

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
COECI – COORDENAÇÃO DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

FERNANDA YUMI SERANÁRIO TADANO

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE CONCRETOS COM
VARIAÇÃO NA CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO
GRAÚDO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

TOLEDO-PR

2017

FERNANDA YUMI SERANÁRIO TADANO

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE CONCRETOS COM
VARIAÇÃO NA CURVA GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO
GRAÚDO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel, do curso de
Engenharia Civil, da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Gustavo Savaris.

TOLEDO-PR

2017



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Toledo
Coordenação do Curso de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Título do Trabalho de Conclusão de Curso de Nº 087

Resistência ao cisalhamento de concretos com variação na curva granulométrica do agregado graúdo da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR)

por

Fernanda Yumi Serenário Tadano

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 15:50 h do dia **10 de Novembro de 2017** como requisito parcial para a obtenção do título **Bacharel em Engenharia Civil**. Após deliberação da Banca Examinadora, composta pelos professores abaixo assinados, o trabalho foi considerado **APROVADO**.

Prof. Dr. Carlos Eduardo Tino Balestra
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Rodnny Jesus Mendoza Fakhye
(UTFPR – TD)

Prof. Dr. Gustavo Savaris
(UTFPR – TD)
Orientador

Visto da Coordenação
Prof. Dr. Fúlvio Natércio Feiber
Coordenador da COECI

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

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por iluminar meu caminho durante este percurso de faculdade.

Aos meus pais, Heitor e Paula, que fizeram todo o possível para me auxiliar nestes anos de faculdade e que sempre me acalmaram e aconselharam nos momentos difíceis.

Ao meu irmão Heitor, a minha vó Angelina e ao meu namorado Otávio, que, mesmo de longe, sempre me ajudaram e me incentivaram na minha caminhada.

À memória do meu irmão André Y. S. Tadano, que me deu forças nos momentos difíceis e forças para sempre continuar seguindo meu sonho.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a minha família. Meu pai Heitor, minha mãe Paula, meu irmão Heitor, minha vó Angelina e meu namorado Otávio, por estarem sempre ao meu lado em minhas decisões e nos momentos difíceis dessa caminhada. Deixo aqui minha enorme gratidão.

Ao professor Gustavo Savaris por me auxiliar em todas as etapas deste trabalho, desde minha iniciação científica até o desenvolvimento deste trabalho, sendo de suma importância para um bom andamento do mesmo.

Aos laboratoristas Marcos, Wilson e Alex, aos acadêmicos Angela, Fernando e Lara, por me ajudarem nos experimentos deste trabalho.

As empresas CMIX e EMDUR por fornecerem alguns materiais necessários para realização dos ensaios. E a Universidade Paranaense de Toledo por ceder alguns equipamentos para realização dos ensaios.

A todos os meus amigos de Naviraí-MS e de Toledo-PR, por entenderem todas as vezes que me ausentei para realizar tarefas do TCC e da faculdade, além de estarem sempre me auxiliando nesta caminhada.

Aos meus colegas que dividiram comigo esses anos de faculdade, minha primeira turma e a turma que me acolheu após o intercâmbio. Foi com vocês que vi meu crescimento profissional e pessoal, e também que compartilhei momentos de tristezas e alegrias, os quais sempre serão lembrados e a amizade de vocês não será esquecida.

A empresa Taipas e aos colaboradores da mesma, por compreenderem minha necessidade de dedicação ao TCC e por me ajudarem em meu crescimento profissional.

RESUMO

TADANO, Fernanda Y. S. **Resistência ao cisalhamento de concretos com variação na curva granulométrica do agregado graúdo**. 2017. 62 p. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

O concreto convencional é largamente utilizado e em relação as suas características, sabe-se que as propriedades dos materiais empregados na sua confecção influenciam diretamente nas propriedades mecânicas, tais como resistência à compressão, tração e cisalhamento. Considerando o engrenamento dos agregados graúdos, a variação da curva granulométrica do agregado graúdo pode ser um fator influenciador na resistência ao cisalhamento. Uma vez que esta propriedade está ligada a três fatores principais: coesão entre as partículas, atrito cisalhante entre as partes de concreto e a armadura de cisalhamento em torno da interface da fissura. Sendo assim, um programa experimental foi realizado utilizando o ensaio descrito na norma Japonesa SF-6, com a intenção de investigar a influência da variação granulométrica do agregado graúdo, vendido comercialmente como brita 1, na resistência ao cisalhamento em peças de concreto. Foram utilizadas 3 dosagens, para produção de um total de 18 corpos de prova prismáticos com dimensões de 150 x 150 x 500 mm, moldados sem armadura. Estes corpos de prova foram ensaiados ao cisalhamento direto, sendo avaliada a tensão de cisalhamento, o deslocamento vertical da seção interna e a superfície de cisalhamento. As resistências obtidas experimentalmente foram comparadas entre elas e com formulações descritas nas normas ACI 318 (ACI, 2014), CSA A23.3-04 (CSA, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014) e com dois métodos de cálculo sugeridos por Mattock. Os resultados demonstram que apesar de haver variação na curva granulométrica dos agregados, não houve variação significativa em relação à resistência ao cisalhamento, no entanto, ao comparar com as formulações apresentadas pelas normas, estas, mostraram-se muito conservadoras em relação aos resultados experimentais. As formulações apresentadas por Mattock 1988 e 2001 mostraram-se mais próximas dos resultados experimentais.

Palavras-chave: Resistência ao cisalhamento. Curva granulométrica. SF-6.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Critério de ruptura Mohr-Coulomb.....	18
Figura 2: Teoria atrito cisalhamento: a) força de atrito agindo entre duas superfícies em contato; b) tração na armadura transversal devido à rugosidade da superfície e reação do concreto.....	19
Figura 3: Esquema de ensaios de cisalhamento: (a) Push-off test; (b) JSCE – SF-6	27
Figura 4: Resultado de granulometria da areia utilizada com os limites da NBR 7211 (ABNT, 2009).	33
Figura 5: Fôrma para confecção das peças de concreto para ensaio de cisalhamento direto.	37
Figura 6: Corpo de prova prismático com 2 planos de cisalhamento.	38
Figura 7: Especificações das chapas de aço.	39
Figura 8: Esquema da aplicação da força durante o ensaio de cisalhamento direto.	39
Figura 9: Esquema da instrumentação do ensaio.	40
Figura 10: Instrumentação do ensaio de cisalhamento.	40
Figura 11: Limite superior e inferior de acordo com a NBR 7211 (ABNT, 2009) e curva granulométrica dos agregados tipo 1, 2 e 3.	41
Figura 12: a) Amostra 1; b) Amostra 2; c) Amostra 3.	42
Figura 13: Tensão de cisalhamento média das composições de concreto.	45
Figura 14: Força cortante normalizada média das composições de concreto.....	48
Figura 15: Relação força x deslocamento das três composições de concreto.	50
Figura 16: Exemplos de concreto C1 após a ruptura.	51
Figura 17: Exemplos de concreto C2 após a ruptura.	52
Figura 18: Exemplos de concreto C3 após a ruptura.	52
Figura 19: Tensão última de cisalhamento estimada pelas normas, equações de Mattock e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão média dos concretos.....	55

