresentou tenacidade 10% superior que a viga concretada com seixo. Para o grupo de viga 450H, a viga concretada com brita 0 apresentou tenacidade 7% superior à viga concretada com seixo e a viga concretada com brita 1. Ademais a mesma também apresentou tenacidade com valor 24% superior à viga concretada com seixo.

Pode-se concluir que a tenacidade variou nas vigas de acordo com a mudança do tipo de agregado. A brita 1 e brita 0 se mostraram eficientes quando comparadas com o seixo, porém estas observações se tornam evidentes nos grupos de viga com altura superior a 250 mm de altura. Para vigas abaixo deste valor não pode-se afirmar que o tipo de agregado é capaz de influenciar nos valores de tenacidade, uma vez que os valores variam pouco entre si e não há uma tendência de rendimento onde as britas ou seixo sejam mais eficientes quando comparadas entre si.

4.4 DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DE CONCRETO

As deformações referentes aos esforços de compressão foram medidas a partir de EER, que foram posicionados conforme item 3.5 desta tese. Pelas Figuras 4.11 até 4.14, observa-se que nenhuma viga excedeu os limites de 3,5 ‰ fixados pela NBR 6118 (2014), mantendo integra esta região elástica nas vigas.

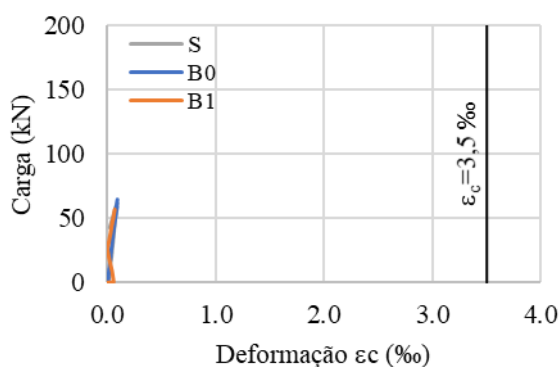


Figura 4.11: Deformações na superfície das vigas 150H. Fonte: Autora

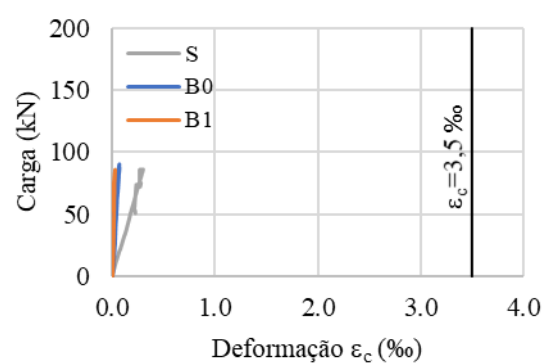


Figura 4.12: Deformações na superfície das vigas 250H. Fonte: Autora

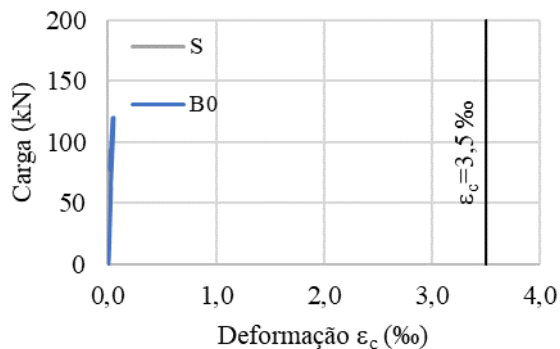


Figura 4.13: Deformações na superfície das vigas 350H. Fonte: Autora

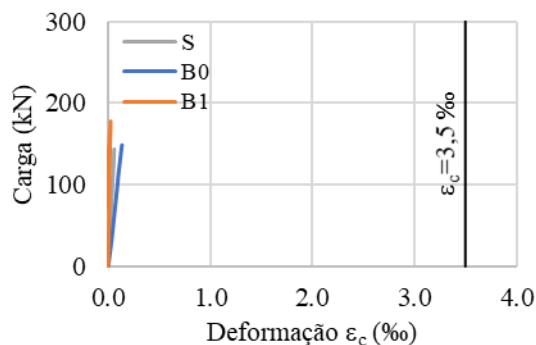


Figura 4.14: Deformações na superfície das vigas 450H. Fonte: Autora

4.5 DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO

As deformações referentes à armadura longitudinal das vigas foram medidas a partir de um extensômetro elétrico de resistência e seu posicionamento encontra-se ilustrado na imagem 4.13. Nenhuma leitura dos sensores excedeu os limites de escoamento das barras de flexão (ϵ_{ys}), fixado em 2,3 ‰. Este fato corrobora para o entendimento de que a ruína se deu por cisalhamento, pois as deformações registradas nas armaduras não excederam os limites de escoamento das barras. Nas Figuras 4.15 a 4.18 observa-se os gráficos de deformação na armadura longitudinal para todas as vigas do programa experimental.

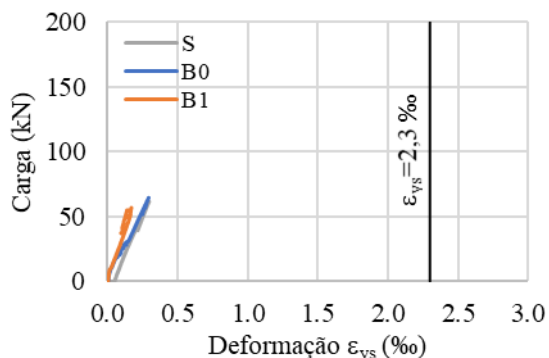


Figura 4.15: Deformações na armadura longitudinal das vigas H150. Fonte: Autora

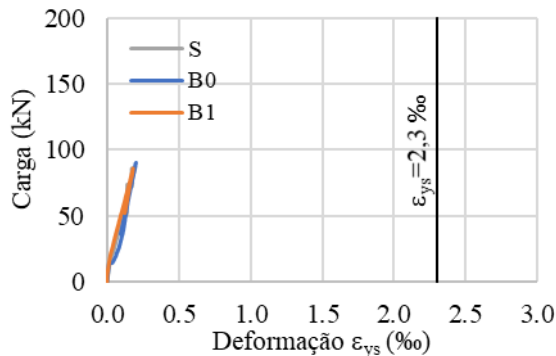


Figura 4.16: Deformações na armadura longitudinal das vigas H250. Fonte: Autora

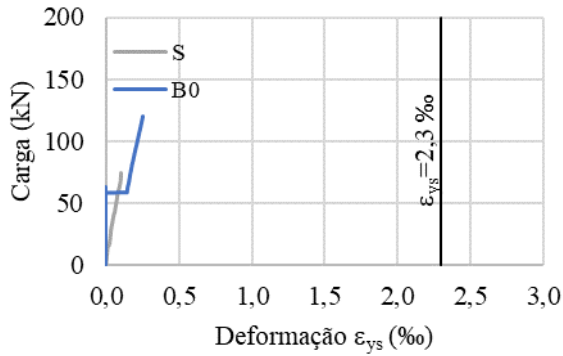


Figura 4.17: Deformações na armadura longitudinal das vigas H350. Fonte: Autora

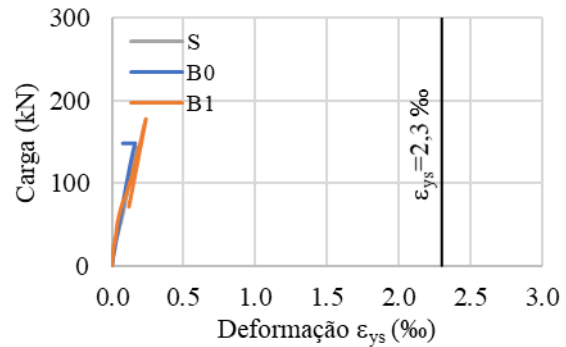


Figura 4.18: Deformações na armadura longitudinal das vigas H450. Fonte: Autora

4.6 RELAÇÃO MOMENTO-CURVATURA

Segundo BUCHAIN (2001), o diagrama momento-curvatura reflete as leis tensão-deformação não lineares do aço e do concreto, e pode ser admitido, não fosse a ação da fissura coesiva, como uma propriedade da seção transversal. Retém-se aqui a hipótese de Bernoulli. Com isso a curvatura é igual ao gradiente das deformações na seção transversal, e igual à variação da rotação por unidade de comprimento da barra.

Neste trabalho a relação momento curvatura ($m - \Phi$) das vigas visa investigar, entre outros aspectos, a influência do diâmetro máximo do agregado graúdo sobre a rigidez na fase fissurada da viga. Para esta discussão, calculou-se o momento segundo a expressão que segue: $m = 0,5 \cdot V_u \cdot a$, sendo “a” a distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, este valor variou para cada grupo de viga. Na Tabela 4.7 resume-se o valor de a para cada grupo de viga. A curvatura das vigas calculou-se conforme a expressão que segue: $\Phi = \varepsilon_t + \varepsilon_c / (d - d')$, sendo ε_t a deformação registrada na armadura de tração, d é a altura útil da viga. Como para cada grupo de viga este parâmetro varia, ele também está resumido na Tabela 4.7. Como utilizou-se a deformação no concreto, considerou-se a parcela d' igual a 0. A relação $m - \Phi$ das vigas do grupo 150H é apresentada na Figura 4.19. Para o grupo 250H a relação é apresentada na Figura 4.20, para o grupo de viga 350H a relação é apresentada na Figura 4.21 e para o grupo 450H a relação é apresentada na Figura 4.22.

Tabela 4.7: Resumo dos valores a em todos os grupos de vigas.

| Grupo de Viga | a (m) | d mm |
|---------------|-------|------|
| 150H | 0,312 | 115 |
| 250H | 0,562 | 180 |
| 350H | 0,812 | 275 |
| 450H | 1,062 | 375 |

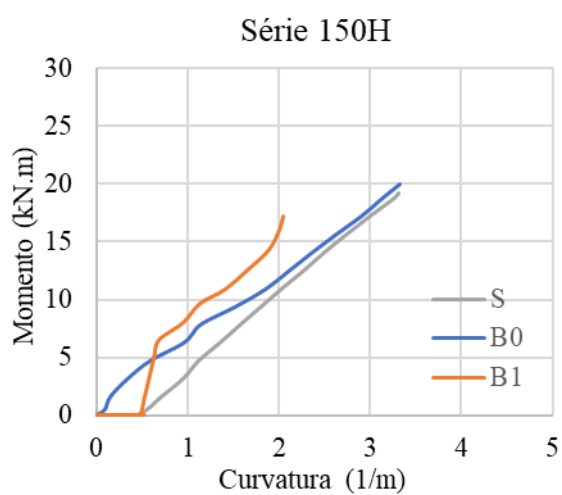


Figura 4.19: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 150H

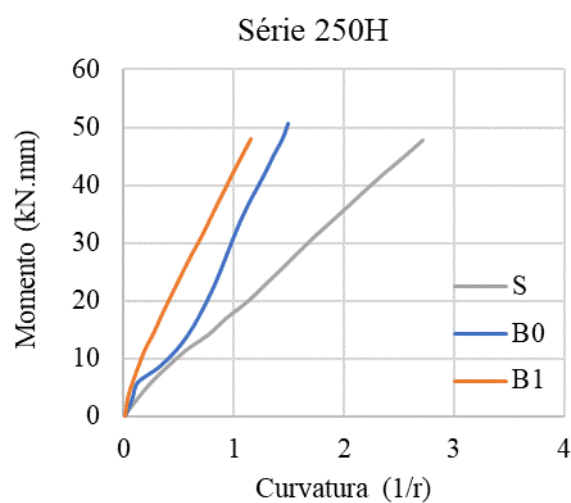


Figura 4.20: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 250H

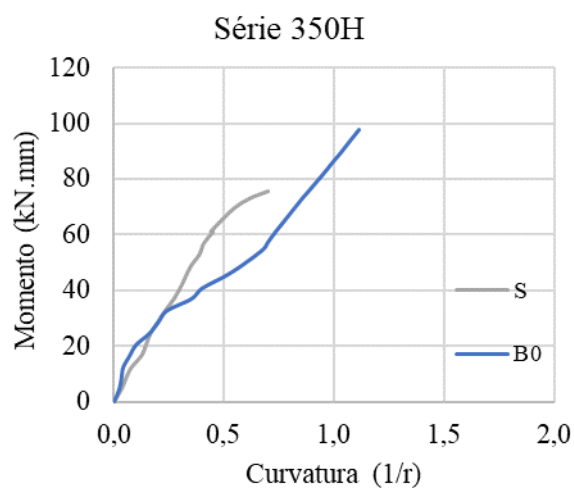


Figura 4.21: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 350H

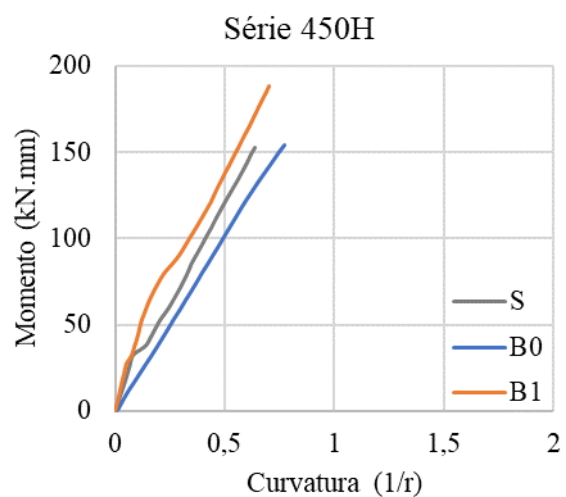


Figura 4.22: Relação Momento-curvatura para vigas do grupo 450H

Analisando os gráficos, observa-se que as vigas dosadas com seixo apresentaram curvatura superior as vigas dosadas com brita 0 e brita 1. As vigas com menores curvaturas foram as vigas dosadas com brita 1, sendo este mais um indício da influência do tipo de agregado para o comportamento de vigas sem estribo submetidas a esforço cortante.

4.7 PADRÃO DE FISSURAÇÃO E CARGAS DE RUÍNA E RUPTURA

Durante a realização dos ensaios não foram observadas fissuras de flexão em nenhuma das vigas. Nos grupo de vigas com altura igual a 150 mm e 250 mm, observou-se a formação de fissuras de cisalhamento além da fissura crítica. Nos demais grupos de vigas com alturas (350 e 450) mm observou-se apenas a fissura de cisalhamento que se formava de forma frágil. Após a formação da fissura principal a viga começava a deformar sem que a carga alcançasse níveis superiores ao pico de carga. Este tipo de ruptura é característica de materiais quase – frágeis, uma vez que após a abertura da fissura crítica e queda dos níveis de carga ainda observava-se resistência na peça, governada pela tensão residual do material.

A aplicação da carga durante os ensaios se deu de forma contínua. Acredita-se que desta forma pode-se simular melhor o comportamento da viga quando em situações reais de ruína. Para analisar os padrões de fissuração na superfície das vigas verificou-se o surgimento das primeiras fissuras (P_{cr}) em relação as cargas de ruína das vigas (P_u) e observou-se que apenas 4 vigas apresentaram P_{cr} diferente de P_u sendo elas: V150S, V150 B0, V150B1 e V250B0. Nas demais vigas a carga de surgimento da fissura crítica foi igual a carga de ruína da viga.

O padrão de fissuração das vigas V150S, V150B0 e V150B1 é mostrado nas Figuras 4.23, 4.24 e 4.25, respectivamente. O padrão de fissuração das vigas V250S, V250B0 e V250B1 é mostrado nas Figuras 4.26, 4.27 e 4.28. O padrão de fissuração das vigas V350S e V350B0 é mostrado nas Figuras 4.29 e 4.30. O padrão de fissuração das vigas V450S, V450B0 e V450B1 é mostrado nas Figuras 4.31, 4.32 e 4.33.

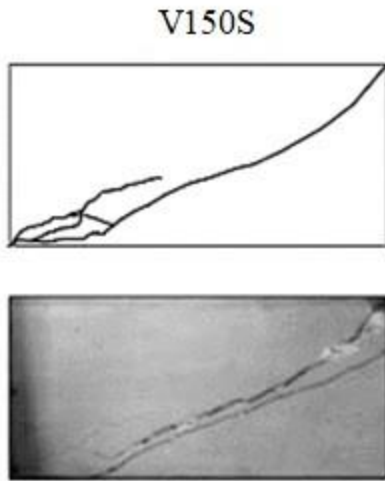


Figura 4.23: Padrão de fissuração da viga V150S.
Fonte: Autora

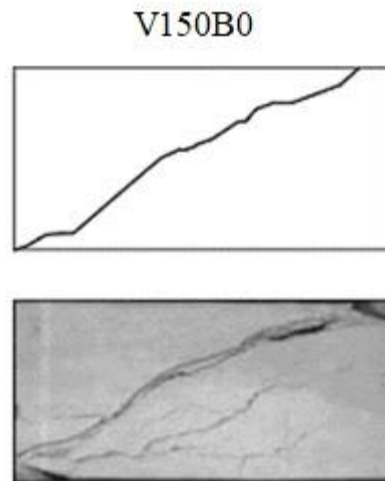


Figura 4.24: Padrão de fissuração da viga V150B0.
Fonte: Autora

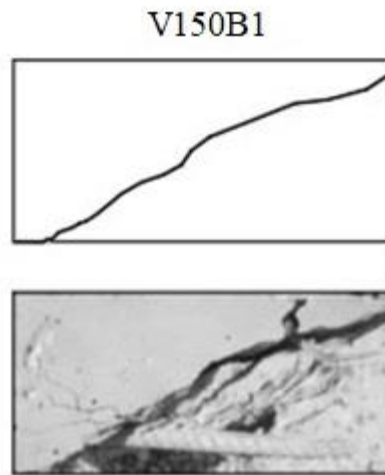


Figura 4.25: Padrão de fissuração da viga V150B1. Fonte: Autora

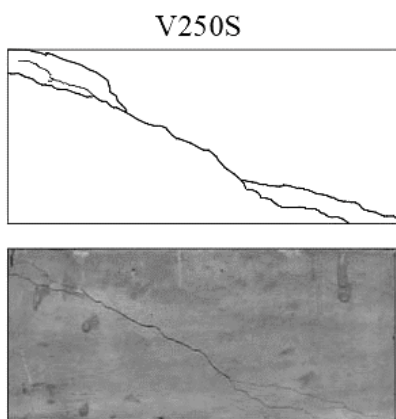


Figura 4.26: Padrão de fissuração da viga V250S.
Fonte: Autora

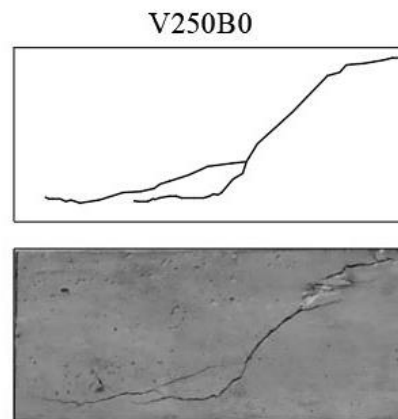


Figura 4.27: Padrão de fissuração da viga V250B0.
Fonte: Autora

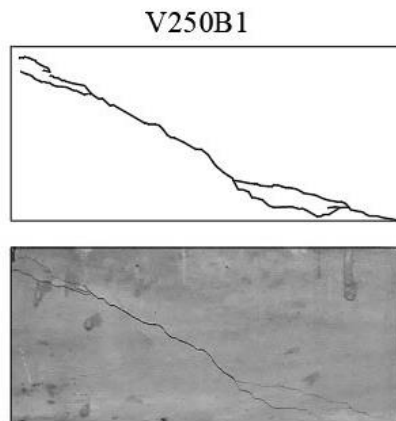


Figura 4.28: Padrão de fissuração da viga V250B1. Fonte: Autora

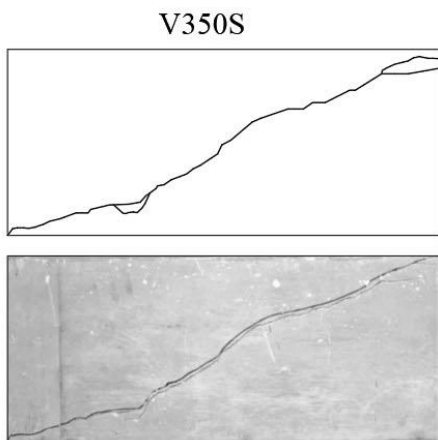


Figura 4.29: Padrão de fissuração da viga V350S.
Fonte: Autora

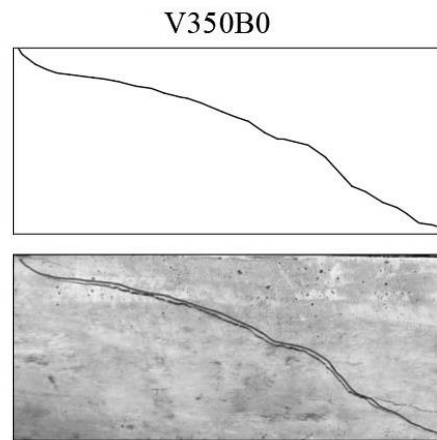


Figura 4.30: Padrão de fissuração da viga V350B0.
Fonte: Autora

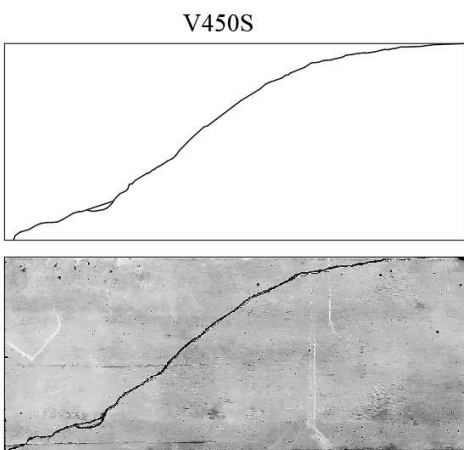


Figura 4.31: Padrão de fissuração da viga V450S.
Fonte: Autora

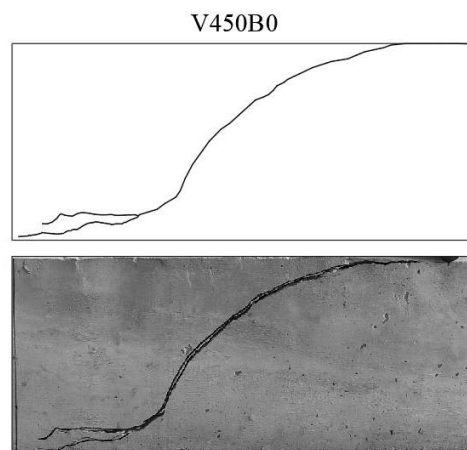


Figura 4.32: Padrão de fissuração da viga V450B0.
Fonte: Autora

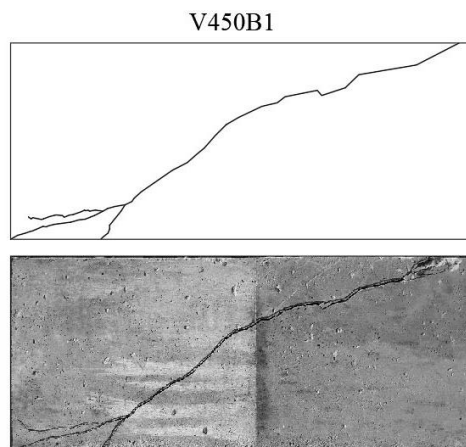


Figura 4.33: Padrão de fissuração da viga V450B1. Fonte: Autora

A carga de ruína e ruptura por cisalhamento, para todas as vigas do programa experimental, é apresentada na Tabela 4.8. Nesta tabela apresenta-se a carga P_u que corresponde a capacidade máxima resistida pela viga, ponto em que houve o surgimento da fissura crítica de cisalhamento e após o surgimento desta fissura a viga não mais consegue ultrapassar a carga P_u . Ao continuar aplicando carga, observou-se o aumento da abertura da fissura. Neste ponto o ensaio foi interrompido. Sendo registrado a maior carga do ensaio (P_u).

Quatro vigas do programa experimental, sendo elas: V150S, V150B0, V50B1 e V250B0 apresentaram fissura, antes da fissura crítica. Quando estas fissuras surgiram, foi registrada uma queda na carga, sendo registrada a carga P_{cr} . Com o prosseguimento do ensaio foi observado o aumento da carga chegando até a carga P_u . A explicação para este fato se dá, pois após a formação de microfissuras, estas se uniram e formam uma macro fissura, porém a capacidade da viga ainda não havia sido alcançada. Esta carga de formação de fissuras (P_{cr}) é capaz de aumentar a rotação porém não leva a peça à ruptura. Nas Figuras 4.34, 4.35, 4.36 e 4.37 ilustra-se o aspecto das vigas após os ensaios destrutivos.

Tabela 4.8: Síntese das relações entre cargas últimas de ruptura e cargas de surgimento da primeira fissura.

| Viga | P_{cr} (kN) | P_u (kN) | b_w (mm) | d (mm) | Seção (mm ²) | Tipo de Ruptura | Lado Ruptura |
|--------|---------------|------------|------------|--------|--------------------------|-----------------|--------------|
| V150S | 61 | 61,6 | 150 | 115 | 17250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V150B0 | 59 | 64,6 | | 115 | 17250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V150B1 | 52 | 57,0 | | 115 | 17250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V250S | 86 | 86,4 | | 180 | 27000 | Cisalhamento | Direita |
| V250B0 | 87 | 90,4 | | 180 | 27000 | Cisalhamento | Esquerda |
| V250B1 | 86 | 86,1 | | 180 | 27000 | Cisalhamento | Direita |
| V350S | 93 | 93,0 | | 275 | 41250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V350B0 | 120 | 120,3 | | 275 | 41250 | Cisalhamento | Direita |

| Viga | P_{cr} (kN) | P_u (kN) | b_w (mm) | d (mm) | Seção (mm ²) | Tipo de Ruptura | Lado Ruptura |
|--------|---------------|------------|------------|--------|--------------------------|-----------------|--------------|
| V450S | 144 | 143,7 | | 375 | 56250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V450B0 | 149 | 148,6 | | 375 | 56250 | Cisalhamento | Esquerda |
| V450B1 | 178 | 177,8 | | 375 | 56250 | Cisalhamento | Esquerda |



Figura 4.34: 4.9: Aspecto das vigas V150S, V150B0 e V150B1 após os ensaios. Fonte: Autora

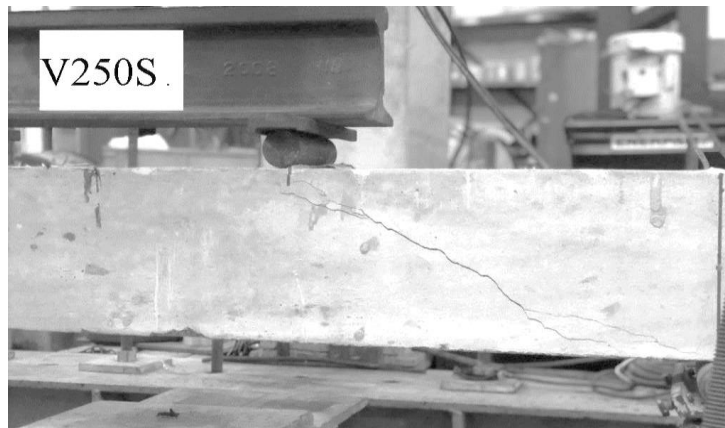


Figura 4.35: Aspecto das vigas V250S, V250B0 e V250B1 após os ensaios. Fonte: Autora

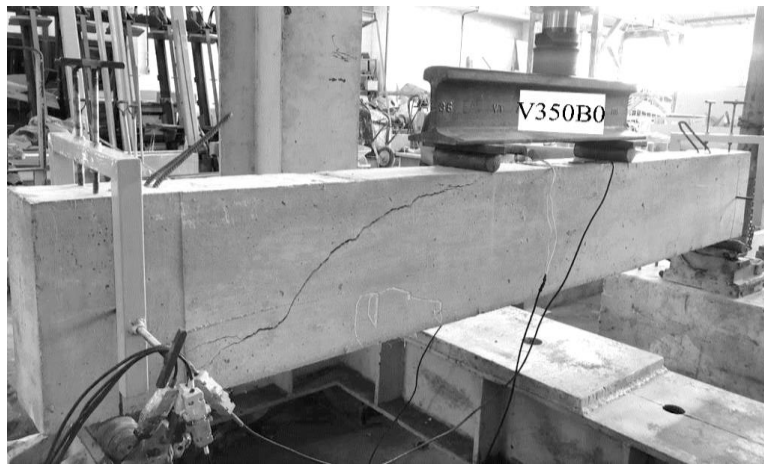
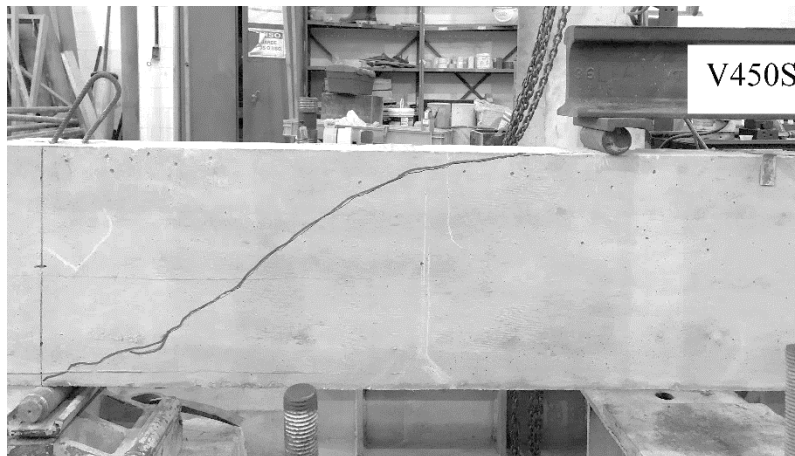


Figura 4.36: Aspecto das vigas V350S e V350B0 após os ensaios. Fonte: Autora



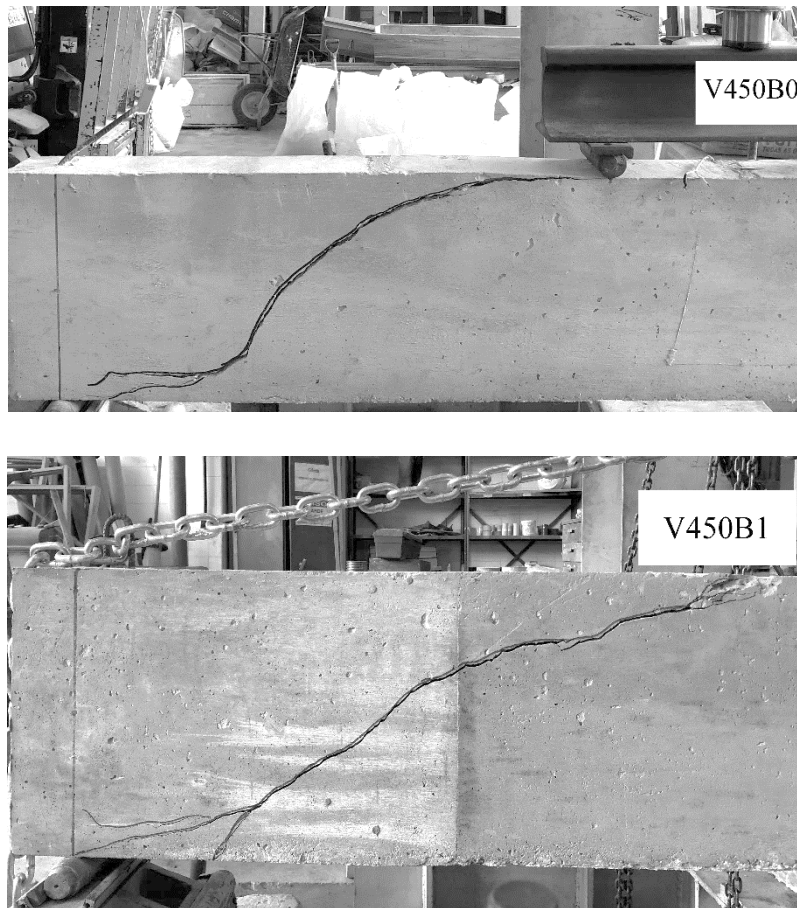


Figura 4.37: Aspecto das vigas V450S, V450B0 e V450B1 após os ensaios. Fonte: Autora

4.7.1 Taxa de armadura x altura da viga

Com o objetivo de comparar a relação carga x relação a/d traçou-se o gráfico, para as vigas com 250 mm, 350mm e 450 mm de altura, que consta na Figura 4.38. Em todas as vigas do programa experimental a taxa de armadura, representada pela razão entre a área de aço e seção transversal da viga, foi mantida constante em média igual a 3,6. Retirou-se a média para a análise, pois a taxa variou entre 3,4; 3,6 e 3,8. Logo, 3,6% é um valor representativo da amostra. Pela correlação do gráfico observa-se que a/d é um parâmetro que governa o comportamento sendo capaz de influenciar de sobremaneira o padrão descendente da carga.

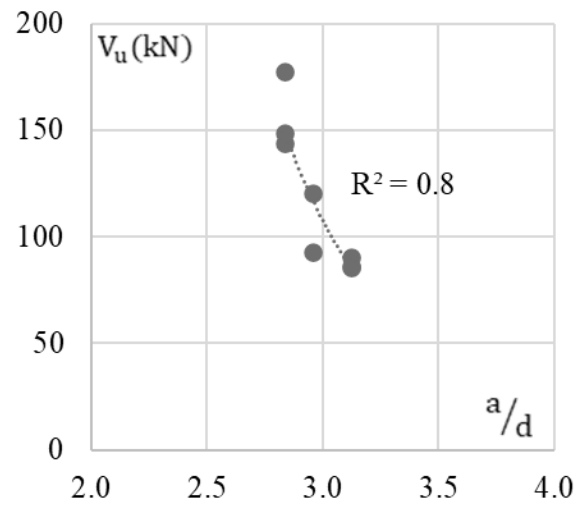


Figura 4.38: Relação entre V_u e a/d para vigas

5. AVALIAÇÃO DOS CÓDIGOS NORMATIVOS E PROPOSTAS DA LITERATURA DE ACORDO COM A CARGA ÚLTIMA OBTIDA NAS VIGAS.

Neste capítulo são apresentados os cálculos das estimativas das cargas para as rupturas das vigas de acordo com as formulações das normas citadas na revisão bibliográfica, além da proposta do autor HUBER (2019) e MUTTONI (2019). Este tipo de análise é importante, pois relacionam as cargas estimadas pelas normas com as cargas de ruptura observadas no programa experimental. Para tanto, foram utilizados nos cálculos das resistências, as propriedades mecânicas dos concretos de cada grupo de vigas, além das características geométricas das vigas. Estes dados são apresentados no capítulo 3 desta tese.

Todas as normas avaliadas neste capítulo utilizam o valor da resistência a compressão do concreto como parâmetro de avaliação do material. A proposta para verificação da resistência ao cisalhamento de HUBER (2019) é uma modificação da proposta de CAVAGNIS (2017) que calcula a resistência a partir da teoria da fissura crítica de cisalhamento que leva em consideração outros mecanismos de resistência. A proposta de MUTTONI (2019) é uma proposta simplificada da formulação desenvolvida pelo mesmo autor em MUTTONI (2008). Esta proposta também é baseada na fissura crítica de cisalhamento e seu desenvolvimento está descrito no item 2.5.2 desta tese.

Nas tabelas onde apresenta-se as cargas experimentais para o grupo de vigas ensaiadas, as cargas estimadas pelos códigos normativos e proposta de dimensionamento, a parcela V_x (sendo x substituído pelo nome do código normativo ou proposta de dimensionamento) representa o cálculo de projeto. Nesta tese representa a resistência ao cisalhamento pela parcela do concreto. Ainda sobre esta análise, a previsão da resistência V_{ux} é dada pela expressão $V_{ux} = 2 \times V_{teo,x}$ uma vez que a configuração do ensaio, detalhada no item 3.5.1 foi feita com 2 pontos de aplicação de carga. A Parcela V_u corresponde à carga máxima registrada nos ensaios experimentais.

5.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE ACORDO COM OS CÓDIGOS NORMATIVOS E AS PROPOSTAS ANALISADAS.

5.1.1 Resistência ao Cisalhamento de Acordo com a ACI 318 (2019)

A Tabela 5.1 apresenta as estimativas das cargas ao esforço cortante para as vigas pelas recomendações do manual de projeto ACI 318 (2019). Observou-se, para as vigas ensaiadas, que este código demonstrou-se conservador, subestimando a carga de ruptura como pode ser observado na coluna $V_u/V_{ACI} \geq 1$, independentemente do tipo de agregado e altura útil da viga (d). A Figura 5.1 ilustra a relação da carga experimental pela carga teórica.

Tabela 5.1: Relação entre as cargas experimentais e as cargas estimadas pela Norma ACI 318.

| Vigas | Dimensões | | Propriedades Concreto | | Taxa de Armadura | | | Carga Experimental | ACI-318 | V_u/V_{ACI} |
|--------|-----------|------|-----------------------|----------|--------------------|----------|----------|--------------------|-----------|---------------|
| | b | d | f_c | f_{ct} | As | ρ_L | f_{ys} | V_u | V_{ACI} | |
| | (mm) | (mm) | (MPa) | (Mpa) | (mm ²) | % | MPa | kN | kN | |
| V150S | 150 | 115 | 21 | 2.1 | 628 | 3.6 | 570 | 61,6 | 40.5 | 1.5 |
| V150B0 | 150 | 115 | 22 | 2.0 | 628 | 3.6 | 570 | 64,6 | 41.4 | 1.6 |
| V150B1 | 150 | 115 | 25 | 2.3 | 628 | 3.6 | 570 | 57,0 | 44.2 | 1.3 |
| V250S | 150 | 212 | 21 | 2.1 | 1021 | 3.2 | 570 | 86,4 | 63.6 | 1.4 |
| V250B0 | 150 | 212 | 22 | 2.0 | 1021 | 3.2 | 570 | 90,4 | 65.1 | 1.4 |
| V250B1 | 150 | 212 | 25 | 2.3 | 1021 | 3.2 | 570 | 86,1 | 69.4 | 1.2 |
| V350S | 150 | 299 | 21 | 2.1 | 1570 | 3.5 | 570 | 93,0 | 84.7 | 1.1 |
| V350B0 | 150 | 299 | 22 | 2.0 | 1570 | 3.5 | 570 | 120,3 | 86.7 | 1.4 |
| V450S | 150 | 395 | 21 | 2.1 | 1885 | 3.2 | 570 | 143,7 | 100.0 | 1.4 |
| V450B0 | 150 | 395 | 22 | 2 | 1885 | 3.2 | 570 | 148,6 | 102.3 | 1.5 |
| V450B1 | 150 | 395 | 25 | 2.3 | 1885 | 3.2 | 570 | 177,8 | 109.1 | 1.6 |
| | | | | | | | | | Média | 1.40 |
| | | | | | | | | | DP | 0.15 |
| | | | | | | | | | COV | 10.8 |

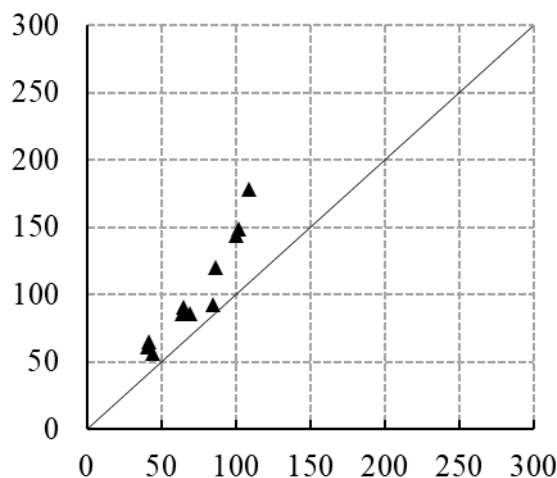


Figura 5.1: Relação $V_u \times V_{ACI}$

5.1.2 Resistência ao cisalhamento de acordo com EC2 (2004)

O modelo EUROCODE2 (2004), entre os códigos de projetos analisadas, é a que mostrou o melhor desempenho. Esta norma apresentou a menor dispersão dentre os códigos avaliados. Ressalta-se que na sua formulação, além de levar em consideração a resistência do concreto e parâmetros geométricos, leva em consideração uma parcela referente ao fator de escala e considera a armadura longitudinal como parâmetro de influência para a resistência ao esforço cortante. Na Tabela 5.2 apresenta-se as estimativas de cargas ao esforço cortante previstas pela norma europeia e na Figura 5.2 a relação $V_u \times V_{EC}$.

Tabela 5.2: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela Norma EC2

| Vigas | Dimensões | | Propriedades Concreto | | Taxa de Armadura | | | Carga Experimental | EC2 | V_u/V_{EC2} |
|--------|-----------|------|-----------------------|----------|--------------------|----------|----------|--------------------|------------|---------------|
| | b | d | f_c | f_{ct} | As | ρ_L | f_{ys} | V_u | $V_{u,EC}$ | |
| | (mm) | (mm) | (MPa) | (Mpa) | (mm ²) | % | MPa | kN | kN | |
| V150S | 150 | 115 | 21 | 2.1 | 628 | 3.6 | 570 | 61.6 | 61.1 | 1.0 |
| V150B0 | 150 | 115 | 22 | 2.0 | 628 | 3.6 | 570 | 64.6 | 62.1 | 1.0 |
| V150B1 | 150 | 115 | 25 | 2.3 | 628 | 3.6 | 570 | 56.9 | 64.8 | 0.9 |
| V250S | 150 | 212 | 21 | 2.1 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.4 | 91.9 | 0.9 |
| V250B0 | 150 | 212 | 22 | 2.0 | 1021 | 3.2 | 570 | 90.4 | 93.3 | 1.0 |
| V250B1 | 150 | 212 | 25 | 2.3 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.0 | 97.4 | 0.9 |
| V350S | 150 | 299 | 21 | 2.1 | 1570 | 3.5 | 570 | 93.0 | 123.0 | 0.8 |
| V350B0 | 150 | 299 | 22 | 2.0 | 1570 | 3.5 | 570 | 120.3 | 124.9 | 1.0 |
| V450S | 150 | 395 | 21 | 2.1 | 1885 | 3.2 | 570 | 143.7 | 148.1 | 1.0 |
| V450B0 | 150 | 395 | 22 | 2 | 1885 | 3.2 | 570 | 148.6 | 150.5 | 1.0 |
| V450B1 | 150 | 395 | 25 | 2.3 | 1885 | 3.2 | 570 | 177.8 | 157.0 | 1.1 |
| | | | | | | | | | Média | 0.96 |
| | | | | | | | | | DP | 0.10 |
| | | | | | | | | | COV | 10.1 |

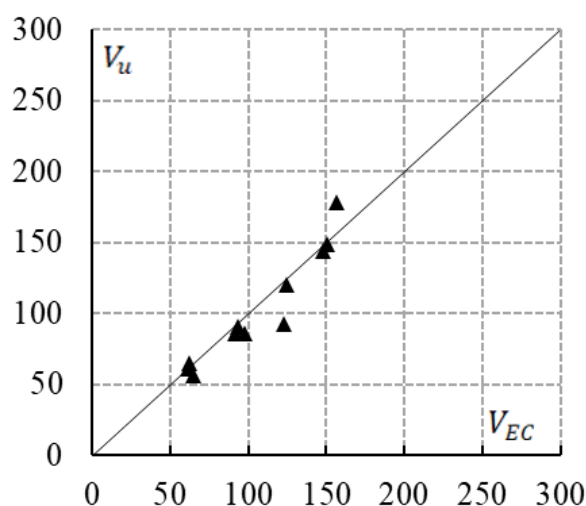


Figura 5.2: Relação $V_u \times V_{EC}$

5.1.3 Resistência ao Cisalhamento de Acordo com a NBR 6118 (2014).

A norma brasileira atribui à resistência de tração do concreto a integridade da diagonal tracionada. A mesma apresenta valores conservadores na previsão da tensão de ruptura por cisalhamento em peças de concreto sem armadura transversal. É uma norma que subestimou em média a previsão da carga em 43%, e apresentou média entre experimental/previsão igual a 1,43. Dentre as normas analisadas é a que apresentou o coeficiente de variação mais elevado, sendo igual a 17,5%. Na Tabela 5.3 apresenta-se o resumo das análises e na Figura 5.3 apresenta-se a relação $V_u \times V_{NBR}$.