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores de c e μ para a Equação (4).....	24
Tabela 2: Limites da composição granulométrica do agregado graúdo.	30
Tabela 3: Ensaio de granulometria do agregado miúdo, de acordo com a NBR NM 248 (ABNT, 2003).	33
Tabela 4: Resultado do ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 1....	34
Tabela 5: Resultado do Ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 2. ...	35
Tabela 6: Resultado do ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 3....	35
Tabela 7: Quantidade de material por m^3 de concreto.	36
Tabela 8: Resultados caracterização dos concretos.	43
Tabela 9: Resultados dos ensaios de cisalhamento, área e tensão de cisalhamento dos concretos.	44
Tabela 10: Análise de variância da tensão de cisalhamento média ($\tau_{,m}$).	46
Tabela 11: Tensão normalizada dos concretos.	47
Tabela 12: Análise de variância tensão normalizada média ($\tau_{,n,m}$).	49
Tabela 13: Tensões de cisalhamento experimentais e estimativas das normas.	53
Tabela 14: Tensões de cisalhamento experimentais e estimativas equações de Mattock.....	54

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras latinas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	American Concrete Institute
A_{vf}	Área de aço na seção de cisalhamento.
b	Largura do corpo de prova na seção reduzida
c	Coesão
CSA	Canadian Standards Association
C1	Concreto convencional produzido com amostra 1
C2	Concreto convencional produzido com amostra 2
C3	Concreto convencional produzido com amostra 3
f_c	Resistência à compressão axial do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
$f_{c,m}$	Resistência à compressão axial média do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_{ctd}	Resistência à tração de cálculo do concreto
$f_{ct,inf}$	Resistência à tração inferior
$f_{ctk,inf}$	Resistência à tração característica inferior do concreto
$f_{ctk,m}$	Resistência característica à tração média
$f_{ct,m}$	Resistência média à tração do concreto
f_y	Tensão de escoamento da armadura que atravessa a fissura
h	Altura do corpo de prova na seção reduzida
K_1	Coefficiente que depende da densidade do material
V_r	Resistência ao cisalhamento fatorada do plano
P	Máxima carga aplicada
V_n	Força cortante resistente da seção;
V_{sd}	Força solicitante cortante de cálculo
V_u	Força cortante última

Letras gregas

α_f	Ângulo entre a armadura e o plano de cisalhamento.
γ_c	Coefficiente de segurança de ponderação do concreto
σ	Tensão normal ao plano de cisalhamento
μ	Coefficiente de atrito entre as superfícies
ρ	Taxa de armadura transversal
τ	Tensão de cisalhamento
τ_m	Tensão de cisalhamento média
$\tau_{m,exp}$	Tensão de cisalhamento média experimental
τ_n	Tensão normalizada
$\tau_{n,m}$	Tensão normalizada média
τ_n	Tensão normalizada
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de cálculo
τ_{teo}	Tensão de cisalhamento teórica
τ_u	Tensão cisalhante última resistente
τ_{wd}	Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo por força cortante
ϕ	Ângulo de atrito interno
ϕ_c	Coefficiente de minoração da resistência do concreto
ϕ_s	Coefficiente de minoração da resistência do aço

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1 JUSTIFICATIVA.....	13
1.2 OBJETIVOS.....	14
1.2.1 Objetivo geral.....	14
1.2.2 Objetivos específicos.....	14
1.3 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA.....	15
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO.....	16
2.1.1 Modelos analíticos existentes para análise da resistência ao cisalhamento... 17	
2.1.2 Mecanismos que influenciam na resistência ao cisalhamento do concreto ... 20	
2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	22
2.2.1 ACI 318 (ACI, 2014)	22
2.2.2 CSA A23.3-04 (CSA, 2004).....	23
2.2.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)	24
2.2.4 Formulações desenvolvidas por Mattock (1988) e (2001).	25
2.3 MÉTODOS DE ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM PEÇAS DE CONCRETO	27
2.4 CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRAÚDO	28
2.4.1 Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento do concreto . 30	
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	32
3.1 MATERIAIS EMPREGADOS.....	32
3.1.1 Aglomerante	32
3.1.2 Agregado miúdo	32
3.1.3 Agregado graúdo.....	34
3.2 DEFINIÇÃO DAS COMPOSIÇÕES DOS CONCRETOS.....	35
3.3 ELEMENTOS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO.....	36
3.3.1 Produção dos concretos	36
3.3.2 Moldagem dos corpos de prova.....	37
3.3.3 Características dos corpos de prova prismáticos	37
3.3.4 Ensaio de cisalhamento direto.....	38

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	41
4.1	GRANULOMETRIA DO AGREGADO GRAÚDO	41
4.2	CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS	43
4.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	44
4.4	DESLOCAMENTO DO PLANO CISALHANTE	49
4.5	ANÁLISE DAS SUPERFÍCIES DE CISALHAMENTO	51
4.6	RESISTÊNCIA TEÓRICA AO CISALHAMENTO	52
4.	CONCLUSÕES	56
5.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	57
	REFERÊNCIAS	58
	ANEXO A - Tabela 2 – Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo, ABNT NBR 7211:2009	62

1. INTRODUÇÃO

O concreto é um compósito constituído por agregados miúdos e graúdos, dispersos em uma matriz formada pelas reações químicas durante a hidratação do cimento Portland pela água. O compósito é bastante heterogêneo, muito complexo e com alta resistência à compressão (SILVA, 2006). Além disso, é largamente utilizado na construção civil devido, dentre outros motivos, à facilidade de executar elementos estruturais com diversas formas e tamanhos.

No entanto, devido à sua natureza, o concreto apresenta uma série de defeitos e fissuras internas desde as primeiras horas após a concretagem, até mesmo antes de ser submetido a esforços. O comportamento do concreto quando submetido à diferentes níveis de tensão é dado pela propagação destes defeitos e fissuras (MALATESTA E CONTRERAS, 2009).