Tabela 5.3: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela Norma NBR 6118

| Vigas | Dimensões | | Propriedades Concreto | | Taxa de Armadura | | | Carga Experimental | NBR 6118 | V_u/V_{NBR} |
|--------|-----------|------|-----------------------|----------|--------------------|----------|----------|--------------------|-----------|---------------|
| | b | d | f_c | f_{ct} | As | ρ_L | f_{ys} | V_u | V_{NBR} | |
| | (mm) | (mm) | (MPa) | (Mpa) | (mm ²) | % | MPa | kN | kN | |
| V150S | 150 | 115 | 21 | 2.1 | 628 | 3.6 | 570 | 61.6 | 33.1 | 1.9 |
| V150B0 | 150 | 115 | 22 | 2.0 | 628 | 3.6 | 570 | 64.6 | 34.1 | 1.9 |
| V150B1 | 150 | 115 | 25 | 2.3 | 628 | 3.6 | 570 | 56.9 | 37.2 | 1.5 |
| V250S | 150 | 212 | 21 | 2.1 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.4 | 61.1 | 1.4 |
| V250B0 | 150 | 212 | 22 | 2.0 | 1021 | 3.2 | 570 | 90.4 | 63.0 | 1.4 |
| V250B1 | 150 | 212 | 25 | 2.3 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.0 | 68.6 | 1.3 |
| V350S | 150 | 299 | 21 | 2.1 | 1570 | 3.5 | 570 | 93.0 | 86.0 | 1.1 |
| V350B0 | 150 | 299 | 22 | 2.0 | 1570 | 3.5 | 570 | 120.3 | 88.7 | 1.4 |
| V450S | 150 | 395 | 21 | 2.1 | 1885 | 3.2 | 570 | 143.7 | 113.6 | 1.3 |
| V450B0 | 150 | 395 | 22 | 2 | 1885 | 3.2 | 570 | 148.6 | 117.2 | 1.3 |
| V450B1 | 150 | 395 | 25 | 2.3 | 1885 | 3.2 | 570 | 177.8 | 127.7 | 1.4 |
| | | | | | | | | | Média | 1.43 |
| | | | | | | | | | DP | 0.25 |
| | | | | | | | | | COV | 17.5 |

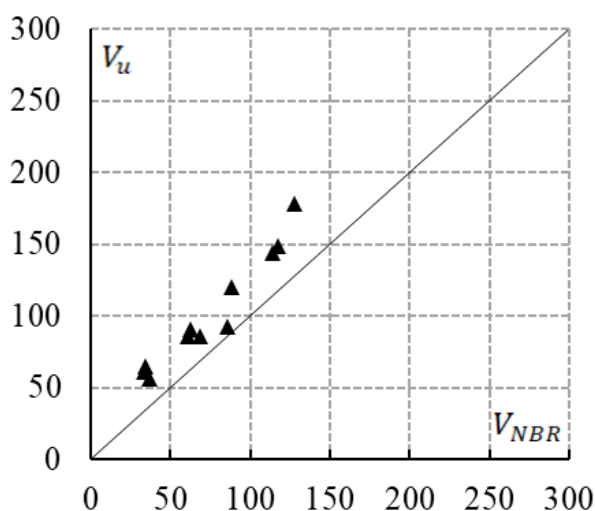


Figura 5.3: Relação $V_u \times V_{NBR}$

5.1.4 Resistência ao cisalhamento de acordo com HUBER (2019).

A proposta do autor introduz um fator denominado índice de rugosidade relacionado a resistência a compressão do concreto. Esta proposta tende a superestimar a carga para as vigas com altura abaixo de 450 e subestimar a carga para as vigas com altura acima de 450. De modo geral a média foi igual a 0,97 e o coeficiente de variação foi igual a 12%. Na Tabela 5.4 apresenta-se as cargas experimentais e previsão de acordo com a proposta do autor e na Figura 5.4 apresenta-se a relação $V_u \times V_{HUBER}$.

Tabela 5.4: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela proposta de HUBER (2019)

| Vigas | Dimensões | | Propriedades Concreto | | Taxa de Armadura | | | Carga Experimental | HUBER | V_u/V_{HUBER} |
|--------|-----------|------|-----------------------|----------|--------------------|----------|----------|--------------------|-------------|-----------------|
| | b | d | f_c | f_{ct} | As | ρ_L | f_{ys} | V_u | V_{HUBER} | |
| | (mm) | (mm) | (MPa) | (Mpa) | (mm ²) | % | MPa | kN | | |
| V150S | 150 | 115 | 21 | 2.1 | 628 | 3.6 | 570 | 61.6 | 64.9 | 0.9 |
| V150B0 | 150 | 115 | 22 | 2.0 | 628 | 3.6 | 570 | 64.6 | 65.5 | 1.0 |
| V150B1 | 150 | 115 | 25 | 2.3 | 628 | 3.6 | 570 | 56.9 | 67.3 | 0.8 |
| V250S | 150 | 212 | 21 | 2.1 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.4 | 94.4 | 0.9 |
| V250B0 | 150 | 212 | 22 | 2.0 | 1021 | 3.2 | 570 | 90.4 | 95.3 | 0.9 |
| V250B1 | 150 | 212 | 25 | 2.3 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.0 | 97.9 | 0.9 |
| V350S | 150 | 299 | 21 | 2.1 | 1570 | 3.5 | 570 | 93.0 | 121.1 | 0.8 |
| V350B0 | 150 | 299 | 22 | 2.0 | 1570 | 3.5 | 570 | 120.3 | 122.3 | 1.0 |
| V450S | 150 | 395 | 21 | 2.1 | 1885 | 3.2 | 570 | 143.7 | 141.7 | 1.0 |
| V450B0 | 150 | 395 | 22 | 2 | 1885 | 3.2 | 570 | 148.6 | 143.1 | 1.0 |
| V450B1 | 150 | 395 | 25 | 2.3 | 1885 | 3.2 | 570 | 177.8 | 147.0 | 1.2 |
| | | | | | | | | | Média | 0.96 |
| | | | | | | | | | DP | 0.11 |
| | | | | | | | | | COV | 12.0 |

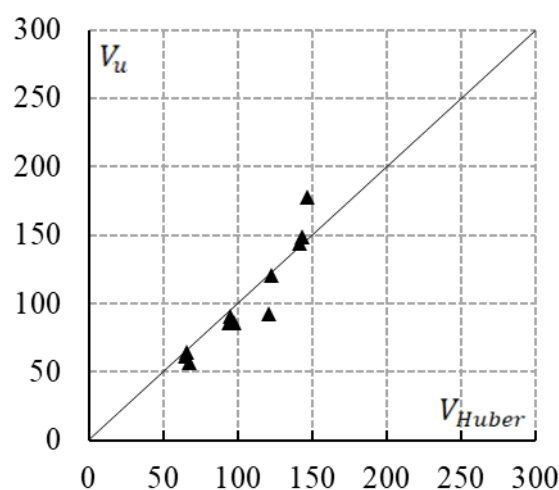


Figura 5.4: Relação $V_u \times V_{HUBER}$

5.1.5 Resistência ao cisalhamento de acordo com MUTTONI (2019)

A proposta do autor mantém a média entre carga experimental pela proposta próximo ao valor 1. Porém para as vigas com altura igual a 450 mm a proposta se apresenta subestimada, reduzindo a previsão de carga entre 10% e 30%. Para o conjunto de vigas abaixo de 450 mm de altura a previsão tende a superestimar a carga. Observando a análise estatística apresentou média igual a 1,06 e coeficiente de variação de 12%, na Tabela 5.5 apresenta-se as cargas experimentais, a previsão e a análise estatística. Na Figura 5.5 apresenta-se o gráfico com a relação $V_u \times V_{MUTTONI}$.

Tabela 5.5: Relação entre as cargas últimas e as cargas estimadas pela proposta de MUTTONI (2019)

| Vigas | Dimensões | | Propriedades Concreto | | Taxa de Armadura | | | Carga Experimental | MUTTONI | $V_u/V_{MUTTONI}$ |
|--------|-----------|------|-----------------------|----------|--------------------|----------|----------|--------------------|-----------------|-------------------|
| | b | d | f_c | f_{ct} | As | ρ_L | f_{ys} | V_u | $V_{u,MUTTONI}$ | |
| | (mm) | (mm) | (Mpa) | (Mpa) | (mm ²) | % | Mpa | kN | kN | |
| V150S | 150 | 115 | 21 | 2.1 | 628 | 3.6 | 570 | 61.6 | 58.9 | 1.0 |
| V150B0 | 150 | 115 | 22 | 2.0 | 628 | 3.6 | 570 | 64.6 | 57.6 | 1.1 |
| V150B1 | 150 | 115 | 25 | 2.3 | 628 | 3.6 | 570 | 56.9 | 62.4 | 0.9 |
| V250S | 150 | 212 | 21 | 2.1 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.4 | 85.3 | 1.0 |
| V250B0 | 150 | 212 | 22 | 2.0 | 1021 | 3.2 | 570 | 90.4 | 83.4 | 1.1 |
| V250B1 | 150 | 212 | 25 | 2.3 | 1021 | 3.2 | 570 | 86.0 | 90.4 | 1.0 |
| V350S | 150 | 299 | 21 | 2.1 | 1570 | 3.5 | 570 | 93.0 | 109.8 | 0.8 |
| V350B0 | 150 | 299 | 22 | 2.0 | 1570 | 3.5 | 570 | 120.3 | 107.5 | 1.1 |
| V450S | 150 | 395 | 21 | 2.1 | 1885 | 3.2 | 570 | 143.7 | 128.3 | 1.1 |
| V450B0 | 150 | 395 | 22 | 2 | 1885 | 3.2 | 570 | 148.6 | 125.6 | 1.2 |
| V450B1 | 150 | 395 | 25 | 2.3 | 1885 | 3.2 | 570 | 177.8 | 136.0 | 1.3 |
| | | | | | | | | | Média | 1.06 |
| | | | | | | | | | DP | 0.13 |
| | | | | | | | | | COV | 12.2 |

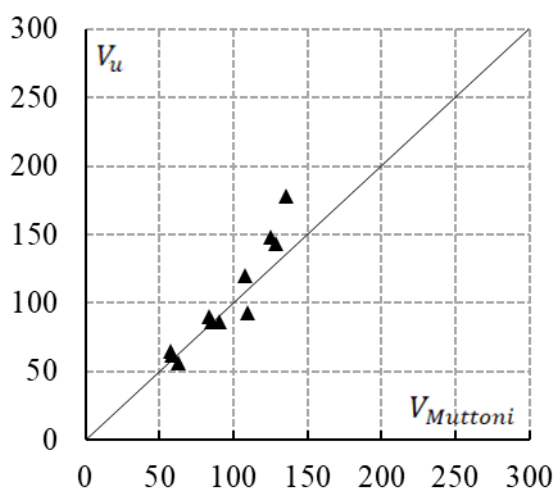


Figura 5.5: Relação $V_u \times V_{MUTTONI}$

5.1.6 Análise das resistências estimadas comparadas com as resistências experimentais

Em relação as cargas e comportamentos, observou-se que a viga V150B0 registrou carga 13% acima da carga de ruína da viga V150B1 e 5% acima da carga de ruína da viga V150S. Para o grupo de vigas com altura igual a 250 mm, também observou-se que a viga dosada com granito 0 (V250B1) registrou carga 5% acima das demais vigas do grupo. Esta faixa de diferença entre as cargas cai em uma faixa muito próxima, não demonstrando um padrão significativo de queda ou aumento da resistência ao esforço cortante a partir da mudança de agregado graúdo da dosagem. Para o grupo com 350 mm de altura a viga V350B0 registrou carga 29% acima da carga registrada para a viga V350S e para o grupo com 450 mm de altura a viga V450B1 registrou carga superior em 24% em relação a carga da viga V450S e 19% superior em relação a viga V450B0. O que já indica um comportamento superior das vigas moldadas com granito em relação as vigas onde utilizou-se quartzito na dosagem. Na Tabela 5.6 apresenta-se as cargas registradas nos ensaios e compara-se estas cargas com as cargas estimadas pelos 3 códigos normativos e as 2 propostas da literatura.

Tabela 5.6: Resumo da Comparação entre as cargas últimas e as cargas previstas pela literatura analisada.

| Vigas | V_u (kN) | V_{uACI} (kN) | V_{uEC2} (kN) | V_{uNBR} (kN) | V_{uHUBER} (kN) | V_{uMUTT} (kN) | $\frac{V_u}{V_{uACI}}$ | $\frac{V_u}{V_{uEC2}}$ | $\frac{V_u}{V_{uNBR}}$ | $\frac{V_u}{V_{uHUBER}}$ | $\frac{V_u}{V_{uMUTTONI}}$ | |
|--------|---------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------------------|---------------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------------------|----------------------------|------|
| V150S | 61.6 | 40.5 | 61.1 | 33.1 | 64.9 | 58.9 | 1.5 | 1.0 | 1.9 | 0.9 | 1.0 | |
| V150B0 | 64.6 | 41.4 | 62.1 | 34.1 | 65.5 | 57.6 | 1.6 | 1.0 | 1.9 | 1.0 | 1.1 | |
| V150B1 | 56.9 | 44.2 | 64.8 | 37.2 | 67.3 | 62.4 | 1.3 | 0.9 | 1.5 | 0.8 | 0.9 | |
| V250S | 86.4 | 63.6 | 91.9 | 61.1 | 94.4 | 85.3 | 1.4 | 0.9 | 1.4 | 0.9 | 1.0 | |
| V250B0 | 90.4 | 65.1 | 93.3 | 63.0 | 95.3 | 83.4 | 1.4 | 1.0 | 1.4 | 0.9 | 1.1 | |
| V250B1 | 86.0 | 69.4 | 97.4 | 68.6 | 97.9 | 90.4 | 1.2 | 0.9 | 1.3 | 0.9 | 1.0 | |
| V350S | 93.0 | 84.7 | 123.0 | 86.0 | 121.1 | 109.8 | 1.1 | 0.8 | 1.1 | 0.8 | 0.8 | |
| V350B0 | 120.3 | 86.7 | 124.9 | 88.7 | 122.3 | 107.5 | 1.4 | 1.0 | 1.4 | 1.0 | 1.1 | |
| V450S | 143.7 | 100.0 | 148.1 | 113.6 | 141.7 | 128.3 | 1.4 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.1 | |
| V450B0 | 148.6 | 102.3 | 150.5 | 117.2 | 143.1 | 125.6 | 1.5 | 1.0 | 1.3 | 1.0 | 1.2 | |
| V450B1 | 177.8 | 109.1 | 157.0 | 127.7 | 147.0 | 136.0 | 1.6 | 1.1 | 1.4 | 1.2 | 1.3 | |
| | | | | | | | Média | 1.40 | 0.96 | 1.43 | 0.96 | 1.06 |
| | | | | | | | SD | 0.15 | 0.10 | 0.25 | 0.11 | 0.13 |
| | | | | | | | COV(%) | 10.8 | 10.1 | 17.5 | 12.0 | 12.2 |

Observou-se que o ACI (2019) subestimou a contribuição do concreto na resistência ao esforço cortante para todas as vigas. A NBR 6118 (2014) seguiu o mesmo comportamento do ACI. O EC2 (2004) foi a única norma que conseguiu prever a carga média de todas as vigas, próximo a 1, apresentando média igual a 0.96. A proposta de MUTTONI (2019) e HUBER (2019) se aproximam da média igual a 1, com Huber tendendo a subestimar somente o conjunto de vigas de maior altura e Muttoni tende a subestimar todo o conjunto de vigas. Quando observa-se o coeficiente de variação percebe-se que o EC2 (2004) é o código que

apresenta melhor regressão linear dos dados, mantendo-os próximos a média igual a 1 com desvio padrão igual a 0,10, indicando que não possui valores extremos na sua previsão de carga. ACI 318 (2019) e NBR 6118 (2014) apresentam comportamento próximo, com coeficiente de variação igual a 10.8 e 17.5, respectivamente.

Na Figura 5.6 apresenta-se também o gráfico box plot para todas as relações carga experimental x previsão teórica de acordo com os códigos normativos e as propostas da literatura. O objetivo deste tipo de gráfico é verificar a distribuição de dados. A dispersão das amostras é representada pela amplitude do gráfico e quanto maior a amplitude maior a variação dos dados.

O ACI (2019) apresenta todas as relações experimental x previsão de carga acima da relação 1, mostrando tendência conservadora. A norma brasileira NBR 6118 (2014), segue a tendência conservadora. O EC2 (2004) dentre os códigos é o que apresenta menor amplitude e mantém os 3 quartis próximos da relação 1, indicando boa previsão de carga para as vigas analisadas.

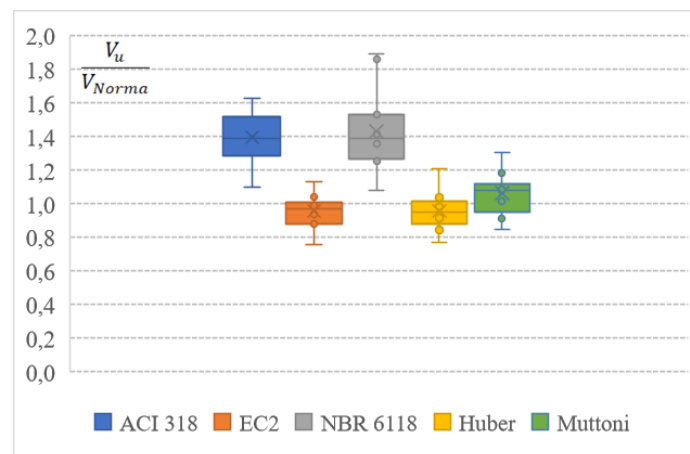


Figura 5.6: Gráfico box plot comparativo para todas as estimativas

Observou-se que não há um consenso quanto a previsão para a resistência ao cisalhamento. As propostas tendem a apresenta-se conservadoras para não apresentar-se contra a segurança estrutural. Neste sentido no capítulo seguinte será feita uma proposta de modificação para os códigos normativos visando a redução do coeficiente de variação observado.

6. CONTRIBUIÇÃO PARA O ESTUDO DO CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO ARMADO SEM ESTRIBO

De acordo com as observações feitas no capítulo anterior, nos itens referentes as estimativas para a resistência ao cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal feitas pelos códigos normativos, constatou-se que ACI (2019) e NBR 6118 (2014) superestimam as cargas de ruptura, apresentando média entre as cargas experimentais e previstas iguais a 1,40 e 1,43, respectivamente. O código Europeu manteve média entre a relação teórica e experimental igual a 0,96 além disso a menor dispersão. Neste capítulo propõe-se modificações aos código normativos, analisados nesta tese, visando melhorar o desempenho no que tange a segurança estrutural.

Serão apresentados gráficos de dispersão para os parâmetros e relações que observou-se ter influência sobre a resistência do concreto ao esforço cortante, com vistas ao que já existe na literatura sobre o assunto. Em seguida será apresentada uma metodologia para revisão dos parâmetros utilizados nas propostas de modificação dos códigos normativos. Esta revisão propõe novos coeficientes e potências às fórmulas matemáticas utilizadas para o cálculo da previsão de carga ao esforço cortante. Esta revisão será feita utilizando um banco de dados, denominado banco de dados 1 (BD1), e é nele que será aplicada esta metodologia.

Observa-se que as fórmulas matemáticas dos códigos normativos, apresentam-se de forma simples, levando em consideração a resistência do concreto e geometria das peças como é o caso da NBR 6118 (2014). Os códigos normativos ACI (2019) e Eurocode 2 (2004) levam em consideração outros fatores como efeito *size effect* e taxa de armadura das peças. Outro banco de dados, denominado, banco de dados 2 (BD2), será utilizado para verificar a eficiência da metodologia proposta. Isto se faz necessário uma vez que neste banco serão utilizadas vigas de outros autores que não constam no banco de dados 1. Este capítulo será finalizado com a apresentação de uma proposta de modificação para as normas ACI-318, EC2 e NBR 6118, sendo utilizada para fazer novas previsões para as vigas do programa experimental.

O capítulo será finalizado classificando as vigas do BD2 de acordo com a taxa de armadura, buscando apresentar as faixas onde as propostas apresentam melhor regressão linear para os resultados.

6.1 CARACTERÍSTICAS E ORIGEM DOS BANCOS DE DADOS

Levando em consideração a importância em avaliar a capacidade resistente ao cisalhamento de peças de concreto, REINECK *et. al* (2003) montou um banco de dados (BD) que foi utilizado para avaliar a equação empírica do código alemão DIN 1045-1 (2011). Este banco de dados integrou outros bancos de dados para formar o que os autores chamaram de Banco de Dados de Coleta de Cisalhamento (CSDB).

O banco de dados 1 foi adaptado do banco de dados proposto por REINECK *et al.* (2003) e abrangeu uma ampla variedade de ensaios. Ressalta-se que as peças apresentaram propriedades que variaram em $f_c \in [21;111]$ MPa, $d \in [133;1890]$ mm, $a/d \in [2,5; 8]$, d_{max} agregado graúdo $\in [10;30]$. Todas as vigas que compõem o banco de dados não possuem armadura transversal, possuindo apenas armadura longitudinal nas quais $\rho_l \in [0,5; 6,6]$. A previsão normativa foi calculada de acordo com os códigos ACI 318 (2019), EC2 (2004) e NBR 6118 (2014) (Modelo I). O universo de vigas analisadas no banco de dados 1 (BD1) foi de 165 vigas. Além deste banco de dados, selecionou-se aleatoriamente 372 vigas dentre as 1600 vigas que constam no trabalho de COLLINS (2008) para compor um banco de dados de contraprova, denominado de banco de dados 2 (BD2). Os resumos dos bancos de dados são apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2. Nas Tabelas 6.3 e 6.4 apresenta-se o resumo estatístico destes banco de dados onde a previsão de carga foi feita pelos códigos ACI 318 (2019), EC2 (2004) e NBR 6118 (2014) .

Tabela 6.1: Resumo do Banco de dados 1

| Autor | nº de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|------------|------------|-----------|-------------|----------------|--------------|
| 1 | 6 | 290 – 360 | 178-278 | 2,9 - 4,5 | 46 - 59 | 19,0 | 1,0 - 3,0 |
| 2 | 16 | 127 | 184-208 | 2,7 - 4,0 | 62 - 69 | 12,7 | 2,2 - 6,6 |
| 3 | 7 | 300 | 925 | 2,9 | 21 - 80 | 10,0 | 0,5 - 2,0 |
| 4 | 8 | 240 | 600 - 1200 | 3,0 | 23 - 30 | 30,0 | 0,6 - 1,3 |
| 5 | 3 | 203 | 356 | 3,0 | 33 - 39 | 10,0 – 20,0 | 1,7 |
| 6 | 6 | 300 | 925 | 2,9 | 36 - 98 | 10,0 | 1,0 |
| 7 | 11 | 178 | 267 - 273 | 4,0 | 21 - 79 | 12,7 | 0,9 - 3,2 |
| 8 | 12 | 300 | 146 - 746 | 3,5 - 3,9 | 90 - 111 | 16,0 | 0,8 - 4,2 |
| 9 | 19 | 150 – 163 | 191 - 196 | 3,6 - 3,7 | 31 - 86 | 18,0 | 2,2 - 4,1 |
| 10 | 17 | 150 | 203 -207 | 2,9 - 4,0 | 26 - 83 | 10,0 | 2,0 - 3,2 |
| 11 | 30 | 151 – 156 | 133 - 1097 | 2,4 - 8 | 25 - 30 | 19,0 | 2,6 - 2,8 |
| 12 | 3 | 102 | 152 | 3,5 - 5,0 | 41 - 44 | 9,5 | 1,4 |
| 13 | 3 | 500 | 225 - 226 | 2,5 - 3,5 | 25 -26 | 16,0 | 0,8 - 1,4 |

Tabela 6.2: Resumo do Banco de dados 1 (continuação)

| Autor | n° de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|------------|-----------|-----------|-------------|----------------|--------------|
| 14 | 4 | 150 | 160 - 165 | 3,0 - 4,0 | 85 | 16,0 | 1,9 - 4,1 |
| 15 | 3 | 200 | 362 - 372 | 3,0 - 4,0 | 81 - 97 | 16,0 | 0,8 - 1,9 |
| 16 | 16 | 150 - 300 | 207 - 442 | 3,0 - 4,0 | 54 - 98 | 16,0 | 1,8 - 3,2 |
| 17 | 1 | 300 | 1890 | 3,0 | 34 | 10,0 | 0,7 |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 6.3: Resumo do banco de dados 2

| Autor | n° de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|--------------|
| 1 | 12 | 1524 - 1829 | 254 - 406 | 1,69 - 3,00 | 22,7 - 26,3 | 25 | 0,54 - 1,77 |
| 2 | 26 | 152 - 178 | 254 - 274 | 2,92 - 6,00 | 6,1 - 41,2 | 25 | 0,8 - 1,89 |
| 3 | 19 | 152 | 21,2 - 30,0 | 1,49 - 4,17 | 21,2 - 30,0 | 6 - 25 | 1,59 |
| 4 | 77 | 149 - 502 | 183 - 1091 | 1,50 - 5,39 | 13,7 - 38,3 | 12 - 30 | 0,48 - 1,87 |
| 5 | 9 | 151 - 761 | 262 - 269 | 3,83 - 4,16 | 23,7 - 33,1 | 13 | 0,25 - 1,73 |
| 6 | 8 | 240 | 297 - 1200 | 3,00 | 23,2 - 29,6 | 30 | 0,63 - 1,26 |
| 7 | 7 | 203 | 370 | 2,47 - 3,02 | 28,9 - 33,2 | 10 | 1,03 - 1,55 |
| 8 | 5 | 152 | 197 - 254 | 2,50 - 5,40 | 17,1 - 46,9 | 19 | 1,03 - 2,07 |
| 9 | 5 | 152 | 272 | 3,36 | 24,8 - 30,3 | 19 | 0,98 - 1,46 |
| 10 | 3 | 150 | 200 | 3,05 - 4,58 | 28,0 - 36,2 | 35 | 2,01 |
| 11 | 11 | 100 - 400 | 233 - 930 | 3,00 | 18,5 - 28,7 | 2 - 38 | 1,35 |
| 12 | 9 | 1000 | 250 - 750 | 3,65 - 5,50 | 19,9 - 31,1 | 30 | 0,42 - 0,91 |
| 13 | 2 | 135 | 234 | 2,56 - 3,42 | 27,0 - 31,5 | 19 | 1,07 - 1,08 |
| 14 | 3 | 100 | 370 - 372 | 3,37 - 5,90 | 22,0 - 30,3 | 20 | 1,08 - 7,00 |
| 15 | 3 | 500 | 226 | 2,50 - 3,50 | 24,6 - 25,8 | 16 | 0,79 - 1,39 |
| 16 | 17 | 150 | 270 | 1,50 - 4,00 | 20,0 - 38,6 | 19 | 0,53 - 1,91 |
| 17 | 6 | 203 | 256 | 3,00 | 41,6 - 49,3 | 10 - 20 | 1,69 |
| 18 | 1 | 152 | 226 | 3,03 | 46,6 | 19 | 0,17 |
| 19 | 8 | 914 | 184 - 191 | 2,01 - 3,25 | 48,3 - 49,0 | 19 | 0,60 - 1,24 |
| 20 | 7 | 178 | 268 - 273 | 2,00 - 6,00 | 20,7 - 79,3 | 13 | 0,60 - 1,63 |
| 21 | 5 | 140 | 200 | 2,50 | 18,9 - 20,1 | 30 | 0,56 - 1,82 |
| 22 | 2 | 200 | 250 | 2,50 | 47,1 - 51,0 | 19 | 1,55 |
| 23 | 3 | 150 | 200 | 2,00 - 4,40 | 24,2 | 20 | 1,34 |
| 24 | 1 | 600 | 2000 | 3,00 | 27,1 | 25 | 0,28 |
| 25 | 5 | 150 | 221 | 2,30 - 3,00 | 54,0 - 97,7 | 16 | 1,82 |
| 26 | 2 | 200 | 262 - 272 | 3,00 - 4,00 | 80,6 - 96,8 | 16 | 0,81 - 1,94 |
| 27 | 11 | 170 - 300 | 270 - 915 | 3,00 - 6,00 | 53,7 | 25 | 1,01 - 1,88 |
| 28 | 3 | 262 - 337 | 208 - 211 | 2,61 - 2,64 | 85,0 - 92,4 | 18 | 0,57 - 1,05 |
| 29 | 2 | 300 | 348 | 3,53 | 91,3 - 93,7 | 16 | 0,94 - 1,88 |
| 30 | 7 | 105 - 600 | 300 - 2000 | 3,00 | 20,6 - 27,3 | 20 | 1,20 - 1,36 |

Tabela 6.4: Resumo do banco de dados 2 (continuação)

| Autor | n° de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|------------|------------|-------------|-------------|----------------|--------------|
| 31 | 3 | 300 | 225 - 925 | 2,88 – 2,95 | 37,0 | 10 | 0,76 – 0,89 |
| 32 | 8 | 400 | 190 - 889 | 2,50 | 34,2 | 20 | 1,20 – 2,00 |
| 33 | 5 | 150 | 207 | 2,90 – 3,86 | 26,6 – 50,8 | 10 | 2,02 |
| 34 | 20 | 169 - 500 | 191 - 1000 | 1,82 – 4,0 | 18,4 – 53,0 | 10 - 20 | 0,60 – 1,75 |
| 35 | 3 | 300 | 925 | 2,92 | 21,0 – 32,0 | 10 | 0,50 – 1,01 |
| 36 | 1 | 300 | 1925 | 2,81 | 30,8 | 10 | 0,36 |
| 37 | 3 | 457 | 360 | 3,39 | 40,9 – 43,7 | 19 | 0,36 – 1,92 |
| 38 | 6 | 160 | 325 - 346 | 2,75 – 3,54 | 34,1 – 43,2 | 20 | 0,72 – 1,54 |
| 39 | 1 | 356 | 1151 | 2,91 | 31,8 | 19 | 0,74 |
| 40 | 12 | 101 - 3000 | 305 - 440 | 2,96 – 3,41 | 34,0 – 40,6 | 10 | 0,90 – 1,61 |
| 41 | 4 | 250 | 326 | 3,07 | 43,6 – 60,0 | 19 | 0,86 – 1,72 |
| 42 | 7 | 249 - 1170 | 287 - 507 | 3,00 – 3,66 | 36,9 – 41,0 | 10 | 0,33 – 1,73 |
| 43 | 2 | 150 | 223 | 2,24 - 336 | 43,0 | 20 | 1,35 |
| 44 | 15 | 122 - 300 | 280 - 1400 | 2,89 | 28,1 – 77,3 | 10 - 50 | 0,83 |
| 45 | 3 | 460 | 850 | 1,93 – 2,74 | 32,0 – 51,0 | 19 | 0,44 – 0,72 |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 6.5: Resumo estatístico do BD1

| Dado Estatístico | ACI-318 | EC2 | NBR |
|------------------------------|---------|------|------|
| Média | 1,30 | 1,00 | 1,00 |
| Desvio Padrão | 0,31 | 0,24 | 0,38 |
| Coefficiente de variação (%) | 23,4 | 23,5 | 38,2 |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 6.6: Resumo estatístico do BD2

| Dado Estatístico | ACI-318 | EC2 | NBR |
|------------------------------|---------|------|------|
| Média | 1,47 | 1,05 | 0,90 |
| Desvio Padrão | 0,30 | 0,20 | 0,28 |
| Coefficiente de variação (%) | 20,6 | 19,2 | 31,1 |

Fonte: Autoria Própria.

6.2 ANÁLISE DO BANCO DE DADOS

A equações simplificadas do código americano e da norma brasileira, para a estimativa da parcela do concreto resistente ao esforço cortante, levam em conta as variável referente ao

concreto não fissurado. Diversos autores como CAVAGNIS (2015), CAVAGNIS (2020), HUBER (2019), PEREIRA & MUTSUYOSHI (2013), MUTTONI (2008), ao longo dos anos, vem propondo formulações com estimativa mais seguras ao cortante para vigas sem armadura transversal, utilizando parâmetros que melhorem os resultados e que os tornem mais próximos de situações reais.

6.2.1 Proposta de Modificação para o EUROCODE-2

Foram correlacionados os parâmetros de resistência a compressão do concreto f_c , a geometria da viga por meio da largura da seção transversal b_w , e altura da seção d e a taxa de armadura longitudinal ρ_l . A equação da relação fatorada, que representa a tensão de cisalhamento, é apresentada na Equação 6.1. Nesta equação β é o dividendo onde a cada interação modificam-se os parâmetros buscando melhorar a correlação entre esses e τ_p . Na Tabela 6.3 faz-se o resumo estatístico do BD 1.

Nas Figuras 6.1, 6.2, 6.3 e 6.4 apresenta-se a relação entre a razão da carga última das vigas do banco de dados 1 pelo termo τ_p , descrito na Equação 6.1, com os fatores mencionados. Ressalta-se que nos gráficos a relação tensão x parâmetros encontra-se fatorada pelo parâmetro analisado, para a fatoração dos parâmetros e traçado dos gráficos. Na Figura 6.5 apresenta-se a sequência de interações para definição da Equação 6.2, na qual apresenta-se a proposta de modificação para o código EC2 (2004). Para regressão linear dos resultados dividiu-se a taxa de armadura pelo quociente a/d . Ressalta-se que este procedimento foi realizado em todas as propostas de modificação das normas analisadas. Na Equação 6.3 apresenta-se a equação fatorada final.

$$\tau_p = \frac{V_u}{\beta_n}, \quad \text{Equação 6-1}$$

Onde $\beta_n = \beta_1, \beta_2, \beta_3, \beta_4$

$$\beta_1 = \left(100 \cdot \rho^{\frac{1}{3}}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\beta_2 = 0,24 \cdot f_c^{0,42} \cdot b_w \cdot d$$

$$\beta_3 = 0,19 \cdot f_c^{0,42} \cdot \rho^{0,59} \cdot b_w$$

$$\beta_4 = 0,66 \cdot f_c^{0,42} \cdot \rho^{0,59} \cdot d^{0,78}$$

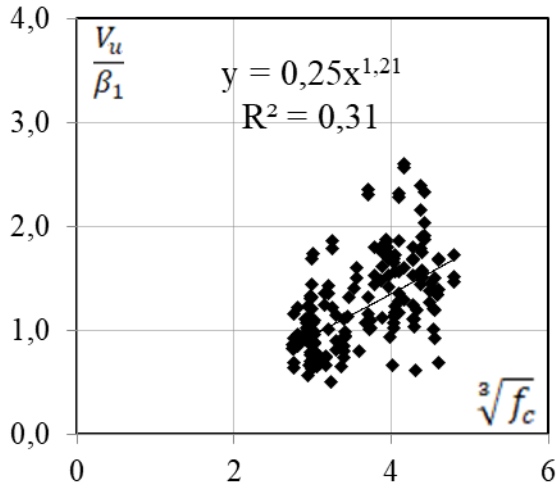


Figura 6.1: Influência da resistência a compressão do concreto na resistência ao esforço cortante

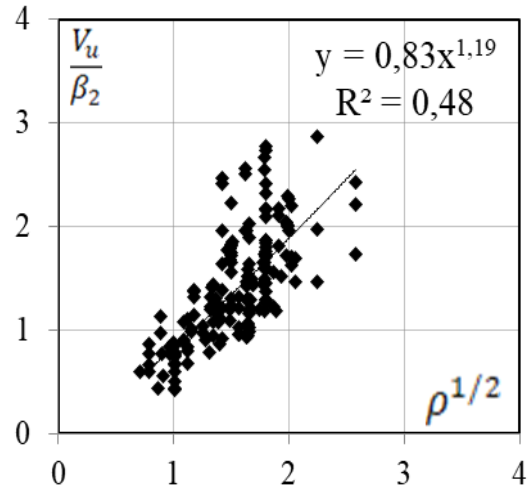


Figura 6.2: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante

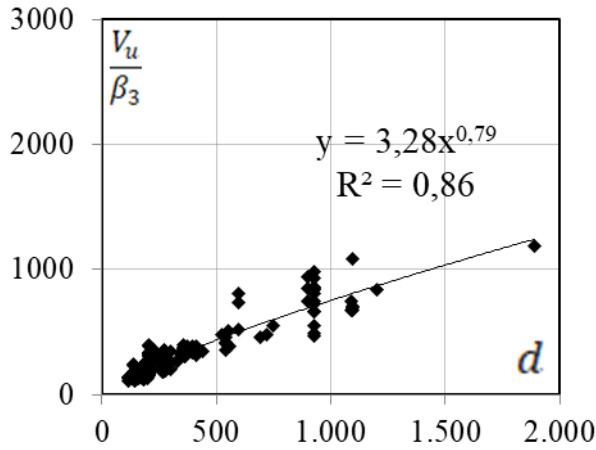


Figura 6.3: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante

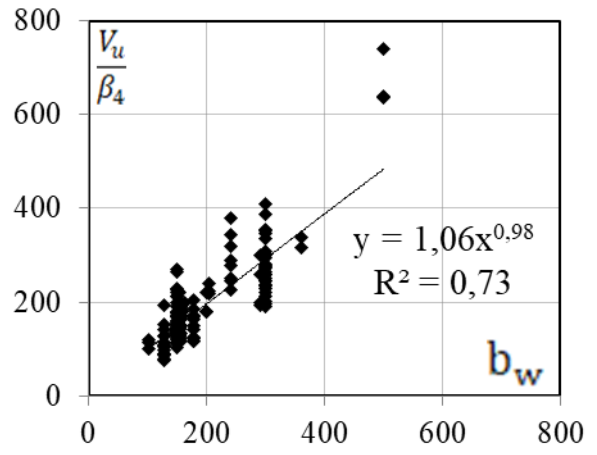


Figura 6.4: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante

1ª Interação (Avaliação do parâmetro f_c)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = (100 \cdot \rho^{\frac{1}{3}}) \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt[3]{f_c}$$

$$\text{Equação da Curva} = 0,25 \cdot x^{1,21}$$

$$R^2 = 0,31$$

2ª Interação (Avaliação do parâmetro ρ)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_2}$$

$$\beta_2 = 0,25 \cdot f_c^{0,4} \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt{\rho}$$

$$\text{Equação da Curva} = 0,83 \cdot x^{1,19}$$

$$R^2 = 0,48$$

3ª Interação (Avaliação do parâmetro d)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_3}$$

$$\beta_3 = 0,21 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,6} \cdot b_w$$

$$x = d$$

$$\text{Equação da Curva} = 3,28 \cdot x^{0,79}$$

$$R^2 = 0,86$$

4ª Interação (Avaliação do parâmetro b_w)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_4}$$

$$\beta_4 = 0,69 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,6} \cdot d^{0,79}$$

$$x = b_w$$

$$\text{Equação da Curva} = 3,28 \cdot x^{0,79}$$

$$R^2 = 0,86$$

Figura 6.5: Interações realizadas na metodologia para a proposta de modificação do EC2. Fonte: Autoria Própria.

$$V_{EC_mod} = 1,0 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{\rho}{\alpha}\right)^{1/2} \cdot d^{0,8} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-2}$$

$$V_{EC_mod} = \left(f_c \cdot \left(\frac{\rho}{\alpha}\right)\right)^{1/2} \cdot d^{1,3} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-3}$$

Onde :

f_c = Resistência a compressão do concreto;

ρ = Taxa de armadura longitudinal (%);

d = altura efetiva da viga;

b_w = largura da seção transversal da viga;

$\alpha = a/d$ Quociente entre a distância do ponto de aplicação da carga e o apoio pela altura efetiva da viga;

a = distância do ponto de aplicação da carga e o apoio (vão de cisalhamento).

Segundo BITTENCOURT (1999) a região de ocorrência de tensões de tração é uma zona com potencial para o aparecimento de fissuras, mesmo estando a viga submetida a uma carga que limita a tensão de escoamento. CEB -FIP (2010) no item 5.1.5 comenta que o modo de fratura do concreto submetido à tração permite a aplicação de conceitos da mecânica da fratura, ou seja, considerações de energia. Nestes conceitos a energia de fratura do concreto é frequentemente usada como uma característica dos materiais para descrever a resistência do concreto submetido a tensões de tração.

Considerando que a região fissurada, em vigas de concreto sujeitas ao esforço cortante, corresponde a uma área de cisalhamento, entre o apoio e o ponto de aplicação de carga, e sendo nesta área onde surgem as primeiras fissuras, admitiu-se ser este um fator limitador para o crescimento da carga de acordo com os parâmetros de influência do material e geométricos. Sendo assim a influência da taxa de armadura é limitada por $\alpha = a/d$. Na Tabela 6.5 apresenta-se o resumo estatístico e a comparação entre o Eurocode e a proposta de modificação, analisadas utilizando o banco de dados 1 e 2. Na Figura 6.6 apresenta-se um diagrama de caixa, denominado bloxplot no qual é apresentado a distribuição do conjunto de dados composto pelo quociente entre a resistência última das vigas do BD2 e a resistência prevista pelo código Europeu e a proposta de modificação. Observa-se que a proposta mantém a média igual a 1, porém reduz o desvio padrão de 0,20 para 0,15 fazendo com que o coeficiente de variação reduzisse de 19,2% para 15%.

Tabela 6.7: Resumo estatístico comparando o EC2 com a Proposta de Modificação.

| Dado Estatístico | EC2 | EC2_Mod |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,05 | 1,03 |
| Desvio Padrão | 0,20 | 0,15 |
| Coefficiente de variação (%) | 19,2 | 15,0 |

Fonte: Autoria Própria.

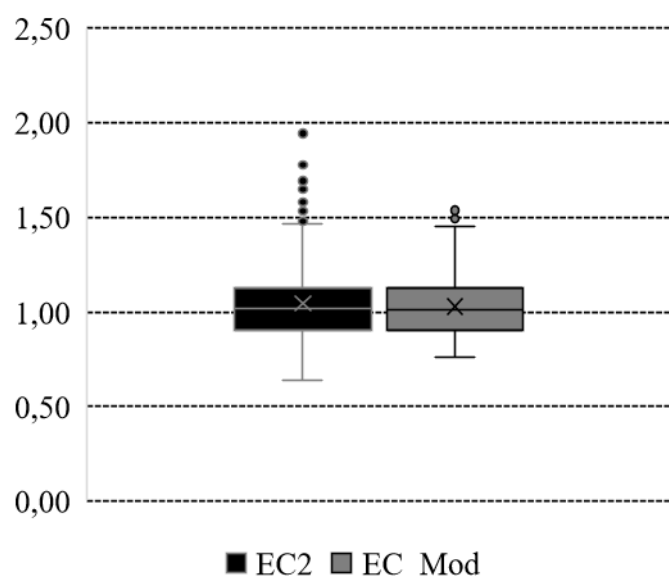


Figura 6.6: Dispersão entre os resultados da norma avaliada e da proposta. Fonte: Autoria Própria.

6.2.2 Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001)

Para a avaliação da segurança da proposta de modificação ao EC2 (2004), utilizou-se os critérios propostos por COLLINS (2001) no qual se tem um método para classificação das estimativas de previsão de carga, a partir do tratamento estatístico com uma escala de demérito, avaliando a média entre a razão da carga experimental pela carga prevista pelo código ou proposta analisada (V_u/V_{EC_Mod}). O Demerit Points Classification -DPC prevê, para cada valor desta razão penalidades conforme Tabela 6.6. Os critérios foram modificados e para esta análise serão considerados os seguintes valores: (a) Vigas extremamente perigosas - as vigas com quociente $< 0,5$; (b) Vigas perigosas - as vigas com quociente entre $[0,50\sim 0,8]$; (c) Vigas com segurança apropriada - as vigas com quociente entre $[0,8\sim 1,1]$; (d) Vigas

conservadoras – as vigas com quociente entre $[1,1\sim 2,0[$ e, (e) Vigas extremamente conservadoras – as vigas com quociente ≥ 2.0 .

Na Tabela de 6.7 apresenta-se as penalidades para o EUROCODE 2 (2004) e a proposta de modificação para essa norma. Ressalta-se que essas penalidades foram calculadas para as vigas do banco de dados de contraprova (BD2). Observa-se que o total de penalidade que o EC2 somou 238 pontos, já a proposta de modificação para esta norma somou 189 pontos. Isto indica que a proposta de modificação além de reduzir a dispersão dos dados favorece a segurança estrutural para previsões ao esforço cortante. Ressalta-se que a proposta de modificação ao EC2 (2014), reduziu em 36% o número de vigas classificadas como perigosa conforme o sistema DPC.

Tabela 6.8: Classificação quanto aos critérios de segurança segundo o sistema DPC

| V_u / V_{Teo} | Classificação | Penalidade |
|------------------|--------------------------|------------|
| < 0.50 | Extremamente perigoso | 10 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | Perigoso | 5 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | Segurança Adequada | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | Conservador | 1 |
| ≥ 2.0 | Extremamente Conservador | 2 |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 6.9: Classificação das vigas com previsão de carga pela norma EC2 e proposta de modificação.

| Modelo | EUROCODE 2 | | Proposta de Modificação ao EC2 | | |
|--------|------------------|-------------|--------------------------------|-------------|-------------|
| | V_u / V_{Teo} | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| | < 0.50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | $[0,50\sim 0,8]$ | 25 | 125 | 16 | 80 |
| | $[0,8\sim 1,1]$ | 234 | 0 | 247 | 0 |
| | $[1,1\sim 2,0[$ | 113 | 113 | 109 | 109 |
| | ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | Total | 372 | 238 | 372 | 189 |

Fonte: Autoria Própria.

Nas Figuras 6.7 e 6.8 apresenta-se os gráficos de correlação entre os dados das vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, pelo código normativo EC2 (2004) e entre as vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, calculados a partir da proposta de modificação, respectivamente.