As características dos materiais empregados na confecção do concreto influenciam diretamente nas propriedades mecânicas do mesmo, tais como resistência à compressão, tração e cisalhamento.

A granulometria do agregado está relacionada diretamente à mineralogia da rocha de origem, ao processo de extração e processamento (NEVILLE, 1997). Como estas características variam de região para região, e até mesmo de indústria para indústria, é praticamente impossível determinar uma curva granulométrica padrão para este tipo de material, este fato é notório através da norma NBR 7211 (ABNT, 2009), que define faixas de variação granulométrica para os diferentes tipos de brita conhecidas comercialmente.

Alguns estudos sobre a resistência ao cisalhamento de peças produzidas com concretos utilizando agregados com diferentes granulometrias, como apresentado em Sherwood *et al.* (2007), Yang *et al.* (2011) e Desnerck *et al.* (2009), confirmam que há influência deste parâmetro na resistência ao cisalhamento. Como o concreto apresenta uma ruptura frágil, em relação à resistência ao cisalhamento, deve-se evitar este tipo de ruptura, tornando-se necessário compreender as propriedades que influenciam nesta resistência.

Ao realizar o dimensionamento de estruturas de concreto, há a necessidade de avaliar as estruturas minuciosamente, pois há elementos ou partes deles em que a resistência ao cisalhamento torna-se crítica através de planos com menor área.

Empregando a teoria de Mohr-Coulomb, que possui como base estudos desenvolvidos por Coulomb em 1773, pode-se estimar a resistência ao cisalhamento de um material considerando dois fatores: coesão entre as partículas e ângulo de atrito interno do material.

Na década de 60 do século passado, Birkeland e Birkeland (1966) propuseram o conceito de atrito-cisalhamento (“*shear-friction*”) para explicar e quantificar a resistência ao cisalhamento em peças de concreto armado. A partir de então, diversos pesquisadores têm buscado definir uma equação para estimar a resistência ao cisalhamento de peças de concreto partindo desses conceitos e avaliando quais os mecanismos que influenciam nesta propriedade do concreto (WALRAVEN (1987) e HOFBECK *et al.* (1969)).

Zilch e Reinecke (2000, *apud* SANTOS E JÚLIO, 2012), identificaram três mecanismos no concreto responsáveis por resistir ao cisalhamento, sendo eles: coesão, relacionada ao intertravamento mecânico e as ligações químicas entre os agregados; atrito, relacionado às tensões transversais à interface; e o efeito de pino, relacionado à flexão das armaduras que atravessam a interface, ou seja, a taxa de armadura adicionada à estrutura.

Este trabalho avalia a influência da variação da curva granulométrica do agregado graúdo, vendido comercialmente como brita 1, na resistência ao cisalhamento do concreto, através de ensaios experimentais de cisalhamento direto e comparando os resultados com estimativas calculadas por equações apresentadas na literatura.

1.1 JUSTIFICATIVA

Apesar de existir uma grande quantidade de estudos sobre o concreto, há divergências entre os pesquisadores quanto ao seu comportamento e fatores que influenciam na resistência ao cisalhamento. Dentre esses estudos, uma pequena quantidade avalia a influência da distribuição granulométrica do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento deste material.

No Brasil, não existe um ensaio normatizado para determinar a resistência ao cisalhamento direto em peças de concreto.

Neste contexto, este trabalho justifica-se pela necessidade de desenvolver estudos que avaliam a influência da distribuição granulométrica do agregado graúdo em relação à resistência ao cisalhamento do concreto, auxiliando no desenvolvimento gradativo das teorias atuais de dimensionamento.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar a resistência ao cisalhamento de peças de concreto produzido com agregado graúdo vendido comercialmente com a denominação de brita 1 e que apresentem variação na curva granulométrica, avaliando esta resistência por meio de ensaios de cisalhamento direto.

1.2.2 Objetivos específicos

Com relação aos objetivos específicos enquadram-se:

- Quantificar a capacidade última ao cisalhamento utilizando o ensaio de cisalhamento direto em concretos produzidos com amostras de brita 1 que apresentam variação na curva granulométrica;
- Analisar o deslocamento vertical em peças de concreto sem armadura transversal e com diferentes amostras de brita 1 na produção do concreto;
- Avaliar a superfície de cisalhamento dos concretos produzidos com brita 1, que apresentam variação nas curvas granulométricas;
- Verificar a viabilidade da utilização do ensaio descrito pela norma japonesa SF-6 para concretos sem reforço de fibras de aço para determinação da resistência ao cisalhamento em peças de concreto;

- Analisar e comparar os resultados experimentais que serão obtidos neste trabalho com os existentes na literatura.

1.3 DELIMITAÇÕES DA PESQUISA

O presente trabalho se limita a avaliar a resistência ao cisalhamento direto de concretos convencionais com resistência à compressão próxima a 50 MPa, produzidos com agregado graúdo de origem basáltica, comercialmente vendidos como brita 1.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentado uma revisão bibliográfica sobre resistência ao cisalhamento do concreto, com alguns trabalhos que contribuíram no desenvolvimento de teorias sobre o tema, descrevendo o comportamento do concreto quando solicitado por tensão cisalhante, formulações de normas nacionais e internacionais, tipos de ensaios de resistência ao cisalhamento, bem como um breve estudo sobre a influência da variação da curva granulométrica dos agregados graúdos.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO CONCRETO

O concreto, quando submetido ao cisalhamento, apresenta um comportamento frágil. Neste sentido, adota-se em projetos estruturais mecanismos externos às propriedades do concreto, tais como estribos nas vigas e pinos em lajes, buscando evitar a ruptura por cisalhamento dos elementos estruturais de concreto. Em casos extremos, quando as configurações de carga durante a vida útil da estrutura ou ao longo da execução forem diferentes das cargas previstas em projeto, os mecanismos adotados (estribos e pinos) para suportar os esforços de cisalhamento podem ser insuficientes. Tais casos podem ser exemplificados como: o caso da ocorrência de um terremoto, ou quando há dificuldades durante a execução como a falta de espaço entre as armaduras, dificultando, assim, a colocação do reforço necessário nas seções críticas (MIRSAYAH E BANTHIA, 2002).

De acordo com Boulifa *et al.* (2012), a maior dificuldade em estudar o comportamento do concreto armado em relação ao cisalhamento, está no desenvolvimento de um processo experimental suficientemente confiável para representar tal comportamento.

De acordo com o ASCE-ACI *Task Committee* 426 (1973), o surgimento de fissuras ou ruptura por cisalhamento em peças de concreto, como vigas, colunas, paredes, lajes ou outras estruturas de concreto, podem apresentar diferentes tipos de

fissuras e rupturas. No entanto, os mecanismos pelos quais o cisalhamento é transferido através da estrutura podem ser semelhantes.

2.1.1 Modelos analíticos existentes para análise da resistência ao cisalhamento

Buscando compreender os mecanismos que se opõem a propagação dessas fissuras, buscou-se na teoria, elementos que influenciam na resistência ao cisalhamento em peças de concreto. Coulomb (1773, *apud* CAPUTO, 1988), descreve o efeito do cisalhamento em materiais granulares utilizando a Equação (1), cuja representação gráfica é dada por uma reta. Esta resistência ao cisalhamento é gerada, basicamente, a partir de dois componentes: a coesão e o atrito entre as partículas.

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \quad (1)$$

onde:

τ : Tensão de cisalhamento;

σ : Tensão normal ao plano de cisalhamento;

c : Coesão;

ϕ : Ângulo de atrito interno.

No final do século XIX, Mohr (1900, *apud* CAPUTO, 1988) generalizou a Equação (1) para todos os tipos de materiais, e a utilizou para representar a envoltória de todos os círculos de Mohr traçados para diferentes estados de tensões principais que causam a ruptura do material, conforme mostra a Figura 1. Neste caso particular do critério de Mohr, assume-se uma variação linear entre as tensões cisalhantes e normais.

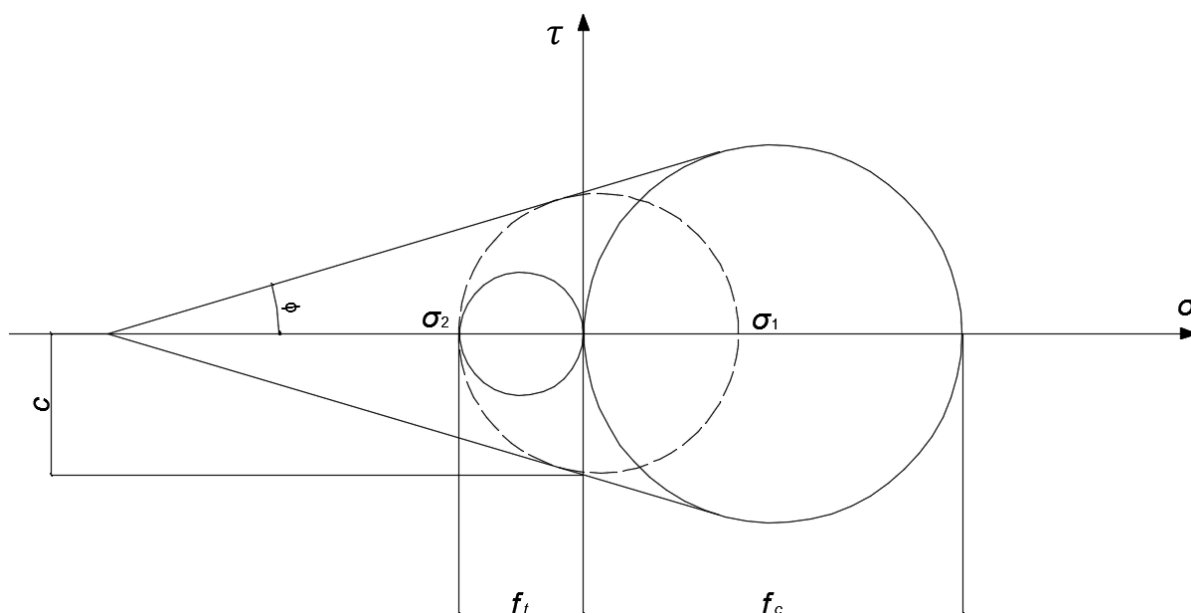


Figura 1: Critério de ruptura Mohr-Coulomb.

Esta envoltória pode ser obtida a partir de uma reta que faz um ângulo ϕ com o eixo das tensões normais e tangencia o círculo de Mohr, referente à ruptura do material por compressão uniaxial. Considerando o círculo menor, à esquerda, referente à ruptura do material por tração uniaxial, é possível obter o círculo que representa a ruptura do material, representado na Figura 1 pelo círculo tracejado.

Outra teoria a respeito do cisalhamento em peças de concreto, desenvolvida por Birkeland e Birkeland (1966), conhecida como teoria atrito-cisalhamento (“*shear friction*”), pressupõe que o mecanismo de transferência de forças de cisalhamento em uma interface de concreto, submetido simultaneamente a forças de cisalhamento e de compressão, é assegurado apenas por atrito, gerado pela adição de armadura ao corpo de prova monolítico, conforme apresenta a Figura 2.