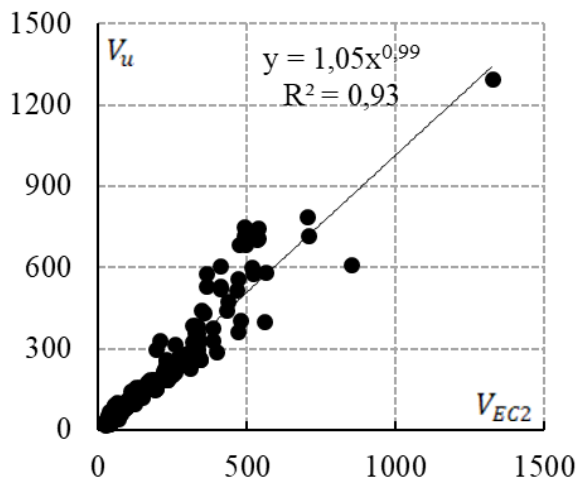


Figura 6.7: Correlação entre os dados experimentais e normativo

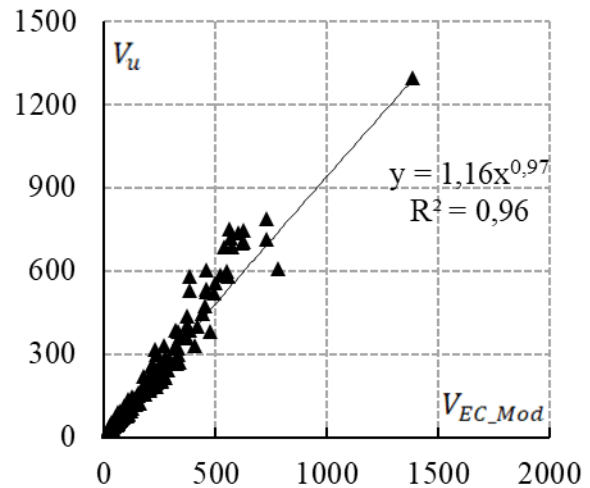


Figura 6.8: Correlação entre os dados experimentais e a proposta de modificação

6.2.3 Proposta de Modificação para o ACI-318

A mesma metodologia aplicada no item 6.2.1 foi aplicada para a proposta de modificação da norma americana. Ressalta-se que o Banco de dados 1 foi o mesmo utilizado no item 6.2.1, uma vez que todas as vigas atenderam os requisitos normativos. O BD2 foi adaptado e as vigas número 163, 169 a 171, 224 a 231, 239 a 243, 246 a 248, 283, 287, 304 e 305 foram retiradas, pois não atendem ao requisito abaixo:

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 \cdot d}} \leq 1$$

Sendo assim, essas vigas citadas apresentaram $\lambda_s > 1$, e como a previsão de carga foi feita de acordo com as recomendações do ACI 318 (2019), elas tiveram que ser retiradas das análises. Na Tabela 6.8 apresenta-se o resumo do banco de dados 2 com 348 vigas que foram utilizadas para as análises deste item.

Tabela 6.10: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318

| Autor | n° de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|--------------|
| 1 | 12 | 1524 - 1829 | 254 - 406 | 1,69 - 3,00 | 22,7 - 26,3 | 25 | 0,54 - 1,77 |
| 2 | 26 | 152 - 178 | 254 - 274 | 2,92 - 6,00 | 6,1 - 41,2 | 25 | 0,8 - 1,89 |
| 3 | 19 | 152 | 21,2 - 30,0 | 1,49 - 4,17 | 21,2 - 30,0 | 6 - 25 | 1,59 |
| 4 | 77 | 149 - 502 | 183 - 1091 | 1,50 - 5,39 | 13,7 - 38,3 | 12 - 30 | 0,48 - 1,87 |
| 5 | 9 | 151 - 761 | 262 - 269 | 3,83 - 4,16 | 23,7 - 33,1 | 13 | 0,25 - 1,73 |
| 6 | 8 | 240 | 297 - 1200 | 3,00 | 23,2 - 29,6 | 30 | 0,63 - 1,26 |
| 7 | 7 | 203 | 370 | 2,47 - 3,02 | 28,9 - 33,2 | 10 | 1,03 - 1,55 |

Tabela 6.11: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318 (continuação)

| Autor | nº de Espécimes | b_w (mm) | d (mm) | a/d | f_c (MPa) | d_{max} (mm) | ρ_l (%) |
|-------|-----------------|------------|------------|-------------|-------------|----------------|--------------|
| 8 | 4 | 152 | 197 - 254 | 2,50 – 5,40 | 17,1 – 46,9 | 19 | 1,03 – 2,07 |
| 9 | 5 | 152 | 272 | 3,36 | 24,8 – 30,3 | 19 | 0,98 – 1,46 |
| 11 | 11 | 100 - 400 | 233 - 930 | 3,00 | 18,5 – 28,7 | 2 - 38 | 1,35 |
| 12 | 9 | 1000 | 250 - 750 | 3,65 – 5,50 | 19,9 – 31,1 | 30 | 0,42 – 0,91 |
| 13 | 2 | 135 | 234 | 2,56 – 3,42 | 27,0 – 31,5 | 19 | 1,07 – 1,08 |
| 14 | 3 | 100 | 370 - 372 | 3,37 – 5,90 | 22,0 – 30,3 | 20 | 1,08 – 7,00 |
| 15 | 3 | 500 | 226 | 2,50 – 3,50 | 24,6 – 25,8 | 16 | 0,79 – 1,39 |
| 16 | 17 | 150 | 270 | 1,50 – 4,00 | 20,0 – 38,6 | 19 | 0,53 – 1,91 |
| 17 | 6 | 203 | 256 | 3,00 | 41,6 – 49,3 | 10 - 20 | 1,69 |
| 18 | 1 | 152 | 226 | 3,03 | 46,6 | 19 | 0,17 |
| 20 | 7 | 178 | 268 - 273 | 2,00 – 6,00 | 20,7 – 79,3 | 13 | 0,60 – 1,63 |
| 22 | 2 | 200 | 250 | 2,50 | 47,1 – 51,0 | 19 | 1,55 |
| 24 | 1 | 600 | 2000 | 3,00 | 27,1 | 25 | 0,28 |
| 25 | 5 | 150 | 221 | 2,30 – 3,00 | 54,0 – 97,7 | 16 | 1,82 |
| 26 | 2 | 200 | 262 - 272 | 3,00 – 4,00 | 80,6 – 96,8 | 16 | 0,81 – 1,94 |
| 27 | 11 | 170 - 300 | 270 - 915 | 3,00 – 6,00 | 53,7 | 25 | 1,01 – 1,88 |
| 28 | 3 | 262 - 337 | 208 - 211 | 2,61 – 2,64 | 85,0 – 92,4 | 18 | 0,57 – 1,05 |
| 29 | 2 | 300 | 348 | 3,53 | 91,3 – 93,7 | 16 | 0,94 – 1,88 |
| 30 | 7 | 105 - 600 | 300 - 2000 | 3,00 | 20,6 – 27,3 | 20 | 1,20 – 1,36 |
| 31 | 3 | 300 | 225 - 925 | 2,88 – 2,95 | 37,0 | 10 | 0,76 – 0,89 |
| 32 | 6 | 400 | 190 - 889 | 2,50 | 34,2 | 20 | 1,20 – 2,00 |
| 33 | 5 | 150 | 207 | 2,90 – 3,86 | 26,6 – 50,8 | 10 | 2,02 |
| 34 | 18 | 169 - 500 | 191 - 1000 | 1,82 – 4,0 | 18,4 – 53,0 | 10 - 20 | 0,60 – 1,75 |
| 35 | 3 | 300 | 925 | 2,92 | 21,0 – 32,0 | 10 | 0,50 – 1,01 |
| 36 | 1 | 300 | 1925 | 2,81 | 30,8 | 10 | 0,36 |
| 37 | 3 | 457 | 360 | 3,39 | 40,9 – 43,7 | 19 | 0,36 – 1,92 |
| 38 | 6 | 160 | 325 - 346 | 2,75 – 3,54 | 34,1 – 43,2 | 20 | 0,72 – 1,54 |
| 39 | 1 | 356 | 1151 | 2,91 | 31,8 | 19 | 0,74 |
| 40 | 12 | 101 - 3000 | 305 - 440 | 2,96 – 3,41 | 34,0 – 40,6 | 10 | 0,90 – 1,61 |
| 41 | 4 | 250 | 326 | 3,07 | 43,6 – 60,0 | 19 | 0,86 – 1,72 |
| 42 | 7 | 249 - 1170 | 287 - 507 | 3,00 – 3,66 | 36,9 – 41,0 | 10 | 0,33 – 1,73 |
| 43 | 2 | 150 | 223 | 2,24 - 336 | 43,0 | 20 | 1,35 |
| 44 | 15 | 122 - 300 | 280 - 1400 | 2,89 | 28,1 – 77,3 | 10 - 50 | 0,83 |
| 45 | 3 | 460 | 850 | 1,93 – 2,74 | 32,0 – 51,0 | 19 | 0,44 – 0,72 |

Fonte: Autoria Própria.

Nas Figuras 6.9, 6.10, 6.11 e 6.12 apresenta-se a relação entre a razão da carga última das vigas do banco de dados 1 pelo termo τ_p , descrito na Equação 6.2, com os fatores analisados.

Sendo eles: resistência a compressão do concreto f_c , a geometria da viga por meio da largura da seção transversal b_w , e altura da seção d e a taxa de armadura longitudinal ρ_l . Na Figura 6.13 apresenta-se a sequência de interações para definição da Equação 6.4, na qual apresenta-se a proposta de modificação para o código ACI 318 e na Equação 6.5 apresenta-se a equação fatorada.

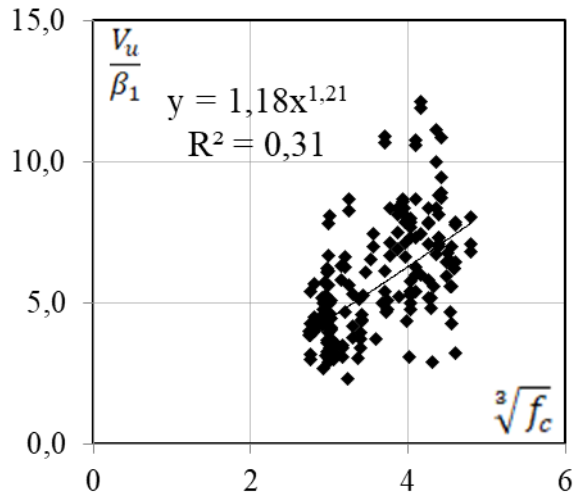


Figura 6.9: Resumo do banco de dados 2 adaptado para as análises da proposta de modificação para o ACI 318

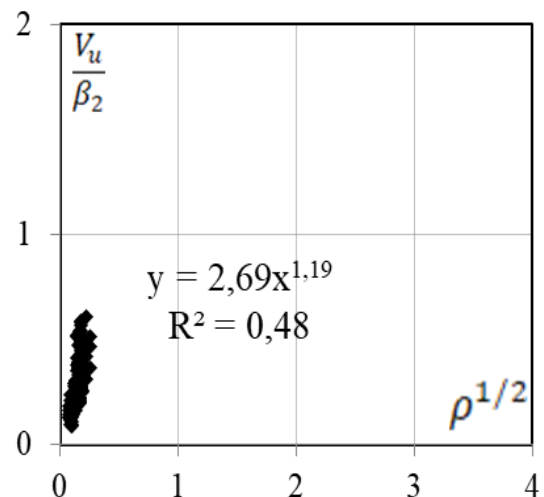


Figura 6.10: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante

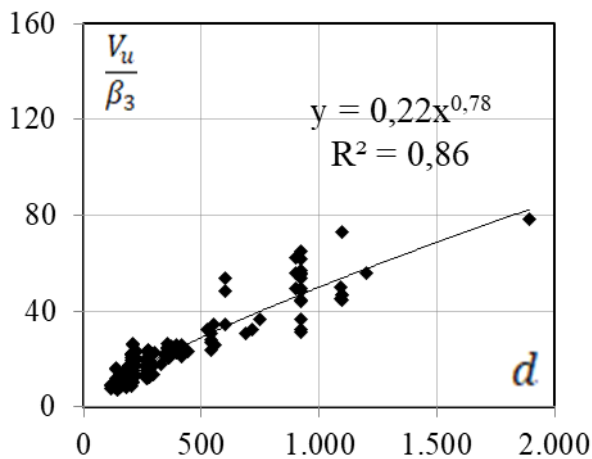


Figura 6.11: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante

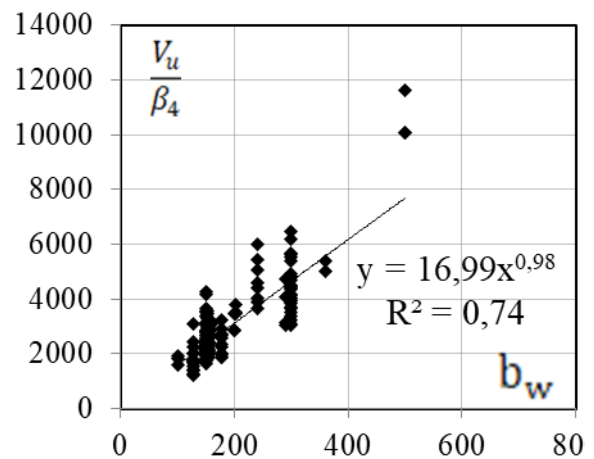


Figura 6.12: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante

1ª Interação (Avaliação do parâmetro f_c)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = (\rho^{\frac{1}{3}}) \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt[3]{f_c}$$

$$\text{Equação da Curva} = 1,18 \cdot x^{1,21}$$

$$R^2 = 0,31$$

2ª Interação (Avaliação do parâmetro ρ)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_2}$$

$$\beta_2 = 1,18 \cdot f_c^{0,4} \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt{\rho}$$

$$\text{Equação da Curva} = 2,69 \cdot x^{1,19}$$

$$R^2 = 0,48$$

3ª Interação (Avaliação do parâmetro d)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_3}$$

$$\beta_3 = 3,17 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,59} \cdot b_w$$

$$x = d$$

$$\text{Equação da Curva} = 0,22 \cdot x^{0,78}$$

$$R^2 = 0,86$$

4ª Interação (Avaliação do parâmetro b_w)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_4}$$

$$\beta_4 = 0,70 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,59} \cdot d^{0,78}$$

$$x = b_w$$

$$\text{Equação da Curva} = 16,99 \cdot x^{0,98}$$

$$R^2 = 0,74$$

Figura 6.13: Interações utilizadas na metodologia para a proposta de modificação do ACI 318. Fonte: Autoria Própria

$$V_{ACI_Mod} = 9 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \left(\frac{\rho}{\alpha}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot d^{0,78} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-4}$$

$$V_{ACI_Mod} = 9 \cdot \left(f_c \cdot \left(\frac{\rho}{\alpha}\right)\right)^{\frac{1}{2}} \cdot d^{1,28} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-5}$$

Onde :

f_c = Resistência a compressão do concreto;

ρ = Taxa de armadura longitudinal (%);

d = altura efetiva da viga;

b_w = largura da seção transversal da viga;

$\alpha = a/d$ Quociente entre a distância do ponto de aplicação da carga e o apoio pela altura efetiva da viga;

a = distância do ponto de aplicação da carga e o apoio (vão de cisalhamento).

Na Tabela 6.9 apresenta-se o resumo estatístico e a comparação entre o ACI 318 e a proposta de modificação analisada utilizando o banco de dados 1 e 2. Na Figura 6.14 apresenta-se um diagrama de caixa, denominado bloxplot no qual é apresentado a distribuição do conjunto de dados composto pelo quociente entre a resistência última das vigas do BD2 e a resistência prevista pelo código americano e a proposta de modificação. Observa-se que a proposta reduz a média de 1,47 para 1,28. Quanto ao desvio padrão reduziu-se de 0,30 para 0,18, fazendo com que o coeficiente de variação suavizasse de 20,6% para 14,3%. Este fato se deu, pois na proposta não observa-se valores extremos máximos e mínimos, os dados da amostra ficam torno da média.

Tabela 6.12: Resumo estatístico comparando o ACI 318 com a Proposta de Modificação.

| Dado Estatístico | ACI | ACI_Mod |
|-----------------------------|------|---------|
| Média | 1,47 | 1,28 |
| Desvio Padrão | 0,30 | 0,18 |
| Coeficiente de variação (%) | 20,6 | 14,3 |

Fonte: Autoria Própria.

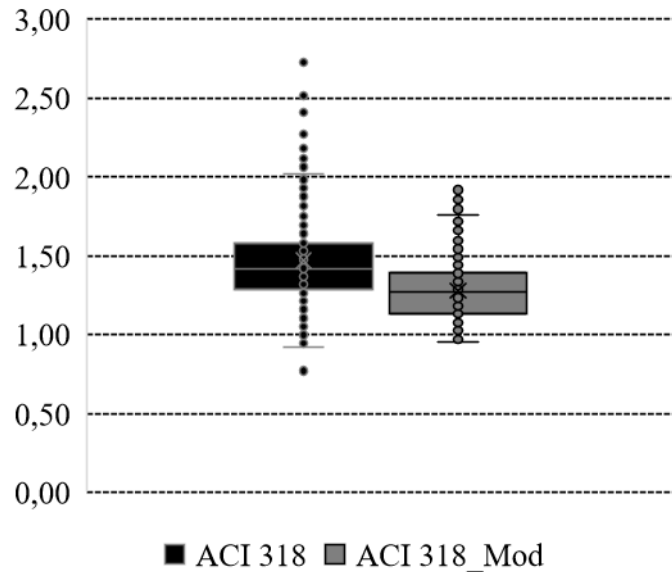


Figura 6.14: Dispersão entre os resultados da norma avaliada e da proposta de Modificação. Fonte: Autoria Própria.

6.2.4 Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001) para a proposta de modificação do ACI -318

Utilizou-se a mesma classificação quanto aos critérios de segurança segundo o sistema DPC, que foram utilizados para avaliação da proposta apresentada no item 6.2.2. A classificação com as respectivas penalidades é representada na Tabela 6.10. Na Tabela de 6.11 apresenta-se as penalidades para o ACI 318 (2019) e a proposta de modificação para essa norma. Ressalta-se que essas penalidades foram calculadas para as vigas do banco de dados de contraprova (BD2). Observa-se que o total de penalidade para o código americano somava 350 pontos, já a proposta de modificação para esta norma reduziu a penalidade para 288 pontos. Nas Figuras 6.15 e 6.16 apresentam-se os gráficos de correlação entre os dados das vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, pelo código normativo ACI 319 e entre as vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, calculados a partir da proposta de modificação, respectivamente.

Tabela 6.13: Classificação quanto aos critérios de segurança segundo o sistema DPC

| V_u/V_{ACI_Mod} | Classificação | Penalidade |
|--------------------|--------------------------|------------|
| < 0,50 | Extremamente perigoso | 10 |
| [0,50~0,8] | Perigoso | 5 |
| [0,8~1,1] | Segurança Adequada | 0 |
| [1,1~2,0[| Conservador | 1 |
| $\geq 2,0$ | Extremamente Conservador | 2 |

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 6.14: Classificação das vigas com previsão de carga pelo ACI 318 e proposta de modificação

| Modelo | ACI 318 (2019) | | Proposta de Modificação ao ACI 318 | |
|-----------------|----------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| V_u / V_{Teo} | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| < 0,50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 1 | 5 | 0 | 0 |
| [0,8~1,1] | 25 | 0 | 60 | 0 |
| [1,1~2,0[| 299 | 299 | 288 | 288 |
| ≥ 2.0 | 23 | 46 | 0 | 0 |
| Total | 348 | 350 | 348 | 288 |

Fonte: Autoria Própria.

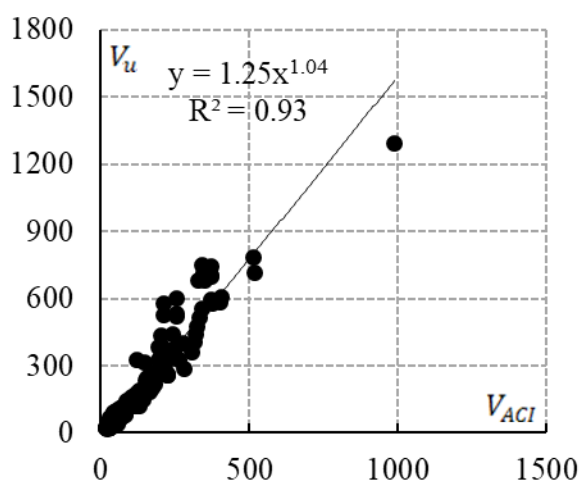


Figura 6.15: Correlação entre os dados experimentais e normativo ACI

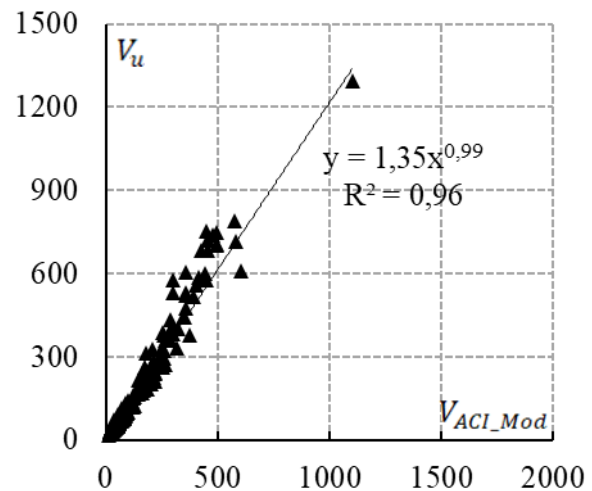


Figura 6.16: Correlação entre os dados experimentais e a proposta de modificação para o ACI

6.2.5 Proposta de Modificação para a NBR 6118 (2014)

Para as análises da formulação e contraprova foram utilizados os bancos de dados resumidos no item 6.1 e nas Tabelas 6.1 e 6.2. A NBR 6118 (2014) em sua proposta para o cálculo da resistência ao esforço cortante leva em consideração a resistência a compressão do concreto f_c , por meio da sua relação com a resistência a tração do concreto f_{ct} e relaciona este parâmetro com as características geométricas da seção transversal. Pelo que já foi exposto, observou-se que a taxa de armadura longitudinal influencia de sobremaneira na estimativa da resistência ao esforço cortante e sua influência é limitada por a/d . Desta forma, aplicou-se a metodologia de interação entre as variáveis e aplicou-se o fator $(\sqrt{\frac{\rho}{a/d}})$ na estimativa final para a norma brasileira.

Nas Figuras 6.17 a 6.20 apresentam-se a relação entre a razão da carga última das vigas do banco de dados 1 pelo termo τ_p , descrito na Equação 6.1, com os fatores mencionados. Na

Figura 6.21 apresenta-se as interações entre os parâmetros para a formulação da proposta de modificação. Na Equação 6-6 apresenta-se a proposta de modificação para a norma brasileira NBR 6118 (2014) e na Equação 6-7 apresenta-se a proposta fatorada.

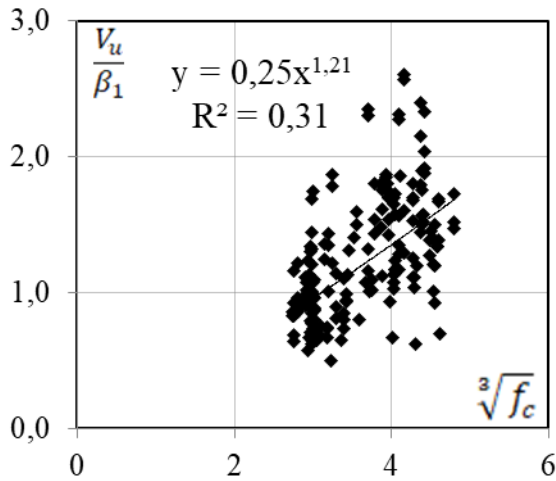


Figura 6.17: Influência da resistência a compressão do concreto na resistência ao esforço cortante

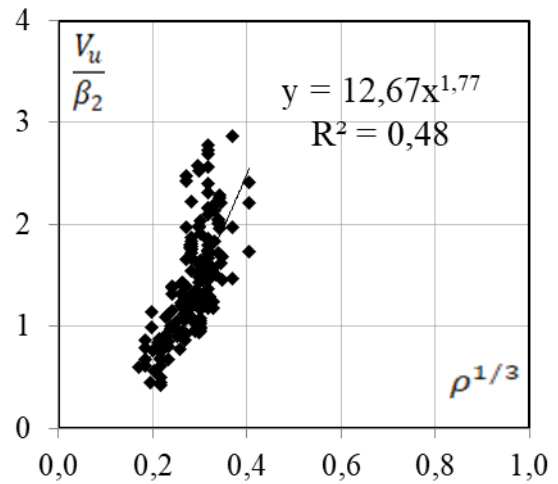


Figura 6.18: Influência da taxa de armadura da viga na resistência ao esforço cortante

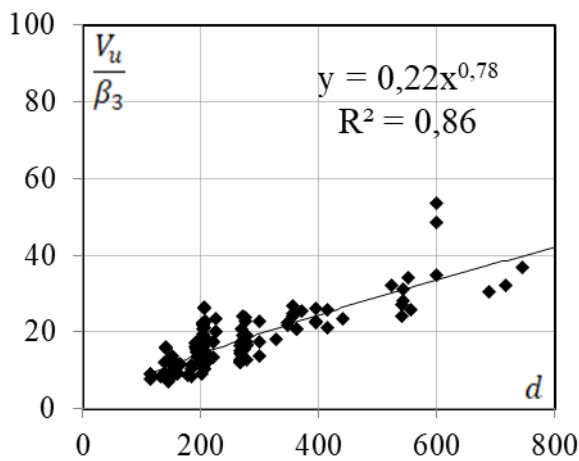


Figura 6.19: Influência da altura útil da viga na resistência ao esforço cortante

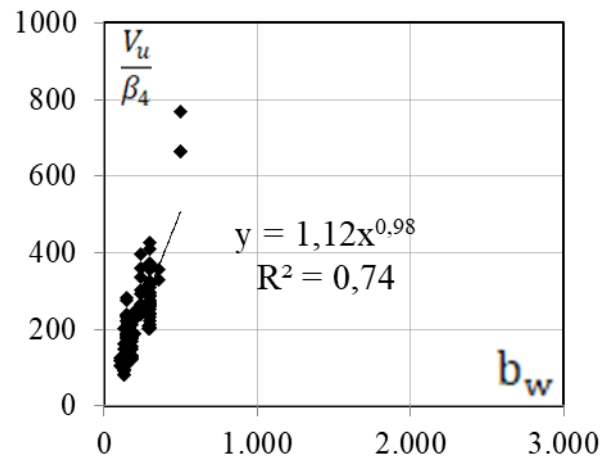


Figura 6.20: Influência da largura da seção transversal da viga na resistência ao esforço cortante

1ª Interação (Avaliação do parâmetro f_c)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_1}$$

$$\beta_1 = (\rho^{\frac{1}{3}}) \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt[3]{f_c}$$

$$\text{Equação da Curva} = 0,25 \cdot x^{1,21}$$

$$R^2 = 0,31$$

2ª Interação (Avaliação do parâmetro ρ)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_2}$$

$$\beta_2 = 0,25 \cdot f_c^{0,4} \cdot b_w \cdot d$$

$$x = \sqrt[3]{\rho}$$

$$\text{Equação da Curva} = 12,67 \cdot x^{1,77}$$

$$R^2 = 0,48$$

3ª Interação (Avaliação do parâmetro d)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_3}$$

$$\beta_3 = 3,17 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,59} \cdot b_w$$

$$x = d$$

$$\text{Equação da Curva} = 0,22 \cdot x^{0,78}$$

$$R^2 = 0,86$$

4ª Interação (Avaliação do parâmetro b_w)

$$y = \tau_p = \frac{V_u}{\beta_4}$$

$$\beta_4 = 0,7 \cdot f_c^{0,4} \cdot \rho^{0,59} \cdot d^{0,78}$$

$$x = b_w$$

$$\text{Equação da Curva} = 1,12 \cdot x^{0,98}$$

$$R^2 = 0,74$$

Figura 6.21: Interações realizadas na metodologia para a proposta de modificação da NBR 6118. Fonte: Autoria Própria.

$$V_{NBR_Mod} = 1,4 \cdot f_c^{0,40} \cdot \sqrt{\frac{\rho}{\alpha}} \cdot d^{0,8} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-6}$$

$$V_{NBR_Mod} = 1,4 \cdot f_c^{0,40} \cdot \left(\frac{\rho}{\alpha}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot d^{1,3} \cdot b_w \quad \text{Equação 6-7}$$

Onde :

f_c = Resistência a compressão do concreto;

ρ = Taxa de armadura longitudinal (%);

d = altura efetiva da viga;

b_w = largura da seção transversal da viga;

$\alpha = a/d$ Quociente entre a distância do ponto de aplicação da carga e o apoio pela altura efetiva da viga;

a = distância do ponto de aplicação da carga e o apoio (vão de cisalhamento).

Na Tabela 6.12 apresenta-se o resumo estatístico e a comparação entre a NBR 6118 (2014) e a proposta de modificação para esta norma. Na Figura 6.22 apresenta-se um diagrama de caixa, denominado bloxplot no qual é apresentado a distribuição do conjunto de dados composto pelo quociente entre a resistência última das vigas do BD2 e a resistência prevista pela norma brasileira e a proposta de modificação.

Observa-se que a proposta aumentou em 10% a segurança quando analisadas as vigas do BD2 em relação à média. Reduziu-se o desvio padrão de 0,28 para 0,14, fazendo com que o coeficiente de variação reduzisse de 31,1% para 13,6%. Este fato se deu, pois na proposta de modificação à NBR 6118 (2014), não observa-se valores extremos máximos e mínimos, os dados da amostra ficam em torno da média. Esta foi a norma analisada onde obteve-se os melhores resultados, pois a média foi igual a 1 e o coeficiente de variação foi reduzido em mais de 50%.

Tabela 6.15: Resumo estatístico comparando a NBR com a Proposta de Modificação.

| Dado Estatístico | NBR | NBR_Mod |
|-----------------------------|------|---------|
| Média | 0,90 | 1,03 |
| Desvio Padrão | 0,28 | 0,14 |
| Coeficiente de variação (%) | 31,1 | 13,6 |

Fonte: Autoria Própria.

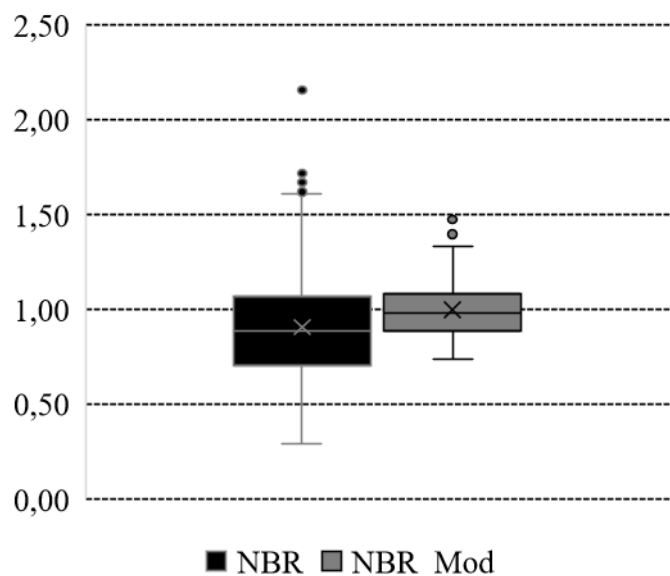


Figura 6.22: Dispersão entre os resultados da NBR e da proposta de modificação. Fonte: Autoria Própria.

6.2.6 Análise da segurança pelos critérios de Collins (2001) para a proposta de modificação da NBR 6118 (2014)

Analisando os critérios de segurança segundo o sistema DPC, na Tabela de 6.13 apresenta-se as penalidades para a NBR 6118 (2014) e a proposta de modificação para essa norma. Ressalta-se que essas penalidades foram calculadas para as vigas do banco de dados de contraprova (BD2). Observa-se que o total de penalidade para a norma brasileira apresentou soma igual a 877 pontos, já a proposta de modificação para esta norma reduziu a penalidade para 157 pontos. Nas Figuras 6.23 e 6.24 apresentam-se os gráficos de correlação entre os dados das vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, pelo norma NBR 6118 (2014) e entre as vigas do BD2 e a previsão do esforço cortante, calculados a partir da proposta de modificação, respectivamente.

Tabela 6.16: Classificação das vigas com previsão de carga pela NBR 6118 (2014) e proposta de modificação

| Modelo | NBR 6118 | | Proposta de Modificação para a NBR 6118 | |
|------------------|-------------|-------------|---|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $< 0,50$ | 18 | 180 | 0 | 0 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | 123 | 615 | 15 | 75 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | 150 | 0 | 275 | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | 80 | 80 | 82 | 82 |
| $\geq 2,0$ | 1 | 2 | 0 | 0 |
| Total | 372 | 877 | 372 | 157 |

Fonte: Autoria Própria.

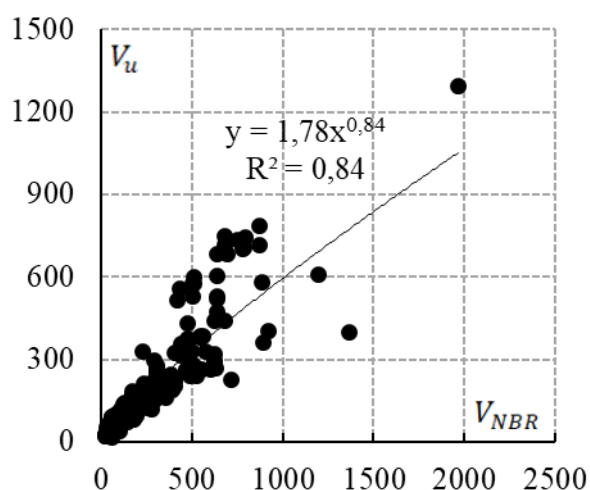


Figura 6.23: Correlação entre os dados experimentais e normativo

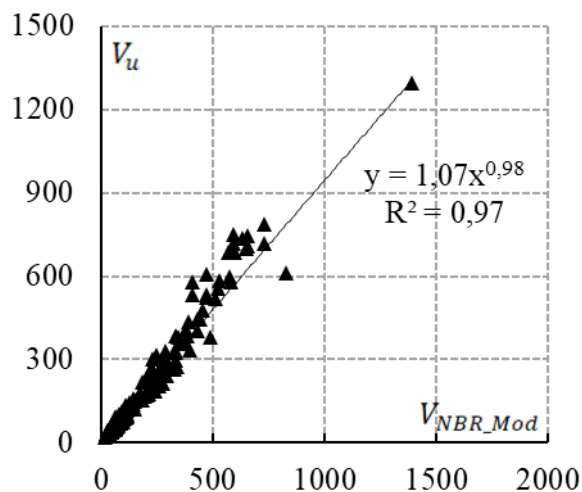


Figura 6.24: Correlação entre os dados experimentais e proposta de modificação

6.2.7 Resumo dos dados estatísticos

Na Tabela 6.14 apresenta-se o resumo das penalidades segundo os critérios de Collins (2001) para todas as propostas de modificações das normas.

Tabela 6.17: Resumo das penalidades entre as normas e as propostas de modificações

| Modelo | EUROCODE 2 | | Proposta de Modificação para o EC2 | |
|-----------------|-------------|-------------|---|-------------|
| V_u / V_{Teo} | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| < 0.50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 25 | 125 | 16 | 80 |
| [0,8~1,1] | 234 | 0 | 247 | 0 |
| [1,1~2,0[| 113 | 113 | 109 | 109 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 372 | 238 | 372 | 189 |
| Modelo | ACI 318 | | Proposta de Modificação para o ACI 318 | |
| V_u / V_{Teo} | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| < 0.50 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 1 | 5 | 0 | 0 |
| [0,8~1,1] | 25 | 0 | 60 | 0 |
| [1,1~2,0[| 299 | 299 | 288 | 288 |
| ≥ 2.0 | 23 | 46 | 0 | 0 |
| Total | 348 | 350 | 348 | 288 |
| Modelo | NBR 6118 | | Proposta de Modificação para a NBR 6118 | |
| V_u / V_{Teo} | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| < 0.50 | 18 | 180 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 123 | 615 | 15 | 75 |
| [0,8~1,1] | 150 | 0 | 275 | 0 |
| [1,1~2,0[| 80 | 80 | 82 | 82 |
| ≥ 2.0 | 1 | 2 | 0 | 0 |
| Total | 372 | 877 | 372 | 157 |

Em relação a análise dos critérios de segurança pelo sistema DPC, observa-se que das propostas de modificação a que mais se mostrou eficiente foi a proposta para a NBR 6118 (2014). Isto se dá, pois esta norma não leva em consideração a taxa de armadura no cálculo da estimativa ao esforço cortante pela parcela do concreto. Para o código americano, e norma europeia a contribuição da metodologia se deu à medida que reduziu a dispersão dos dados, excluindo vigas consideradas perigosas. Ressalta-se que inserção do fator α e ajuste das potências dos parâmetros utilizados nas formulações influenciou de sobremaneira nestes resultados.

6.2.8 Análise das normas e códigos com as propostas de modificação: Avaliação das vigas do programa experimental.

Na Tabela 6.15 apresenta-se a avaliação das vigas do programa experimental de acordo com as propostas de modificações. A média entre a carga experimental das vigas e a carga estimada pelas propostas de modificações ficou em 0,98 para o ACI (2019), 0,79 para o EC2 (2004) e 0,75 para a NBR 6118 (2014), antes das propostas estas médias eram iguais a 1,40 para o ACI, 0,96 para o EC e 1,43 para a NBR 6118 (2014). Quanto ao coeficiente de variação observou-se que para todas as propostas ele foi igual a 10,4%, ao passo que, analisando as vigas pelos códigos observou-as que os coeficientes são: 10,8% (ACI), 10,1% (EC) e 17,5% (NBR 6118). Ressalta-se que quando analisa-se as vigas do BD2 pelas propostas de modificações, tem-se como resposta para a média da carga experimental pela estimativa das vigas valores abaixo de 1, porém todas estas análises são feitas sem levar em consideração o coeficiente de segurança estrutural das normas que varia entre 1,4 e 1,5. Ao analisar as vigas do programa experimental, onde todas as vigas apresentam ρ acima de 3%, as vigas não apresentam-se conservadoras, tendendo a ficar com os resultados em torno de 1.

Tabela 6.18: Avaliação das vigas do programa experimental pelas normas e propostas de modificação.

| Vigas | V _u (kN) | ACI 314 (kN) | EC2 (kN) | NBR (kN) | ACI_Mod (kN) | EC2_Mod (kN) | NBR_Mod (kN) | $\frac{V_u}{V_{ACI}}$ | $\frac{V_u}{V_{EC}}$ | $\frac{V_u}{V_{NBR}}$ | $\frac{V_u}{V_{ACI_Mod}}$ | $\frac{V_u}{V_{EC_Mod}}$ | $\frac{V_u}{V_{NBR_Mod}}$ |
|--------|------------------------|-----------------|-------------|-------------|-----------------|-----------------|------------------|-----------------------|----------------------|-----------------------|----------------------------|---------------------------|----------------------------|
| V150S | 61,6 | 40,5 | 61,1 | 33,1 | 58,0 | 70,8 | 75,4 | 1,5 | 1,0 | 1,9 | 1,1 | 0,9 | 0,8 |
| V150B0 | 64,6 | 41,4 | 62,1 | 34,1 | 59,4 | 72,5 | 76,9 | 1,6 | 1,0 | 1,9 | 1,1 | 0,9 | 0,8 |
| V150B1 | 56,9 | 44,2 | 64,8 | 37,2 | 63,3 | 77,3 | 81,0 | 1,3 | 0,9 | 1,5 | 0,9 | 0,7 | 0,7 |
| V250S | 86,4 | 63,6 | 91,9 | 61,1 | 88,9 | 110,0 | 117,0 | 1,4 | 0,9 | 1,4 | 1,0 | 0,8 | 0,7 |
| V250B0 | 90,4 | 65,1 | 93,3 | 63,0 | 91,0 | 112,5 | 119,3 | 1,4 | 1,0 | 1,4 | 1,0 | 0,8 | 0,8 |
| V250B1 | 86,0 | 69,4 | 97,4 | 68,6 | 97,0 | 120,0 | 125,7 | 1,2 | 0,9 | 1,3 | 0,9 | 0,7 | 0,7 |
| V350S | 93,0 | 84,7 | 123,0 | 86,0 | 119,8 | 149,2 | 158,8 | 1,1 | 0,8 | 1,1 | 0,8 | 0,6 | 0,6 |
| V350B0 | 120,3 | 86,7 | 124,9 | 88,7 | 122,6 | 152,7 | 161,9 | 1,4 | 1,0 | 1,4 | 1,0 | 0,8 | 0,7 |
| V450S | 143,7 | 100,0 | 148,1 | 113,6 | 142,6 | 178,6 | 190,1 | 1,4 | 1,0 | 1,3 | 1,0 | 0,8 | 0,8 |
| V450B0 | 148,6 | 102,3 | 150,5 | 117,2 | 146,0 | 182,8 | 193,8 | 1,5 | 1,0 | 1,3 | 1,0 | 0,8 | 0,8 |
| V450B1 | 177,8 | 109,1 | 157,0 | 127,7 | 155,6 | 194,9 | 204,2 | 1,6 | 1,1 | 1,4 | 1,1 | 0,9 | 0,9 |
| | | | | | | | Média | 1,40 | 0,96 | 1,43 | 0,98 | 0,79 | 0,75 |
| | | | | | | | Desvio Padrão | 0,15 | 0,10 | 0,25 | 0,10 | 0,08 | 0,08 |
| | | | | | | | COV (%) | 10,8 | 10,1 | 17,5 | 10,4 | 10,4 | 10,4 |

Fonte: Autora (2022)

6.2.9 Análise das vigas do Banco de dados por faixa de ρ

6.2.9.1 Análise para o Eurocode 2

Filtrou-se o BD2 utilizado para análise da eficiência da proposta de modificação, considerando vigas com ρ (%) na faixa compreendida entre [0;1], [1,01; 2] e ρ (%) > 2,01 . Após a filtragem observou-se os dados estatísticos apresentados na Tabela 6.16 e os critérios de segurança apresentados na Tabela 6.17 para a faixa [0;1]. Nas Tabelas 6.18 e 6.19 apresenta-se o resumo estatístico e análise de penalidades para a faixa [1,01; 2]. E nas Tabelas 6.20 e 6.21 apresenta-se o resumo estatístico e a análise de penalidades para ρ (%) > 2,01.

Tabela 6.19: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0;1].

| Dado Estatístico | EC | EC_MOD |
|-----------------------------|------|--------|
| Média | 1,03 | 1,08 |
| Desvio Padrão | 0,23 | 0,16 |
| Coeficiente de variação (%) | 22,2 | 14,5 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.20: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1].

| Modelo | EUROCODE 2 | | Proposta de Modificação para o EC2 | |
|------------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u / V_{Teo} < 0.50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 20 | 100 | 3 | 15 |
| [0,8~1,1] | 88 | 0 | 85 | 0 |
| [1,1~2,0[| 45 | 45 | 65 | 65 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 153 | 145 | 153 | 80 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.21: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2].

| Dado Estatístico | EC | EC_MOD |
|-----------------------------|------|--------|
| Média | 1,06 | 0,99 |
| Desvio Padrão | 0,17 | 0,14 |
| Coeficiente de variação (%) | 16,4 | 14,1 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.22: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01;2].

| Modelo | EUROCODE 2 | | Proposta de Modificação para o EC2 | |
|----------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u/V_{Teo} < 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | 5 | 25 | 13 | 65 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | 141 | 0 | 158 | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | 64 | 64 | 39 | 39 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 210 | 89 | 210 | 104 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.23: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2.

| Dado Estatístico | EC | EC_MOD |
|------------------------------|------|--------|
| Média | 1,13 | 1,10 |
| Desvio Padrão | 0,29 | 0,18 |
| Coefficiente de variação (%) | 25,9 | 16,5 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.24: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) >2

| Modelo | EUROCODE 2 | | Proposta de Modificação para o EC2 | |
|----------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u/V_{Teo} < 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | 5 | 0 | 4 | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | 4 | 4 | 5 | 5 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 9 | 4 | 9 | 5 |

Fonte: Autora (2022)

Filtrando o banco de dados 2 observou-se o desempenho da proposta de modificação para cada faixa de ρ (%). Pois observou-se a influência deste parâmetro para a análise dos dados estatísticos. A faixa de ρ (%) entre [0;1] apresentou média igual a 1,08 pela proposta de modificação, ficando próximo a média pelo EC2 (2004), que foi igual a 1,03. Além da redução do desvio padrão de 22,2 para 14,5, observou-se que a penalidade pelos critérios de segurança de Collins (2001) apresentou bom desempenho, um vez que a penalidade para o EC2 (2004) foi igual a 145 pontos, enquanto para a proposta de modificação a pontuação foi igual a 80 pontos. Esta faixa de ρ (%) governou os resultados de desempenho apresentados no item 6.2.2. Para as demais faixas de ρ (%) analisadas, observou-se que a média se manteve em torno de 1 e para as penalidades observou-se que o EC2 (2004) apresentou penalidades

levemente inferiores, sendo elas: faixa de ρ (%) [1,01; 2] com penalidade do EC2 (2004) igual a 89, enquanto o EC2_Mod apresentou penalidade igual a 104; faixa de ρ (%) > 2,01 com penalidade do EC2 (2004) igual a 4, enquanto o EC2_Mod apresentou penalidade igual a 5.

6.2.9.2 Análise para o ACI 318 (2019)

Utilizando a mesma metodologia explicada no item 6.2.9.1, após a filtragem observou-se os dados estatísticos apresentados na Tabela 6.22 e os critérios de segurança apresentados na Tabela 6.23 para a faixa [0,1]. Nas Tabelas 6.24 e 6.25 apresenta-se o resumo estatístico e análise de penalidades para a faixa [1,01, 2]. Já nas Tabelas 6.26 e 6.27 apresentam-se o resumo estatístico e a análise de penalidades para ρ (%) > 2,01.

Tabela 6.25: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0;1].

| Dado Estatístico | ACI | ACI_MOD |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,49 | 1,36 |
| Desvio Padrão | 0,37 | 0,19 |
| Coefficiente de variação (%) | 24,6 | 14,0 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.26: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1].

| Modelo | ACI | | Proposta de Modificação para o ACI | |
|------------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u / V_{Teo} < 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,8~1,1] | 19 | 0 | 10 | 0 |
| [1,1~2,0[| 107 | 107 | 134 | 134 |
| ≥ 2.0 | 18 | 36 | 0 | 0 |
| Total | 144 | 143 | 144 | 134 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.27: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2].

| Dado Estatístico | ACI | ACI_MOD |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,45 | 1,22 |
| Desvio Padrão | 0,24 | 0,15 |
| Coefficiente de variação (%) | 16,6 | 12,4 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.28: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01 ;2].

| Modelo | ACI | | Proposta de Modificação para o ACI | |
|------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $< 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | 1 | 5 | 0 | 0 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | 5 | 0 | 49 | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | 188 | 188 | 149 | 149 |

Tabela 6.29: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre $[1,01 ; 2]$. Continuação.

| Modelo | ACI | | Proposta de Modificação para o ACI | |
|------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $\geq 2,0$ | 4 | 8 | 0 | 0 |
| Total | 198 | 201 | 198 | 149 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.30: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2 .

| Dado Estatístico | ACI | ACI_MOD |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,54 | 1,38 |
| Desvio Padrão | 0,44 | 0,28 |
| Coefficiente de variação (%) | 28,8 | 20,0 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.31: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) > 2

| Modelo | ACI | | Proposta de Modificação para o ACI | |
|------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $< 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,50\sim 0,8]$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| $[0,8\sim 1,1]$ | 1 | 0 | 1 | 0 |
| $[1,1\sim 2,0[$ | 4 | 4 | 5 | 5 |
| $\geq 2,0$ | 1 | 2 | 0 | 0 |
| Total | 6 | 6 | 6 | 5 |

Fonte: Autora (2022)

Filtrando o banco de dados 2 observou-se o desempenho da proposta de modificação para cada faixa de ρ (%). Para todas as faixas verificou-se que a proposta apresentou-se conservadora, sendo que o código ACI (2019) apresentou-se mais conservadora que a proposta de modificação. Para a faixa entre 0 e 1% a média entre a carga experimental e a prevista pela proposta de modificação foi 1,36 ao passo que o ACI (2019) apresentou média superior igual a 1,49. Para a faixa entre 1,01% e 2% a média da proposta de modificação foi 1,22, já o ACI (2019) apresentou média igual a 1,45. Para ρ (%) acima de 2% a média da proposta de modificação foi igual a 1,38 enquanto o ACI (2019) mostrou-se extremamente conservador resultando média igual a 1,54. Todos os coeficientes de variação da proposta de

modificação se apresentaram abaixo dos coeficientes do ACI (2019), afirmando a eficiência e regressão linear da proposta. Ressalta-se que para valores de ρ (%) entre 3,2 e 3,6 % a proposta de modificação mantém média igual a 1 e o ACI (2019) mantém sua tendência conservadora apresentando média igual a 1,4. Para valores da taxa de armadura acima de 3,6 seriam necessários estudos complementares, porém até esta faixa a proposta de modificação atende na previsão segura para estimativa do esforço cortante.

6.2.9.3 Análise para a NBR 6118 (2014)

Filtrou-se o Banco de dados 2 para realização das análises estatísticas para a norma brasileira e a modificação proposta para essa norma. Após a filtragem observou-se os dados estatísticos apresentados na Tabela 6.28 e os critérios de segurança apresentados na Tabela 6.29 para a faixa [0,1]. Nas Tabelas 6.30 e 6.31 apresenta-se o resumo estatístico e análise de penalidades para a faixa [1,01, 2]. E nas Tabelas 6.32 e 6.33 apresenta-se o resumo estatístico e a análise de penalidades para ρ (%) > 2,01.

Tabela 6.32: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [0,1].

| Dado Estatístico | NBR | NBR_MOD |
|-----------------------------|------|---------|
| Média | 0,75 | 1,04 |
| Desvio Padrão | 0,23 | 0,14 |
| Coeficiente de variação (%) | 30,1 | 13,0 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.33: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [0;1].

| Modelo | NBR | | Proposta de Modificação para a NBR 6118 (2014) | |
|------------------------|-------------|-------------|--|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u / V_{Teo} < 0,50$ | 17 | 170 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 81 | 405 | 0 | 0 |
| [0,8~1,1] | 43 | 0 | 101 | 0 |
| [1,1~2,0[| 12 | 12 | 52 | 52 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 153 | 587 | 153 | 52 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.34: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) entre [1,01; 2].

| Dado Estatístico | NBR | NBR_MOD |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,00 | 0,96 |
| Desvio Padrão | 0,26 | 0,12 |
| Coefficiente de variação (%) | 25,9 | 12,9 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.35: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) entre [1,01 ;2].

| Modelo | NBR | | Proposta de Modificação para o ACI (2019) | |
|----------------------|-------------|-------------|---|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u/V_{Teo} < 0,50$ | 1 | 10 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 42 | 210 | 15 | 75 |
| [0,8~1,1] | 103 | 0 | 169 | 0 |
| [1,1~2,0[| 63 | 63 | 26 | 26 |
| ≥ 2.0 | 1 | 2 | 0 | 0 |
| Total | 210 | 285 | 210 | 101 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.36: Resumo estatístico para a análise do BD2 filtrado com ρ (%) > 2.

| Dado Estatístico | NBR | NBR_MOD |
|------------------------------|------|---------|
| Média | 1,25 | 1,08 |
| Desvio Padrão | 0,30 | 0,18 |
| Coefficiente de variação (%) | 24,0 | 16,9 |

Fonte: Autora (2022)

Tabela 6.37: Penalidades das vigas do BD2 filtrado ρ (%) >2

| Modelo | NBR | | Proposta de Modificação para o ACI | |
|----------------------|-------------|-------------|------------------------------------|-------------|
| | Nº de vigas | Penalidades | Nº de vigas | Penalidades |
| $V_u/V_{Teo} < 0,50$ | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,50~0,8] | 0 | 0 | 0 | 0 |
| [0,8~1,1] | 4 | 0 | 5 | 0 |
| [1,1~2,0[| 5 | 5 | 4 | 4 |
| ≥ 2.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Total | 9 | 5 | 9 | 4 |

Fonte: Autora (2022)

Para esta última análise normativa observou-se que a NBR 6118 (2014) modificada na faixa de ρ (%) entre [0,1], apresentou média igual a 1,04, enquanto para a mesma faixa de ρ (%) a NBR 6118 (2014) apresentou média igual a 0,75. Logo a modificação desta norma, para esta faixa, faz previsões com média em torno de 1. Quando se analisa as penalidades pelos

critérios CDP, a NBR 6118 (2014) apresentou pontuação igual a 582, enquanto a proposta de modificação apresentou pontuação igual a 52. Na faixa de ρ (%) entre [1,01 ,2] na NBR 6118 (2014) apresenta média igual a 1, enquanto a NBR_MOD apresenta média igual a 0,96. Nesta faixa observou-se a redução do coeficiente de variação de 25,9 para 12,9 com a NBR_MOD. Quanto a pontuação de penalidades a NBR 6118 (2014) ficou em 285 pontos e a proposta de modificação ficou em 101 pontos. Para ρ (%) >2 a NBR 6118 (2014) apresenta média 1,25, enquanto a NBR_MOD apresenta média igual a 1,08. Para esta última faixa de análise, as penalidades pelos critérios CDP ficam próximas com a NBR 6118 (2014) pontuando 5, enquanto a proposta de modificação pontuou 4.

Observou-se que todas as propostas de modificação das normas analisadas, diminuem a dispersão dos dados e deixam a média em torno de 1. A utilização da classificação de penalidades dos critérios de COLLINS (2001) foram fundamentais na classificação e explicitação do desempenho das vigas conforme a faixa de ρ (%) . Com as previsões, segundo as propostas de modificações, não observou-se vigas com a classificação “extremamente perigoso” ou “perigoso”, o que é indesejado na segurança estrutural e este fato fez com que se melhorasse a dispersão dos dados e o desempenho a favor da segurança.

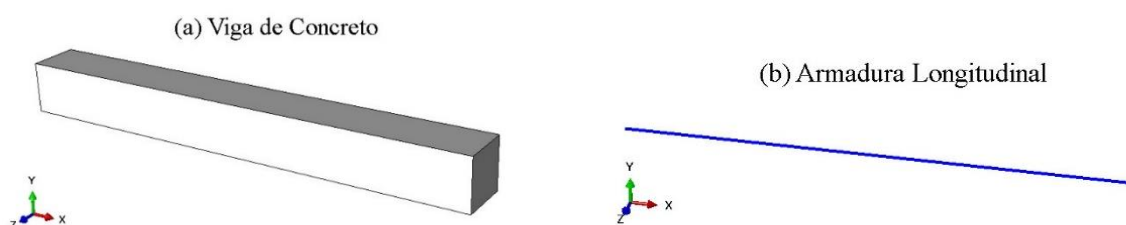
7. MODELAGEM COMPUTACIONAL

Este capítulo contém a descrição das características da modelagem numérica utilizando o método dos elementos finitos (MEF) para a análise e comparação dos comportamentos das vigas experimentais. A ferramenta computacional utilizada, foi o software ABAQUS (2014) que permitiu analisar as vigas nas três dimensões, tendo em conta o comportamento não linear dos materiais: aço e concreto. Dentre os parâmetros de simulação, destacam-se as malhas, as condições de contorno, os contatos admitidos entre os materiais e os modelos constitutivos dos materiais. O modelo constitutivo utilizado foi o *CDP – Concrete Damaged Plasticity* onde foram utilizados elementos tipo sólido (*Solid*) C3D8R, na malha de elementos finitos, simulando o concreto, e elementos tridimensionais de treliça (*Truss*) tipo T3D2.

7.1 DESCRIÇÃO DOS ELEMENTOS UTILIZADOS NO MODELO COMPUTACIONAL DA TESE

7.1.1 Elementos utilizados no modelo

Para reproduzir a geometria e os componentes da estrutura investigada experimentalmente, foram modelados: a viga de concreto, armadura longitudinal, armadura transversal (estribos apenas nos pontos de aplicação da carga) e porta estribos, conforme a geometria apresentada no capítulo 4, além das chapas que receberam a aplicação da carga e chapas que simularam os apoios. A Figura 7.1(a), (b), (c), (d), (e) e (f) apresenta o grupo de elementos modelados, respectivamente, conforme a sequência citada. O quadro 7.1 apresenta os elementos adotados contidos na biblioteca do software ABAQUS, para a representação dos materiais desta tese. A escolha destes elementos leva em consideração fatores como: comportamento do elemento, gasto computacional, número de graus de liberdade e estudos presentes na literatura como os estudos de SARTURI (2014), SOUZA e SILVA (2019), SANTOS (2019) e AGUIAR (2019).



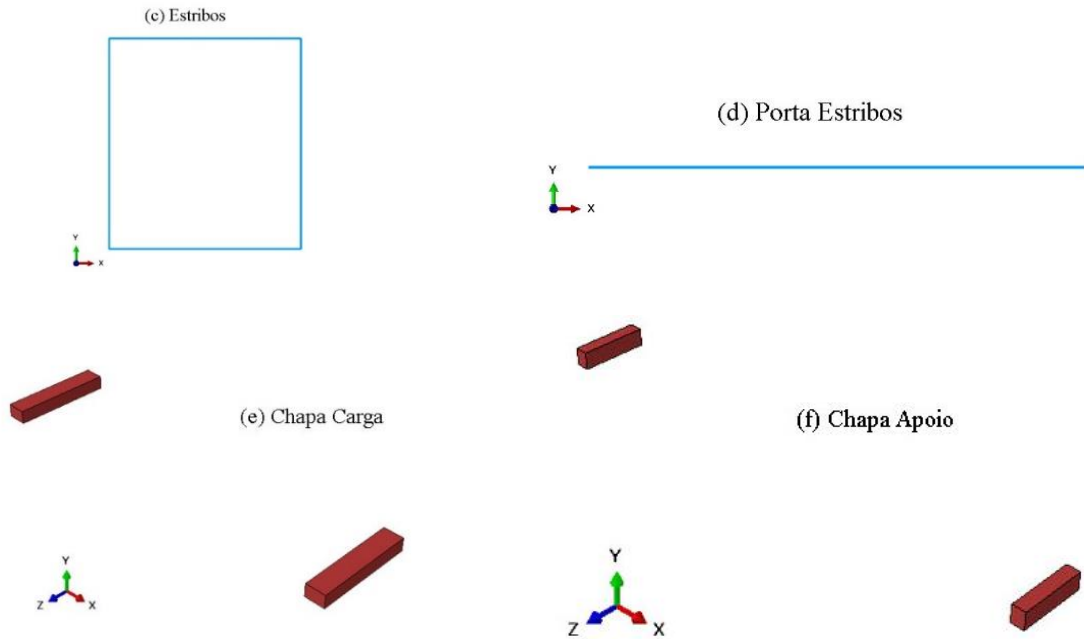


Figura 7.1: Grupo de elementos finitos modelados. Fonte: Abaqus

Quadro 7.1: Elementos finitos selecionados para representação das vigas. Fonte: Adaptado SOUZA e SILVA (2018)

| Elemento | Figura | Dados do Elemento |
|-----------------|--------|--|
| Solido C3D8R | | <p>Possui 8 nós com 3 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z). Suporta análise plástica com grandes deformações, deslocamentos e fissuração. Permite também a inserção de barras de armadura em seu interior.</p> |
| Truss T3D2 | | <p>Possui 2 nós com 3 graus de liberdade por nós (translações nas direções x, y e z). É apropriado para representar barras, treliças ou cabos sujeitos a esforços uniaxiais. Este elemento permite deformações iniciais e foi utilizado para representar as armaduras passiva e ativa.</p> |

A viga de concreto armado e as chapas de aplicação da carga foram modeladas utilizando elemento tipo C3D8R, os estribos e os porta estribos foram modelados utilizando elemento tipo T3D2. A Figura 7.2 mostra o conjunto modelado em elementos finitos. A viga apresentada nesta figura é a viga com altura 150 mm, as demais vigas modeladas serão mostradas no decorrer deste capítulo.

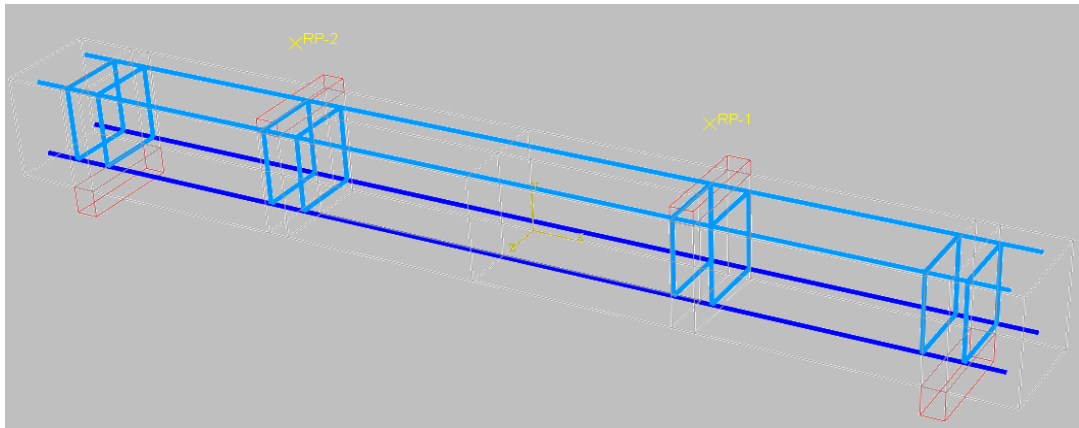


Figura 7.2: Elementos modelados. Fonte: Abaqus

7.1.2 Condições de contorno e carregamento

Esta análise numérica adotou as mesmas condições de apoio das vigas do programa experimental, sendo estes apoios do primeiro e segundo gênero. Os apoios e as chapas de contato para aplicação da carga foram modelados em elementos *Solid* homogêneo e atribui-se a estes características de chapas metálicas. A simulação do contato entre as chapas de apoio e carga e a transferência da força aplicada para a viga foram modeladas com dois tipos de *constraint* que estão integrados à biblioteca do *ABAQUS*, sendo eles: *Tie* e *coupling*. O *software* permite além da aplicação de uma carga, a aplicação de deslocamento na viga. Neste trabalho optou-se por aplicar o deslocamento de 15 mm em todas as vigas, uma vez que pelos ensaios experimentais as vigas romperam com deslocamentos inferiores a este valor. A Figura 7.3 ilustra o esquema geral de apoio e os pontos RP_1 e RP_2 , nos quais foram aplicados os deslocamentos. A Figura 7.4 ilustra o detalhe da aplicação do deslocamento. Esta configuração assemelha-se a configuração do ensaio *Stuttgart*.

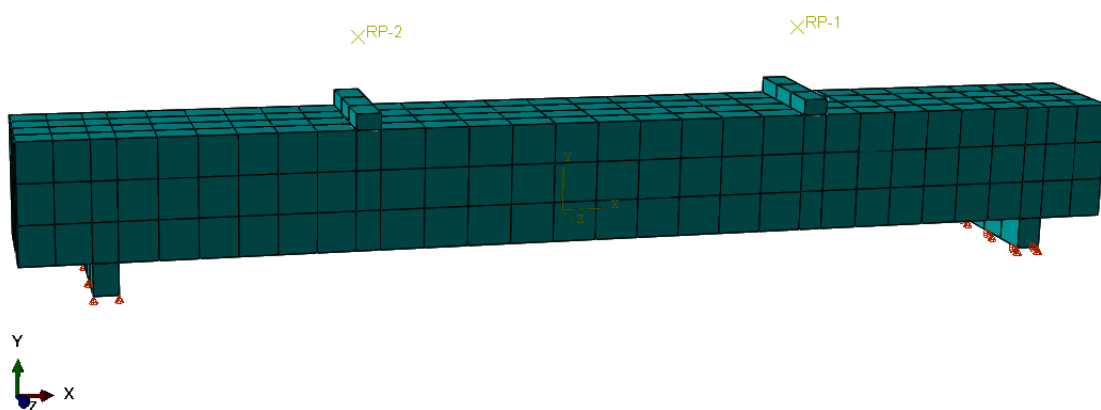


Figura 7.3: Configuração dos apoios e pontos de aplicação do deslocamento. Fonte: Abaqus

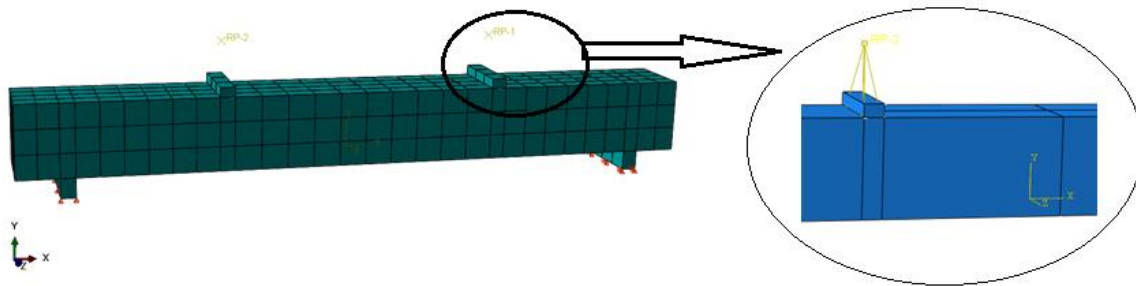


Figura 7.4: Detalhe da interação entre o ponto de aplicação do deslocamento e a viga. Fonte: Abaqus

7.1.3 Contato Armadura – Concreto

Em estruturas de concreto armado a boa aderência entre o aço e o concreto é um dos principais fatores que permitem o cumprimento das leis que regem este sistema. Logo, ao modelar estruturas de concreto armado, deve-se simular este contato perfeito entre estes materiais. O objetivo das simulações de contato é identificar as áreas dos materiais que estão em contato uma com as outras e calcular as pressões de contato que serão geradas.

Neste trabalho, para simular o contato entre as barras de aço e o concreto foi utilizada a técnica *embedded region* (nesta tese este termo foi traduzido como região embebida) que é usada para especificar um elemento ou um grupo de elementos que estão imersos em um grupo de elementos hospedeiros, cuja resposta será usada para restringir os graus de liberdade dos nós embutidos. Sendo assim na modelagem deverão ser identificados os elementos que estão embutidos nos elementos hospedeiros. O *ABAQUS* procura as relações geométricas entre os nós dos elementos incorporados (embebidos) e os elementos hospedeiros. O programa utiliza um algoritmo de contato apropriado de forma que os nós da superfície embebida não penetrem nos nós da superfície hospedeira. Quanto a malha, segundo OLIVEIRA FILHO (2005), a superfície embebida deve ter malha mais refinada e se a malha de ambos os materiais for igual, a superfície embebida deve ser a que possui menor rigidez. A Figura 7.5 ilustra o modelo após esta etapa da modelagem numérica.

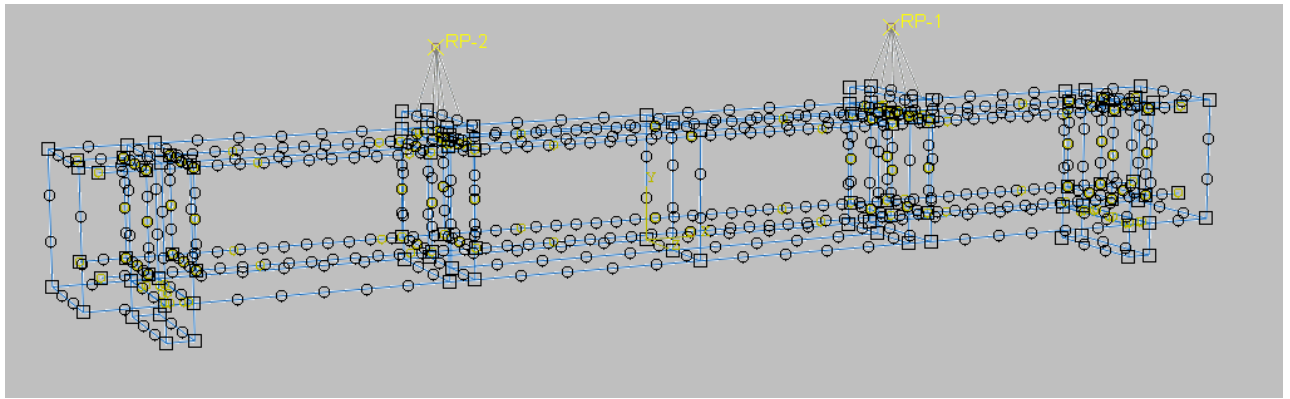


Figura 7.5: Simulação da interação Aço - Concreto. Fonte: Autora

7.2 CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS EMPREGADOS

Para a simulação dos materiais empregados neste trabalho, parâmetros de linearidade e não linearidade foram inseridos na rotina do software. Estes parâmetros foram obtidos a partir de dados experimentais, das curvas de tensão-deformação dos materiais utilizados nas vigas. A partir disso, o comportamento das vigas ao longo do carregamento pôde ser avaliado tendo-se o controle dos deslocamentos à medida que os incrementos de carga eram aplicados, impondo assim níveis de tensões ao elemento.

7.2.1 Modelo constitutivo para o concreto

Buscando expressar o comportamento não linear do concreto, incluindo sua falha tanto na compressão quanto na tração foi utilizado o modelo dano com plasticidade (*Concrete Damage Plasticity*), presente na biblioteca do ABAQUS. Este modelo é capaz de registrar a degradação da rigidez (dano) à medida que o elemento começa a romper e aumentar a rotação e mede também as deformações permanentes (plasticidade) característicos do concreto, nos permitindo avaliar a tensão residual após a abertura de fissura do concreto.

Este modelo é baseado no modelo proposto por LUBLINER *et al* (1989) que demonstraram que a teoria clássica da plasticidade é uma ferramenta útil na análise inelástica de materiais como o concreto, que de forma alguma podem ser considerados como material elástico plástico. Além disso este modelo pode ser usado para fornecer informações sobre a abertura de fissuras uma vez que decididamente este não é um fenômeno geralmente associado a plasticidade. Para os autores a teoria da plasticidade é um modelo simples quando comparado com os modelos baseados na mecânica da fratura ou mecânica do dano contínuo. De acordo

com SARTURI (2014), as duas principais formas de dano neste modelo são: as fissuras devido à tração e o esmagamento devido a compressão. Para utilizar este modelo no ABAQUS é necessário definir parâmetros essenciais para a calibração, estes parâmetros serão definidos nas seções que seguem.

7.2.1.1 Comportamento do concreto submetido a compressão uniaxial

Para entrada no ABAQUS deve-se adotar uma curva de tensão x deformação que admita análise não linear do material. O diagrama tensão deformação é representado conforme adaptação de BIRTEL e MARK (2006) conforme a Figura 7.6. Observa-se que a resposta do concreto é linear (trecho 1), a partir daí entra no regime plástico onde a resposta típica é caracterizada por um aumento da tensão até ser atingida a tensão última (trecho 2), seguida por um amolecimento (diminuição do módulo a deformação) caracterizado pela diminuição da tensão com o aumento da deformação.

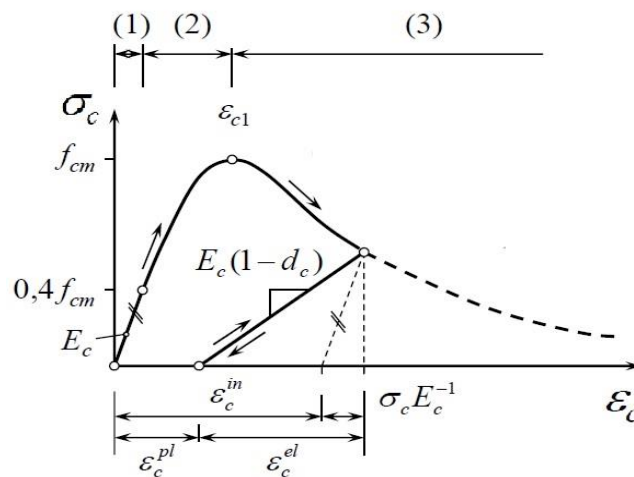


Figura 7.6: Diagrama do concreto a compressão. Fonte: Adaptado de BIRTEL e MARK (2006)

Nesta tese admitiu-se a curva proposta por CEB-FIP (1990), para concretos com valores de $f_c \leq 80\text{Mpa}$. Essa proposta admite tensão máxima $\epsilon_{c1} = 0,0022$ independente da resistência a compressão média do concreto. A Equação 7.1 representa o ramo ascendente da curva e parte do trecho descendente até o valor correspondente a $\sigma_c = 0,5 \cdot f_c$ e a Equação 7.2 representa a deformação correspondente a tensão $\epsilon_{c,lim}$.

$$\sigma_c = \frac{\frac{E_{ci}}{E_{c1}} \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_c}{E_{c1}} - 2\right) \cdot \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}} \cdot f_{cm} \text{ para } \epsilon_c < \epsilon_{c,lim} \quad \text{Equação 7-1}$$

$$\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} = \frac{1}{2} \cdot \left(0,5 \cdot \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right) + \left[\frac{1}{4} \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \frac{E_{ci}}{E_{c1}} + 1 \right)^2 - \frac{1}{2} \right]^{1/2} \quad \text{Equação 7-2}$$

Onde:

$E_{ci} = E_{c0}(f_{cm}/f_{cm0})^{1/3}$ é o módulo tangente com $E_{c0} = 21500 \text{ Mpa}$ e $f_{cm0} = 10 \text{ Mpa}$;

σ_c é a tensão de compressão no concreto;

$\varepsilon_{c1} = 0,0022$;

$E_{ci} = f_{cm}/\varepsilon_{c1}$ é o módulo secante da origem até a tensão máxima f_{cm} ;

ε_c é a deformação total do concreto comprimido;

$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c \cdot E_{ci}^{-1}$ é a deformação inelástica do concreto comprimido;

b_c é uma constante ($0 < b_c \leq 1$);

$\varepsilon_c^{pl} = b_c \cdot \varepsilon_c^{in}$ é a deformação plástica do concreto tracionado;

Para o ramo descendente da curva a partir de $\sigma_c = 0,5 \cdot f_{cm}$ a Equação 7.3 representa a relação entre σ_c e ε_c

$$\sigma_c = \left[\left(\frac{1}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} \cdot \xi - \frac{2}{(\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1})^2} \right) \cdot \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 + \left(\frac{4}{\varepsilon_{c,lim}/\varepsilon_{c1}} - \xi \right) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right]^{-1} \cdot f_{cm} \quad \text{Equação 7-3}$$

Onde:

$$\xi = \frac{4 \cdot \left[\left(\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \right)^2 \cdot \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 2 \cdot \frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} - \frac{E_{ci}}{E_{c1}} \right]}{\left[\frac{\varepsilon_{c,lim}}{\varepsilon_{c1}} \cdot \left(\frac{E_{ci}}{E_{c1}} - 2 \right) + 1 \right]}$$

Na Figura 7.7 é mostrada as curvas dadas pela equação de representação inelástica para os valores de resistência a compressão dos concretos fabricados para o trabalho experimental. Os valores de resistência a compressão são apresentados na Tabela 7.1. Pela Figura 7.7 observa-se que a resposta é linear até a tensão de escoamento. No regime plástico, a resposta típica é caracterizada por um aumento de tensão última, seguida pelo amolecimento caracterizada pela diminuição da tensão à medida que a deformação aumenta.

Tabela 7.1: Resistência a compressão dos concretos fabricados com mesma dosagem e diferentes agregados graúdos

| Tipo de Agregado | f_c (Mpa) |
|------------------|----------------|
| Seixo | 21,0 |
| Brita 0 | 22,0 |
| Brita 1 | 25,0 |

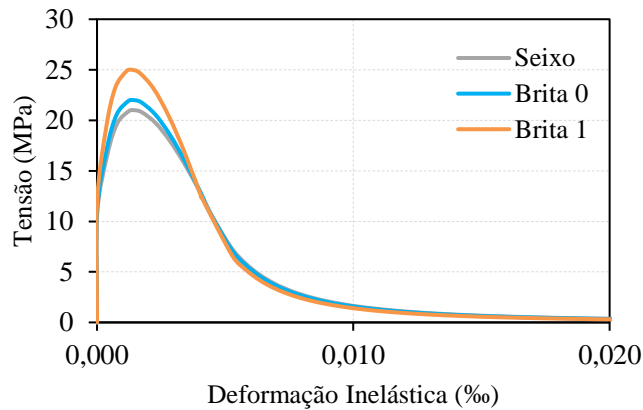


Figura 7.7: Comparação do comportamento dos concretos submetidos a compressão uniaxial. Fonte: Autora

7.2.1.2 Comportamento do concreto submetido a tração uniaxial

O ABAQUS é um software que aceita a inserção tanto da curva tensão x abertura de fissura quanto a relação tensão x deformação para simulação do comportamento do concreto à tração. Neste estudo foi utilizada a curva apresentada por HORDIJK (1992) que utiliza o critério da curva tensão x abertura de fissura, conforme a Equação 7.4. Como não foram feitos ensaios específicos para determinação da carga x abertura de fissura e a abertura de fissura (w) é uma variável da equação, foram adotados valores muito pequenos para w , partindo da ordem de 0,005mm formando uma tabela correspondendo os valores de tensão para os valores de abertura de fissura. Desta forma conseguiu-se calcular os valores de tensão que foram utilizados como dados de entrada para caracterização do material no ABAQUS.

$$\sigma_{ct} = f_{ct} \cdot \left\{ \left[1 + \left(c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \exp \left(-c_2 \cdot \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right\} \quad \text{Equação 7-4}$$

Em que,

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_f}{f_{ct}}$$

Nesta equação c_1 e c_2 são constantes iguais a 3 e 6,93, respectivamente. w_c corresponde ao valor da fissura crítica é o valor que corresponde a abertura de fissura que fará com que o concreto entre em colapso e zere o valor correspondente a tensão. Na Figura 7.8 observa-se que o comportamento do concreto é linear até o valor de tensão de falha na tração ser atingida. Esta falha corresponde ao início da fissuração no concreto. Após esta tensão, o surgimento de fissuras no concreto é representado pelo amolecimento da curva, o que induz a falha localizada na estrutura de concreto.

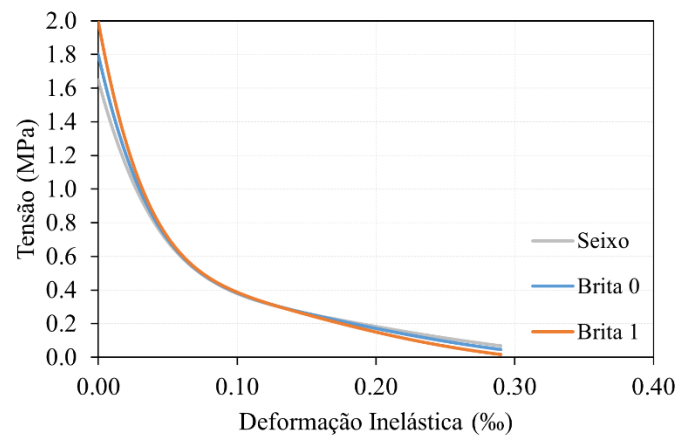


Figura 7.8: Comportamento do concreto. Fonte: Autora

7.2.2 Modelo Constitutivo para o Aço

O comportamento mecânico do aço foi simulado utilizando o modelo elasto-plástico perfeito. No trecho elástico linear a tensão equivalente é menor que a tensão de escoamento (f_y) e o comportamento do material terá resposta correspondente ao trecho linear da relação tensão x deformação. Quando as tensões no material forem superiores a f_y , o material será submetido a deformações plásticas. Na Figura 7.9 é apresentada uma imagem que ilustra este comportamento.

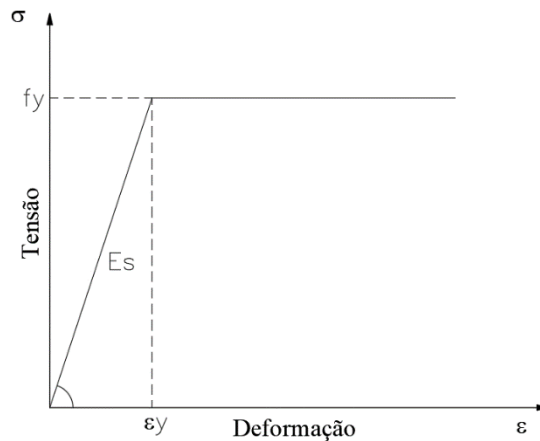


Figura 7.9: Curva Tensão x Deformação para o aço. Fonte: Autora

7.3 PARAMETROS DO MODELOS CONSTITUTIVO CONCRETE DAMAGED PLASTICITY

KMIECIK e KAMINSKI (2011) explicam que os dois mecanismos de falha do concreto são: fissuras sob tensão e esmagamento sob compressão. Porém a resistência do concreto determinada em estados simples de tensão difere da determinada em estados complexos. Para descrever a resistência com a equação da tensão triaxial, seu plano deve ser representado em um espaço tridimensional de tensões (o concreto é um material isotrópico). Caso as tensões principais representem um ponto interno na superfície de falha, tem-se um comportamento elástico. Quando o ponto ficar na superfície, tem-se o início do escoamento, caso a tensão de escoamento seja ultrapassada o ponto irá para fora da superfície de falha, neste caso pode acontecer o aumento da deformação sem mudança de tensão e ruptura do material. Na Figura 7.10 é representado os estados de tensão em relação a superfície de falha.

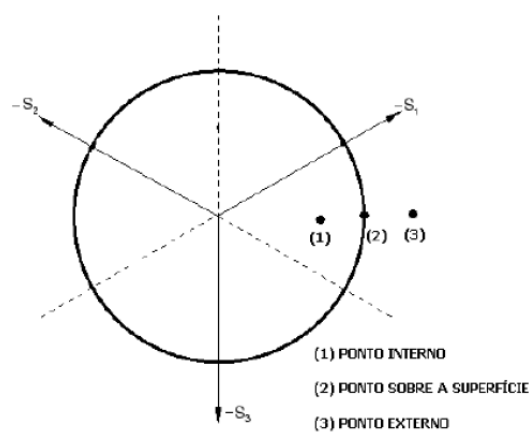


Figura 7.10: Estados de tensão em relação a superfície de falha. Fonte: MARQUES e ARAUJO (2016)

Além dos parâmetros para o concreto submetido a tração e compressão, no modelo CDP, é necessário fornecer ao *ABAQUS* outros cinco (5) parâmetros, além dos já apresentados. São estes parâmetros que permitirão a expansão do comportamento dos materiais em estado uniaxial para o estado multiaxial. Sendo eles:

- Ângulo de dilatação (ψ): Segundo o manual do *ABAQUS*, ψ é o ângulo de dilatação medido no plano p-q em alta pressão de confinamento. MEDEIROS (2018) comenta que fisicamente o ângulo de dilatação é interpretado como um ângulo de atrito interno do concreto.
- Excentricidade (ϵ): No modelo CDP, a superfície de potencial plástico no plano meridional assume a forma de uma hipérbole. A forma é ajustada por meio da excentricidade. MEDEIROS (2018) comenta que excentricidade é o comprimento, medido ao longo do eixo hidrostático, do seguimento entre o vértice da hipérbole e o centro da hipérbole. O *default* do software recomenda o valor de 0,1.
- f_{b0}/f_{c0} : É o ponto em que o concreto é submetido a falhas sob compressão biaxial. É a proporção da força no estado biaxial para a força no estado uniaxial. Os estados de tensão uniaxial e biaxial podem ser observados na Figura 7.11. O *default* do software recomenda o valor de 1.16.

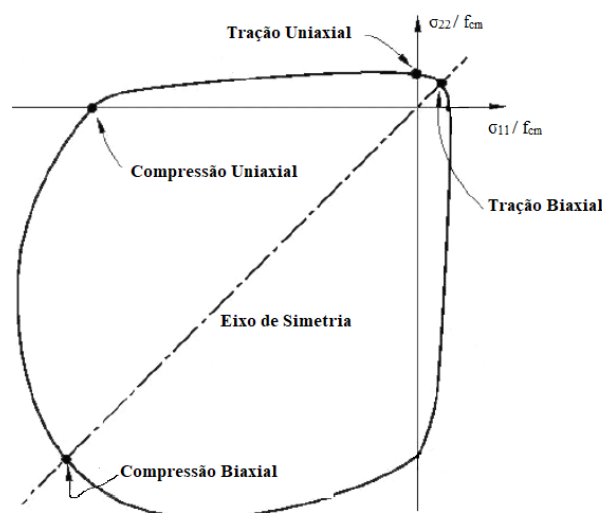


Figura 7.11: Resistência do concreto sob tensão biaxial no CDP. Fonte: Adaptado Manual ABAQUS

- K_c : No campo de tensões a superfície de falha na seção transversal não é necessariamente um círculo e as distâncias são governadas pelo parâmetro K_c . Fisicamente, este parâmetro é interpretado como uma proporção das distâncias entre o

eixo hidrostático e o meridiano de compressão e tração na seção transversal. Na Figura 7.12 ilustra-se a representação gráfica para os valores de K_c . O *ABAQUS* recomenda o valor de $2/3$ (0,667).

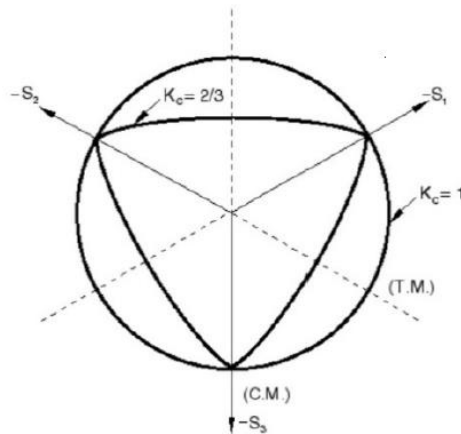


Figura 7.12: Representação gráfica do parâmetro K_c . Fonte: Manual ABAQUS

- Viscosidade (μ): Este parâmetro é utilizado para superar eventuais dificuldades de convergência em análises de materiais que apresentam o comportamento de “amolecimento”. PETRAUSKI (2016) comenta que quando o valor do parâmetro de viscosidade é unitário o material comporta-se como elástico-linear. Por isso, a escolha de valores para este parâmetro deve ser cuidadosa. A adoção de valores pequenos permite uma melhoria na taxa de convergência e no tempo de processamento sem comprometer os resultados. Todavia, a adoção de valores mais elevados para o parâmetro de viscosidade pode alterar os resultados de forma considerável. Ainda segundo o autor, valores do parâmetro de viscosidade entre 0 e 10^{-4} , os resultados obtidos convergiram para um valor comum. O *default* do *ABAQUS* o valor padrão deste parâmetro é zero, ou seja, nenhuma regularização viscoplastica é feita. Para concreto pesquisas apontam valores entre 1.10^{-2} e 1.10^{-5}

SOARES (2016), comenta que dentre os cinco parâmetros, o ângulo de dilatação e a viscosidade devem ser calibrados, e os demais podem assumir os valores *default* da biblioteca do *ABAQUS*. Na Tabela 7.2 resume-se os parâmetros necessários no modelo CDP.

Tabela 7.2: Parâmetros necessários no modelo CDP.

| Parâmetro | Definição | Valor |
|-----------------|--|----------|
| ψ | Ângulo de Dilatação | Calibrar |
| ϵ | Excentricidade | 0,1 |
| f_{b0}/f_{c0} | É a proporção da força no estado biaxial para a força no estado uniaxial | 1,16 |
| K_c | É comprimento, medido ao longo do eixo hidrostático | 0,667 |
| μ | Viscosidade | Calibrar |

Fonte: Adaptado de SOARES(2016)

7.3.1 Parâmetros para o concreto com seixo

Buscando parâmetros representativos para os concretos que serão analisados neste capítulo, partiu-se dos estudos de NAVARRO, IVORRA, VARONA (2018), e utilizou-se os mesmos parâmetros que os autores utilizaram em sua pesquisa. Na Tabela 7.3, apresentam-se os valores dos parâmetros. Inicialmente variou-se os valores de viscosidade e utilizou-se o resultado experimental da carga x deslocamento da viga V150S. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 7.13

Tabela 7.3: Resumo dos parâmetros considerados no trabalho de Navarro, Ivorra e Varona (2018).

| ψ | ϵ | f_{b0}/f_{c0} | K_c | μ |
|--------|------------|-----------------|-------|---------|
| 36° | 0,1 | 1,16 | 0,667 | 0,00001 |

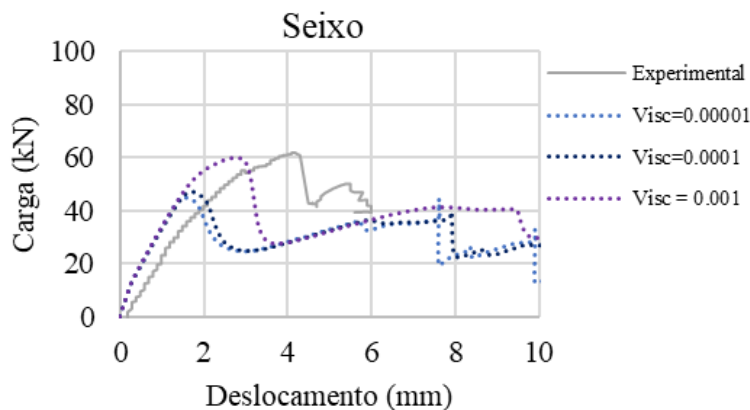


Figura 7.13: Investigação do parâmetro μ para calibração do modelo numérico do concreto com seixo. Fonte: Autora

O ângulo de dilatação é um fator que influencia o potencial plástico no modelo CDP. MALM (2006) fez um estudo paramétrico em vigas de concreto e observou que os resultados convergiam bem entre 20° e 40°, sendo que ângulos de dilatação entre 30° e 40° apresentaram as melhores respostas. Para o ângulo de dilatação que seria adotado neste trabalho, avaliou-se os valores apresentados na Figura 7.14.

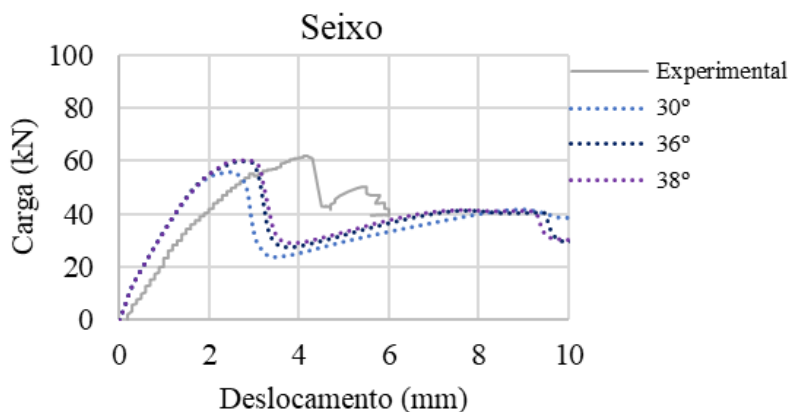


Figura 7.14: Investigação do parâmetro ψ para calibração do modelo numérico do concreto com seixo. Fonte: Autora

Para os valores de excentricidade (ϵ) e relação entre a resistência a compressão biaxial e uniaxial (f_{b0}/f_{c0}), utilizou-se o valor *default* recomendado pelo *ABAQUS*, igual a 0,1 e 1,16 respectivamente. A fim de avaliar o fator de forma K_c , variou-se seus valores entre 0,5 e 1. Na Figura 7.15 apresenta-se os valores comparados com o resultado experimental.