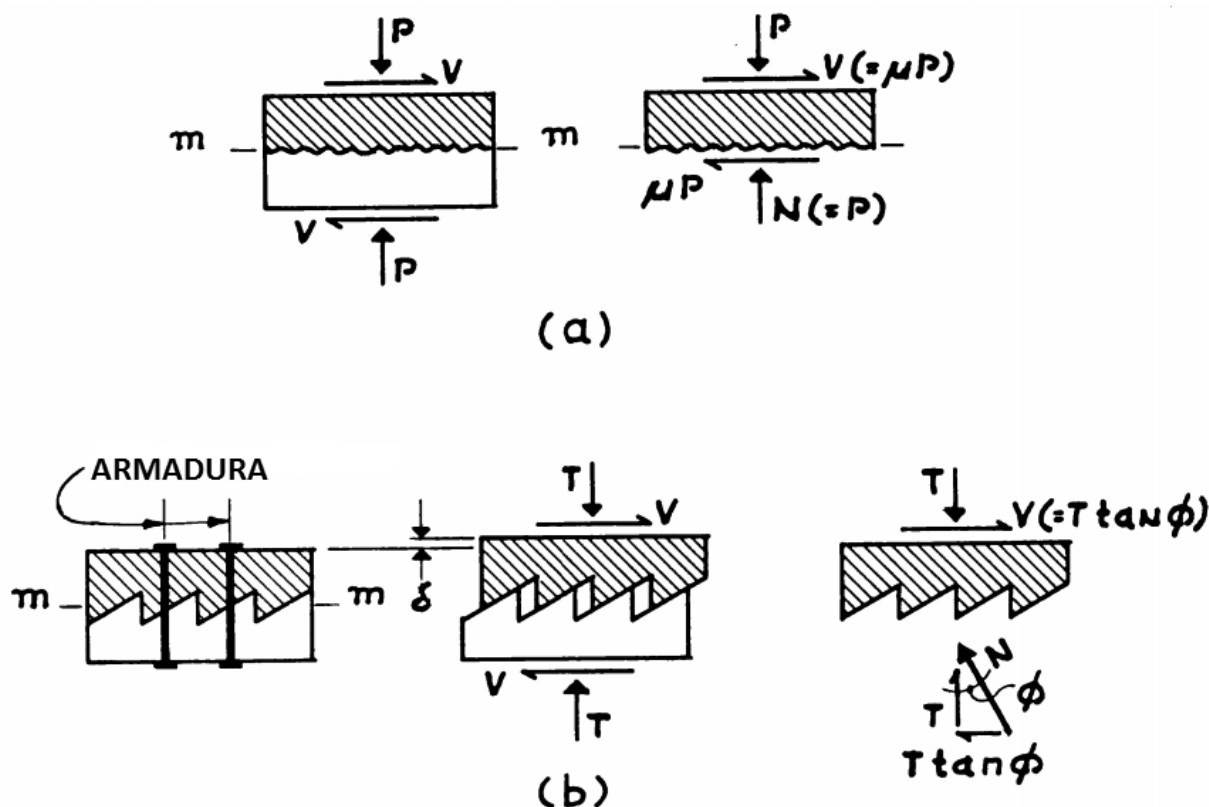


Figura 2: Teoria atrito cisalhamento: a) força de atrito agindo entre duas superfícies em contato; b) tração na armadura transversal devido à rugosidade da superfície e reação do concreto.

Fonte: Adaptado de Birkeland e Birkeland (1966).

Birkeland e Birkeland (1966) assume inicialmente um bloco de concreto monolítico com a existência de um plano fissurado m-m (Figura 2-a), onde as faces tendem a se separar, devido ao esforço cortante horizontal V , que é resistido pelo atrito $\mu \cdot P$, sendo μ o coeficiente de atrito e P o esforço normal perpendicular ao plano de cisalhamento. A separação das faces pode ser evitada com a adição de armadura ao corpo de prova, conforme mostra a Figura 2-b, que produz tensões de tração durante a separação das interfaces, comprimindo as faces internas com igual magnitude. O atrito entre as faces internas também influencia para que as faces não se separem.

Sendo assim, Birkeland e Birkeland (1966) desenvolveram a expressão linear, dada pela Equação (2), em que a tensão última de cisalhamento é dada pela taxa de armadura e por um coeficiente de atrito existente entre as superfícies. Esta equação apresenta resultados satisfatórios quando comparados com tensões cisalhantes e taxa de armadura transversal inferiores a 5,5 MPa e 0,015, respectivamente.

$$\tau_u = \rho \times f_y \times \mu \quad (2)$$

onde:

τ_u : Tensão cisalhante última resistente;

ρ : Taxa de armadura transversal;

f_y : Tensão de escoamento da armadura que atravessa a fissura;

μ : Coeficiente de atrito entre as superfícies, adotado igual a 1,7 para peças de concreto monolíticas.

Entretanto, a equação apresentada por Birkeland e Birkeland (1966) desconsidera que peças sem armadura transversal resistam aos esforços de cisalhamento. Fato este que não representa a real resistência dos concretos e fatores que nela influenciam, sendo demonstrados posteriormente em estudos.

2.1.2 Mecanismos que influenciam na resistência ao cisalhamento do concreto

A partir das teorias citadas anteriormente, diversos estudos foram desenvolvidos, visando definir e quantificar os principais fatores que afetam a resistência ao cisalhamento em peças de concreto armado. Autores como Walraven *et al.* (1987), Hofbeck *et al.* (1969) e Mattock e Hawkins (1972) constaram que peças sem armadura transversal também apresentavam resistência ao cisalhamento, ou seja, um elemento de concreto sem armadura transversal possui capacidade de resistir a uma determinada força cortante, diferentemente da teoria inicial proposta por Birkeland e Birkeland (1966).

De acordo com o ASCE-ACI *Task Committee* 426 (1973), a parcela de cisalhamento resistida pelo concreto sem estribos é provida pelo concreto apenas até a carga de fissuração diagonal. A partir deste momento, a região comprimida do concreto não fissurado passa a contribuir, além do engrenamento dos agregados ao longo da face da fissura, o efeito de pino gerado pela armadura longitudinal e a ação de arco. Tais mecanismos podem ser melhor explicados e divididos em:

- Concreto não fissurado (*uncracked concrete*) - este mecanismo ocorre em trechos ou partes não fissuradas dos elementos estruturais, e depende da resistência à compressão do concreto e da área comprimida;
- Engrenamento dos agregados (*aggregate interlock*) - este mecanismo é utilizado para descrever a força tangencial de cisalhamento transmitida ao longo da face da fissura. Depende da rugosidade da fissura, da abertura da mesma e do tipo de agregado empregado na produção do concreto;
- Efeito de encavilhamento da armadura (*dowel action-effect*): a armadura longitudinal resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante devido ao efeito de pino na barra. O efeito de pino está relacionado à taxa de armadura e ao diâmetro da barra empregada, e, algumas vezes, pode ser influenciado pela resistência à compressão do concreto;
- Efeito de arco (*arch action*): este mecanismo ocorre principalmente em vigas e lajes que possuem o vão reduzido, quando comparados a sua altura. Está diretamente ligado à relação a/d (altura/ comprimento). Sendo assim, quanto menor o vão de cisalhamento, maior o efeito de arco.

Estes mecanismos são interdependentes, portanto, a variação em qualquer um deles, afeta os demais. Estes mecanismos dependem de diversos parâmetros, como: tipo de carregamento, geometria da seção transversal, resistência do concreto, tipo e quantidade de armadura longitudinal, tipo de agregado, e relação a/d (ASCE-ACI TASK COMMITTEE 426, 1973).

Zilch e Reinecke (2000, *apud* SANTOS E JÚLIO, 2012) também descrevem a resistência ao cisalhamento em interfaces de concreto, no entanto, apenas como a combinação de apenas três mecanismos de transferência de carga, sendo eles: a coesão entre as partículas, o atrito cisalhante entre as partes de concreto, e a armadura de cisalhamento em torno da interface.

O mecanismo da coesão é originado por ligações químicas entre as partículas do concreto. Quando a capacidade de carga máxima é atingida, ocorre o descolamento na interface concreto-concreto e as tensões cisalhantes são transferidas por um intertravamento mecânico. Se a interface é submetida à compressão, as tensões cisalhantes são transferidas por atrito-cisalhante. Com o aumento relativo do deslocamento entre as partes do concreto, a armadura que atravessa a interface será tracionada, podendo ocorrer o escoamento da armadura. Sendo assim, a armadura de cisalhamento induzirá a compressão na interface e a

força cisalhante será transferida por atrito. Devido ao deslizamento, a armadura de cisalhamento também estará sujeita ao cisalhamento, conhecido como efeito de pino.

Segundo Harries *et. al.* (2012), a resistência ao cisalhamento trata-se de um mecanismo complexo devido à variedade de parâmetros que podem influenciar nesta resistência. Para entender os mecanismos que interferem na resistência ao cisalhamento é necessário conhecer o comportamento da face fissurada, que inclui o efeito do agregado, propriedades da matriz do concreto, efeito de pino e o atrito interno das faces fissuradas.

Devido à grande complexidade em entender os mecanismos que influenciam na resistência ao cisalhamento, os autores concluem que não é possível separar explicitamente ou prever as relações de todos os parâmetros que contribuem na resistência ao cisalhamento.

2.2 MÉTODOS DE CÁLCULO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Nesta seção, serão apresentadas algumas formulações existentes, utilizadas para o cálculo da resistência ao cisalhamento em estruturas de concreto armado. Primeiramente, são mostrados os procedimentos de três normas para o dimensionamento de estruturas de concreto: ACI 318 (ACI, 2014), CSA A23.3-04 (CSA, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014) e, posteriormente, são apresentados dois métodos de cálculo sugeridos por Mattock (1988 e 2001).

2.2.1 ACI 318 (ACI, 2014)

De acordo com a norma americana ACI 318 (2014), as forças cortantes resistidas por peças de concreto devem ser calculadas utilizando a Equação (3), semelhante àquela apresentada por Birkeland e Birkeland (1966) da teoria atrito-cisalhamento.

$$V_n = \mu \times f_y \times A_{vf} \quad (3)$$

onde:

V_n : Força cortante resistente da seção;

μ : Coeficiente de atrito igual a 1,4 para peças de concreto monolíticas e concretos com densidade normal;

A_{vf} : Área de aço na seção de cisalhamento.

2.2.2 CSA A23.3-04 (CSA, 2004)

A norma canadense A23.3-04 (CSA, 2004), considera em sua formulação baseada no modelo de Mohr-Coulomb, que a resistência ao cisalhamento em peças de concreto é resistida por uma parcela de coesão e outra relacionada à adição de armadura na estrutura de concreto, calculada pela Equação (4).

$$V_r = \phi_c \times (c + \mu \times \sigma) + \phi_s \times \rho \times f_y \times \cos \alpha_f \quad (4)$$

onde:

V_r : Resistência ao cisalhamento fatorada do plano (MPa);

ϕ_c : Coeficiente de minoração da resistência do concreto;

ϕ_s : Coeficiente de minoração da resistência do aço;

α_f : Ângulo entre a armadura e o plano de cisalhamento.

A primeira parcela, $\lambda \times \phi_c \times (c + \mu \cdot \sigma)$ não deve exceder $0,25 \times \phi_c \times f_c$. Os valores de c e μ são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1: Valores de c e μ para a Equação (4).

Tipos de concretagem	c (MPa)	μ
Concretos com idades diferentes e superfícies lisas	0,25	0,60
Concretos com idades diferentes e superfícies rugosas com pelo menos 5 mm.	0,50	1,00
Peças concretadas monoliticamente	1,00	1,40
Peças concretadas separadamente e interligadas por barras de aço ou reforço	0,00	0,60

2.2.3 NBR 6118 (ABNT, 2014)

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) - “Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento”, é aplicada para concretos com resistência à compressão entre 20 MPa e 90 MPa e apresenta as equações para determinação da resistência ao cisalhamento para peças monolíticas de concreto de seção retangular. A tensão cisalhante para seções retangulares deve ser calculada utilizando a Equação (5):

$$\tau_{wd} = \frac{3 \times V_{sd}}{2 \times b \times h} \leq \tau_{Rd} \quad (5)$$

onde:

τ_{wd} : Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo por força cortante (MPa);

V_{sd} : Força solicitante cortante de cálculo;

b : Largura do corpo de prova na seção reduzida;

h : Altura do corpo de prova na seção reduzida;

τ_{Rd} : Tensão de cisalhamento resistente de cálculo (MPa).

Devendo a tensão de cisalhamento solicitante ser inferior à tensão resistente de cálculo, dada pela Equação (6):

$$\tau_{Rd} = 0,3 \times f_{ctd} \quad (6)$$

onde:

f_{ctd} : Resistência à tração de cálculo do concreto (MPa).

A resistência à tração de cálculo do concreto é obtida a partir das Equações (7) e (8).

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \quad (7)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \times f_{ct,m} \quad (8)$$

onde:

$f_{ctk,inf}$: Resistência à tração característica inferior do concreto (MPa);

γ_c : Coeficiente de segurança de ponderação do concreto, igual 1,0;

$f_{ct,m}$: Resistência média à tração do concreto (MPa).

A resistência a tração média do concreto ($f_{ct,m}$) é dada pelas Equações (9) e (10), para concretos de classe até C50 ou entre C55 e C90, respectivamente:

$$f_{ct,m} = 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

$$f_{ct,m} = 2,12 \ln \times (1 + 0,11 f_{ck}) \quad (10)$$

onde:

f_{ck} : Resistência característica à compressão do concreto (MPa).

2.2.4 Formulações desenvolvidas por Mattock (1988) e (2001).

Mattock (1988), em discussão ao trabalho de Walraven *et al.* (1987) e após ensaios complementares aos apresentados por Hofbeck *et al.* (1969) e Mattock e

Hawkins (1972), utilizando concretos com resistência a compressão igual a 41,1 MPa, propôs a Equação (11). Nesta equação, o primeiro termo representa a resistência ao cisalhamento devido à coesão, levando em consideração a resistência à compressão do concreto, enquanto o segundo termo representa a resistência ao cisalhamento devido ao atrito entre os agregados.

$$\tau_u = 0,467 \times f_c^{0,545} + 0,8 \times (\rho \times f_y + \sigma) \leq 0,3 \times f_c \quad (11)$$

Onde:

f_c : Resistência à compressão axial do concreto (MPa).

Posteriormente, Mattock (2001) propõe equações simplificadas para determinação da resistência ao cisalhamento do concreto. Estas equações foram elaboradas após um estudo detalhado de 105 ensaios experimentais de cisalhamento direto disponíveis na literatura, avaliando concretos com resistência à compressão entre 16,45 e 98,99 MPa.