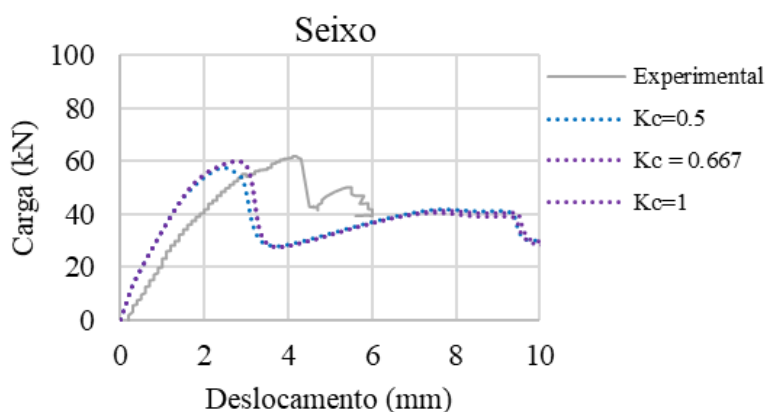


Figura 7.15: Investigação do parâmetro K_c para calibração do modelo numérico. Fonte: Autora

Este parâmetro está relacionado com a forma da superfície de falha do concreto, porém não foram observadas diferenças significativas para nenhum dos valores estudados, optando-se por adotar o valor igual a 0,667 recomendado pelo *ABAQUS*. Na Figura 7.16 apresenta-se o modelo numérico calibrado pelos resultados de curva carga x deslocamento, em comparação com os resultados experimentais referentes a carga x deslocamento da viga V150S. Ressalta-se que utilizou-se o concreto com seixo para fazer a calibração de todas as dosagens utilizadas neste trabalho. Optou-se por esta ação, pois nenhum parâmetro da modelagem numérica aponta para a diferença de agregado.

Na Tabela 7.4 apresenta-se o resumo dos parâmetros utilizados na modelagem dos tipos de concretos. As Tabelas 7.5, 7.6, 7.7 e 7.8, apresentam as principais propriedades consideradas na definição dos materiais utilizados neste trabalho.

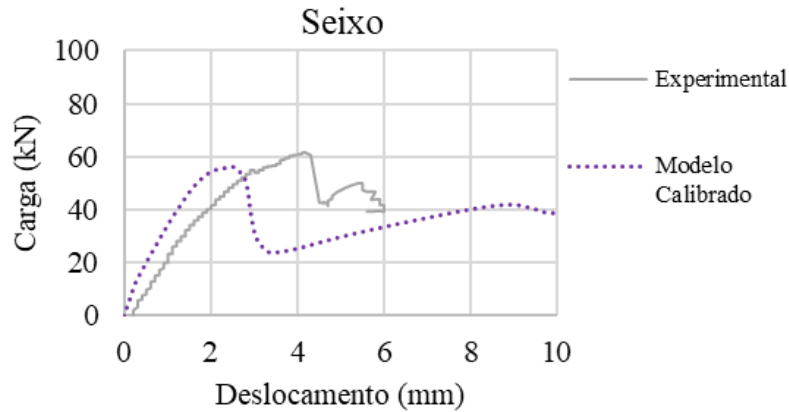


Figura 7.16: Curva do modelo calibrado em comparação com os resultados experimentais.

Tabela 7.4: Resumo dos parâmetros do modelo CDP para o concreto.

| ψ | ϵ | f_{b0}/f_{c0} | K_c | μ |
|--------|------------|-----------------|-------|-------|
| 30° | 0,1 | 1,16 | 0,667 | 0,001 |

Fonte: Autora

Tabela 7.5: Propriedades mecânicas do concreto utilizados no modelo numérico

| Concreto | | |
|-----------------|----------------------------------|---|
| | 21 (Seixo) | |
| f_c (MPa) | 22 (Brita 0) 25 (Brita 1) | Resistência a compressão característica |
| | 24,3 (Seixo) | |
| E_c (GPa) | 26,6 (Brita 0) 27,8 (Brita 1) | Módulo de Elasticidade |
| ν | 0,2 | Coefficiente de Poisson |
| ψ | 30° | Ângulo de Dilatação |
| ϵ | 0,1 | Parâmetro de Excentricidade |
| f_{b0}/f_{c0} | 1,16 | Razão entre as tensões biaxial e uniaxial |
| K_c | 0,667 | Razão entre o segundo variante do tensor desviador no plano meridiano de tração |
| μ | 1.10^{-3} | Parâmetro de Viscosidade |

Tabela 7.6: Propriedades mecânicas do aço $\phi 5\text{mm}$ utilizado nos estribos.

| Aço CA-50 $\phi 5\text{ mm}$ | | |
|------------------------------|-----|-------------------------|
| F_{ys} (MPa) | 680 | Tensão de Escoamento |
| E_s (GPa) | 210 | Módulo de Elasticidade |
| ν | 0,3 | Coefficiente de Poisson |

Tabela 7.7: Propriedades mecânicas do aço $\phi 10\text{mm}$ utilizado na armadura.

| Aço CA-50 $\phi 10\text{ mm}$ | | |
|-------------------------------|-----|-------------------------|
| F_{ys} (MPa) | 580 | Tensão de Escoamento |
| E_s (GPa) | 210 | Módulo de Elasticidade |
| ν | 0,3 | Coefficiente de Poisson |

Tabela 7.8: Propriedades mecânicas do aço $\phi 20\text{mm}$ utilizado na armadura.

| Aço CA-50 $\phi 20\text{ mm}$ | | |
|-------------------------------|-----|-------------------------|
| F_{ys} (MPa) | 570 | Tensão de Escoamento |
| E_s (GPa) | 210 | Módulo de Elasticidade |
| ν | 0,3 | Coefficiente de Poisson |

7.4 DISCRETIZAÇÃO DOS MODELOS

O modelo numérico para as vigas foi elaborado com as mesmas características geométricas descritas no item 3.3 desta tese. As condições de apoio e aplicação de carga também foram mantidas. Para a viga de concreto armado, barras de aço e elementos de apoio foi gerada uma malha estruturada de elementos finitos. Na malha da viga e elementos de apoio, cada elemento ficou com dimensão média de 50mm. Para a malha das barras de aço, que deve ter elementos menores que a malha da viga de concreto, foram adotados elementos com dimensão média igual a 25mm. A interação entre os elementos se deu conforme o contato descrito no item 7.1.3. Ressalta-se que os grupos têm vigas com mesma geometria, o que vai variar para cada grupo é a dosagem e, portanto, características do concreto. Estas características, correspondentes a caracterização do material, são inseridas na calibragem do modelo e está apresentada no item 7.3.

Nas Figuras, 7.17, 7.18, 7.19 e 7.20 apresenta-se o modelo para cada grupo de viga sendo elas classificadas pela altura, daí vem 150 mm, 250 mm, 350 mm e 450 mm. As imagens também

são compostas pela armadura com o detalhamento da armadura de aço correspondente de acordo com a configuração geométrica de cada viga.

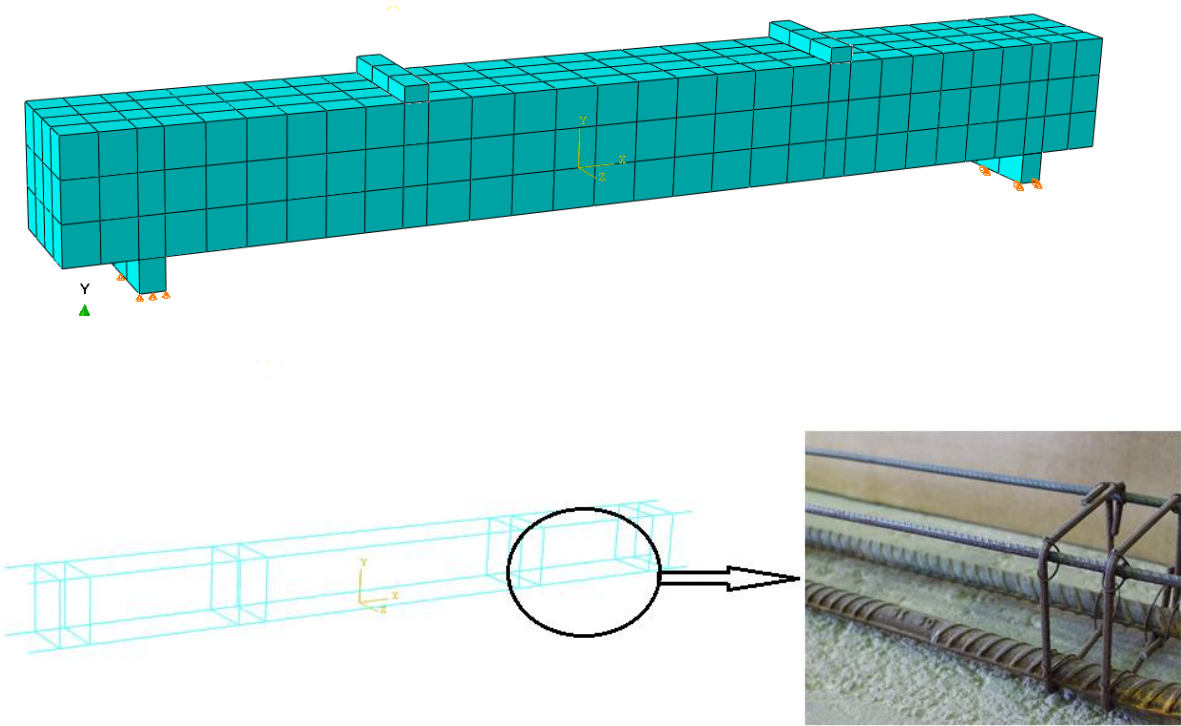


Figura 7.17: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=150$ mm. Fonte: Autora

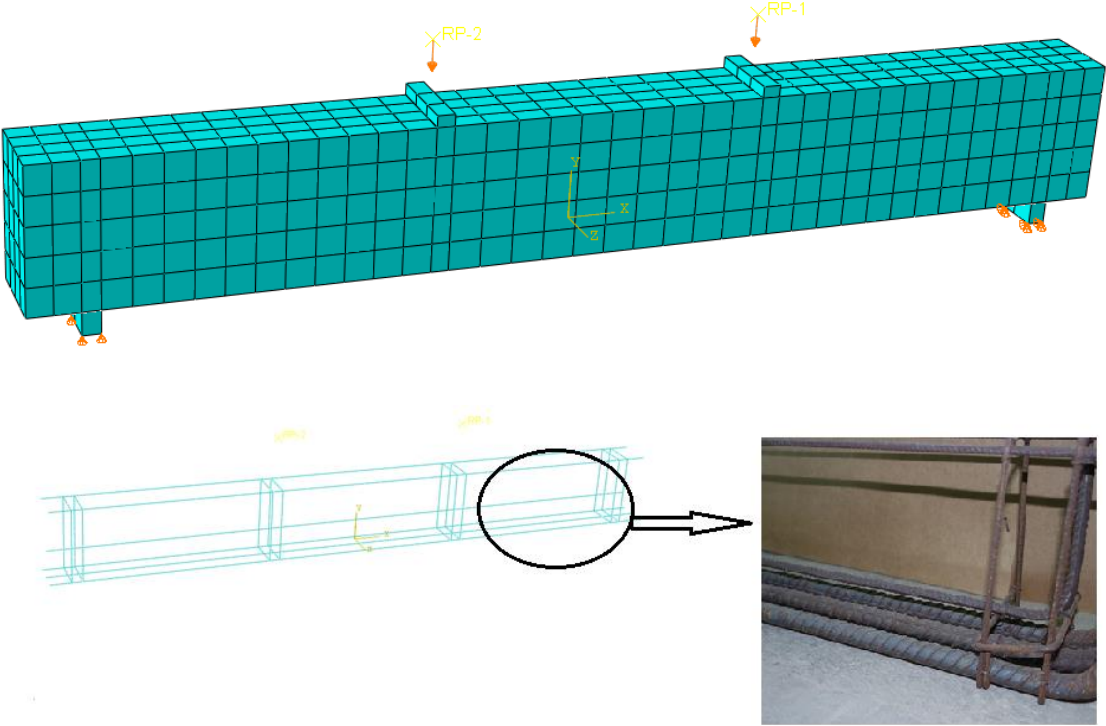


Figura 7.18: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=250$ mm. Fonte: Autora

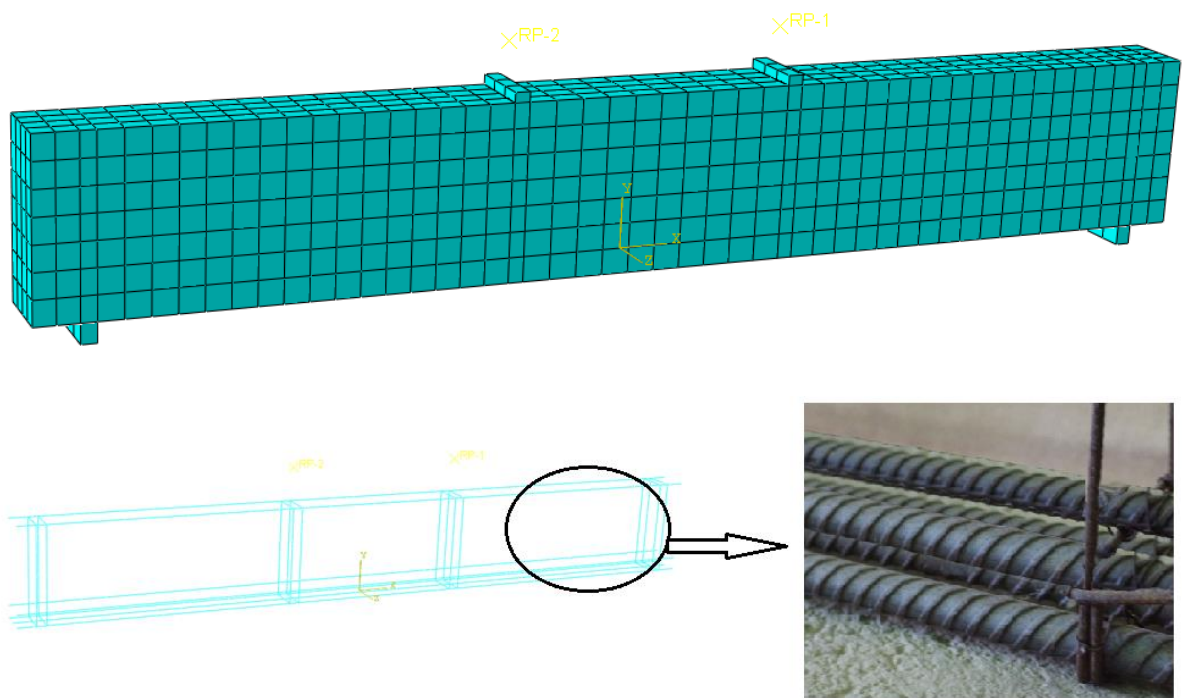


Figura 7.19: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=350$ mm. Fonte: Autora

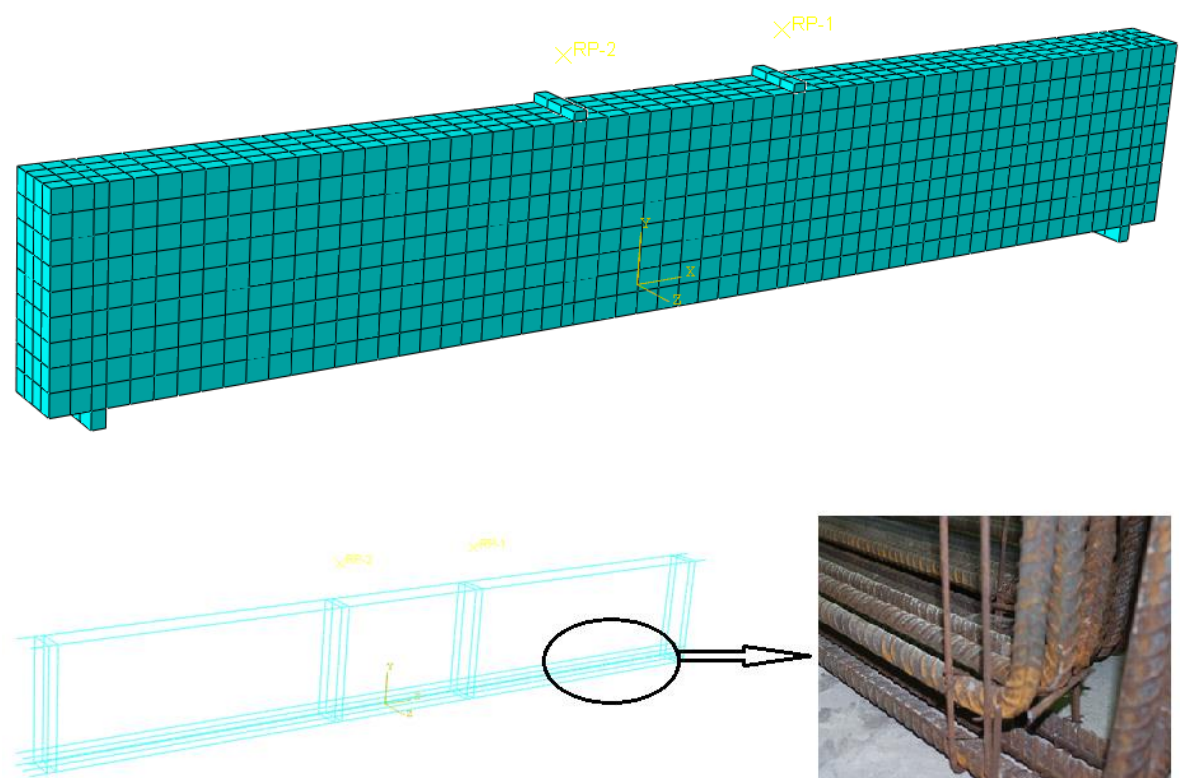


Figura 7.20: Modelo computacional utilizado para simular as vigas com $h=450$ mm. Fonte: Autora.

7.5 ANÁLISE DOS MODELOS COMPUTACIONAIS

7.5.1 Curva x Deslocamento

Com base nas descrições das malhas e implementação das características dos materiais, os modelos computacionais das vigas foram calculados com a finalidade de verificar se poderiam servir como base para descrever os comportamentos observados experimentalmente.

Os resultados da análise carga x deslocamento para o grupo de vigas concretadas com seixo, como agregado graúdo, são mostrados nas Figuras 7.21 a, b, c e d, que correspondem respectivamente as vigas com altura igual a 150 mm, 250 mm, 350 mm e 450 mm. São comparadas as cargas e deslocamentos registrados experimentalmente com as cargas e deslocamentos obtidos por meio da modelagem numérica pelo software *ABAQUS*. Nas Figuras 7.22 a, b, c e d, comparam-se os resultados experimentais com os resultados da modelagem numérica para as vigas com altura igual a 150 mm, 250 mm, 350 mm e 450 mm para as vigas concretadas com brita 0. E por fim, nas Figuras 7.23 a, b, c e d, comparam-se os resultados experimentais com os resultados numéricos para as vigas com altura igual a 150 mm, 250 mm, 350 mm e 450 mm que tiveram em suas dosagens a utilização de brita 1, como agregado graúdo.

Ressalta-se que os gráficos apresentam 2 curvas, uma correspondente as respostas experimentais (Exp) e outra correspondente ao modelo numérico processado no *ABAQUS* (Num). Os resultados dos gráficos apontam que para as estimativas de cargas de ruína, os modelos mantiveram resultado satisfatório, uma vez que ao se calcular a relação entre as cargas coletadas nos ensaios experimentais (V_u) e as cargas coletadas nos modelos (V) ficou evidente a correspondência entre ambos. Apenas as vigas V350S, V250B0, V450B0, V250B1 apresentaram em torno de 20% de diferença quando calculada a relação V_u/V . As demais vigas apresentaram diferença de no máximo 10%.

Ressalta-se que a modelagem numérica efetuada neste trabalho, não leva em consideração o tipo de agregado utilizado, pois o modelo MEF considera o material homogêneo, não levando em consideração a distribuição aleatória dos agregados na malha implementada. O modelo *Concrete Damaged Plasticity* utiliza as características dos materiais e aplica o dano após o início da fissuração, sendo embasado nas teorias da mecânica da fratura para conversão dos resultados.

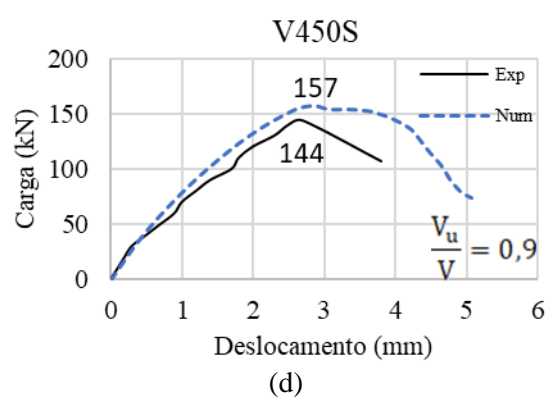
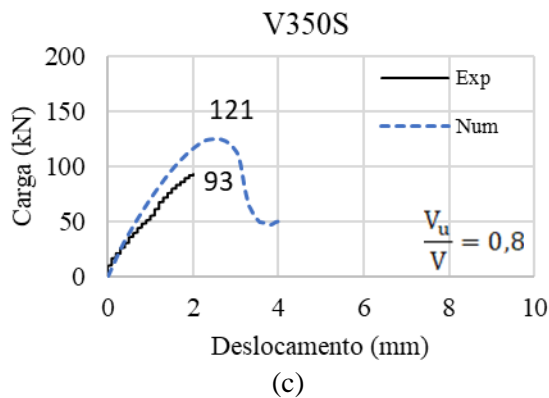
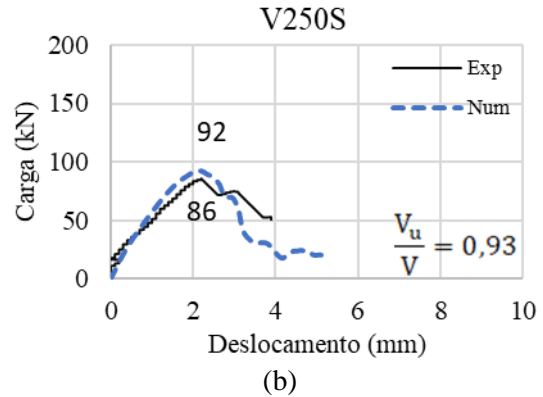
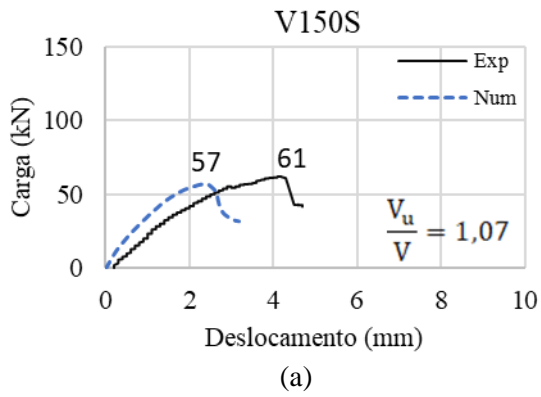


Figura 7.21: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem numérica (Concreto com seixo). Fonte: Autora

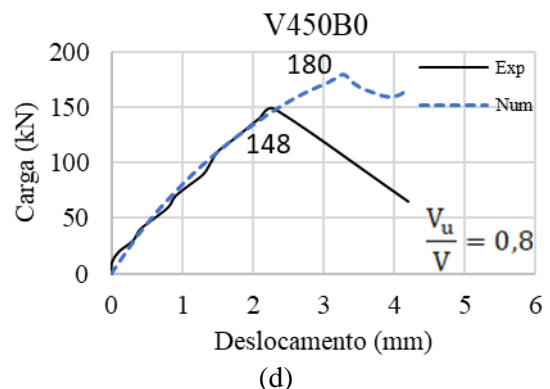
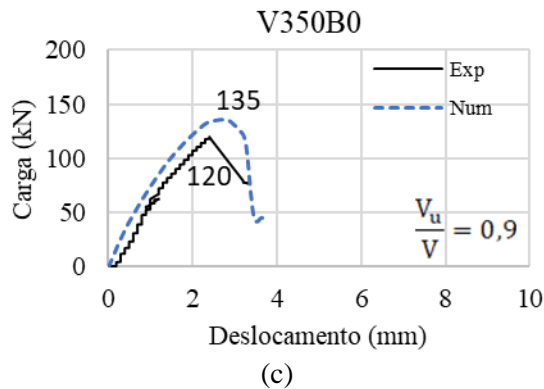
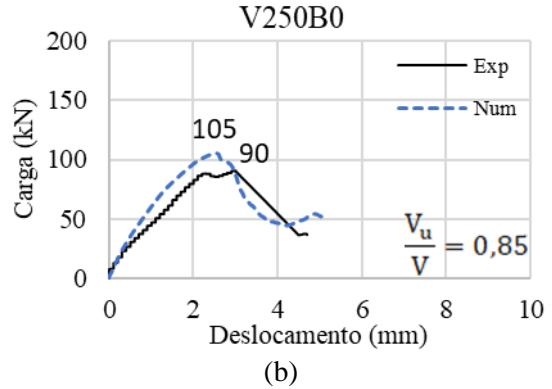
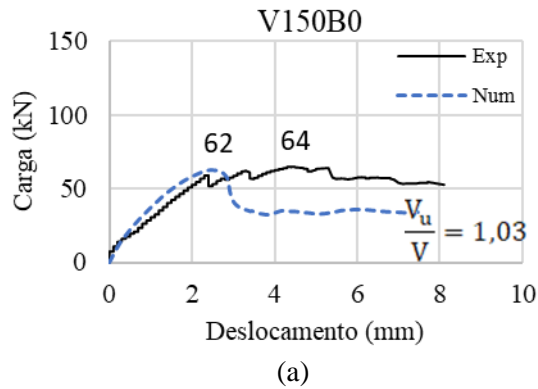


Figura 7.22: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem numérica (Concreto com Brita 0). Fonte: Autora

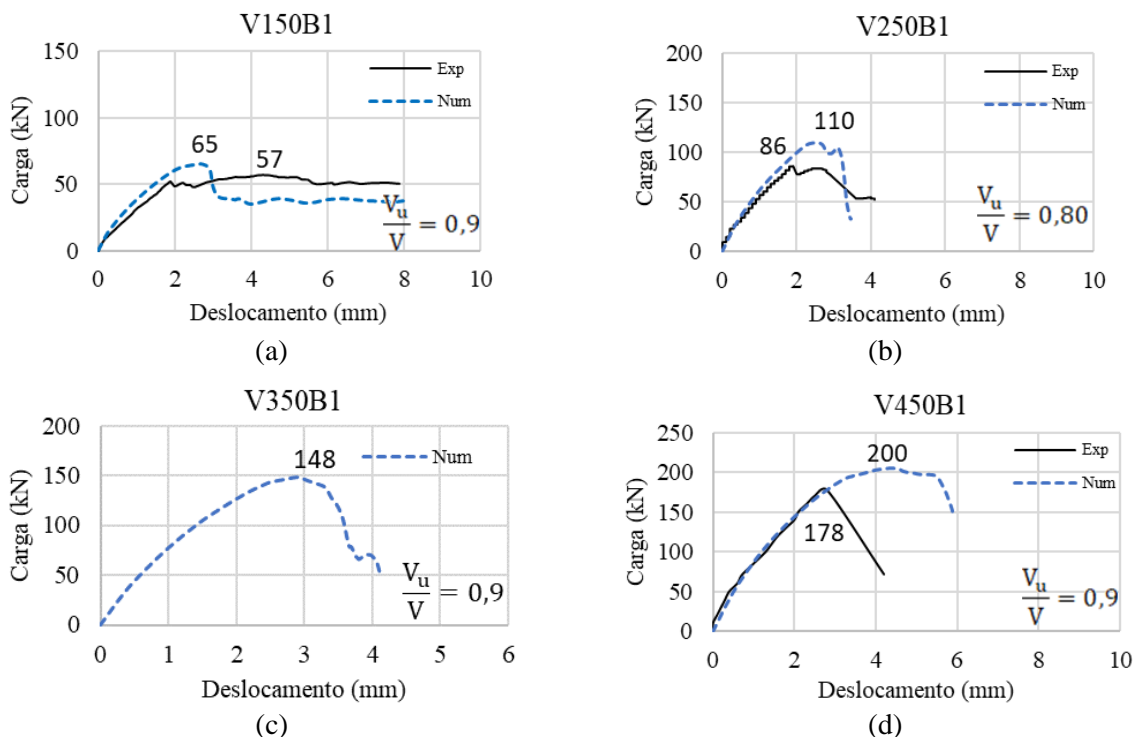


Figura 7.23: Comparação das cargas e deslocamento experimentais com os resultados obtidos pela modelagem computacional (Concreto com Brita 1). Fonte: Autora.

Na Tabela 7.9 apresenta-se uma síntese dos resultados entre as cargas de ruína observadas experimentalmente e as cargas últimas do modelo computacional. A média observada entre a carga experimental V_u e a carga observada no modelo computacional $V_{comp.}$ apresentou média igual a 0,1 com coeficiente de variação igual a 10,7% . Estes resultados indicam elevada correspondência entre os dados experimentais e computacionais.

Tabela 7.9: Síntese entre os resultados experimentais e computacionais para a carga de ruína das vigas

| Grupo | Vigas | V_u | $V_{comp.}$ | $V_u/V_{comp.}$ |
|-------|--------|-------|-------------|-----------------|
| 150H | V150S | 61 | 57 | 1.1 |
| | V150B0 | 65 | 62 | 1.0 |
| | V150B1 | 57 | 65 | 0.9 |
| 250H | V250S | 86 | 92 | 0.9 |
| | V250B0 | 90 | 105 | 0.9 |
| | V250B1 | 86 | 110 | 0.8 |
| 350H | V350S | 93 | 121 | 0.8 |
| | V350B0 | 120 | 135 | 0.9 |
| 450H | V450S | 144 | 157 | 0.9 |
| | V450B0 | 149 | 180 | 0.8 |
| | V450B1 | 178 | 200 | 0.9 |
| Média | | | | 0.9 |
| SD | | | | 0.1 |
| COV % | | | | 10.7 |

Em relação aos deslocamentos máximos, ressalta-se que o modelo numérico tende a ser mais rígido por conta das considerações das interações nos pontos, onde presume-se condições de contorno perfeitas, e experimentalmente, sabe-se que a reprodução das condições de contorno tem falhas. Na Tabela 7.10 resume-se as comparações entre os dados numéricos e experimentais, observa-se que os grupos de vigas com 150 mm e 250 mm de altura apresentam deslocamentos teóricos discrepante do deslocamento experimental em até 87%, este valor tende a diminuir para as vigas a partir de 350 mm, onde observa-se que a média da relação cai para 0,7, ou seja, 30% de diferença entre ambos.

Tabela 7.10: Comparação entre os resultados dos deslocamentos máximos entre o modelo MEF e os resultados experimentais. Fonte: Autora

| Vigas | Flecha Máxima antes do amolecimento | | d_{exp}/d_{num} |
|--------|-------------------------------------|----------------|-------------------|
| | d_{exp} (mm) | d_{num} (mm) | |
| V150S | 4.3 | 2.3 | 1.87 |
| V150B0 | 3.4 | 2.6 | 1.31 |
| V150B1 | 3.8 | 2.7 | 1.41 |
| V250S | 3.1 | 2.1 | 1.48 |
| V250B0 | 3.0 | 2.5 | 1.20 |
| V250B1 | 2.9 | 2.5 | 1.16 |
| V350S | 2.0 | 2.6 | 0.77 |
| V350B0 | 2.4 | 2.6 | 0.92 |
| V350B1 | - | 2.9 | - |
| V450S | 2.7 | 2.8 | 0.96 |
| V450B0 | 2.3 | 3.2 | 0.72 |
| V450B1 | 2.8 | 3.8 | 0.74 |
| | | Média | 1.14 |
| | | SD | 0.34 |
| | | COV (%) | 30 |

7.5.2 Padrão de fissuração

Nas Figuras 7.24, 7.25 e 7.26 mostra-se as regiões com maiores deformações plásticas (PEMAG) nas vigas com 150 mm de altura. Nas Figuras 7.27, 7.28 e 7.29 apresenta-se as maiores deformações plásticas no concreto das vigas com 250 mm de altura. Nas vigas 7.30, 7.31 e 7.32, apresenta-se as regiões de maior plastificação nas vigas com 350 mm de altura. Nas Figuras 7.33, 7.34 e 7.35 apresenta-se as regiões de maior plastificação nas vigas com 450 mm de altura.

Plotou-se nestas imagens o ângulo de inclinação da fissura de cisalhamento e o padrão de fissuração experimental. Os resultados ficaram dentro do esperado, uma vez que a região de maior plastificação foi a região de falha esperada em ensaios desta natureza.

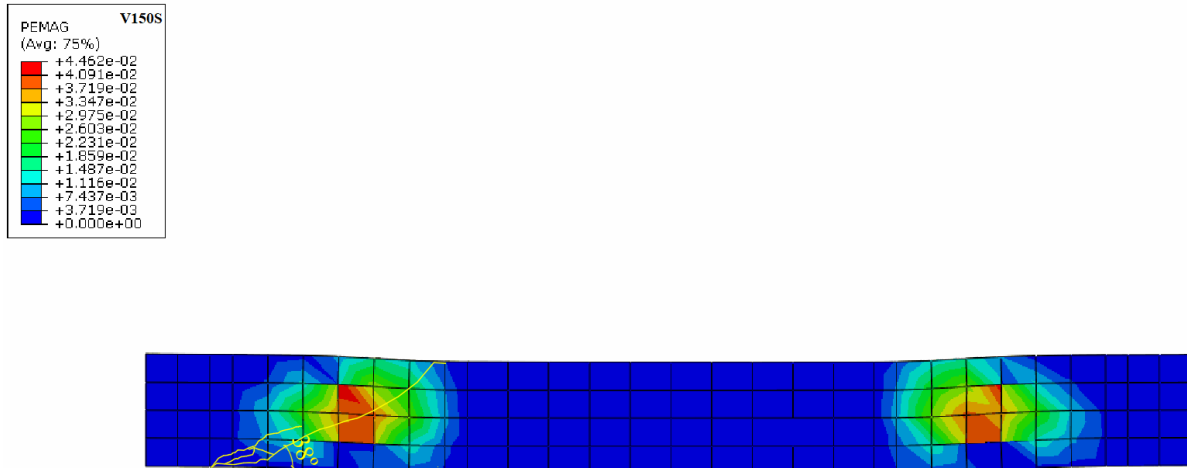


Figura 7.24: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150S

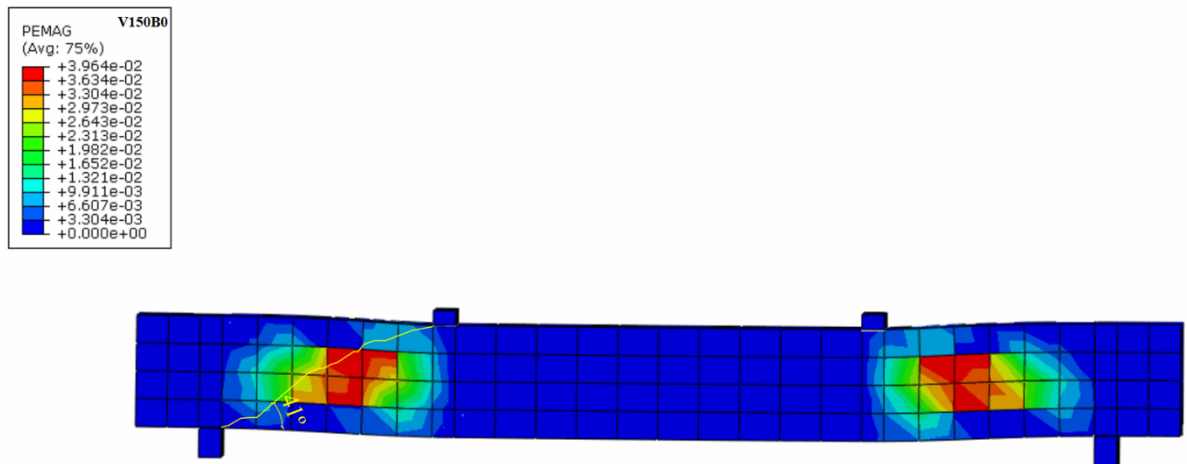


Figura 7.25: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150B0:

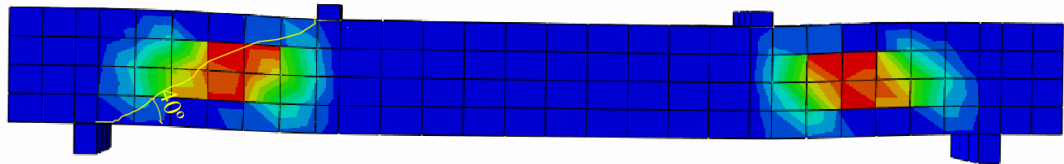
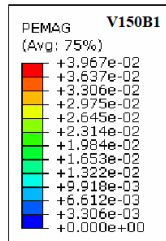


Figura 7.26: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V150B1

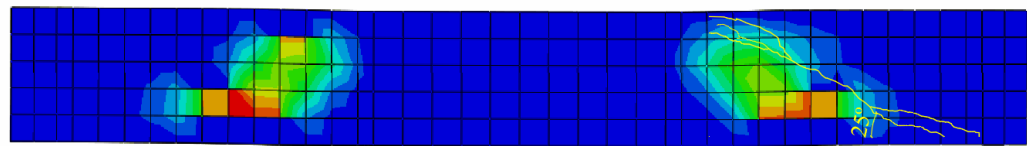
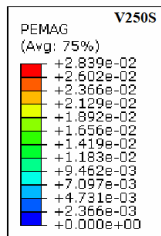


Figura 7.27: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250S

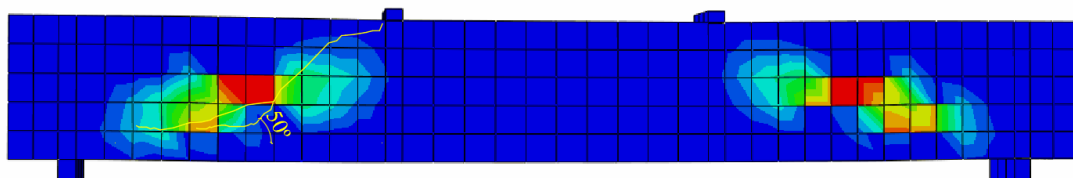
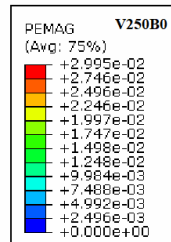


Figura 7.28: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250B0

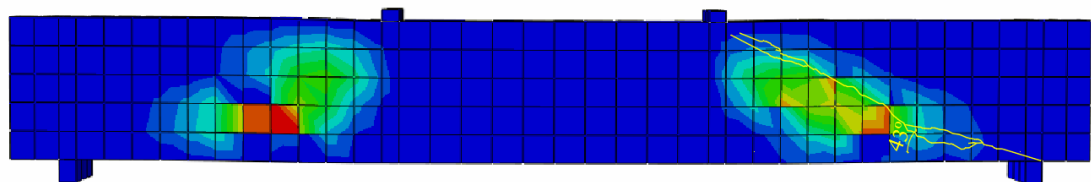
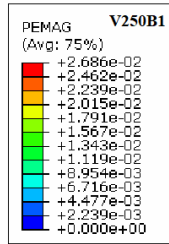


Figura 7.29: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V250B1

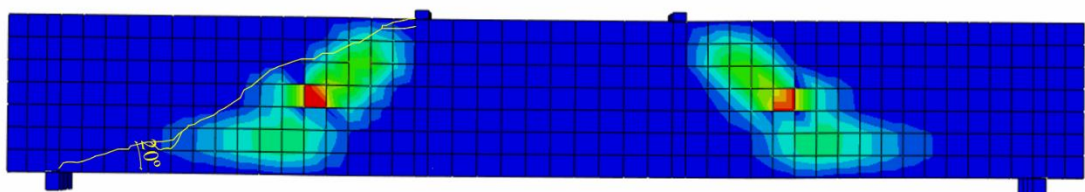
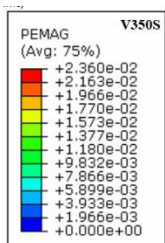


Figura 7.30: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350S

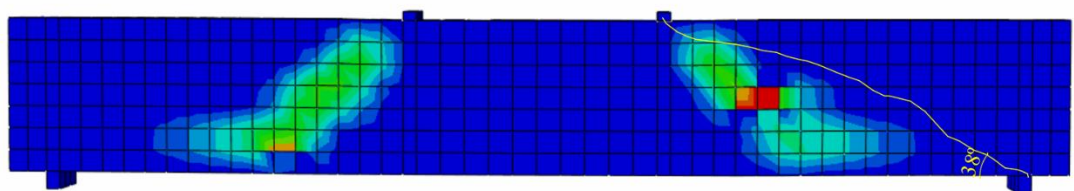
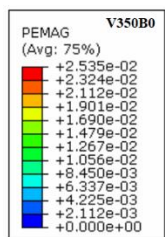


Figura 7.31: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350B0

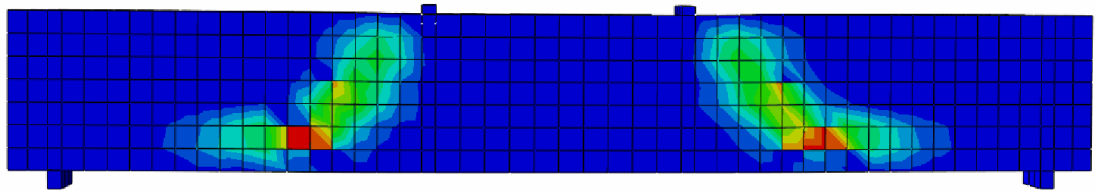
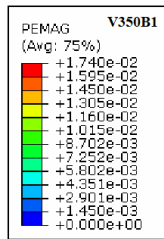


Figura 7.32: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V350B1

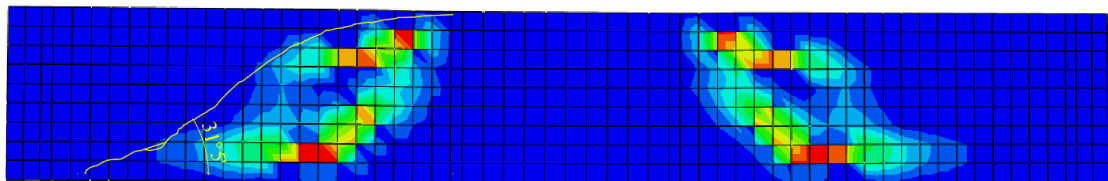
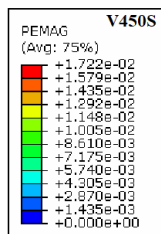


Figura 7.33: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450S

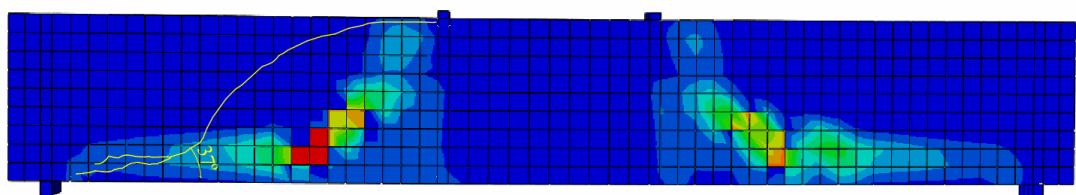
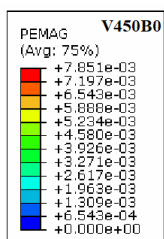


Figura 7.34: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450B0

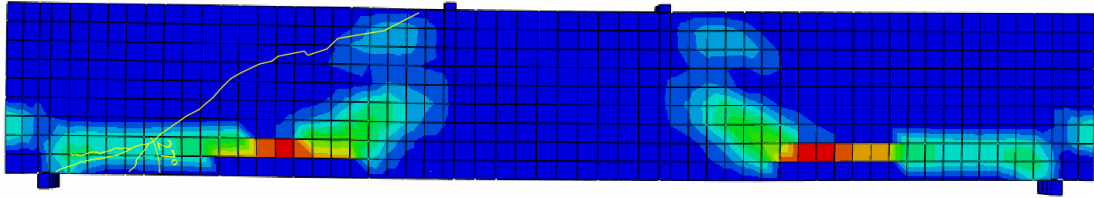
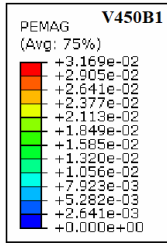


Figura 7.35: Tendência entre os padrões de fissuração do modelo e o experimental da viga V450B1

8. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 ENSAIO EXPERIMENTAL

Neste trabalho, uma das propostas de análise foi a variação da altura das vigas de concreto com o objetivo de verificar a influência do aumento da altura na resistência ao cisalhamento. Ressalta-se que a relação l/h ficou entre 8 e 6. Nas vigas com seção (150 mm x 150 mm) a relação foi 8, nas vigas com seção (150 mm x 250 mm) a relação foi 6,8, nas vigas com seção (150 mm x 350 mm) a relação foi 6,3 e nas vigas com seção (150 mm x 450 mm) a relação foi igual a 6. Por definição, e dependendo da norma estrutural, o valor da relação l/h para que uma viga seja considerada alta, pode variar, na NBR 6118 (2014), por exemplo este valor deve ser ≤ 3 . Pesquisas como a de PAIVA e SIES (1965), apontam que vigas com l/h pertencentes a faixa entre $2 \leq l/h \leq 6$ estão em uma classificação como transição para serem classificadas como vigas altas. Nesta pesquisa uma viga ficou com l/h igual a 6 estando no limiar para ser considerada como viga moderadamente alta.

Neste item, em relação aos ensaios experimentais observou-se que nas vigas com menor seção transversal (150 mm x 150 mm e 150 mm x 250 mm), que a fissuração na região de cisalhamento, compreendida entre o apoio e o ponto de aplicação da carga, ocupou todo o volume, este fato pode influenciar a distribuição de energia entre as regiões sem fissuras (dano) e a viga entra em colapso posteriormente a isso. Observou-se também que após o pico de carga e apesar da perda de rigidez, a carga se manteve e ocorreu o aumento do deslocamento e somente após a rotação excessiva foi que a viga entrou em colapso final.

Estas observações não foram constatadas nos demais grupos de vigas e principalmente nas vigas com altura igual a 450 mm. Não observou-se fissuração na região de cisalhamento. Nestas vigas ocorreu o acúmulo de tensões que resultou em uma única fissura de cisalhamento e posterior queda abrupta da carga. Não foi observado o comportamento de amolecimento, que é caracterizado pelo início da fissuração, pico de carga e decréscimo da carga com aumento do deslocamento vertical. Sendo assim ressalta-se que para os níveis de variação de l/h que foram efetuados nesta tese, já pôde ser observado mudanças de comportamento das vigas ,no momento da ruptura, entre os grupos ensaiados experimentalmente.

8.2 VARIAÇÃO DO TIPO DE AGREGADO GRAÚDO

Quanto a variação do tipo de agregado graúdo observou-se, pelos gráficos de momento curvatura(Figura 4.20 a 4.23) uma maior movimentação das vigas dosadas com quartzito. Observou-se que apenas no grupo de vigas com 450 mm de altura a viga com maior curvatura foi a viga dosada com brita com diâmetro máximo de 12,5 mm, este pode ser um indicativo que para vigas com l/h igual a 6 o diâmetro máximo do agregado aliado ao tipo governa o comportamento.

Outro indicativo de desempenho foi a comparação da tenacidade das vigas (Figura 4.8), onde observou-se que todas as vigas dosadas com granito absorveram níveis de energia superiores, quando comparado com vigas de mesma dimensão. Ressalta-se o desempenho do granito com diâmetro máximo igual a 19,0 mm em comparação com o quartzito de mesmo d_{max} . Observou-se que o granito com diâmetro máximo igual a 12,5 mm ficou sempre na posição intermediária.

No trabalho desenvolvido nesta tese o maior indicativo de desempenho foi observado pela variação do tipo de agregado. Quanto a proporção de redução de 30% que foi efetuada, observou-se que não foi suficiente para afetar a resistência ou dar indicativos de comportamentos diferentes do esperado, e isto pode ser afirmado pelos resultados da modelagem numérica, onde as cargas observadas pelo MEF, ficaram dentro de faixas toleráveis de erro, em torno de 10%. Ressalta-se que o modelo numérico efetuado não admite variação da quantidade de agregado graúdo, uma vez que o software trata o material como homogêneo, sendo levado em consideração apenas a resistência a compressão do concreto assim como nas estimativas de carga, onde o f_c é o principal parâmetro relacionado ao material. Ressalta-se que uma pesquisa mais detalhada variando a proporção de agregado graúdo poderia dar indicativos de desempenho mais concisos. Porém ressalta-se que em pesquisas com concreto autoadensável como a pesquisa de SAVARIS (2016) mostram que a redução da proporção efetuada que também foi de 30% não afetou a resistência das estimativas averiguadas pelo autor.

8.3 VARIAÇÃO DAS DIMENSÕES DAS VIGAS

Observou-se que mantida a taxa de armadura constante em cerca de 3,6%, a variação da altura efetiva da viga em torno de 200 mm demonstra a tendencia decrescente entre carga e relação a/d . Outro ponto que pode contribuir com a conclusão é a resistência do concreto ter se

mantido muito próxima entre os grupos de vigas. Estas são indicativos que permitiram avaliar o desempenho das vigas, mesmo com poucas variáveis, uma vez que a única diferença entre as dosagens foi variação do tipo de agregado que ocasionou a sutil variação da resistência a compressão do concreto. SAMORA *et al* (2017) observou na sua série de ensaios que com o aumento da resistência característica do concreto e mesma taxa de armadura longitudinal, os resultados experimentais demonstraram o aumento da resistência aos esforços cortantes, estes resultados corroboram com os resultados encontrados nesta tese.

8.4 CARGAS ÚLTIMAS PELAS CARGAS ESTIMADAS PELOS CÓDIGOS NORMATIVOS E PROPOSTAS DE MODIFICAÇÃO DAS NORMAS.

Analisando a média da razão entre carga registrada nos ensaios experimentais desta tese e estimativas de cargas dos códigos normativos e proposta da literatura, observou-se as seguintes medias: ACI-1,40; EC2-0,96; NBR 6118-1,43; HUBER-0,96 e MUTTONI-1,06. Destas EC2 (2014) e HUBER (2019), além de apresentarem médias próximas a 1, possuem o menor coeficiente de variação, 9,8 e 11,7, respectivamente. O manual de projeto ACI, reformulado recentemente, foi conservador quanto as suas estimativas apresentando média igual a 1,4 e coeficiente de variação igual a 10,3. Porém esta reformulação já melhorou os resultados encontrados em sua versão anterior do ano de 2014, onde as análises para as vigas experimentais indicavam média igual a 1,78 e coeficiente de variação igual a 16,6%. A norma brasileira mostrou-se levemente conservadora com média igual a 1,43 e desvio padrão igual a 16,7%, sendo, portanto, o código normativo mais conservador e com maior coeficiente de variação.

Com a metodologia proposta no capítulo 6, aplicou-se os passos no Banco de dados 1, com a finalidade de propor modificações nas fórmulas para as estimativas de carga ao esforço cortante pelos códigos: ACI (2019), EC2 (2004) e NBR 6118 (2014). Outro banco de dados, denominado Banco de dados 2 foi utilizado para validar as propostas e assim recalculou-se as estimativas para as vigas do programa experimental. Observou-se que para os três códigos normativos as estimativas tornaram-se conservadoras e apresentaram redução do coeficiente de variação, mostrando o bom desempenho das propostas de modificações.

Quanto ao desempenho das propostas modificadoras aos códigos normativos, todas apresentaram previsões na faixa denominada conservadora pelos critérios de Collins (2001). Para o ACI 318 (2019) a média observada, entre a carga das vigas avaliadas no BD2 e a

previsão da norma, foi 1,47 com coeficiente de variação igual a 20,6. Com a proposta de modificação reduziu-se a média para 1,28, mantendo a segurança estrutural, e reduziu-se o coeficiente de variação para 14,3%. Para o Eurocode a média observada, entre as cargas das vigas avaliadas no BD2 e a previsão do código normativo, foi 1,05 com coeficiente de variação igual a 19,2 com a proposta de modificação elevou-se a média para 1,32 e reduziu-se o coeficiente de variação para 15,0. Observou-se que o desempenho da $NBR_{Modificada}$ foi o melhor, reduzindo o coeficiente de variação de 31,1% para 13,6% com média entre carga e previsão igual a 1,4, ao passo que a média da carga pela NBR 6118 (2014) estava em 0,90, ou seja, aumentou-se a segurança estrutural com bons indicativos de regressão linear das previsões.

8.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como forma de agregar conhecimento as observações e conclusões alcançadas nesta tese, e como forma de dar continuidade aos estudos sobre cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal recomenda-se:

- Realizar ensaios com altura de viga superiores a 450 mm fixando o valor de a . Nestas vigas variar a dimensão do agregado graúdo, utilizando agregados com d_{max} superior a 12,5 mm.
- Variar a resistência a compressão em estudos a partir da classe C30 até classe C60.
- Investigar a adição de agregado graúdo acima do recomendado pela dosagem.
- Investigar taxas de armadura longitudinal superior a 3,6%.
- A partir das variações acima, calibrar um modelo numérico de vigas pelo método dos elementos finitos, com o objetivo de aumentar os conhecimentos sobre o tema e refinar as modelagens numéricas para ensaios desta natureza.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. American Concrete Institute, **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**, ACI 318M-14, 2014
2. EUROCODE 2: **Design of Concrete Structures. Part 1-1, General rules and rules for buildings**, BS EN 1992-1-1: 2004, British Standards Institution, London, Dec 2004.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2014.
4. STANICK, B. A. P., **The influence of concrete strength distribution of longitudinal reinforcement, amount of transverse reinforcement and member size on shear strength of reinforced concrete members**. Tese de Doutorado, University of Toronto, Toronto – Canada, 1998. 369p.
5. RIBEIRO, A. B., **Projeto semi-probabilístico de vigas de concreto armado com modo de falha por cisalhamento**. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte – Minas Gerais, 2012. 234p
6. VECCHIO, Frank J.; COLLINS, Michael P. **The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear**. ACI J., v. 83, n. 2, p. 219-231, 1986.
7. SAVARIS, G., **Estudo da resistência ao cisalhamento de vigas de concreto autoadensável**. Tese de Doutorado em Engenharia. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2016, 207 p.
8. SAVARIS, G.; PINTO, R. C. A. **Influence of coarse aggregate on shear resistance of self-consolidating concrete beams**. *Ibracon Structures and Materials Journal*, [s.l.], v. 10, nº 1, p. 30–52, 2017. ISBN: 1983419520170.
9. SAGASETA, J. **The influence of aggregate fracture on the shear strength of reinforced concrete beams**. Tese de PhD, Imperial College London, Londres – Inglaterra, 2008.
10. POMPEU, B. B., **Efeitos do tipo, tamanho e teor de agregado graúdo na Resistência e Energia de Fratura do Concreto**. Tese de Doutorado, Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2004. 230 p.
11. JEONG, Chan-Yu et al. **Size effect on shear strength of reinforced concrete beams with tension reinforcement ratio**. *Advances in Structural Engineering*, v. 20, n. 4, p. 582-594, 2017.

12. MUTTONI, Aurelio; FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel. **Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width.** ACI Structural Journal, v. 105, n. ARTICLE, p. 163-172, 2008.
13. ABAQUS, V. 6.14 documentation. **Dassault Systemes Simulia Corporation**, v. 651, 2014.
14. HUBER, Tobias; HUBER, Patrick; KOLLEGGER, Johann. **Influence of aggregate interlock on the shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups.** Engineering Structures, v. 186, p. 26-42, 2019.
15. MUTTONI, Aurelio; FERNÁNDEZ RUIZ, Miguel. **From experimental evidence to mechanical modeling and design expressions: The Critical Shear Crack Theory for shear design.** Structural Concrete, v. 20, n. 4, p. 1464-1480, 2019.
16. FUSCO, Péricles Brasiliense. **Estruturas de concreto: Solicitações Tangenciais.** São Paulo: Editora Pini Ltda., 2008.
17. SCHLAICH, J.; SCHAFER, K.; AND JENNEWEIN, M. **Toward a Consistent Design of Structural Concrete.** PCI Journal, V.32, No.3, 1987, p.74-150.
18. SAMORA, M. S. et al. **Experimental analysis of the concrete contribution to shear strength beams without shear reinforcement.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 10, p. 160-172, 2017.
19. Timoshenko, S., and Goodier, J. N., 1951, **Theory of elasticity:** McGraw-Hill Book Co., Inc., New York, 506 p.
20. CLÍMACO, J. C. T. D. S. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação.** 2ª. ed. Brasília: UnB, 2008. v. 1.
21. WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design.** 6th ed. New Jersey: Pearson, 2009.
22. KANI, G_N_J_. **How safe are our large reinforced concrete beams?.** In: Journal Proceedings. 1967. p. 128-141.
23. SAGASETA, Juan; VOLLUM, R. L. **Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength.** Magazine of Concrete Research, v. 63, n. 2, p. 139-155, 2011.
24. REGAN P. et al. **The influence of aggregate type on the shear resistance of reinforced concrete.** The Structural Engineer 8(23/24): 27–32. 2005.

25. TIRASSA, Max; RUIZ, Miguel Fernández; MUTTONI, Aurelio. **Influence of cracking and rough surface properties on the transfer of forces in cracked concrete**. Engineering Structures, v. 225, p. 111138, 2020.
26. HORDIJK, Dirk A. **Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses**. Heron, v. 37, n. 1, 1992.
27. DENG, Qing; YI, Wei-Jian; TANG, Fu-Jian. **Effect of coarse aggregate size on shear behavior of beams without shear reinforcement**. ACI Structural Journal, v. 114, n. 5, p. 1131, 2017.
28. COLLINS, M.P.; MITCHELL, D. (1990). **“Prestressed concrete structures”**. Publication, New Jersey, USA, 754 pp.
29. YANG, Keun-Hyeok et al. **Effect of aggregate size on shear behavior of lightweight concrete continuous slender beams**. ACI Materials Journal, v. 108, n. 5, p. 501, 2011.
30. CAVAGNIS, Francesco. **Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models**. 2017. Tese de Doutorado. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
31. KIM, Jin-Keun; PARK, Yon-Dong. **Prediction of shear strength of reinforced concrete beams without web reinforcement**. ACI, 1996
32. BAZANT, Zdenek P.; KIM, Jin-Keun. **Size effect in shear failure of longitudinally reinforced beams**. ACI, 1984
33. SNEED, Lesley H.; RAMIREZ, Julio A. **Influence of Effective Depth on Shear Strength of Concrete Beams--Experimental Study**. ACI Structural Journal, v. 107, n. 5, 2010.
34. MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo JM. **Concrete: microstructure, properties, and materials**. McGraw-Hill Education, 2014.
35. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16915/2021 - **Agregados -Amostragem**. Rio de Janeiro, 2021.
36. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7211/2022 - **Agregados para concreto – Requisitos** . Rio de Janeiro, 2022.
37. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 27/2000 - **Agregados – Redução da amostra de campo para ensaios de laboratório** . Rio de Janeiro, 2000.
38. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248/2001 - **Agregados – Determinação da Composição Granulométrica** . Rio de Janeiro, 2001.

39. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892-1: **Materiais Metálicos – Ensaio de Tração à temperatura Ambiente**. Rio de Janeiro, 2018.
40. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739/2018 - **Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2018.
41. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222/2011 – **Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.
42. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522-1/2021 – **Concreto endurecido – Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação Parte 1: Módulos estáticos à compressão**. Rio de Janeiro, 2021.
43. CEB-FIP. **Model Code 2010: Final Draft**. Model Code Prepared By Special Activity Group 5. Lausanne, 2011
44. BUCHAIM, R. **A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2001, 260 p.
45. REINECK, K. H. et al. **Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement**. *ACI Structural Journal*, [s.l.], v. 100, n° 2, p. 240–249, 2003. ISSN: 08893241, DOI: 10.14359/12488.
46. REINECK, Karl-Heinz et al. **Shear database for reinforced concrete members without shear reinforcement**. *Structural Journal*, v. 100, n. 2, p. 240-249, 2003.
47. COLLINS, Michael P.; BENTZ, Evan C.; SHERWOOD, Edward G. **Where is shear reinforcement required? Review of research results and design procedures**. *Structural Journal*, v. 105, n. 5, p. 590-600, 2008.
48. CAVAGNIS, Francesco; RUIZ, Miguel Fernández; MUTTONI, Aurelio. **Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results**. *Engineering structures*, v. 103, p. 157-173, 2015.
49. CAVAGNIS, Francesco et al. **Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement Based on Development of Critical Shear Crack**. *ACI Structural Journal*, v. 117, n. 1, 2020.
50. PERERA, S. V. T.; MUTSUYOSHI, Hiroshi. **Shear Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Beams**. *ACI Structural Journal*, v. 110, n. 1, 2013.

51. SARTURI, F., D., M. **Simulação computacional de estruturas de concreto Reforçadas com aço e compósito de fibra de carbono.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014. 234 p
52. BITTENCOURT, Túlio Nogueira. **Fraturamento do concreto estrutural: aspectos teóricos, computacionais e experimentais, e suas aplicações.** 1999.
53. COLLINS, M.P. (2001). **Evaluation of shear design procedures for concrete structures.** A Report prepared for the CSA technical committee on reinforced concrete design.
54. SILVA, Elder Nogueira; DE SOUZA, Alex Sander Clemente. **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto protendidas** [Numerical behavior analysis of prestressed steel-concrete composite beams]. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 15, n. 1, 2019.
55. SANTOS, P., S., M. **Análise computacional do puncionamento em lajes Lisas de concreto armado submetidas as ações verticais e horizontais.** Dissertação de Mestrado. Universidade Estadual de Campinas. Campisnas, 2019, 161 p.
56. AGUIAR, A., J., L. **Lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado com furos adjacentes ao pilar.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Pará, Pará, 2019, 277 p.
57. LUBLINER, Jacob et al. **A plastic-damage model for concrete.** International Journal of solids and structures, v. 25, n. 3, p. 299-326, 1989.
58. SARTURI, F., D., M. **Simulação computacional de estruturas de concreto Reforçadas com aço e compósito de fibra de carbono.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2014. 234 p
59. BIRTEL, V.; MARK, P. **Parametrised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure.** Abaqus Users Conference. 2006.
60. HORDIJK, D. **Tensile And Tensile Fatigue Behavior Of Concrete; Experiments, Modeling And Analyses,** Heron. N. 37, 1992. Pp. 3–79.
61. KMIECIK, P., KAMINSKI M., 2011. **Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration.** Archives of Civil and Mechanical Engineering.
62. MARQUES, E. A. de F., & de Araújo, T. D. P. (2016). **Modelagem Numérica do Comportamento de Pilares de Concreto Armado Reforçados com PRFC usando o**

Modelo Constitutivo Concrete Damaged Plasticity. XXXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering, November.

63. MEDEIROS, W. A., **Porticos em concreto Pré-moldado preenchidos com alvenaria participante.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de São Carlos, São Paulo, 2018. 164 p
64. PETRAUSK, M. C., **Simulação numérica do comportamento de vigas mistas de aço e concreto com conectores crestbond.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2016. 214 p
65. SOARES, Leide Manuel dos Santos. **Análise numérica não linear de ligações pilares laje fungiforme.** 2016. Tese de Doutorado.
66. NAVARRO, M., IVORRA, S., VARONA, F. B. **Parametric Computational Analysis For Punching Shear In RC Slabs.** *Engineering Structures.* Vol. 165. 2018. Pp 254-263.
67. MALM, R. **Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses.** Tese (Doutorado) — KTH, 2006.
68. PAIVA, H. A. R. e Siess, C. P. (1965) - “**Strength and behavior of deep beams in shear**”, *Journal of the Structural Division, ASCE*, vol. 91, n° ST5, October 1965, pp. 19-4

10. ANEXOS

Tabela 10.1 - Banco de dados 1

| | Banco de Dados 1 Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_w/2$ (kN) |
|----|---|-------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| 1 | Adebar, Collins (1996) | ST1 | 360 | 278 | 52.50 | 1.57 | 2.88 | 801 | 310 | 2.94 | 4.02 | 19.0 | 1570 | 536 | 127.53 |
| 2 | | ST2 | 360 | 278 | 52.50 | 1.57 | 2.88 | 801 | 310 | 2.94 | 4.02 | 19.0 | 1570 | 536 | 118.67 |
| 3 | | ST3 | 290 | 278 | 49.30 | 1.95 | 2.88 | 801 | 310 | 2.82 | 3.83 | 19.0 | 1570 | 536 | 107.72 |
| 4 | | ST8 | 290 | 278 | 46.20 | 1.95 | 2.88 | 801 | 310 | 2.70 | 3.66 | 19.0 | 1570 | 536 | 80.61 |
| 5 | | ST16 | 290 | 178 | 51.50 | 3.04 | 4.49 | 799 | 310 | 2.91 | 3.96 | 19.0 | 1570 | 536 | 75.11 |
| 6 | | ST23 | 290 | 278 | 58.90 | 0.99 | 2.88 | 801 | 310 | 3.18 | 4.23 | 19.0 | 800 | 536 | 89.89 |
| 7 | Ahmad, Kahloo (1986) | A1 | 127 | 203 | 62.40 | 3.93 | 4.00 | 812 | 254 | 3.30 | 4.33 | 12.7 | 1013 | 414 | 57.82 |
| 8 | | A2 | 127 | 203 | 62.40 | 3.93 | 3.00 | 609 | 254 | 3.30 | 4.33 | 12.7 | 1013 | 414 | 68.94 |
| 9 | | A3 | 127 | 203 | 62.40 | 3.93 | 2.70 | 548 | 254 | 3.30 | 4.33 | 12.7 | 1013 | 414 | 68.94 |
| 10 | | A8 | 127 | 208 | 62.40 | 1.77 | 3.00 | 624 | 254 | 3.30 | 4.33 | 12.7 | 467 | 414 | 48.93 |
| 11 | | B1 | 127 | 202 | 68.70 | 5.02 | 4.00 | 808 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 1289 | 414 | 51.21 |
| 12 | | B2 | 127 | 202 | 68.70 | 5.02 | 3.00 | 606 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 1289 | 414 | 68.94 |
| 13 | | B3 | 127 | 202 | 68.70 | 5.02 | 2.70 | 545 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 1289 | 414 | 100.08 |
| 14 | | B7 | 127 | 208 | 68.70 | 2.25 | 4.00 | 832 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 594 | 414 | 44.48 |
| 15 | | B8 | 127 | 208 | 68.70 | 2.25 | 3.00 | 624 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 594 | 414 | 46.70 |
| 16 | | B9 | 127 | 208 | 68.70 | 2.25 | 2.70 | 562 | 254 | 3.52 | 4.48 | 12.7 | 594 | 414 | 80.06 |
| 17 | | C1 | 127 | 184 | 66.00 | 6.64 | 4.00 | 736 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 1552 | 414 | 54.27 |
| 18 | | C2 | 127 | 184 | 66.00 | 6.64 | 3.00 | 552 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 1552 | 414 | 75.62 |
| 19 | | C3 | 127 | 184 | 66.00 | 6.64 | 2.70 | 497 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 1552 | 414 | 68.94 |
| 20 | | C7 | 127 | 207 | 66.00 | 3.25 | 4.00 | 828 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 855 | 414 | 45.37 |
| 21 | | C8 | 127 | 207 | 66.00 | 3.25 | 3.00 | 621 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 855 | 414 | 44.48 |
| 22 | C9 | 127 | 207 | 66.00 | 3.25 | 2.70 | 559 | 254 | 3.43 | 4.41 | 12.7 | 855 | 414 | 45.37 | |
| 23 | Angelakos, Bentz, Collins (2001) | DB120 | 300 | 925 | 21.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 1.60 | 2.00 | 10.0 | 2800 | 550 | 179.00 |
| 24 | | DB130 | 300 | 925 | 32.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.12 | 2.79 | 10.0 | 2800 | 550 | 185.00 |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_w/2$ (kN) |
|-------|---------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| | DB140 | 300 | 925 | 38.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.37 | 3.17 | 10.0 | 2800 | 550 | 180.00 |
| | DB165 | 300 | 925 | 65.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 3.39 | 4.39 | 10.0 | 2800 | 550 | 185.00 |
| | DB180 | 300 | 925 | 80.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 3.90 | 4.72 | 10.0 | 2800 | 550 | 172.00 |
| | DB230 | 300 | 925 | 32.00 | 2.02 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.12 | 2.79 | 10.0 | 5600 | 550 | 257.00 |
| | DBO530 | 300 | 925 | 32.00 | 0.50 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.12 | 2.79 | 10.0 | 1400 | 550 | 165.00 |
| | B1 | 240 | 300 | 23.20 | 1.26 | 3.00 | 900 | 350 | 1.71 | 2.16 | 30.0 | 904 | 434 | 70.14 |
| | B2 | 240 | 600 | 29.60 | 1.26 | 3.00 | 1800 | 650 | 2.01 | 2.62 | 30.0 | 1808 | 434 | 117.23 |
| | B3 | 240 | 900 | 27.50 | 1.26 | 3.00 | 2700 | 950 | 1.91 | 2.48 | 30.0 | 2712 | 434 | 161.87 |
| | B4 | 240 | 1200 | 25.20 | 1.26 | 3.00 | 3600 | 1250 | 1.81 | 2.31 | 30.0 | 3616 | 434 | 176.58 |
| | B5 | 240 | 600 | 26.60 | 0.63 | 3.00 | 1800 | 650 | 1.87 | 2.41 | 30.0 | 904 | 434 | 103.99 |
| | B6 | 240 | 600 | 24.70 | 0.63 | 3.00 | 1800 | 650 | 1.78 | 2.28 | 30.0 | 904 | 430 | 111.83 |
| | B7 | 240 | 900 | 27.20 | 0.63 | 3.00 | 2700 | 950 | 1.90 | 2.46 | 30.0 | 1356 | 434 | 134.89 |
| | B8 | 240 | 900 | 27.70 | 0.63 | 3.00 | 2700 | 950 | 1.92 | 2.49 | 30.0 | 1356 | 430 | 122.63 |
| | 37623 | 203 | 356 | 38.90 | 1.74 | 3.00 | 1068 | 406 | 2.41 | 3.23 | 20.0 | 1257 | 478 | 96.00 |
| | 37654 | 203 | 356 | 32.80 | 1.74 | 3.00 | 1068 | 406 | 2.15 | 2.84 | 10.0 | 1257 | 478 | 87.40 |
| | 37682 | 203 | 356 | 35.70 | 1.74 | 3.00 | 1068 | 406 | 2.28 | 3.02 | 20.0 | 1257 | 478 | 99.40 |
| | B100 | 300 | 925 | 36.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.29 | 3.04 | 10.0 | 2800 | 550 | 225.00 |
| | B100H | 300 | 925 | 98.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 4.46 | 5.07 | 10.0 | 2800 | 550 | 193.00 |
| | B100B | 300 | 925 | 39.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.42 | 3.23 | 10.0 | 2800 | 550 | 204.00 |
| | B100L | 300 | 925 | 39.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.42 | 3.23 | 10.0 | 2800 | 483 | 223.00 |
| | B100-R | 300 | 925 | 36.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.29 | 3.04 | 10.0 | 2800 | 550 | 249.00 |
| | B100L-R | 300 | 925 | 39.00 | 1.01 | 2.92 | 2701 | 1000 | 2.42 | 3.23 | 10.0 | 2800 | 483 | 235.00 |
| | F1 | 178 | 270 | 65.50 | 1.19 | 4.0 | 1080 | 305 | 3.41 | 4.40 | 12.7 | 570 | 434 | 57.38 |
| | F2 | 178 | 268 | 65.50 | 2.44 | 4.0 | 1072 | 305 | 3.41 | 4.40 | 12.7 | 1164 | 434 | 65.61 |
| | F10 | 178 | 267 | 65.50 | 3.20 | 4.0 | 1068 | 305 | 3.41 | 4.40 | 12.7 | 1520 | 434 | 74.86 |
| | F9 | 178 | 268 | 79.30 | 1.63 | 4.0 | 1072 | 305 | 3.88 | 4.71 | 12.7 | 776 | 434 | 62.27 |
| | F15 | 178 | 268 | 79.30 | 2.44 | 4.0 | 1072 | 305 | 3.88 | 4.71 | 12.7 | 1164 | 434 | 66.23 |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| | Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_u/2$ (kN) |
|----|------------------------|--------------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| 52 | | F6 | 178 | 268 | 63.40 | 2.44 | 6.0 | 1608 | 305 | 3.34 | 4.35 | 12.7 | 1164 | 434 | 60.05 |
| 53 | | F11 | 178 | 270 | 20.70 | 1.19 | 4.0 | 1080 | 305 | 1.58 | 1.97 | 12.7 | 570 | 434 | 43.72 |
| 54 | | F12 | 178 | 268 | 20.70 | 2.44 | 4.0 | 1072 | 305 | 1.58 | 1.97 | 12.7 | 1164 | 434 | 53.15 |
| 55 | | F8 | 178 | 273 | 40.00 | 0.93 | 4.0 | 1092 | 305 | 2.46 | 3.29 | 12.7 | 451 | 434 | 44.70 |
| 56 | | F13 | 178 | 270 | 40.00 | 1.19 | 4.0 | 1080 | 305 | 2.46 | 3.29 | 12.7 | 570 | 434 | 47.59 |
| 57 | | F14 | 178 | 268 | 40.00 | 2.44 | 4.0 | 1072 | 305 | 2.46 | 3.29 | 12.7 | 1164 | 434 | 63.38 |
| 58 | Grimm (1997) | S1.1 | 300 | 153 | 90.10 | 1.34 | 3.73 | 571 | 200 | 4.22 | 4.92 | 16.0 | 616 | 660 | 70.10 |
| 59 | | S1.2 | 300 | 152 | 90.20 | 2.21 | 3.75 | 570 | 200 | 4.22 | 4.94 | 16.0 | 1010 | 517 | 75.80 |
| 60 | | S1.3 | 300 | 146 | 93.70 | 4.22 | 3.90 | 569 | 200 | 4.33 | 4.99 | 16.0 | 1850 | 487 | 98.60 |
| 61 | | S2.2 | 300 | 348 | 91.30 | 1.88 | 3.53 | 1228 | 400 | 4.26 | 4.95 | 16.0 | 1960 | 469 | 187.10 |
| 62 | | S2.3 | 300 | 348 | 93.70 | 0.94 | 3.53 | 1228 | 400 | 4.33 | 4.99 | 16.0 | 982 | 469 | 123.10 |
| 63 | | S2.4 | 300 | 328 | 94.10 | 3.76 | 3.75 | 1230 | 400 | 4.34 | 5.00 | 16.0 | 3700 | 487 | 229.80 |
| 64 | | S3.2 | 300 | 718 | 93.70 | 1.72 | 3.66 | 2628 | 800 | 4.33 | 4.99 | 16.0 | 3700 | 487 | 259.1 |
| 65 | | S3.3 | 300 | 746 | 94.40 | 0.83 | 3.53 | 2633 | 800 | 4.35 | 5.00 | 16.0 | 1850 | 487 | 192.80 |
| 66 | | S3.4 | 300 | 690 | 94.40 | 3.57 | 3.81 | 2629 | 800 | 4.35 | 5.00 | 16.0 | 7390 | 487 | 379.00 |
| 67 | | S4.1 | 300 | 153 | 110.90 | 1.34 | 3.73 | 571 | 200 | 4.85 | 5.29 | 16.0 | 616 | 660 | 74.20 |
| 68 | | S4.2 | 300 | 152 | 110.90 | 2.21 | 3.75 | 570 | 200 | 4.85 | 5.29 | 16.0 | 1010 | 517 | 90.30 |
| 69 | S4.3 | 300 | 146 | 110.90 | 4.22 | 3.90 | 569 | 200 | 4.85 | 5.29 | 16.0 | 1850 | 487 | 122.30 | |
| 70 | Hallgren (1994) | B90SB13-2-86 | 163 | 192 | 86.20 | 2.17 | 3.65 | 701 | 233 | 4.10 | 4.85 | 18.0 | 678 | 630 | 82.50 |
| 71 | | B90SB14-2-86 | 158 | 194 | 86.20 | 2.21 | 3.61 | 700 | 235 | 4.10 | 4.85 | 18.0 | 678 | 630 | 76.50 |
| 72 | | B90SB22-2-85 | 158 | 193 | 84.60 | 2.22 | 3.63 | 701 | 234 | 4.05 | 4.82 | 18.0 | 678 | 630 | 75.50 |
| 73 | | B91SC2-2-62 | 155 | 196 | 61.80 | 2.23 | 3.57 | 700 | 237 | 3.28 | 4.31 | 18.0 | 678 | 443 | 69.50 |
| 74 | | B91SC4-2-69 | 156 | 195 | 69.10 | 2.23 | 3.59 | 700 | 236 | 3.54 | 4.49 | 18.0 | 678 | 443 | 74.00 |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| | Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_u/2$ (kN) |
|----|------------------------------------|--------------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| 75 | | B90SB17-2-45 | 157 | 191 | 44.90 | 2.26 | 3.66 | 699 | 232 | 2.65 | 3.59 | 18.0 | 678 | 630 | 59.00 |
| 76 | | B90SB18-2-45 | 155 | 194 | 44.90 | 2.25 | 3.61 | 700 | 235 | 2.65 | 3.59 | 18.0 | 678 | 630 | 63.00 |
| 77 | | B90SB21-2-85 | 155 | 194 | 84.60 | 2.25 | 3.61 | 700 | 235 | 4.05 | 4.82 | 18.0 | 678 | 630 | 69.00 |
| 78 | | B91SC1-2-62 | 156 | 193 | 61.80 | 2.25 | 3.63 | 701 | 234 | 3.28 | 4.31 | 18.0 | 678 | 443 | 71.00 |
| 79 | | B91SD1-4-61 | 156 | 194 | 60.80 | 3.98 | 3.61 | 700 | 247 | 3.25 | 4.29 | 18.0 | 1206 | 494 | 88.50 |
| 80 | | B91SD2-4-61 | 156 | 195 | 60.80 | 3.96 | 3.59 | 700 | 248 | 3.25 | 4.29 | 18.0 | 1206 | 494 | 90.00 |
| 81 | | B91SD3-4-66 | 156 | 195 | 65.70 | 3.96 | 3.59 | 700 | 248 | 3.42 | 4.41 | 18.0 | 1206 | 494 | 81.50 |
| 82 | | B91SD4-4-66 | 155 | 195 | 65.70 | 3.99 | 3.59 | 700 | 248 | 3.42 | 4.41 | 18.0 | 1206 | 494 | 79.00 |
| 83 | | B91SD5-4-58 | 156 | 196 | 58.30 | 3.94 | 3.57 | 700 | 249 | 3.16 | 4.22 | 18.0 | 1206 | 494 | 78.00 |
| 84 | | B91SD6-4-58 | 150 | 196 | 58.3 | 4.10 | 3.57 | 700 | 249 | 3.16 | 4.22 | 18.0 | 1206 | 494 | 82.50 |
| 85 | | B90SB5-2-33 | 156 | 191 | 32.8 | 2.28 | 3.66 | 699 | 232 | 2.15 | 2.84 | 18.0 | 678 | 651 | 56.00 |
| 86 | | B90SB6-2-33 | 156 | 194 | 32.8 | 2.24 | 3.61 | 700 | 235 | 2.15 | 2.84 | 18.0 | 678 | 651 | 53.50 |
| 87 | | B90SB9-2-31 | 156 | 192 | 31.1 | 2.26 | 3.65 | 701 | 233 | 2.08 | 2.73 | 18.0 | 678 | 651 | 49.00 |
| 88 | | B90SB10-2-31 | 157 | 193 | 31.1 | 2.20 | 3.63 | 701 | 234 | 2.08 | 2.73 | 18.0 | 667 | 651 | 53.50 |
| 89 | Islam, Pam, Kwan (1998) | M100-S0 | 150 | 203 | 83.3 | 3.22 | 3.94 | 800 | 250 | 4.01 | 4.79 | 10.0 | 982 | 532 | 65.00 |
| 90 | | M100-S1 | 150 | 203 | 83.3 | 3.22 | 2.96 | 601 | 250 | 4.01 | 4.79 | 10.0 | 982 | 532 | 107.70 |
| 91 | | M100-S3 | 150 | 203 | 83.3 | 3.22 | 2.96 | 601 | 250 | 4.01 | 4.79 | 10.0 | 982 | 532 | 96.90 |
| 92 | | M100-S4 | 150 | 203 | 83.3 | 3.22 | 3.94 | 800 | 250 | 4.01 | 4.79 | 10.0 | 982 | 532 | 80.70 |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| | Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_u/2$ (kN) | |
|-----|-------|-------------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|--------|
| 93 | | M80-S0 | 150 | 203 | 72.2 | 3.22 | 3.94 | 800 | 250 | 3.64 | 4.56 | 10.0 | 982 | 532 | 58.00 | |
| 94 | | M80-S1 | 150 | 203 | 72.2 | 3.22 | 2.96 | 601 | 250 | 3.64 | 4.56 | 10.0 | 982 | 532 | 117.30 | |
| 95 | | M80-S3 | 150 | 203 | 72.2 | 3.22 | 2.96 | 601 | 250 | 3.64 | 4.56 | 10.0 | 982 | 532 | 115.40 | |
| 96 | | M80-S4 | 150 | 203 | 72.2 | 3.22 | 3.94 | 800 | 250 | 3.64 | 4.56 | 10.0 | 982 | 532 | 72.10 | |
| 97 | | M60-S0 | 150 | 207 | 50.8 | 2.02 | 3.86 | 799 | 250 | 2.88 | 3.92 | 10.0 | 628 | 554 | 45.50 | |
| 98 | | M60-S1 | 150 | 207 | 50.8 | 2.02 | 2.90 | 600 | 250 | 2.88 | 3.92 | 10.0 | 628 | 554 | 92.30 | |
| 99 | | M60-S3 | 150 | 207 | 50.8 | 2.02 | 2.90 | 600 | 250 | 2.88 | 3.92 | 10.0 | 628 | 554 | 90.40 | |
| 100 | | M60-S4 | 150 | 207 | 50.8 | 2.02 | 3.86 | 799 | 250 | 2.88 | 3.92 | 10.0 | 628 | 554 | 51.90 | |
| 101 | | M40-S0 | 150 | 205 | 34.4 | 3.19 | 3.90 | 800 | 250 | 2.22 | 2.94 | 10.0 | 982 | 320 | 55.00 | |
| 102 | | M40-S1 | 150 | 205 | 34.4 | 3.19 | 2.93 | 601 | 250 | 2.22 | 2.94 | 10.0 | 982 | 320 | 84.60 | |
| 103 | | M40-S3 | 150 | 205 | 34.4 | 3.19 | 2.93 | 601 | 250 | 2.22 | 2.94 | 10.0 | 982 | 320 | 80.70 | |
| 104 | | M25-S0 | 150 | 207 | 26.6 | 2.02 | 3.86 | 799 | 250 | 1.87 | 2.41 | 10.0 | 628 | 350 | 47.50 | |
| 105 | | M25-S3 | 150 | 207 | 26.6 | 2.02 | 2.90 | 600 | 250 | 1.87 | 2.41 | 10.0 | 628 | 350 | 56.50 | |
| 106 | | Kani (1967) | 3044 | 152 | 1097 | 29.5 | 2.73 | 3.98 | 4366 | 1219 | 2.00 | 2.62 | 19.0 | 4555 | 376 | 159.02 |
| 107 | | | 3045 | 155 | 1092 | 28.3 | 2.70 | 5.00 | 5460 | 1219 | 1.95 | 2.53 | 19.0 | 4568 | 381 | 152.34 |
| 108 | 3046 | | 155 | 1097 | 26.7 | 2.70 | 7.00 | 7679 | 1219 | 1.88 | 2.42 | 19.0 | 4594 | 360 | 154.12 | |
| 109 | 3047 | | 155 | 1095 | 26.7 | 2.68 | 8.00 | 8760 | 1219 | 1.88 | 2.42 | 19.0 | 4555 | 376 | 147.01 | |
| 110 | 63 | | 154 | 543 | 26.2 | 2.78 | 4.00 | 2172 | 610 | 1.85 | 2.39 | 19.0 | 2323 | 352 | 93.19 | |
| 111 | 64 | | 156 | 541 | 25.7 | 2.75 | 8.03 | 4344 | 610 | 1.83 | 2.35 | 19.0 | 2323 | 352 | 78.95 | |
| 112 | 66 | | 156 | 541 | 26.4 | 2.75 | 6.01 | 3251 | 610 | 1.86 | 2.40 | 19.0 | 2323 | 352 | 90.74 | |
| 113 | 79 | | 153 | 556 | 26.1 | 2.72 | 6.84 | 3803 | 610 | 1.85 | 2.38 | 19.0 | 2316 | 381 | 83.62 | |
| 114 | 1 | | 152 | 524 | 27.3 | 2.84 | 3.11 | 1630 | 610 | 1.90 | 2.46 | 19.0 | 2265 | 367 | 107.86 | |
| 115 | 71 | | 155 | 544 | 27.4 | 2.66 | 2.99 | 1627 | 610 | 1.91 | 2.47 | 19.0 | 2245 | 373 | 102.08 | |
| 116 | 52 | | 152 | 138 | 24.8 | 2.71 | 3.93 | 542 | 152 | 1.79 | 2.29 | 19.0 | 568 | 392 | 28.89 | |
| 117 | 48 | | 151 | 133 | 24.8 | 2.83 | 5.09 | 677 | 152 | 1.79 | 2.28 | 19.0 | 568 | 392 | 27.11 | |
| 118 | 81 | | 153 | 274 | 27.5 | 2.77 | 5.93 | 1625 | 305 | 1.91 | 2.48 | 19.0 | 1161 | 343 | 51.15 | |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| | Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_u/2$ (kN) |
|-----|---|----------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| 119 | | 84 | 151 | 271 | 27.4 | 2.84 | 4.00 | 1084 | 305 | 1.91 | 2.47 | 19.0 | 1161 | 342 | 55.39 |
| 120 | | 96 | 153 | 275 | 25.3 | 2.76 | 3.94 | 1084 | 305 | 1.81 | 2.32 | 19.0 | 1161 | 335 | 56.27 |
| 121 | | 83 | 156 | 271 | 27.4 | 2.75 | 3.00 | 813 | 305 | 1.91 | 2.47 | 19.0 | 1161 | 343 | 64.94 |
| 122 | | 97 | 152 | 276 | 27.2 | 2.69 | 2.95 | 814 | 305 | 1.90 | 2.46 | 19.0 | 1129 | 366 | 62.49 |
| 123 | | 3043 | 154 | 1092 | 27.0 | 2.71 | 3.00 | 3276 | 1219 | 1.89 | 2.44 | 19.0 | 4555 | 376 | 165.02 |
| 124 | | 56 | 153 | 137 | 27.2 | 2.68 | 3.46 | 474 | 152 | 1.90 | 2.46 | 19.0 | 561 | 403 | 28.00 |
| 125 | | 58 | 152 | 138 | 27.2 | 2.67 | 3.44 | 475 | 152 | 1.90 | 2.46 | 19.0 | 561 | 417 | 28.91 |
| 126 | | 60 | 155 | 139 | 26.8 | 2.64 | 2.93 | 407 | 152 | 1.88 | 2.43 | 19.0 | 568 | 392 | 39.30 |
| 127 | | 91 | 154 | 269 | 27.4 | 2.71 | 6.06 | 1630 | 305 | 1.91 | 2.47 | 19.0 | 1123 | 364 | 50.95 |
| 128 | | 92 | 152 | 270 | 27.4 | 2.74 | 7.03 | 1898 | 305 | 1.91 | 2.47 | 19.0 | 1123 | 369 | 45.84 |
| 129 | | 41 | 152 | 141 | 27.2 | 2.62 | 2.41 | 340 | 152 | 1.90 | 2.46 | 19.0 | 561 | 381 | 51.44 |
| 130 | | 59 | 154 | 140 | 26.6 | 2.63 | 2.67 | 374 | 152 | 1.87 | 2.42 | 19.0 | 568 | 392 | 50.15 |
| 131 | | 65 | 150 | 552 | 27.0 | 2.81 | 2.46 | 1358 | 610 | 1.89 | 2.44 | 19.0 | 2329 | 374 | 112.31 |
| 132 | | 95 | 153 | 275 | 25.3 | 2.76 | 2.47 | 679 | 305 | 1.81 | 2.32 | 19.0 | 1161 | 338 | 72.73 |
| 133 | | 98 | 153 | 275 | 26.2 | 2.68 | 2.47 | 679 | 305 | 1.85 | 2.39 | 19.0 | 1129 | 366 | 76.28 |
| 134 | | 99 | 152 | 272 | 26.2 | 2.73 | 2.50 | 680 | 305 | 1.85 | 2.39 | 19.0 | 1129 | 366 | 77.17 |
| 135 | | 3042 | 154 | 1095 | 26.4 | 2.70 | 2.50 | 2738 | 1219 | 1.86 | 2.40 | 19.0 | 4555 | 375 | 236.86 |
| 136 | Kulkami, Shah (1998) | B4JL20-S | 102 | 152 | 40.6 | 1.38 | 5.00 | 760 | 178 | 2.48 | 3.33 | 9.5 | 214 | 518 | 19.52 |
| 137 | | B3NO15-S | 102 | 152 | 41.6 | 1.38 | 4.00 | 608 | 178 | 2.52 | 3.39 | 9.5 | 214 | 518 | 22.66 |
| 138 | | B3NO30-S | 102 | 152 | 43.6 | 1.38 | 3.50 | 532 | 178 | 2.60 | 3.51 | 9.5 | 214 | 518 | 24.24 |
| 139 | Reineck, Koch, Schlaich (1978) | N8 | 500 | 226 | 25.8 | 0.78 | 3.50 | 791 | 250 | 1.83 | 2.36 | 16.0 | 887 | 501 | 101.50 |
| 140 | | N6 | 500 | 226 | 25.8 | 0.78 | 2.50 | 565 | 250 | 1.83 | 2.36 | 16.0 | 887 | 501 | 117.50 |
| 141 | | N7 | 500 | 225 | 24.6 | 1.39 | 2.50 | 563 | 250 | 1.78 | 2.27 | 16.0 | 1569 | 441 | 139.50 |
| 142 | Renmel (1991) | SL-1 | 150 | 165 | 85.1 | 1.87 | 4.00 | 660 | 200 | 4.06 | 4.83 | 16.0 | 462 | 523 | 46.28 |
| 143 | | SL-2 | 150 | 165 | 85.1 | 1.87 | 3.06 | 505 | 200 | 4.06 | 4.83 | 16.0 | 462 | 523 | 48.02 |
| 144 | | SL-4 | 150 | 160 | 84.5 | 4.09 | 4.00 | 640 | 200 | 4.04 | 4.81 | 16.0 | 982 | 474 | 57.60 |