As equações propostas por este autor relacionam a resistência ao cisalhamento em peças monolíticas de concreto à resistência à compressão do concreto, à taxa de armadura transversal e à força normal de compressão do plano. A Equação (6) estima a tensão última de cisalhamento em interfaces onde a tensão normal de cisalhamento, devido às forças internas e externas, for igual a $K_1/1,45$ ou quando a tensão cisalhante for igual superior a $1,55 K_1$.

$$\tau_u = K_1 + 0,8 \times (\rho \times f_y + \sigma_n) \quad (12)$$

Sendo K_1 o coeficiente que depende da densidade do material, e para concreto com peso específico normal igual a $0,1 \times$, mas não superior a 5,52 MPa.

2.3 MÉTODOS DE ENSAIOS PARA DETERMINAR A RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM PEÇAS DE CONCRETO

No Brasil não há uma norma que trate especificamente de ensaio de cisalhamento. O ensaio do tipo *Push-off* (Figura 3 (a)), que apesar de não normatizado tem apresentado resultados considerados adequados para estimativa da resistência ao cisalhamento direto do concreto, é capaz de avaliar o engrenamento entre os agregados a partir da transferência de tensões de cisalhamento por atrito entre as faces de fissuras.

De acordo com Malatesta e Contreras (2009), os corpos de prova do ensaio do tipo *Push-off* são basicamente um prisma formado por dois blocos em L, conectados por um plano em que a tensão de cisalhamento ocorre quando aplicado tensão de compressão. Frequentemente utilizados, devido às dimensões reduzidas e simplicidade de execução.

No Japão, a norma SF-6 (JSCE, 1990) descreve um método de ensaio de cisalhamento direto para concretos reforçados com fibras de aço, instrumentado conforme mostra a Figura 3(b).

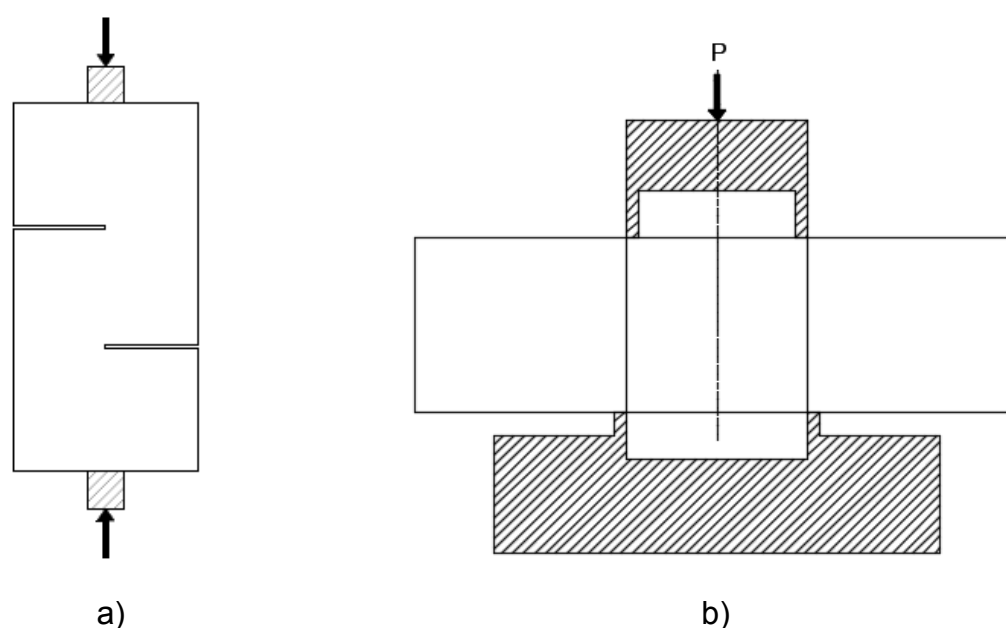


Figura 3: Esquema de ensaios de cisalhamento: (a) Push-off test; (b) JSCE – SF-6

Neste ensaio, a carga é aplicada em um corpo de prova prismático, apoiado sobre um bloco rígido de aço. O espaçamento entre os pontos de aplicação da carga

deve ser igual a altura do corpo de prova e a parte interna entre os pontos de aplicação.

Adotando as medidas utilizadas por Mirsayah e Banthia (2002), o corpo de prova terá 500 x 150 x 150 mm (comprimento, altura e largura) e espaçamento entre as partes mais elevadas do bloco inferior distantes 155 mm. Assim, uma região estreita de 2,5 mm estará sujeita a uma tensão de cisalhamento concentrada, região, está, onde ocorre a falha de cisalhamento, por apresentar uma área reduzida.

A fim de delimitar a zona de maior concentração de tensão, os planos de cisalhamento devem ter suas seções reduzidas e, por fim, os corpos de prova prismáticos são rompidos aos 28 dias.

A norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990), além de estabelecer o método de ensaio descrito anteriormente, também fornece a Equação (13) para o cálculo da resistência ao cisalhamento:

$$\tau = \frac{P}{2 \times b \times h} \quad (13)$$

onde:

P: Máxima carga aplicada.

A Equação (13) será utilizada posteriormente para cálculo da tensão última de cisalhamento experimental.

2.4 CURVA GRANULOMÉTRICA AGREGADO GRAÚDO

A curva granulométrica do agregado é obtida pela distribuição das partículas dos materiais granulares entre várias dimensões, em geral, expressa em termos de porcentagens acumuladas ou retidas em cada uma das aberturas de uma série de peneiras (MEHTA E MONTEIRO, 1994).

De acordo com Neville (1997), não existe uma curva granulométrica ideal. A granulometria, ou distribuição granulométrica, dos agregados graúdos varia de região para região ou até mesmo de indústria para indústria, principalmente por estar

diretamente relacionada às características mineralógicas da rocha de origem e ao processo de extração e processamento do mesmo. Sendo assim, torna-se praticamente impossível determinar uma curva granulométrica padrão para os agregados graúdos, sendo possível, apenas, definir uma faixa de variação da mesma (VILLAR, 2002).

De acordo com a norma NBR 7211 (ABNT, 2009), o agregado graúdo é definido pelas partículas que passam pela peneira com abertura de malha de 75 mm e ficam retidas na peneira com abertura de malha de 4,75 mm, seguindo a metodologia da NBR NM 248 (ABNT, 2003), que define a curva granulométrica do agregado, com peneiras definidas pela NBR NM ISO 3310-1 (ABNT, 2010).