Tabela 10.1 - Banco de dados 1. Continuação

| | Autor | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (Mpa) | ρ (%) | a/d | a (mm) | h (mm) | f_{ct} (MPa) | f_{ct} (MPa) | d_g (mm) | A_s (mm ²) | f_{ys} (Mpa) | $V_u/2$ (kN) |
|-----|---|----------|---------------|-------------|----------------|---------------|-------|-------------|----------|-------------------|-------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|-----------------|
| 145 | | SL-5 | 150 | 160 | 84.5 | 4.09 | 3.06 | 490 | 200 | 4.04 | 4.81 | 16.0 | 982 | 474 | 60.24 |
| 146 | Scholz (1994) | A-2 | 200 | 372 | 80.6 | 0.81 | 3.00 | 1116 | 400 | 3.92 | 4.74 | 16.0 | 603 | 500 | 83.00 |
| 147 | | D-2 | 200 | 362 | 96.8 | 1.94 | 3.00 | 1086 | 400 | 4.43 | 5.05 | 16.0 | 1407 | 500 | 121.00 |
| 148 | | D-3 | 200 | 362 | 96.8 | 1.94 | 4.00 | 1448 | 400 | 4.43 | 5.05 | 16.0 | 1407 | 500 | 121.00 |
| 149 | Thorenfeldt, Drangshold (1990) | B11 | 150 | 221 | 54.0 | 1.82 | 3.00 | 663 | 250 | 3.00 | 4.10 | 16.0 | 603 | 500 | 58.12 |
| 150 | | B13 | 150 | 207 | 54.0 | 3.24 | 4.00 | 828 | 250 | 3.00 | 4.10 | 16.0 | 1005 | 500 | 70.46 |
| 151 | | B14 | 150 | 207 | 54.0 | 3.24 | 3.00 | 621 | 250 | 3.00 | 4.10 | 16.0 | 1005 | 500 | 82.63 |
| 152 | | B21 | 150 | 221 | 77.8 | 1.82 | 3.00 | 663 | 250 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 603 | 500 | 67.93 |
| 153 | | B23 | 150 | 207 | 77.8 | 3.24 | 4.00 | 828 | 250 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 1005 | 500 | 77.82 |
| 154 | | B24 | 150 | 207 | 77.8 | 3.24 | 3.00 | 621 | 250 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 1005 | 500 | 82.63 |
| 155 | | B33 | 150 | 207 | 58.0 | 3.24 | 4.00 | 828 | 250 | 3.15 | 4.22 | 16.0 | 1005 | 500 | 68.01 |
| 156 | | B34 | 150 | 207 | 58.0 | 3.24 | 3.00 | 621 | 250 | 3.15 | 4.22 | 16.0 | 1005 | 500 | 82.63 |
| 157 | | B43 | 150 | 207 | 86.4 | 3.24 | 4.00 | 828 | 250 | 4.10 | 4.85 | 16.0 | 1005 | 500 | 86.16 |
| 158 | | B44 | 150 | 207 | 86.4 | 3.24 | 3.00 | 621 | 250 | 4.10 | 4.85 | 16.0 | 1005 | 500 | 107.15 |
| 159 | | B51 | 150 | 221 | 97.7 | 1.82 | 3.00 | 663 | 250 | 4.45 | 5.06 | 16.0 | 603 | 500 | 56.16 |
| 160 | | B53 | 150 | 207 | 97.7 | 3.24 | 4.00 | 828 | 250 | 4.45 | 5.06 | 16.0 | 1005 | 500 | 76.84 |
| 161 | | B54 | 150 | 207 | 97.7 | 3.24 | 3.00 | 621 | 250 | 4.45 | 5.06 | 16.0 | 1005 | 500 | 77.72 |
| 162 | | B61 | 300 | 442 | 77.8 | 1.82 | 3.00 | 1326 | 500 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 2413 | 500 | 180.29 |
| 163 | | B63 | 300 | 414 | 77.8 | 3.24 | 4.00 | 1656 | 500 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 4021 | 500 | 229.43 |
| 164 | B64 | 300 | 414 | 77.8 | 3.24 | 3.00 | 1242 | 500 | 3.83 | 4.68 | 16.0 | 4021 | 500 | 280.68 | |
| 165 | Yoshida, Bentz, Collins (2000) | YB2000/0 | 300 | 1890 | 33.6 | 0.74 | 2.86 | 5405 | 2000 | 2.19 | 2.89 | 10.0 | 4200 | 455 | 255.00 |

Tabela 10.2: Banco de Dados 2

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|---------------------------------|-------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 1 | Richart (1948) | 501a | 1829 | 254 | 25.4 | 0.0138 | 305 | 2.7 | 685.8 | 25 | 41 | 6411 | 1.38 | 425 | 600.1 |
| 2 | | 501b | 1829 | 254 | 25.7 | 0.0138 | 305 | 2.7 | 685.8 | 25 | 41 | 6411 | 1.38 | 425 | 578.5 |
| 3 | | 502a | 1829 | 406 | 24.3 | 0.0054 | 457 | 1.69 | 686.14 | 25 | 41 | 4010 | 0.54 | 420 | 706.8 |
| 4 | | 502b | 1829 | 406 | 22.7 | 0.0054 | 457 | 1.69 | 686.14 | 25 | 41 | 4010 | 0.54 | 420 | 737.5 |
| 5 | | 503a | 1829 | 406 | 24.4 | 0.0054 | 457 | 1.69 | 686.14 | 25 | 41 | 4010 | 0.54 | 420 | 747.8 |
| 6 | | 503b | 1829 | 406 | 24 | 0.0054 | 457 | 1.69 | 686.14 | 25 | 41 | 4010 | 0.54 | 420 | 701.7 |
| 7 | | 504a | 1524 | 254 | 24.9 | 0.0177 | 305 | 3 | 762 | 25 | 41 | 6852 | 1.77 | 510 | 518.1 |
| 8 | | 504b | 1524 | 254 | 25.8 | 0.0177 | 305 | 3 | 762 | 25 | 41 | 6852 | 1.77 | 510 | 557.8 |
| 9 | | 505a | 1524 | 406 | 25.4 | 0.0068 | 457 | 1.88 | 763.28 | 25 | 41 | 4207 | 0.68 | 425 | 751.9 |
| 10 | | 505b | 1524 | 406 | 25.7 | 0.0068 | 457 | 1.88 | 763.28 | 25 | 41 | 4207 | 0.68 | 425 | 720.1 |
| 11 | | 506a | 1524 | 406 | 23.1 | 0.0068 | 457 | 1.88 | 763.28 | 25 | 41 | 4207 | 0.68 | 425 | 685.9 |
| 12 | | 506b | 1524 | 406 | 26.3 | 0.0068 | 457 | 1.88 | 763.28 | 25 | 41 | 4207 | 0.68 | 425 | 685.9 |
| 13 | Laupa & Seiss (1953) | T2-Ma | 152 | 269 | 29.8 | 0.0139 | 305 | 3.4 | 914.6 | 25 | 41 | 568 | 1.39 | 331 | 42.3 |
| 14 | | T2-Mb | 152 | 269 | 27.7 | 0.0139 | 305 | 3.5 | 941.5 | 25 | 41 | 568 | 1.39 | 331 | 44.5 |
| 15 | | A-B1 | 178 | 267 | 21.2 | 0.0162 | 305 | 3 | 801 | 25 | 41 | 770 | 1.62 | 483 | 56.9 |
| 16 | | A-B2 | 178 | 268 | 21.6 | 0.0163 | 305 | 2.99 | 801.32 | 25 | 41 | 778 | 1.63 | 483 | 60.7 |
| 17 | | A-B3 | 178 | 270 | 19.2 | 0.016 | 305 | 2.96 | 799.2 | 25 | 41 | 769 | 1.6 | 483 | 56.3 |
| 18 | | A-B4 | 178 | 272 | 16.8 | 0.0166 | 305 | 2.95 | 802.4 | 25 | 41 | 804 | 1.66 | 483 | 56.3 |
| 19 | | A-C2 | 178 | 272 | 6.1 | 0.0083 | 305 | 2.94 | 799.68 | 25 | 41 | 402 | 0.83 | 483 | 25.1 |
| 20 | | A-C3 | 178 | 273 | 6.9 | 0.008 | 305 | 2.93 | 799.89 | 25 | 41 | 389 | 0.8 | 483 | 26 |
| 21 | | A-C4 | 178 | 274 | 6.8 | 0.0082 | 305 | 2.92 | 800.08 | 25 | 41 | 400 | 0.82 | 483 | 25.8 |
| 22 | | B-B1 | 152 | 268 | 36.7 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 58.5 |
| 23 | | B-B3 | 152 | 268 | 25.8 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 53 |
| 24 | | B-B4 | 152 | 268 | 15.4 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 41.2 |
| 25 | | B-B5 | 152 | 268 | 30.7 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 52.7 |
| 26 | | B-B7 | 152 | 268 | 30.9 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 51.9 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) | |
|------------------|---------|---------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|------|
| 27 | | B-B9 | 152 | 268 | 41.2 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 54.1 | |
| 28 | | B-B10 | 152 | 268 | 24 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 49.6 | |
| 29 | | B-B11 | 152 | 268 | 38.1 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 60.8 | |
| 30 | | B-B12 | 152 | 268 | 20.2 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 47.9 | |
| 31 | | B-B13 | 152 | 268 | 37.8 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 56.3 | |
| 32 | | B-B14 | 152 | 268 | 22.6 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 43.9 | |
| 33 | | B-B15 | 152 | 268 | 37.4 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 51.9 | |
| 34 | | B-B16 | 152 | 268 | 16.3 | 0.0189 | 305 | 3.41 | 913.88 | 25 | 41 | 770 | 1.89 | 483 | 38.5 | |
| 35 | | A-2 | 152 | 254 | 31.5 | 0.0098 | 305 | 3 | 762 | 25 | 41 | 378 | 0.98 | 469 | 41.8 | |
| 36 | | A-3 | 152 | 254 | 19.4 | 0.0098 | 305 | 4 | 1016 | 25 | 41 | 378 | 0.98 | 452 | 34.2 | |
| 37 | | A-4 | 152 | 254 | 26.8 | 0.0098 | 305 | 5 | 1270 | 25 | 41 | 378 | 0.98 | 459 | 35.1 | |
| 38 | | A-5 | 152 | 254 | 30.7 | 0.0098 | 305 | 6 | 1524 | 25 | 41 | 378 | 0.98 | 462 | 32.7 | |
| 39 | | Bower, Viest (1960) | IA-1a | 152 | 306 | 22.8 | 0.0159 | 356 | 2.49 | 761.94 | 6 | 22 | 740 | 1.59 | 324 | 59.2 |
| 40 | | | IA-1b | 152 | 314 | 30 | 0.0159 | 356 | 2.42 | 759.88 | 6 | 22 | 759 | 1.59 | 323 | 76.9 |
| 41 | | | IA-2a | 152 | 311 | 24.8 | 0.0159 | 356 | 2.45 | 761.95 | 25 | 41 | 752 | 1.59 | 308 | 73.1 |
| 42 | | | IA-3a | 152 | 311 | 27.7 | 0.0159 | 356 | 2.45 | 761.95 | 25 | 41 | 752 | 1.59 | 326 | 52 |
| 43 | IA-3b | | 152 | 305 | 24.5 | 0.0159 | 356 | 2.5 | 762.5 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 323 | 60.5 | |
| 44 | IA-4a | | 152 | 305 | 22.8 | 0.0159 | 356 | 2.5 | 762.5 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 321 | 51 | |
| 45 | IA-4b | | 152 | 311 | 21.9 | 0.0159 | 356 | 2.45 | 761.95 | 25 | 41 | 752 | 1.59 | 319 | 46 | |
| 46 | IA-5b | | 152 | 308 | 21.5 | 0.0159 | 356 | 2.48 | 763.84 | 25 | 41 | 744 | 1.59 | 323 | 49.4 | |
| 47 | IA-6b | | 152 | 305 | 24.3 | 0.0159 | 356 | 2.5 | 762.5 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 323 | 66 | |
| 48 | IA-7b | | 152 | 305 | 22.6 | 0.0159 | 356 | 2.5 | 762.5 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 317 | 57 | |
| 49 | IA-8a | | 152 | 311 | 24.1 | 0.0159 | 356 | 2.45 | 761.95 | 25 | 41 | 752 | 1.59 | 307 | 49.4 | |
| 50 | IA-8b | | 152 | 305 | 21.5 | 0.0159 | 356 | 2.5 | 762.5 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 319 | 57.1 | |
| 51 | IB-1 | | 152 | 305 | 22.2 | 0.0159 | 356 | 2 | 610 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 326 | 56.7 | |
| 52 | IB-2 | | 152 | 305 | 21.2 | 0.0159 | 356 | 2 | 610 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 330 | 65.2 | |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|----------------------|---------|------------|----------|-------------|----------|----------|--------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 53 | | IB-3 | 152 | 305 | 22.8 | 0.0159 | 356 | 2 | 610 | 25 | 41 | 737 | 1.59 | 319 | 60.2 |
| 54 | | IIa-1a | 152 | 308 | 22.8 | 0.0159 | 356 | 1.49 | 458.92 | 25 | 41 | 744 | 1.59 | 319 | 61.7 |
| 55 | | IIa-2 | 152 | 312 | 21.6 | 0.0159 | 356 | 1.95 | 608.4 | 25 | 41 | 754 | 1.59 | 319 | 67.3 |
| 56 | | IIA-3 | 152 | 312 | 21.7 | 0.0159 | 356 | 2.44 | 761.28 | 25 | 41 | 754 | 1.59 | 320 | 51.5 |
| 57 | | IIA-9 | 152 | 292 | 21.2 | 0.0159 | 356 | 4.17 | 1217.64 | 25 | 41 | 706 | 1.59 | 328 | 42.3 |
| 58 | Hanson (1961) | 8A4 | 152 | 267 | 20.9 | 0.0125 | 305 | 4.95 | 1321.65 | 19 | 35 | 507 | 1.25 | 611 | 33.8 |
| 59 | | 8B3 | 152 | 267 | 30.1 | 0.0125 | 305 | 2.48 | 661.63 | 19 | 35 | 507 | 1.25 | 334 | 46 |
| 60 | | D3/1 | 150 | 210 | 33.8 | 0.0162 | 240 | 3 | 630 | 15 | 31 | 510 | 1.62 | 413 | 46.4 |
| 61 | | D3/2l | 150 | 210 | 33.8 | 0.0162 | 240 | 3 | 630 | 15 | 31 | 510 | 1.62 | 413 | 42.9 |
| 62 | | D3/2r | 150 | 210 | 33.8 | 0.0162 | 240 | 3 | 630 | 15 | 31 | 510 | 1.62 | 413 | 42.9 |
| 63 | | D4/1 | 200 | 280 | 34.6 | 0.0168 | 320 | 3 | 840 | 15 | 31 | 941 | 1.68 | 439 | 74.1 |
| 64 | | D4/2l | 200 | 280 | 34.6 | 0.0168 | 320 | 3 | 840 | 15 | 31 | 941 | 1.68 | 439 | 71.3 |
| 65 | | D4/2r | 200 | 280 | 34.6 | 0.0168 | 320 | 3 | 840 | 15 | 31 | 941 | 1.68 | 439 | 71.3 |
| 66 | | C2 | 150 | 300 | 38.3 | 0.0128 | 330 | 3 | 900 | 30 | 46 | 576 | 1.28 | 425 | 64.7 |
| 67 | | C3 | 200 | 450 | 38.3 | 0.0128 | 500 | 3 | 1350 | 30 | 46 | 1152 | 1.28 | 425 | 101.5 |
| 68 | | C4 | 225 | 600 | 38.3 | 0.0128 | 670 | 3 | 1800 | 30 | 46 | 1728 | 1.28 | 425 | 152.1 |
| 69 | | EA1 | 190 | 270 | 22.2 | 0.0182 | 320 | 2.78 | 750.6 | 30 | 46 | 934 | 1.82 | 439 | 58.4 |
| 70 | | EA2 | 190 | 270 | 22.2 | 0.0178 | 320 | 2.78 | 750.6 | 30 | 46 | 913 | 1.78 | 490 | 74.6 |
| 71 | | A50-25A | 501 | 253 | 34.5 | 0.0181 | 305 | 2.67 | 675.51 | 12 | 28 | 2294 | 1.81 | 399 | 188.7 |
| 72 | | A50-25B | 502 | 252 | 34.1 | 0.0185 | 305 | 2.67 | 672.84 | 12 | 28 | 2340 | 1.85 | 394 | 171.2 |
| 73 | | #REF! | 152 | 271 | 27.1 | 0.0187 | 305 | 2 | 542 | 19 | 35 | 770 | 1.87 | 396 | 78.1 |
| 74 | | #REF! | 152 | 271 | 29.8 | 0.0187 | 305 | 2.5 | 677.5 | 19 | 35 | 770 | 1.87 | 396 | 51.4 |
| 75 | | #REF! | 152 | 271 | 29.2 | 0.0187 | 305 | 2.5 | 677.5 | 19 | 35 | 770 | 1.87 | 396 | 54.3 |
| 76 | | #REF! | 153 | 263 | 26.1 | 0.0182 | 305 | 3.49 | 917.87 | 19 | 35 | 732 | 1.82 | 491 | 51.6 |
| 77 | | 102 | 153 | 269 | 25.3 | 0.0076 | 305 | 2.02 | 543.38 | 19 | 35 | 313 | 0.76 | 423 | 48.8 |
| 78 | 103 | 155 | 274 | 29.4 | 0.0074 | 305 | 2.97 | 813.78 | 19 | 35 | 314 | 0.74 | 423 | 38.8 | |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|---------|-------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 79 | | 104 | 154 | 269 | 25.3 | 0.0076 | 305 | 3.98 | 1070.62 | 19 | 35 | 315 | 0.76 | 423 | 33.6 |
| 80 | | 105 | 152 | 272 | 26.2 | 0.0077 | 305 | 2.5 | 680 | 19 | 35 | 318 | 0.77 | 383 | 41.5 |
| 81 | | 106 | 154 | 268 | 28.8 | 0.0076 | 305 | 2.53 | 678.04 | 19 | 35 | 314 | 0.76 | 422 | 44.6 |
| 82 | | #REF! | 153 | 271 | 25 | 0.0076 | 305 | 1.5 | 406.5 | 19 | 35 | 315 | 0.76 | 457 | 71.9 |
| 83 | | #REF! | 159 | 269 | 27.4 | 0.0073 | 305 | 5.05 | 1358.45 | 19 | 35 | 312 | 0.73 | 407 | 27.9 |
| 84 | | #REF! | 154 | 272 | 27 | 0.0076 | 305 | 2.49 | 677.28 | 19 | 35 | 318 | 0.76 | 368 | 43.3 |
| 85 | | #REF! | 153 | 273 | 27 | 0.0076 | 305 | 2.48 | 677.04 | 19 | 35 | 317 | 0.76 | 368 | 39.4 |
| 86 | | #REF! | 152 | 272 | 26.2 | 0.0077 | 305 | 2.5 | 680 | 19 | 35 | 318 | 0.77 | 383 | 45.3 |
| 87 | | #REF! | 152 | 271 | 26.4 | 0.0078 | 305 | 3.01 | 815.71 | 19 | 35 | 321 | 0.78 | 384 | 39.3 |
| 88 | | #REF! | 152 | 275 | 26.4 | 0.0077 | 305 | 3.96 | 1089 | 19 | 35 | 322 | 0.77 | 384 | 32.6 |
| 89 | | 121 | 152 | 272 | 20.3 | 0.0185 | 305 | 2.99 | 813.28 | 19 | 35 | 765 | 1.85 | 330 | 49 |
| 90 | | #REF! | 155 | 271 | 15.4 | 0.0179 | 305 | 4 | 1084 | 19 | 35 | 752 | 1.79 | 346 | 37.8 |
| 91 | | 126 | 155 | 272 | 16.3 | 0.0178 | 305 | 2.99 | 813.28 | 19 | 35 | 750 | 1.78 | 346 | 42.7 |
| 92 | | #REF! | 153 | 276 | 18 | 0.0179 | 305 | 5.32 | 1468.32 | 19 | 35 | 756 | 1.79 | 346 | 40.1 |
| 93 | | #REF! | 151 | 274 | 18.1 | 0.0185 | 305 | 2.48 | 679.52 | 19 | 35 | 765 | 1.85 | 401 | 49.6 |
| 94 | | #REF! | 154 | 271 | 18.6 | 0.0181 | 305 | 2.51 | 680.21 | 19 | 35 | 755 | 1.81 | 417 | 49.8 |
| 95 | | #REF! | 154 | 273 | 17.4 | 0.0181 | 305 | 1.99 | 543.27 | 19 | 35 | 761 | 1.81 | 419 | 59.9 |
| 96 | | 141 | 151 | 270 | 19.3 | 0.0081 | 305 | 2.01 | 542.7 | 19 | 35 | 330 | 0.81 | 382 | 48.7 |
| 97 | | #REF! | 154 | 274 | 17.7 | 0.0074 | 305 | 3.96 | 1085.04 | 19 | 35 | 312 | 0.74 | 428 | 30.2 |
| 98 | | #REF! | 154 | 270 | 17.7 | 0.0076 | 305 | 5.03 | 1358.1 | 19 | 35 | 316 | 0.76 | 429 | 27.3 |
| 99 | | #REF! | 152 | 287 | 16.8 | 0.007 | 305 | 2.36 | 677.32 | 19 | 35 | 305 | 0.7 | 417 | 42.3 |
| 100 | | #REF! | 153 | 272 | 18 | 0.0078 | 305 | 2.5 | 680 | 19 | 35 | 325 | 0.78 | 380 | 43.7 |
| 101 | | #REF! | 154 | 273 | 19.3 | 0.0078 | 305 | 2.49 | 679.77 | 19 | 35 | 328 | 0.78 | 382 | 35.6 |
| 102 | | #REF! | 149 | 270 | 19.7 | 0.0079 | 305 | 3.02 | 815.4 | 19 | 35 | 318 | 0.79 | 384 | 32.5 |
| 103 | | #REF! | 152 | 273 | 19.7 | 0.0076 | 305 | 2.99 | 816.27 | 19 | 35 | 315 | 0.76 | 384 | 32.8 |
| 104 | | 162 | 153 | 272 | 34.3 | 0.0077 | 305 | 1.99 | 541.28 | 19 | 35 | 320 | 0.77 | 377 | 59 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|---------|-------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 105 | | 163 | 156 | 273 | 35.4 | 0.0076 | 305 | 2.49 | 679.77 | 19 | 35 | 324 | 0.76 | 378 | 40.5 |
| 106 | | 164 | 156 | 271 | 33.8 | 0.0073 | 305 | 4 | 1084 | 19 | 35 | 309 | 0.73 | 412 | 35.8 |
| 107 | | 165 | 151 | 278 | 33.9 | 0.0073 | 305 | 4.89 | 1359.42 | 19 | 35 | 306 | 0.73 | 412 | 29.7 |
| 108 | | 166 | 152 | 271 | 35.4 | 0.0078 | 305 | 3.01 | 815.71 | 19 | 35 | 321 | 0.78 | 377 | 40.3 |
| 109 | | #REF! | 154 | 280 | 34.6 | 0.0072 | 305 | 4.35 | 1218 | 19 | 35 | 310 | 0.72 | 412 | 32.6 |
| 110 | | #REF! | 154 | 285 | 33.9 | 0.0074 | 305 | 4.28 | 1219.8 | 19 | 35 | 325 | 0.74 | 396 | 31.9 |
| 111 | | #REF! | 153 | 264 | 32.3 | 0.0053 | 305 | 2.57 | 678.48 | 19 | 35 | 214 | 0.53 | 400 | 33.6 |
| 112 | | #REF! | 153 | 269 | 34.5 | 0.0052 | 305 | 3.53 | 949.57 | 19 | 35 | 214 | 0.52 | 400 | 24.9 |
| 113 | | #REF! | 154 | 272 | 33.9 | 0.0179 | 305 | 2 | 544 | 19 | 35 | 750 | 1.79 | 390 | 65.2 |
| 114 | | #REF! | 155 | 268 | 33.9 | 0.018 | 305 | 5.05 | 1353.4 | 19 | 35 | 748 | 1.8 | 386 | 48.8 |
| 115 | | 186 | 155 | 272 | 35.1 | 0.0178 | 305 | 3.99 | 1085.28 | 19 | 35 | 750 | 1.78 | 394 | 55.4 |
| 116 | | 191 | 154 | 275 | 34 | 0.018 | 305 | 2.96 | 814 | 19 | 35 | 762 | 1.8 | 497 | 53.1 |
| 117 | | 192 | 154 | 272 | 35.8 | 0.0183 | 305 | 5.39 | 1466.08 | 19 | 35 | 767 | 1.83 | 347 | 47.7 |
| 118 | | 193 | 153 | 278 | 34.6 | 0.018 | 305 | 2.44 | 678.32 | 19 | 35 | 766 | 1.8 | 352 | 56.7 |
| 119 | | 194 | 154 | 278 | 34.6 | 0.018 | 305 | 2.93 | 814.54 | 19 | 35 | 771 | 1.8 | 352 | 51.2 |
| 120 | | 195 | 153 | 275 | 34.6 | 0.0182 | 305 | 3.94 | 1083.5 | 19 | 35 | 766 | 1.82 | 352 | 47.3 |
| 121 | | 196 | 154 | 269 | 36.2 | 0.0185 | 305 | 5.05 | 1358.45 | 19 | 35 | 766 | 1.85 | 380 | 51.2 |
| 122 | | 197 | 150 | 274 | 36 | 0.0184 | 305 | 2.48 | 679.52 | 19 | 35 | 756 | 1.84 | 376 | 60.1 |
| 123 | | 199 | 152 | 273 | 36 | 0.0183 | 305 | 1.99 | 543.27 | 19 | 35 | 759 | 1.83 | 410 | 76.8 |
| 124 | | 246 | 153 | 274 | 27.6 | 0.0051 | 305 | 3.47 | 950.78 | 19 | 35 | 214 | 0.51 | 400 | 25.4 |
| 125 | | 248 | 153 | 282 | 27.6 | 0.0049 | 305 | 2.41 | 679.62 | 19 | 35 | 211 | 0.49 | 400 | 37.2 |
| 126 | | 251 | 154 | 276 | 26.2 | 0.0048 | 305 | 1.97 | 543.72 | 19 | 35 | 204 | 0.48 | 391 | 41.9 |
| 127 | | 266 | 153 | 272 | 18.1 | 0.005 | 305 | 2.48 | 674.56 | 19 | 35 | 208 | 0.5 | 396 | 32.5 |
| 128 | | 267 | 153 | 269 | 20.7 | 0.0052 | 305 | 3.53 | 949.57 | 19 | 35 | 214 | 0.52 | 400 | 24.5 |
| 129 | | 268 | 153 | 275 | 20.1 | 0.0049 | 305 | 2.96 | 814 | 19 | 35 | 206 | 0.49 | 396 | 27.2 |
| 130 | | 270 | 152 | 273 | 20.1 | 0.005 | 305 | 1.99 | 543.27 | 19 | 35 | 207 | 0.5 | 396 | 41.4 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|-------------------------------|-------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 131 | | 3061 | 154 | 1091 | 27.4 | 0.008 | 1202 | 3.1 | 3382.1 | 19 | 35 | 1344 | 0.8 | 345 | 97.5 |
| 132 | | 162' | 154 | 267 | 34.3 | 0.0076 | 305 | 2.03 | 542.01 | 19 | 35 | 312 | 0.76 | 379 | 62.1 |
| 133 | | 163' | 152 | 272 | 35.4 | 0.0078 | 305 | 2.5 | 680 | 19 | 35 | 322 | 0.78 | 378 | 38 |
| 134 | | 166' | 154 | 274 | 35.4 | 0.0076 | 305 | 2.97 | 813.78 | 19 | 35 | 321 | 0.76 | 379 | 38.3 |
| 135 | Rajagopalan & Ferguson (1968) | S-2 | 154 | 265 | 33.1 | 0.0098 | 311 | 3.83 | 1014.95 | 13 | 29 | 400 | 0.98 | 655 | 37.4 |
| 136 | | S-3 | 152 | 267 | 29 | 0.0081 | 311 | 4.19 | 1118.73 | 13 | 29 | 329 | 0.81 | 524 | 31.1 |
| 137 | | S-4 | 152 | 268 | 33.1 | 0.0063 | 311 | 4.17 | 1117.56 | 13 | 29 | 257 | 0.63 | 524 | 28 |
| 138 | | S-5 | 152 | 262 | 27.9 | 0.0053 | 311 | 4.27 | 1118.74 | 13 | 29 | 211 | 0.53 | 1779 | 33.6 |
| 139 | | S-6 | 151 | 267 | 31 | 0.0035 | 311 | 4.18 | 1116.06 | 13 | 29 | 141 | 0.35 | 1779 | 27.4 |
| 140 | | S-9 | 152 | 262 | 25.1 | 0.0053 | 311 | 4.27 | 1118.74 | 13 | 29 | 211 | 0.53 | 1779 | 24.5 |
| 141 | | S-13 | 152 | 265 | 23.7 | 0.0173 | 311 | 4.22 | 1118.3 | 13 | 29 | 697 | 1.73 | 655 | 40 |
| 142 | | S-14 | 151 | 269 | 29.8 | 0.0063 | 349 | 4.16 | 1119.04 | 13 | 29 | 256 | 0.63 | 524 | 25 |
| 143 | | S-15 | 761 | 269 | 33 | 0.0063 | 311 | 4.16 | 1119.04 | 13 | 29 | 1290 | 0.63 | 524 | 150.8 |
| 144 | | Bhal (1968) | B1 | 240 | 297 | 23.2 | 0.0126 | 350 | 3.03 | 899.91 | 30 | 46 | 898 | 1.26 | 434 |
| 145 | B2 | | 240 | 600 | 29.6 | 0.0126 | 650 | 3 | 1800 | 30 | 46 | 1814 | 1.26 | 434 | 119.5 |
| 146 | B3 | | 240 | 900 | 27.5 | 0.0126 | 950 | 3 | 2700 | 30 | 46 | 2722 | 1.26 | 434 | 166.8 |
| 147 | B4 | | 240 | 1200 | 25.2 | 0.0126 | 1250 | 3 | 3600 | 30 | 46 | 3629 | 1.26 | 434 | 185.2 |
| 148 | B5 | | 240 | 600 | 26.6 | 0.0063 | 650 | 3 | 1800 | 30 | 46 | 907 | 0.63 | 434 | 106.2 |
| 149 | B6 | | 240 | 600 | 24.7 | 0.0063 | 650 | 3 | 1800 | 30 | 46 | 907 | 0.63 | 430 | 114.1 |
| 150 | B7 | | 240 | 900 | 27.2 | 0.0063 | 950 | 3 | 2700 | 30 | 46 | 1361 | 0.63 | 434 | 139.8 |
| 151 | B8 | | 240 | 900 | 27.7 | 0.0063 | 950 | 3 | 2700 | 30 | 46 | 1361 | 0.63 | 430 | 127.5 |
| 152 | Taylor (1968) | 1A | 203 | 370 | 28.9 | 0.0103 | 406 | 3.02 | 1117.4 | 10 | 26 | 774 | 1.03 | 350 | 61.8 |
| 153 | | 2A | 203 | 370 | 33.2 | 0.0155 | 406 | 3.02 | 1117.4 | 10 | 26 | 1164 | 1.55 | 350 | 91.6 |
| 154 | | 1B | 203 | 370 | 28.9 | 0.0103 | 406 | 3.02 | 1117.4 | 10 | 26 | 774 | 1.03 | 350 | 75.6 |
| 155 | | 2B | 203 | 370 | 33.2 | 0.0155 | 406 | 3.02 | 1117.4 | 10 | 26 | 1164 | 1.55 | 350 | 100.5 |
| 156 | | 3B | 203 | 370 | 31.6 | 0.0103 | 406 | 3.02 | 1117.4 | 10 | 26 | 774 | 1.03 | 350 | 76.1 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|--------------------------------|---------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 157 | | 5A | 203 | 370 | 29.9 | 0.0103 | 406 | 2.47 | 913.9 | 10 | 26 | 774 | 1.03 | 350 | 80.5 |
| 158 | | 5B | 203 | 370 | 29.9 | 0.0103 | 406 | 2.47 | 913.9 | 10 | 26 | 774 | 1.03 | 350 | 80.5 |
| 159 | Mattock (1969) | 1 | 152 | 254 | 17.1 | 0.0103 | 305 | 3 | 762 | 19 | 35 | 398 | 1.03 | 400 | 36.5 |
| 160 | | 3 | 152 | 254 | 46.9 | 0.0103 | 305 | 3 | 762 | 19 | 35 | 398 | 1.03 | 400 | 54.7 |
| 161 | | 15 | 152 | 254 | 25.9 | 0.0103 | 305 | 5.4 | 1371.6 | 19 | 35 | 398 | 1.03 | 400 | 31.1 |
| 162 | | 18 | 152 | 254 | 18.1 | 0.0207 | 305 | 5.4 | 1371.6 | 19 | 35 | 799 | 2.07 | 400 | 35.6 |
| 163 | | 3 | 152 | 197 | 26.8 | 0.017 | 229 | 2.5 | 492.5 | 19 | 35 | 509 | 1.7 | 483 | 54.7 |
| 164 | | R1 | 152 | 272 | 26.2 | 0.0098 | 305 | 3.36 | 913.92 | 19 | 35 | 405 | 0.98 | 621 | 44.9 |
| 165 | Placas and Regam (1971) | R2 | 152 | 272 | 26.2 | 0.0146 | 305 | 3.36 | 913.92 | 19 | 35 | 604 | 1.46 | 621 | 47.1 |
| 166 | | R3 | 152 | 272 | 24.8 | 0.0146 | 305 | 3.36 | 913.92 | 19 | 35 | 604 | 1.46 | 621 | 44.9 |
| 167 | | R7 | 152 | 272 | 28.1 | 0.0146 | 305 | 3.36 | 913.92 | 19 | 35 | 604 | 1.46 | 621 | 54.3 |
| 168 | | D2 | 152 | 272 | 30.3 | 0.0146 | 305 | 3.36 | 913.92 | 19 | 35 | 604 | 1.46 | 621 | 52.5 |
| 169 | | Smith (1970) | 8/0 | 150 | 200 | 28 | 0.0201 | 230 | 3.05 | 610 | 19 | 35 | 603 | 2.01 | 500 |
| 170 | 10/0 | | 150 | 200 | 34.5 | 0.0201 | 230 | 3.81 | 762 | 19 | 35 | 603 | 2.01 | 500 | 43.9 |
| 171 | 12/0 | | 150 | 200 | 36.2 | 0.0201 | 230 | 4.58 | 916 | 19 | 35 | 603 | 2.01 | 500 | 46.3 |
| 172 | Taylor (1972) | A1 | 400 | 930 | 28.7 | 0.0135 | 1000 | 3.01 | 2799.3 | 38 | 54 | 5022 | 1.35 | 420 | 358.4 |
| 173 | | A2 | 400 | 930 | 25.1 | 0.0135 | 1000 | 3.01 | 2799.3 | 19 | 35 | 5022 | 1.35 | 420 | 328.4 |
| 174 | | B1 | 200 | 465 | 24.2 | 0.0135 | 500 | 3.01 | 1399.65 | 38 | 54 | 1256 | 1.35 | 420 | 104.3 |
| 175 | | B2 | 200 | 465 | 22 | 0.0135 | 500 | 3.01 | 1399.65 | 19 | 35 | 1256 | 1.35 | 420 | 87.3 |
| 176 | | B3 | 200 | 465 | 28.4 | 0.0135 | 500 | 3.01 | 1399.65 | 9 | 25 | 1256 | 1.35 | 420 | 85.3 |
| 177 | | C1 | 100 | 233 | 22.7 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 19 | 35 | 315 | 1.35 | 420 | 22.5 |
| 178 | | C2 | 100 | 233 | 22.7 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 9 | 25 | 315 | 1.35 | 420 | 24 |
| 179 | | C3 | 100 | 233 | 24.4 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 9 | 25 | 315 | 1.35 | 420 | 27.5 |
| 180 | | C4 | 100 | 233 | 18.5 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 9 | 25 | 315 | 1.35 | 420 | 22.5 |
| 181 | | C5 | 100 | 233 | 19.9 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 9 | 25 | 315 | 1.35 | 420 | 27 |
| 182 | | C6 | 100 | 233 | 25.6 | 0.0135 | 250 | 3 | 699 | 2 | 18 | 315 | 1.35 | 420 | 27.5 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|--------------------------------|---------------------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 183 | Aster & Koch (1974) | 11 | 1000 | 500 | 24.6 | 0.0046 | 539 | 3.65 | 1825 | 30 | 46 | 2300 | 0.46 | 535 | 267.4 |
| 184 | | 16 | 1000 | 750 | 30.4 | 0.0042 | 794 | 3.67 | 2752.5 | 30 | 46 | 3150 | 0.42 | 536 | 406.7 |
| 185 | | 2 | 1000 | 250 | 26.9 | 0.0064 | 281 | 3.68 | 920 | 30 | 46 | 1600 | 0.64 | 554 | 218 |
| 186 | | 12 | 1000 | 500 | 27.3 | 0.0065 | 540 | 3.65 | 1825 | 30 | 46 | 3250 | 0.65 | 535 | 330.2 |
| 187 | | 3 | 1000 | 250 | 27.3 | 0.0091 | 289 | 3.68 | 920 | 30 | 46 | 2275 | 0.91 | 535 | 222.5 |
| 188 | | 8 | 1000 | 500 | 31.1 | 0.0063 | 544 | 5.5 | 2750 | 30 | 46 | 3150 | 0.63 | 535 | 287.1 |
| 189 | | 9 | 1000 | 500 | 19.9 | 0.0063 | 544 | 5.5 | 2750 | 30 | 46 | 3150 | 0.63 | 535 | 260.6 |
| 190 | | 10 | 1000 | 500 | 20 | 0.0063 | 544 | 5.5 | 2750 | 30 | 46 | 3150 | 0.63 | 535 | 261.6 |
| 191 | | 17 | 1000 | 750 | 28.7 | 0.0042 | 794 | 3.67 | 2752.5 | 30 | 46 | 3150 | 0.42 | 535 | 363.5 |
| 192 | | Cederwall K. Hedn (1974) | 734-34 | 135 | 234 | 31.5 | 0.0107 | 260 | 3.42 | 800.28 | 19 | 35 | 338 | 1.07 | 483 |
| 193 | 734-40 | | 135 | 234 | 27 | 0.0108 | 260 | 2.56 | 599.04 | 19 | 35 | 341 | 1.08 | 483 | 40.9 |
| 194 | Hamadi and Regan (1980) | G1 | 100 | 370 | 30.3 | 0.017 | 400 | 3.39 | 1254.3 | 20 | 36 | 629 | 1.7 | 400 | 44.5 |
| 195 | | G2 | 100 | 372 | 23.5 | 0.0108 | 400 | 3.37 | 1253.64 | 20 | 36 | 402 | 1.08 | 460 | 41 |
| 196 | | G4 | 100 | 372 | 22 | 0.0108 | 400 | 5.9 | 2194.8 | 20 | 36 | 402 | 1.08 | 800 | 30.3 |
| 197 | Reineck, Koch (1978) | N8 | 500 | 226 | 25.8 | 0.0079 | 250 | 3.5 | 791 | 16 | 32 | 893 | 0.79 | 501 | 101.5 |
| 198 | | N6 | 500 | 226 | 25.8 | 0.0079 | 250 | 2.5 | 565 | 16 | 32 | 893 | 0.79 | 501 | 117.5 |
| 199 | | N7 | 500 | 225 | 24.6 | 0.0139 | 250 | 2.5 | 562.5 | 16 | 32 | 1564 | 1.39 | 441 | 139.5 |
| 200 | Nakazawa (1980) | 2 | 150 | 270 | 26.2 | 0.0053 | 300 | 1.5 | 405 | 19 | 35 | 215 | 0.53 | 319 | 51.5 |
| 201 | | 3 | 150 | 270 | 23 | 0.0053 | 300 | 2 | 540 | 19 | 35 | 215 | 0.53 | 319 | 34.1 |
| 202 | | 4 | 150 | 270 | 22.5 | 0.0053 | 300 | 2.5 | 675 | 19 | 35 | 215 | 0.53 | 319 | 25.8 |
| 203 | | 5 | 150 | 270 | 27.8 | 0.0053 | 300 | 3 | 810 | 19 | 35 | 215 | 0.53 | 319 | 24.5 |
| 204 | | 6 | 150 | 270 | 27.9 | 0.0053 | 300 | 3.5 | 945 | 19 | 35 | 215 | 0.53 | 319 | 24.5 |
| 205 | | 11 | 150 | 270 | 20.3 | 0.007 | 300 | 2.5 | 675 | 19 | 35 | 284 | 0.7 | 319 | 40.5 |
| 206 | | 12 | 150 | 270 | 21 | 0.007 | 300 | 3 | 810 | 19 | 35 | 284 | 0.7 | 319 | 29.7 |
| 207 | | 13 | 150 | 270 | 20 | 0.007 | 300 | 3.5 | 945 | 19 | 35 | 284 | 0.7 | 319 | 29.4 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|--------------------------------|---------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 208 | | 18 | 150 | 270 | 28.7 | 0.0147 | 300 | 2.5 | 675 | 19 | 35 | 595 | 1.47 | 358 | 68.7 |
| 209 | | 19 | 150 | 270 | 23.5 | 0.0147 | 300 | 3 | 810 | 19 | 35 | 595 | 1.47 | 358 | 60.1 |
| 210 | | 20 | 150 | 270 | 25.8 | 0.0147 | 300 | 3.5 | 945 | 19 | 35 | 595 | 1.47 | 358 | 45.4 |
| 211 | | 21 | 150 | 270 | 30.5 | 0.0147 | 300 | 4 | 1080 | 19 | 35 | 595 | 1.47 | 358 | 46.6 |
| 212 | | 24 | 150 | 270 | 34.3 | 0.0191 | 300 | 2 | 540 | 19 | 35 | 774 | 1.91 | 358 | 93.2 |
| 213 | | 25 | 150 | 270 | 34.8 | 0.0191 | 300 | 2.5 | 675 | 19 | 35 | 774 | 1.91 | 358 | 71.1 |
| 214 | | 26 | 150 | 270 | 38.6 | 0.0191 | 300 | 3 | 810 | 19 | 35 | 774 | 1.91 | 358 | 58.7 |
| 215 | | 27 | 150 | 270 | 38.6 | 0.0191 | 300 | 3.5 | 945 | 19 | 35 | 774 | 1.91 | 358 | 49.1 |
| 216 | | 28 | 150 | 270 | 34.1 | 0.0191 | 300 | 4 | 1080 | 19 | 35 | 774 | 1.91 | 358 | 50.3 |
| 217 | | Chana (1981) | 2.1a | 203 | 356 | 49.3 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 20 | 36 | 1221 | 1.69 | 414 |
| 218 | 2.1b | | 203 | 356 | 49.3 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 20 | 36 | 1221 | 1.69 | 414 | 97.1 |
| 219 | 2.2a | | 203 | 356 | 41.6 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 10 | 26 | 1221 | 1.69 | 414 | 87.4 |
| 220 | 2.2b | | 203 | 356 | 41.6 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 10 | 26 | 1221 | 1.69 | 414 | 94.4 |
| 221 | 2.3a | | 203 | 356 | 45.2 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 20 | 36 | 1221 | 1.69 | 414 | 99.4 |
| 222 | 2.3b | | 203 | 356 | 45.2 | 0.0169 | 406 | 3 | 1068 | 20 | 36 | 1221 | 1.69 | 414 | 96.4 |
| 223 | Batchelor (1981) | 4-C-1 | 152 | 226 | 46.6 | 0.0017 | 248 | 3.03 | 684.78 | 19 | 35 | 58 | 0.17 | 1167 | 19.9 |
| 224 | Heger and McGref (1982) | SW9-0A | 914 | 184 | 48.5 | 0.0062 | 224 | 3.24 | 596.16 | 19 | 35 | 1043 | 0.62 | 603 | 167.6 |
| 225 | | SW9-0B | 914 | 190 | 48.5 | 0.006 | 227 | 3.14 | 596.6 | 19 | 35 | 1042 | 0.6 | 603 | 155.5 |
| 226 | | SW9M-0A | 914 | 187 | 48.5 | 0.0061 | 225 | 3.19 | 596.53 | 19 | 35 | 1043 | 0.61 | 594 | 155.7 |
| 227 | | SW9M-0B | 914 | 185 | 48.5 | 0.0062 | 226 | 3.23 | 597.55 | 19 | 35 | 1048 | 0.62 | 594 | 174.3 |
| 228 | | SW9M-0A-15 | 914 | 190 | 48.5 | 0.006 | 225 | 2.01 | 381.9 | 19 | 35 | 1042 | 0.6 | 594 | 299.8 |
| 229 | | SW14-0A | 914 | 191 | 49 | 0.0093 | 227 | 3.13 | 597.83 | 19 | 35 | 1624 | 0.93 | 673 | 197.2 |
| 230 | | SW14-0B | 914 | 186 | 49 | 0.0096 | 226 | 3.21 | 597.06 | 19 | 35 | 1632 | 0.96 | 673 | 195.9 |
| 231 | | SW1B-0A | 914 | 184 | 48.3 | 0.0124 | 225 | 3.25 | 598 | 19 | 35 | 2085 | 1.24 | 633 | 202.6 |
| 232 | Elzanaty, Nilson (1984) | F7 | 178 | 268 | 20.7 | 0.006 | 305 | 4 | 1072 | 13 | 29 | 286 | 0.6 | 434 | 33.7 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|----------------------------------|-------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 233 | | F11 | 178 | 270 | 20.7 | 0.0119 | 305 | 4 | 1080 | 13 | 29 | 572 | 1.19 | 434 | 45.3 |
| 234 | | F8 | 178 | 273 | 40 | 0.0093 | 305 | 4 | 1092 | 13 | 29 | 452 | 0.93 | 434 | 46.4 |
| 235 | | F13 | 178 | 270 | 40 | 0.0119 | 305 | 4 | 1080 | 13 | 29 | 572 | 1.19 | 434 | 46.6 |
| 236 | | F1 | 178 | 270 | 65.5 | 0.0119 | 305 | 4 | 1080 | 13 | 29 | 572 | 1.19 | 434 | 58.7 |
| 237 | | F3 | 178 | 268 | 69 | 0.0119 | 305 | 2 | 536 | 13 | 29 | 568 | 1.19 | 434 | 85.3 |
| 238 | | F5 | 178 | 268 | 63.4 | 0.0119 | 305 | 6 | 1608 | 13 | 29 | 568 | 1.19 | 434 | 43.3 |
| 239 | Kung (1985) | C | 140 | 200 | 19.8 | 0.0056 | 230 | 2.5 | 500 | 30 | 46 | 157 | 0.56 | 504 | 26.5 |
| 240 | | D | 140 | 200 | 18.9 | 0.0081 | 230 | 2.5 | 500 | 30 | 46 | 227 | 0.81 | 497 | 30.5 |
| 241 | | E | 140 | 200 | 18.9 | 0.011 | 230 | 2.5 | 500 | 30 | 46 | 308 | 1.1 | 492 | 43 |
| 242 | | F | 140 | 200 | 18.9 | 0.0182 | 230 | 2.5 | 500 | 30 | 46 | 510 | 1.82 | 507 | 54 |
| 243 | | E-1 | 140 | 200 | 20.1 | 0.011 | 230 | 2.5 | 500 | 30 | 46 | 308 | 1.1 | 492 | 40.4 |
| 244 | Muruyama (1986) | N1 | 200 | 250 | 47.1 | 0.0155 | 250 | 2.5 | 625 | 19 | 35 | 775 | 1.55 | 343 | 97.1 |
| 245 | | N2 | 200 | 250 | 51 | 0.0155 | 250 | 2.5 | 625 | 19 | 35 | 775 | 1.55 | 343 | 83.4 |
| 246 | Mansur (1986) | A2 | 150 | 200 | 24.2 | 0.0134 | 225 | 2.8 | 560 | 20 | 36 | 402 | 1.34 | 463 | 45 |
| 247 | | A3 | 150 | 200 | 24.2 | 0.0134 | 225 | 3.6 | 720 | 20 | 36 | 402 | 1.34 | 463 | 38.5 |
| 248 | | A4 | 150 | 200 | 24.2 | 0.0134 | 225 | 4.4 | 880 | 20 | 36 | 402 | 1.34 | 463 | 33.8 |
| 249 | Niwa, Yamada et al (1987) | 1 | 600 | 2000 | 27.1 | 0.0028 | 2100 | 3 | 6000 | 25 | 41 | 3360 | 0.28 | 999 | 402 |
| 250 | Thorenfeld (1990) | B11 | 150 | 221 | 54 | 0.0182 | 250 | 3 | 663 | 16 | 32 | 603 | 1.82 | 500 | 58.1 |
| 251 | | B12 | 151 | 221 | 54 | 0.0182 | 251 | 2.3 | 508.3 | 16 | 32 | 607 | 1.82 | 500 | 70.8 |
| 252 | | B21 | 150 | 221 | 77.8 | 0.0182 | 250 | 3 | 663 | 16 | 32 | 603 | 1.82 | 500 | 67.9 |
| 253 | | B22 | 150 | 221 | 77.8 | 0.0182 | 250 | 2.3 | 508.3 | 16 | 32 | 603 | 1.82 | 500 | 102.7 |
| 254 | | B52 | 150 | 221 | 97.7 | 0.0182 | 250 | 2.3 | 508.3 | 16 | 32 | 603 | 1.82 | 500 | 77.7 |
| 255 | Scholz (1994) | A-2 | 200 | 372 | 80.6 | 0.0081 | 400 | 3 | 1116 | 16 | 32 | 603 | 0.81 | 500 | 83 |
| 256 | | D-3 | 200 | 362 | 96.8 | 0.0194 | 400 | 4 | 1448 | 16 | 32 | 1405 | 1.94 | 500 | 121 |
| 257 | Kim & Park (1994) | CTL-1 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 3 | 810 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 71.1 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|---------------------------|-----------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 258 | | CTL-2 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 3 | 810 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 71.6 |
| 259 | | P1,0-1 | 170 | 272 | 53.7 | 0.0101 | 300 | 3 | 816 | 25 | 41 | 467 | 1.01 | 477 | 58.3 |
| 260 | | P1,0-2 | 170 | 272 | 53.7 | 0.0101 | 300 | 3 | 816 | 25 | 41 | 467 | 1.01 | 477 | 56.4 |
| 261 | | A4,5-1 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 4.5 | 1215 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 66.6 |
| 262 | | A4,5-2 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 4.5 | 1215 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 63.8 |
| 263 | | A6,0-1 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 6 | 1620 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 59.2 |
| 264 | | A6,0-2 | 170 | 270 | 53.7 | 0.0187 | 300 | 6 | 1620 | 25 | 41 | 858 | 1.87 | 477 | 61 |
| 265 | | D550-1 | 300 | 550 | 53.7 | 0.0188 | 620 | 3 | 1650 | 25 | 41 | 3102 | 1.88 | 477 | 226.1 |
| 266 | | D550-2 | 300 | 550 | 53.7 | 0.0188 | 620 | 3 | 1650 | 25 | 41 | 3102 | 1.88 | 477 | 214.5 |
| 267 | | D915-2 | 300 | 915 | 53.7 | 0.0187 | 1000 | 3 | 2745 | 25 | 41 | 5133 | 1.87 | 477 | 332.1 |
| 268 | | Hallgren (1996) | B3 | 262 | 208 | 92.4 | 0.0074 | 240 | 2.64 | 549.12 | 18 | 34 | 403 | 0.74 | 632 |
| 269 | B5 | | 283 | 211 | 91.3 | 0.0105 | 240 | 2.61 | 550.71 | 18 | 34 | 627 | 1.05 | 604 | 103.5 |
| 270 | B7 | | 337 | 208 | 85 | 0.0057 | 240 | 2.64 | 549.12 | 18 | 34 | 400 | 0.57 | 630 | 88.5 |
| 271 | Tan et al (1997) | s2.3 | 300 | 348 | 93.7 | 0.0094 | 400 | 3.53 | 1228.44 | 16 | 32 | 981 | 0.94 | 469 | 123.1 |
| 272 | | s2.2 | 300 | 348 | 91.3 | 0.0188 | 400 | 3.53 | 1228.44 | 16 | 32 | 1963 | 1.88 | 469 | 187.1 |
| 273 | Kawano & Wantanabe (1997) | A1A | 105 | 300 | 24.8 | 0.0126 | 330 | 3 | 900 | 20 | 36 | 397 | 1.26 | 400 | 33.5 |
| 274 | | A1B | 105 | 300 | 24.8 | 0.0126 | 330 | 3 | 900 | 20 | 36 | 397 | 1.26 | 400 | 29.5 |
| 275 | | A2A | 176 | 500 | 27.3 | 0.0136 | 570 | 3 | 1500 | 20 | 36 | 1197 | 1.36 | 400 | 82.5 |
| 276 | | A2B | 176 | 500 | 27.3 | 0.0136 | 570 | 3 | 1500 | 20 | 36 | 1197 | 1.36 | 400 | 101.5 |
| 277 | | A3A | 350 | 950 | 20.7 | 0.0122 | 1050 | 3 | 2850 | 20 | 36 | 4057 | 1.22 | 400 | 216 |
| 278 | | A3B | 350 | 950 | 20.6 | 0.0122 | 1050 | 3 | 2850 | 20 | 36 | 4057 | 1.22 | 400 | 237.5 |
| 279 | A4A | 600 | 2000 | 22.2 | 0.012 | 2200 | 3 | 6000 | 40 | 56 | 14400 | 1.2 | 400 | 610.5 | |
| 280 | Toronto BH (1998) | BN25 | 300 | 225 | 37 | 0.0089 | 250 | 2.95 | 663.75 | 10 | 26 | 601 | 0.89 | 437 | 72.9 |
| 281 | | BN50 | 300 | 450 | 37 | 0.0081 | 500 | 2.92 | 1314 | 10 | 26 | 1094 | 0.81 | 486 | 131.6 |
| 282 | | BN100 | 300 | 925 | 37 | 0.0076 | 1000 | 2.88 | 2664 | 10 | 26 | 2109 | 0.76 | 550 | 191.7 |
| 283 | Ghannoum (1998) | N220-1 | 400 | 190 | 34.2 | 0.012 | 220 | 2.5 | 475 | 20 | 36 | 912 | 1.2 | 433 | 103.6 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|--------------------------------|---------------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 284 | | N350-1 | 400 | 313 | 34.2 | 0.012 | 350 | 2.5 | 782.5 | 20 | 36 | 1502 | 1.2 | 477 | 157.9 |
| 285 | | N485-1 | 400 | 440 | 34.2 | 0.012 | 485 | 2.5 | 1100 | 20 | 36 | 2112 | 1.2 | 385 | 186.8 |
| 286 | | N960-1 | 400 | 889 | 34.2 | 0.012 | 960 | 2.5 | 2222.5 | 20 | 36 | 4267 | 1.2 | 385 | 360.2 |
| 287 | | N220-h | 400 | 190 | 34.2 | 0.02 | 220 | 2.5 | 475 | 20 | 36 | 1520 | 2 | 433 | 122.7 |
| 288 | | N350-h | 400 | 313 | 34.2 | 0.02 | 350 | 2.5 | 782.5 | 20 | 36 | 2504 | 2 | 477 | 178.4 |
| 289 | | N485-h | 400 | 440 | 34.2 | 0.02 | 485 | 2.5 | 1100 | 20 | 36 | 3520 | 2 | 385 | 214.6 |
| 290 | | N960-h | 400 | 889 | 34.2 | 0.02 | 960 | 2.5 | 2222.5 | 20 | 36 | 7112 | 2 | 385 | 379.7 |
| 291 | | Islan e Pan (1998) | M60-S0 | 150 | 207 | 50.8 | 0.0202 | 250 | 3.86 | 799.02 | 10 | 26 | 627 | 2.02 | 554 |
| 292 | M60-S1 | | 150 | 207 | 50.8 | 0.0202 | 250 | 2.9 | 600.3 | 10 | 26 | 627 | 2.02 | 554 | 92.3 |
| 293 | M60-S4 | | 150 | 207 | 50.8 | 0.0202 | 250 | 3.86 | 799.02 | 10 | 26 | 627 | 2.02 | 554 | 51.9 |
| 294 | M25-S0 | | 150 | 207 | 26.6 | 0.0202 | 250 | 3.86 | 799.02 | 10 | 26 | 627 | 2.02 | 350 | 47.5 |
| 295 | M25-S3 | | 150 | 207 | 26.6 | 0.0202 | 250 | 2.9 | 600.3 | 10 | 26 | 627 | 2.02 | 350 | 56.5 |
| 296 | Kuchma e Collins (1999) | SE100A/45R | 295 | 920 | 50 | 0.0103 | 1000 | 2.5 | 2300 | 10 | 26 | 2795 | 1.03 | 480 | 266.7 |
| 297 | | SE50A-45 | 169 | 445 | 53 | 0.0103 | 500 | 2.7 | 1201.5 | 10 | 26 | 775 | 1.03 | 480 | 77.4 |
| 298 | | SE50A-45R | 169 | 445 | 53 | 0.0103 | 500 | 2.7 | 1201.5 | 10 | 26 | 775 | 1.03 | 480 | 91 |
| 299 | | B100 | 300 | 925 | 36 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 225 |
| 300 | | B100R | 300 | 925 | 36 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 249 |
| 301 | | B100B | 300 | 925 | 39 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 204 |
| 302 | | B100L | 300 | 925 | 39 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 223 |
| 303 | | B100L-R | 300 | 925 | 39 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 235 |
| 304 | | 3CNB | 127 | 191 | 37.7 | 0.0165 | 229 | 3 | 573 | 13 | 29 | 400 | 1.65 | 461 | 29.4 |
| 305 | | 4CNB | 127 | 191 | 34.9 | 0.0165 | 229 | 4 | 764 | 13 | 29 | 400 | 1.65 | 461 | 30.3 |
| 306 | | DF-2 | 500 | 1000 | 18.4 | 0.0042 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 2100 | 0.42 | 550 | 315 |
| 307 | | DF-4 | 500 | 1000 | 25.5 | 0.006 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 3000 | 0.6 | 550 | 387 |
| 308 | | DF-5 | 500 | 996 | 25.5 | 0.0066 | 1090 | 2.41 | 2400.36 | 20 | 36 | 3287 | 0.66 | 550 | 381 |
| 309 | | DF-7 | 500 | 1000 | 20.6 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 435 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|--------------------------------|-------------------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 310 | | DF-8 | 500 | 1000 | 22.4 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 531 |
| 311 | | DF-8R | 500 | 1000 | 22.4 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 579 |
| 312 | | DF-9 | 500 | 1000 | 31.7 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 532 |
| 313 | | DF-10 | 500 | 1000 | 31.7 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 524 |
| 314 | | DF-10R | 500 | 1000 | 31.7 | 0.0098 | 1090 | 2.33 | 2330 | 20 | 36 | 4900 | 0.98 | 550 | 605 |
| 315 | | DF-15 | 250 | 962 | 20.3 | 0.0175 | 1090 | 1.82 | 1750.84 | 20 | 36 | 4209 | 1.75 | 550 | 330 |
| 316 | | Angelakos (2001) | DB120 | 300 | 925 | 21 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 |
| 317 | DB130 | | 300 | 925 | 32 | 0.0101 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 2803 | 1.01 | 550 | 185 |
| 318 | DB0,530 | | 300 | 925 | 32 | 0.005 | 1000 | 2.92 | 2701 | 10 | 26 | 1388 | 0.5 | 550 | 165 |
| 319 | Cao (2001) | SB2003/0 | 300 | 1925 | 30.8 | 0.0036 | 2000 | 2.81 | 5409.25 | 10 | 26 | 2079 | 0.36 | 470 | 227.2 |
| 320 | Tureyen e Frosch (2002) | V-S-1 | 457 | 360 | 40.9 | 0.0096 | 427 | 3.39 | 1220.4 | 19 | 35 | 1579 | 0.96 | 524 | 179.2 |
| 321 | | V-S-2 | 457 | 360 | 41.4 | 0.0192 | 427 | 3.39 | 1220.4 | 19 | 35 | 3159 | 1.92 | 524 | 203.7 |
| 322 | | V-D-2 | 457 | 360 | 43.7 | 0.0036 | 427 | 3.39 | 1220.4 | 19 | 35 | 592 | 0.36 | 745 | 134.8 |
| 323 | Tariq e New (2003) | R-S007Na | 160 | 346 | 37.3 | 0.0072 | 400 | 2.75 | 951.5 | 20 | 36 | 399 | 0.72 | 483 | 58.9 |
| 324 | | R-S007Nb | 160 | 346 | 37.3 | 0.0072 | 400 | 2.75 | 951.5 | 20 | 36 | 399 | 0.72 | 483 | 63.3 |
| 325 | | R-S010N1 | 160 | 346 | 43.2 | 0.0108 | 400 | 3.32 | 1148.72 | 20 | 36 | 598 | 1.08 | 483 | 66.7 |
| 326 | | R-S010N2 | 160 | 346 | 43.2 | 0.0108 | 400 | 3.32 | 1148.72 | 20 | 36 | 598 | 1.08 | 483 | 62.2 |
| 327 | | R-S015N1 | 160 | 325 | 34.1 | 0.0154 | 400 | 3.54 | 1150.5 | 20 | 36 | 801 | 1.54 | 483 | 69.8 |
| 328 | | R-S015N2 | 160 | 325 | 34.1 | 0.0154 | 400 | 3.54 | 1150.5 | 20 | 36 | 801 | 1.54 | 483 | 70.5 |
| 329 | OSU Test (2004) | 37T | 356 | 1151 | 31.8 | 0.0074 | 1219 | 2.91 | 3349.41 | 19 | 35 | 3032 | 0.74 | 478 | 243.8 |
| 330 | Sherwood et al. (2005) | AT-2-250A | 250 | 437 | 37.7 | 0.0092 | 470 | 2.96 | 1293.52 | 10 | 26 | 1005 | 0.92 | 465 | 115.8 |
| 331 | | AT-2-250B | 250 | 440 | 38.5 | 0.009 | 470 | 2.94 | 1293.6 | 10 | 26 | 990 | 0.9 | 465 | 113.3 |
| 332 | | AT-2-1000A | 1000 | 440 | 39 | 0.0091 | 470 | 2.94 | 1293.6 | 10 | 26 | 4004 | 0.91 | 465 | 476 |
| 333 | | AT-2-1000B | 1000 | 437 | 37.9 | 0.0091 | 470 | 2.96 | 1293.52 | 10 | 26 | 3977 | 0.91 | 465 | 444.8 |
| 334 | | AT-2-3000 | 3000 | 440 | 40.6 | 0.0091 | 472 | 2.94 | 1293.6 | 10 | 26 | 12012 | 0.91 | 465 | 1295.3 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|----------------------------------|-----------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 335 | | AT-3-A | 696 | 307 | 37.5 | 0.0093 | 338 | 3.38 | 1037.66 | 10 | 26 | 1987 | 0.93 | 448 | 239.3 |
| 336 | | AT-3-C | 706 | 305 | 37.1 | 0.0093 | 338 | 3.41 | 1040.05 | 10 | 26 | 2003 | 0.93 | 448 | 260.2 |
| 337 | | AT-3-B | 701 | 305 | 37.8 | 0.0093 | 338 | 3.41 | 1040.05 | 10 | 26 | 1988 | 0.93 | 448 | 254.8 |
| 338 | | AT-3-D | 706 | 307 | 37.1 | 0.0093 | 338 | 3.38 | 1037.66 | 10 | 26 | 2016 | 0.93 | 448 | 250.2 |
| 339 | | SBB3.1 | 105 | 333 | 34 | 0.0155 | 378 | 2.97 | 989.01 | 10 | 26 | 542 | 1.55 | 490 | 42.2 |
| 340 | | SBB3.2 | 101 | 333 | 34 | 0.0161 | 378 | 2.97 | 989.01 | 10 | 26 | 541 | 1.61 | 490 | 40.6 |
| 341 | | SBB3.3 | 101 | 333 | 34 | 0.0161 | 378 | 2.97 | 989.01 | 10 | 26 | 541 | 1.61 | 490 | 42.9 |
| 342 | | El-Sayed (2005) | SN-0.8 | 250 | 326 | 50 | 0.0086 | 400 | 3.07 | 1000.82 | 19 | 35 | 701 | 0.86 | 453 |
| 343 | SN-1.2 | | 250 | 326 | 44.6 | 0.0123 | 400 | 3.07 | 1000.82 | 18 | 34 | 1002 | 1.23 | 460 | 116.5 |
| 344 | SN-1.7 | | 250 | 326 | 43.6 | 0.0172 | 400 | 3.07 | 1000.82 | 19 | 35 | 1402 | 1.72 | 460 | 144.5 |
| 345 | SH-1.7 | | 250 | 326 | 62 | 0.0172 | 400 | 3.07 | 1000.82 | 19 | 35 | 1402 | 1.72 | 460 | 160 |
| 346 | Lubell (2006) | AW1 | 1170 | 538 | 36.9 | 0.0079 | 590 | 3.44 | 1850.72 | 10 | 26 | 4973 | 0.79 | 467 | 585 |
| 347 | | AW4 | 1168 | 506 | 39.9 | 0.0169 | 590 | 3.66 | 1851.96 | 10 | 26 | 9988 | 1.69 | 467 | 716 |
| 348 | | AW8 | 1169 | 507 | 39.4 | 0.0169 | 591 | 3.65 | 1850.55 | 10 | 26 | 10016 | 1.69 | 467 | 789 |
| 349 | | AX6 | 703 | 288 | 41 | 0.0173 | 338 | 3.61 | 1039.68 | 10 | 26 | 3503 | 1.73 | 467 | 281 |
| 350 | | AX7 | 704 | 287 | 41 | 0.0104 | 335 | 3.62 | 1038.94 | 10 | 26 | 2101 | 1.04 | 413 | 249 |
| 351 | | AX8 | 705 | 289 | 41 | 0.0172 | 339 | 3.6 | 1040.4 | 10 | 26 | 3504 | 1.72 | 467 | 272 |
| 352 | | AY1 | 249 | 434 | 40.7 | 0.0033 | 467 | 3 | 1302 | 10 | 26 | 357 | 0.33 | 900 | 85 |
| 353 | Guadagnini (2006) | SB40 | 150 | 223 | 43.4 | 0.0135 | 250 | 3.36 | 749.28 | 20 | 36 | 452 | 1.35 | 500 | 45.3 |
| 354 | | SB41 | 150 | 223 | 43 | 0.0135 | 250 | 2.24 | 499.52 | 20 | 36 | 452 | 1.35 | 500 | 68 |
| 355 | Sherwood, Bentz e Collins (2007) | L-10N1 | 300 | 1400 | 38.4 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 10 | 26 | 3486 | 0.83 | 452 | 265 |
| 356 | | L-20N1 | 300 | 1400 | 31.4 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 20 | 36 | 3486 | 0.83 | 452 | 265 |
| 357 | | L-20N2 | 300 | 1400 | 33.2 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 20 | 36 | 3486 | 0.83 | 452 | 266 |
| 358 | | L-40N1 | 300 | 1400 | 28.1 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 40 | 56 | 3486 | 0.83 | 452 | 242 |
| 359 | | L-50N1 | 300 | 1400 | 41 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 50 | 66 | 3486 | 0.83 | 452 | 272 |
| 360 | | L-50N2 | 300 | 1400 | 40.1 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 50 | 66 | 3486 | 0.83 | 452 | 298 |

Tabela 10.2: Banco de dados 2. Continuação

| Banco de Dados 2 | Autores | Vigas | b_w (mm) | d (mm) | f_c (MPa) | ρ_l | h (mm) | a/d | a (mm) | d_{max} (mm) | d_{dg} (mm) | A_s (mm ²) | ρ_l (%) | f_{ys} (mm) | V_u (kN) |
|------------------|----------|-------------|------------|----------|-------------|----------|----------|-------|----------|----------------|---------------|--------------------------|--------------|---------------|------------|
| 361 | | L-50N2R | 300 | 1400 | 40.1 | 0.0083 | 1510 | 2.89 | 4046 | 50 | 66 | 3486 | 0.83 | 452 | 323 |
| 362 | | S-10N1 | 122 | 280 | 41.9 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 10 | 26 | 284 | 0.83 | 494 | 36.6 |
| 363 | | S-10N2 | 122 | 280 | 41.9 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 10 | 26 | 284 | 0.83 | 494 | 38.3 |
| 364 | | S-20N1 | 122 | 280 | 39.2 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 20 | 36 | 284 | 0.83 | 494 | 39.1 |
| 365 | | S-20N2 | 122 | 280 | 38.1 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 20 | 36 | 284 | 0.83 | 494 | 38.2 |
| 366 | | S-40N1 | 122 | 280 | 29.1 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 40 | 56 | 284 | 0.83 | 494 | 41.8 |
| 367 | | S-40N2 | 122 | 280 | 29.1 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 40 | 56 | 284 | 0.83 | 494 | 34.9 |
| 368 | | S-50N1 | 122 | 280 | 43.5 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 50 | 66 | 284 | 0.83 | 494 | 38.5 |
| 369 | | S-50N2 | 122 | 280 | 43.5 | 0.0083 | 330 | 2.89 | 809.2 | 50 | 66 | 284 | 0.83 | 494 | 40.6 |
| 370 | | NCSU (2007) | G-1.9-51 | 460 | 850 | 51 | 0.0072 | 915 | 1.93 | 1640.5 | 19 | 35 | 2815 | 0.72 | 468 |
| 371 | G-1.9-38 | | 460 | 850 | 38 | 0.0072 | 915 | 1.93 | 1640.5 | 19 | 35 | 2815 | 0.72 | 468 | 385.1 |
| 372 | G-2.7-32 | | 460 | 850 | 32 | 0.0072 | 915 | 2.74 | 2329 | 19 | 35 | 2815 | 0.72 | 468 | 284.6 |

11. APÊNDICES

Tabela 11.1: Deslocamentos das vigas da série 150H

| Brita 0 | | Brita 1 | | Seixo | |
|---------|-----|---------|-----|-------|-----|
| kN | mm | kN | mm | kN | mm |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0.0 | 5 | 0.1 | 5 | 0.3 |
| 10 | 0.1 | 11 | 0.2 | 10 | 0.6 |
| 15 | 0.3 | 16 | 0.4 | 10 | 0.7 |
| 20 | 0.6 | 21 | 0.6 | 20 | 1.0 |
| 25 | 0.8 | 26 | 0.8 | 25 | 1.1 |
| 30 | 1.0 | 31 | 1.0 | 30 | 1.4 |
| 35 | 1.2 | 36 | 1.2 | 35 | 1.6 |
| 40 | 1.4 | 40 | 1.4 | 40 | 1.9 |
| 45 | 1.7 | 46 | 1.6 | 45 | 2.2 |
| 50 | 1.9 | 50 | 1.8 | 50 | 2.6 |
| 55 | 2.2 | 55 | 3.6 | 55 | 3.2 |
| 60 | 3.1 | 57 | 4.3 | 60 | 3.8 |
| 64 | 5.3 | | | 62 | 4.2 |

Tabela 11.2: Deslocamentos das vigas da série 250H

| Brita 0 | | Brita 1 | | Seixo | |
|---------|-----|---------|-----|-------|-----|
| kN | mm | kN | mm | kN | mm |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0.0 | 6 | 0.0 | 5 | 0.0 |
| 10 | 0.1 | 10 | 0.1 | 10 | 0.0 |
| 15 | 0.2 | 15 | 0.2 | 15 | 0.2 |
| 20 | 0.3 | 20 | 0.2 | 20 | 0.1 |
| 25 | 0.4 | 25 | 0.3 | 25 | 0.3 |
| 30 | 0.5 | 30 | 0.5 | 30 | 0.4 |
| 35 | 0.7 | 35 | 0.6 | 35 | 0.5 |
| 40 | 0.8 | 40 | 0.7 | 40 | 0.7 |
| 45 | 1.0 | 45 | 0.8 | 45 | 0.9 |
| 50 | 1.1 | 50 | 0.9 | 50 | 1.0 |
| 55 | 1.3 | 55 | 1.0 | 55 | 1.1 |
| 60 | 1.4 | 60 | 1.1 | 60 | 1.2 |
| 65 | 1.5 | 65 | 1.3 | 65 | 1.4 |
| 70 | 1.7 | 70 | 1.4 | 70 | 1.6 |
| 75 | 1.8 | 75 | 1.6 | 75 | 1.7 |
| 80 | 2.0 | 80 | 1.7 | 80 | 1.9 |
| 85 | 2.1 | 85 | 1.8 | 85 | 2.1 |
| 90 | 2.9 | 86 | 1.9 | 86 | 2.2 |
| 90 | 3.0 | 80 | 3.0 | 78 | 3.0 |

Tabela 11.3: Deslocamentos das vigas da série V350H

| Brita 0 | | Seixo | |
|---------|-----|-------|-----|
| kN | mm | kN | mm |
| 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0.3 | 11 | 0.1 |
| 20 | 0.5 | 20 | 0.2 |
| 30 | 0.6 | 30 | 0.4 |
| 40 | 0.8 | 40 | 0.7 |
| 50 | 0.9 | 50 | 0.9 |
| 60 | 1.1 | 60 | 1.1 |
| 70 | 1.2 | 70 | 1.3 |
| 80 | 1.4 | 80 | 1.6 |
| 90 | 1.6 | 90 | 1.9 |
| 100 | 1.9 | 93 | 2 |
| 110 | 2.2 | | |
| 120 | 2.4 | | |
| 120 | 2.4 | | |

Tabela 11.4: Deslocamentos das vigas da série 450H

| Brita 0 | | Brita 1 | | Seixo | |
|---------|-----|---------|-----|-------|-----|
| kN | mm | kN | mm | kN | mm |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 11 | 0 | 10 | 0 | 10 | 0.1 |
| 20 | 0.1 | 20 | 0.1 | 21 | 0.2 |
| 30 | 0.3 | 30 | 0.2 | 30 | 0.3 |
| 40 | 0.4 | 40 | 0.3 | 40 | 0.5 |
| 50 | 0.6 | 50 | 0.4 | 50 | 0.7 |
| 60 | 0.8 | 60 | 0.6 | 60 | 0.9 |
| 70 | 0.9 | 70 | 0.7 | 70 | 1.0 |
| 80 | 1.1 | 80 | 0.9 | 80 | 1.2 |
| 90 | 1.3 | 90 | 1.1 | 90 | 1.4 |
| 100 | 1.4 | 100 | 1.3 | 100 | 1.7 |
| 110 | 1.5 | 114 | 1.5 | 110 | 1.8 |
| 120 | 1.7 | 120 | 1.6 | 120 | 2.0 |
| 130 | 1.9 | 130 | 1.8 | 130 | 2.3 |
| 141 | 2.1 | 140 | 2 | 140 | 2.5 |
| 149 | 2.3 | 150 | 2.1 | 144 | 2.7 |
| 65 | 4.2 | 160 | 2.3 | 107 | 3.8 |
| | | 170 | 2.5 | | |
| | | 178 | 2.8 | | |
| | | 72 | 4.2 | | |

Tabela 11.5: Momento curvatura das vigas do grupo com altura igual a 150 mm

| S | | B0 | | B1 | |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| m | Φ | m | Φ | m | Φ |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.07 | 0.45 | 0.47 | 0.09 | 0.07 | 0.52 |
| 1.61 | 0.72 | 1.61 | 0.16 | 1.68 | 0.49 |
| 3.22 | 0.96 | 3.15 | 0.35 | 3.29 | 0.53 |
| 4.69 | 1.12 | 4.69 | 0.59 | 4.96 | 0.58 |
| 6.30 | 1.36 | 6.30 | 0.97 | 6.50 | 0.63 |
| 7.84 | 1.58 | 7.84 | 1.15 | 7.97 | 0.69 |
| 9.38 | 1.81 | 9.38 | 1.53 | 9.65 | 0.95 |
| 10.93 | 2.03 | 10.93 | 1.86 | 10.86 | 1.14 |
| 12.53 | 2.28 | 12.53 | 2.12 | 12.60 | 1.41 |
| 14.07 | 2.50 | 14.07 | 2.37 | 14.28 | 1.66 |
| 15.62 | 2.75 | 15.62 | 2.62 | 15.88 | 1.89 |
| 17.23 | 3.01 | 17.16 | 2.89 | 17.23 | 2.00 |
| 18.77 | 3.27 | 18.77 | 3.13 | 17.69 | 2.05 |
| 19.17 | 3.32 | 19.97 | 3.32 | | |

Tabela 11.6: Momento curvatura das vigas do grupo com altura igual a 250 mm

| S | | B0 | | B1 | |
|-------|--------|-------|--------|-------|--------|
| m | Φ | m | Φ | m | Φ |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 0.12 | 0.01 | 0.12 | 0.01 | 0.12 | 0.01 |
| 2.90 | 0.12 | 3.02 | 0.08 | 3.14 | 0.04 |
| 5.68 | 0.24 | 5.79 | 0.13 | 5.79 | 0.08 |
| 8.45 | 0.39 | 8.45 | 0.32 | 8.45 | 0.13 |
| 11.35 | 0.56 | 11.35 | 0.48 | 11.35 | 0.19 |
| 14.12 | 0.77 | 14.12 | 0.59 | 14.12 | 0.26 |
| 17.02 | 0.94 | 16.90 | 0.68 | 16.90 | 0.33 |
| 19.68 | 1.12 | 19.68 | 0.75 | 19.68 | 0.40 |
| 22.58 | 1.28 | 22.58 | 0.83 | 22.58 | 0.47 |
| 25.35 | 1.43 | 25.35 | 0.89 | 25.35 | 0.54 |
| 28.13 | 1.57 | 28.13 | 0.94 | 28.13 | 0.62 |
| 31.03 | 1.73 | 31.03 | 1.00 | 31.03 | 0.70 |
| 33.80 | 1.89 | 33.80 | 1.06 | 33.80 | 0.77 |
| 36.58 | 2.05 | 36.58 | 1.13 | 36.58 | 0.84 |
| 39.36 | 2.21 | 39.36 | 1.21 | 39.36 | 0.92 |
| 42.26 | 2.38 | 42.37 | 1.30 | 42.26 | 0.99 |
| 45.03 | 2.56 | 45.03 | 1.36 | 45.03 | 1.07 |
| 47.81 | 2.72 | 47.81 | 1.44 | 47.93 | 1.15 |
| 47.81 | 2.72 | 50.59 | 1.50 | 47.93 | 1.15 |

Tabela 11.7: Momento curvatura das vigas do grupo com altura igual a 350 mm

| S | | B0 | |
|-------|--------|-------|--------|
| m | Φ | m | Φ |
| 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |
| 4.71 | 0.03 | 4.36 | 0.02 |
| 8.72 | 0.06 | 8.20 | 0.03 |
| 12.21 | 0.08 | 12.21 | 0.04 |
| 16.57 | 0.12 | 16.39 | 0.07 |
| 20.41 | 0.15 | 20.41 | 0.10 |
| 24.60 | 0.17 | 24.42 | 0.16 |
| 28.44 | 0.20 | 28.44 | 0.20 |
| 32.80 | 0.23 | 32.62 | 0.24 |
| 36.98 | 0.27 | 36.81 | 0.35 |
| 40.99 | 0.30 | 40.64 | 0.40 |
| 44.83 | 0.32 | 44.83 | 0.50 |
| 48.84 | 0.35 | 48.84 | 0.58 |
| 52.85 | 0.39 | 54.60 | 0.68 |
| 56.86 | 0.41 | 56.86 | 0.70 |
| 61.05 | 0.45 | 61.05 | 0.73 |
| 61.05 | 0.44 | 65.07 | 0.78 |
| 69.08 | 0.54 | 69.08 | 0.82 |
| 73.09 | 0.62 | 73.09 | 0.86 |
| 75.53 | 0.70 | 75.53 | 0.88 |
| | | 81.29 | 0.95 |
| | | 85.30 | 0.99 |
| | | 89.48 | 1.03 |
| | | 93.67 | 1.07 |
| | | 97.51 | 1.11 |

Tabela 11.8: Momento curvatura das vigas do grupo com altura igual a 450 mm

| S | | B0 | | B1 | |
|-------|------|-------|------|-------|------|
| m | F | m | F | m | F |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.91 | 0.00 | 0.91 | 0.01 | 0.91 | 0.00 |
| 5.48 | 0.02 | 5.25 | 0.03 | 5.48 | 0.01 |
| 10.73 | 0.03 | 11.18 | 0.06 | 10.73 | 0.02 |
| 15.97 | 0.04 | 16.20 | 0.09 | 15.97 | 0.03 |
| 21.90 | 0.06 | 21.44 | 0.11 | 21.44 | 0.04 |
| 26.69 | 0.07 | 26.69 | 0.14 | 26.92 | 0.05 |
| 32.39 | 0.08 | 31.94 | 0.17 | 31.94 | 0.07 |
| 37.41 | 0.14 | 37.19 | 0.19 | 37.65 | 0.09 |
| 42.66 | 0.16 | 42.66 | 0.22 | 42.66 | 0.10 |
| 47.91 | 0.19 | 47.91 | 0.24 | 48.14 | 0.11 |
| 53.15 | 0.21 | 53.15 | 0.27 | 53.15 | 0.12 |
| 58.86 | 0.24 | 58.63 | 0.30 | 58.63 | 0.14 |
| 63.88 | 0.26 | 63.88 | 0.32 | 63.88 | 0.16 |
| 69.36 | 0.29 | 69.13 | 0.35 | 69.36 | 0.18 |
| 74.37 | 0.31 | 74.37 | 0.37 | 74.37 | 0.20 |

Tabela 11.8: Momento curvatura das vigas do grupo com altura igual a 450 mm. Continuação

| S | | B0 | | B1 | |
|--------|------|--------|------|--------|------|
| 79.85 | 0.33 | 80.07 | 0.40 | 79.85 | 0.22 |
| 85.10 | 0.35 | 85.10 | 0.42 | 85.32 | 0.26 |
| 90.34 | 0.37 | 90.34 | 0.45 | 90.34 | 0.29 |
| 95.59 | 0.39 | 95.59 | 0.47 | 95.59 | 0.32 |
| 101.07 | 0.42 | 101.07 | 0.50 | 101.29 | 0.34 |
| 106.32 | 0.44 | 106.32 | 0.52 | 106.32 | 0.37 |
| 111.56 | 0.46 | 111.56 | 0.55 | 111.56 | 0.39 |
| 117.03 | 0.49 | 117.03 | 0.57 | 120.92 | 0.43 |
| 122.28 | 0.51 | 122.28 | 0.60 | 122.28 | 0.44 |
| 127.76 | 0.53 | 127.54 | 0.63 | 127.54 | 0.46 |
| 132.78 | 0.56 | 132.78 | 0.65 | 132.78 | 0.48 |
| 138.25 | 0.58 | 138.25 | 0.68 | 138.48 | 0.50 |
| 143.50 | 0.60 | 143.50 | 0.71 | 143.50 | 0.52 |
| 148.74 | 0.62 | 148.74 | 0.74 | 148.74 | 0.54 |
| 152.63 | 0.64 | 153.99 | 0.77 | 153.09 | 0.56 |
| | | | | 159.47 | 0.59 |
| | | | | 165.17 | 0.61 |
| | | | | 169.96 | 0.63 |
| | | | | 175.44 | 0.65 |
| | | | | 180.69 | 0.67 |
| | | | | 185.93 | 0.69 |
| | | | | 188.67 | 0.70 |

Tabela 11.9: Tabela de entrada para o modelo CDP - Comportamento do concreto submetido a compressão. Calculado pelo método de BIRTEL E MARK (2006)

| σ_c | ε_c^{in} | d_c | ε_c^{in} |
|------------|----------------------|---------|----------------------|
| 10.87664 | 0.00000 | 0.00000 | 0.00000 |
| 17.19403 | 0.00039 | 0.15817 | 0.00039 |
| 20.55645 | 0.00076 | 0.23788 | 0.00076 |
| 21.89453 | 0.00122 | 0.31801 | 0.00122 |
| 22.00000 | 0.00141 | 0.35018 | 0.00141 |
| 21.78524 | 0.00172 | 0.39856 | 0.00172 |
| 20.60530 | 0.00226 | 0.47953 | 0.00226 |
| 18.61116 | 0.00283 | 0.56094 | 0.00283 |
| 11.00000 | 0.00438 | 0.76940 | 0.00438 |
| 9.52787 | 0.00466 | 0.80401 | 0.00466 |
| 7.22959 | 0.00524 | 0.85879 | 0.00524 |
| 5.68687 | 0.00580 | 0.89530 | 0.00580 |
| 4.59718 | 0.00634 | 0.92039 | 0.00634 |
| 3.79702 | 0.00686 | 0.93814 | 0.00686 |
| 3.19120 | 0.00739 | 0.95102 | 0.00739 |
| 2.72096 | 0.00790 | 0.96057 | 0.00790 |
| 2.34835 | 0.00842 | 0.96781 | 0.00842 |
| 2.04791 | 0.00893 | 0.97338 | 0.00893 |
| 1.80202 | 0.00944 | 0.97774 | 0.00944 |
| 1.59816 | 0.00994 | 0.98120 | 0.00994 |
| 1.42721 | 0.01045 | 0.98398 | 0.01045 |

Tabela 11.10: Tabela de entrada para o modelo CDP - Comportamento do concreto submetido a tração.
Calculado pelo método de HORDIJK (1991)

| G_f | w | dt | w |
|-------------|-------|-----------|-------|
| 1.80000000 | 0.000 | 0.0000000 | 0.000 |
| 1.626303607 | 0.005 | 0.0964980 | 0.005 |
| 1.469970069 | 0.010 | 0.1833500 | 0.010 |
| 1.329857307 | 0.015 | 0.2611904 | 0.015 |
| 1.204760512 | 0.020 | 0.3306886 | 0.020 |
| 1.093452674 | 0.025 | 0.3925263 | 0.025 |
| 0.994715586 | 0.030 | 0.4473802 | 0.030 |
| 0.907363044 | 0.035 | 0.4959094 | 0.035 |
| 0.830257721 | 0.040 | 0.5387457 | 0.040 |
| 0.762322926 | 0.045 | 0.5764873 | 0.045 |
| 0.70255027 | 0.050 | 0.6096943 | 0.050 |
| 0.650004095 | 0.055 | 0.6388866 | 0.055 |
| 0.603823362 | 0.060 | 0.6645426 | 0.060 |
| 0.563221576 | 0.065 | 0.6870991 | 0.065 |
| 0.527485236 | 0.070 | 0.7069526 | 0.070 |
| 0.495971184 | 0.075 | 0.7244605 | 0.075 |
| 0.468103181 | 0.080 | 0.7399427 | 0.080 |
| 0.443367955 | 0.085 | 0.7536845 | 0.085 |
| 0.421310932 | 0.090 | 0.7659384 | 0.090 |
| 0.401531797 | 0.095 | 0.7769268 | 0.095 |
| 0.383680027 | 0.100 | 0.7868444 | 0.100 |
| 0.367450476 | 0.105 | 0.7958608 | 0.105 |
| 0.35257909 | 0.110 | 0.8041227 | 0.110 |
| 0.338838811 | 0.115 | 0.8117562 | 0.115 |
| 0.326035688 | 0.120 | 0.8188691 | 0.120 |
| 0.314005237 | 0.125 | 0.8255526 | 0.125 |
| 0.302609057 | 0.130 | 0.8318839 | 0.130 |

Tabela 11.10: Tabela de entrada para o modelo CDP - Comportamento do concreto submetido a tração.
Calculado pelo método de HORDIJK (1991). Continuação

| G_f | w | dt | w |
|-------------|-------|-----------|-------|
| 0.291731701 | 0.135 | 0.8379268 | 0.135 |
| 0.281277812 | 0.140 | 0.8437345 | 0.140 |
| 0.271169514 | 0.145 | 0.8493503 | 0.145 |
| 0.261344043 | 0.150 | 0.8548089 | 0.150 |
| 0.251751619 | 0.155 | 0.8601380 | 0.155 |
| 0.24235354 | 0.160 | 0.8653591 | 0.160 |
| 0.233120475 | 0.165 | 0.8704886 | 0.165 |
| 0.224030961 | 0.170 | 0.8755384 | 0.170 |
| 0.21507007 | 0.175 | 0.8805166 | 0.175 |
| 0.20622824 | 0.180 | 0.8854288 | 0.180 |
| 0.197500259 | 0.185 | 0.8902776 | 0.185 |
| 0.18888438 | 0.190 | 0.8950642 | 0.190 |
| 0.180381558 | 0.195 | 0.8997880 | 0.195 |
| 0.171994799 | 0.200 | 0.9044473 | 0.200 |
| 0.163728601 | 0.205 | 0.9090397 | 0.205 |
| 0.15558849 | 0.210 | 0.9135620 | 0.210 |
| 0.147580626 | 0.215 | 0.9180108 | 0.215 |
| 0.139711481 | 0.220 | 0.9223825 | 0.220 |
| 0.131987571 | 0.225 | 0.9266736 | 0.225 |
| 0.124415248 | 0.230 | 0.9308804 | 0.230 |
| 0.117000529 | 0.235 | 0.9349997 | 0.235 |
| 0.109748967 | 0.240 | 0.9390284 | 0.240 |
| 0.102665558 | 0.245 | 0.9429636 | 0.245 |

| | | | |
|-------------|-------|-----------|-------|
| 0.095754669 | 0.250 | 0.9468030 | 0.250 |
| 0.089020000 | 0.255 | 0.9505444 | 0.255 |
| 0.082464552 | 0.260 | 0.9541864 | 0.260 |
| 0.076090628 | 0.265 | 0.9577274 | 0.265 |
| 0.069899832 | 0.270 | 0.9611668 | 0.270 |
| 0.063893092 | 0.275 | 0.9645038 | 0.275 |
| 0.058070681 | 0.280 | 0.9677385 | 0.280 |
| 0.052432249 | 0.285 | 0.9708710 | 0.285 |
| 0.046976865 | 0.290 | 0.9739017 | 0.290 |
| 0.041703053 | 0.295 | 0.9768316 | 0.295 |
| 0.036608835 | 0.300 | 0.9796618 | 0.300 |
| 0.031691777 | 0.305 | 0.9823935 | 0.305 |
| 0.026949033 | 0.310 | 0.9850283 | 0.310 |