A norma NBR NM 248 (ABNT, 2003) descreve o ensaio de determinação da composição granulométrica, visando classificar as partículas de uma amostra pelos respectivos tamanhos e frações correspondentes a cada tamanho. Deste modo, fornece a curva granulométrica do agregado, o módulo de finura, apenas para agregados miúdos, e a dimensão máxima característica do agregado em estudo.

A dimensão máxima característica (D.M.C) do agregado graúdo é uma grandeza muito utilizada para classificação do agregado comercialmente. Esta grandeza está associada à distribuição granulométrica do agregado, correspondente à abertura nominal, em milímetros, da malha da peneira da série normal ou intermediária, na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5% em massa (ABNT NBR NM 248, 2003).

Realizada a determinação granulométrica do agregado segundo a ABNT NM 248 (ABNT, 2003), a norma NBR 7211 (ABNT, 2009) especifica os requisitos exigíveis para recepção e produção dos agregados miúdos e graúdos, além de determinar os limites que as curvas de distribuição granulométricas devem atender. Estes limites são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2: Limites da composição granulométrica do agregado graúdo.

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISSO 3310-1)	Porcentagem, e massa, retida acumulada				
	Zona granulométrica				
	d/D ^a				
	4,75/12,5	9,5/25	19/31,5	25/50	37,5/75
75 mm	-	-	-	-	0 – 5
63 mm	-	-	-	-	5 – 30
50 mm	-	-	-	0 – 5	75 – 100
37,5 mm	-	-	-	5 – 30	90 – 100
31,5 mm	-	-	0 – 5	75 – 100	95 – 100
25 mm	-	0 – 5	5 – 25 ^b	87 – 100	-
19 mm	-	2 – 15 ^b	65 ^b – 95	95 – 100	-
12,5 mm	0 – 5	40 ^b – 65 ^b	92 – 100	-	-
9,5 mm	2 – 15 ^b	80 ^b – 100	95 – 100	-	-
6,3 mm	40 ^b – 65 ^b	92 – 100	-	-	-
4,75 mm	80 ^b – 100	95 – 100	-	-	-
2,36 mm	95 – 100	-	-	-	-

^a Zona granulométrica correspondente à menor (d) e à maior (D) dimensão do agregado graúdo

^b Em cada zona granulométrica deve ser aceita uma variação de no máximo cinco unidades percentuais em apenas um dos limites marcados com 2). Essa variação pode também estar distribuída em vários desses limites.

Fonte: NBR 7211 (ABNT, 2009).

Em versões mais antigas, a norma NBR 7211 utilizava a nomenclatura dos agregados graúdos divididas em: brita 0, brita 1, brita 2, brita 3 e brita 4, de acordo com a distribuição granulométrica do material. A revisão desta norma no ano 2005 mudou esta especificação para zonas granulométricas e ampliou os limites das faixas granulométricas. No entanto, a nomenclatura anterior continua sendo amplamente utilizada para comercialização dos agregados.

2.4.1 Influência do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento do concreto

Apesar de o concreto ser um material amplamente utilizado e haver uma grande quantidade de pesquisas sobre seu comportamento e influência dos materiais

constituintes na resistência ao cisalhamento, constatam-se divergências entre os pesquisadores quanto ao comportamento deste material em relação a variação da granulometria dos agregados utilizados.

Sherwood *et al.* (2007) e Yang *et al.* (2011), em estudos com concreto convencional e concreto leve, respectivamente, demonstraram que a dimensão máxima do agregado graúdo influencia diretamente no engrenamento dos agregados entre as faces das fissuras, sendo a resistência ao cisalhamento maior nos concretos produzidos com agregados de maior dimensão.

No entanto, Desnerck *et al.* (2009), em estudos comparando concreto convencional e concreto auto adensável, este último constituído por agregados menores, obteve resultados em que o aumento da resistência ao cisalhamento, deu-se pela utilização de uma quantidade maior de materiais finos. Acarretando em melhorias na matriz do concreto, devido ao maior atrito entre as faces das fissuras. Sendo suficiente para suprir a parcela de engrenamento dos agregados.

Em análises da rugosidade da superfície gerada pelo cisalhamento de vigas de concreto, Sagaseta e Vollum (2011) concluíram que a rugosidade da parede de fissuramento depende do tipo de agregado e não apenas da resistência do concreto como comumente assumido nos códigos. Observou também, para vigas sem estribos, que a resistência é afetada negativamente pela ruptura dos agregados.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Com o intuito de avaliar a resistência ao cisalhamento direto de peças de concreto foi desenvolvido um programa experimental utilizando os laboratórios de materiais de construção da Universidade Tecnológica Federal do Paraná e da Universidade Paranaense, na cidade de Toledo-PR.

3.1 MATERIAIS EMPREGADOS

3.1.1 Aglomerante

Para a produção dos concretos foi empregado como aglomerante cimento Votoran, que atende à categoria CP-V-ARI-RS da norma NBR 5733 (ABNT, 1991).

Em laboratório, realizou-se o ensaio de massa específica seguindo a norma NBR NM 23 (ABNT, 2001) e obteve para este cimento massa específica igual a 3,00 kg/dm³.

3.1.2 Agregado miúdo

O agregado miúdo empregado para confecção dos concretos foi areia quartzosa de granulometria fina, natural do Rio Paraná. A determinação da massa específica real do agregado foi realizada de acordo com a NBR NM 52 (ABNT, 2009), obtendo uma massa específica de 2,62 kg/dm³ para este agregado. O valor da massa específica foi utilizado posteriormente para transformação do traço de concreto em volume a ser utilizado. Este agregado foi ensaiado para determinação da composição granulométrica, seguindo as especificações da norma NBR NM 248 (ABNT, 2003) e classificação quanto ao módulo de finura, com resultados apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Ensaio de granulometria do agregado miúdo, de acordo com a NBR NM 248 (ABNT, 2003).

Peneira (mm)	Porcentagem média retida (%)	Porcentagem média acumulada (%)	Porcentagem média passante (%)
9,5	0,00	0,00	100,00
6,3	0,00	0,00	100,00
4,75	0,00	0,00	100,00
2,36	0,59	0,59	99,41
1,18	3,34	3,94	96,06
0,6	16,48	20,41	79,59
0,3	42,92	63,33	36,67
0,15	34,16	97,49	2,51
Fundo	2,51	100,00	0,00
Módulo de finura		1,86 mm	
Dimensão máxima característica		1,18 mm	

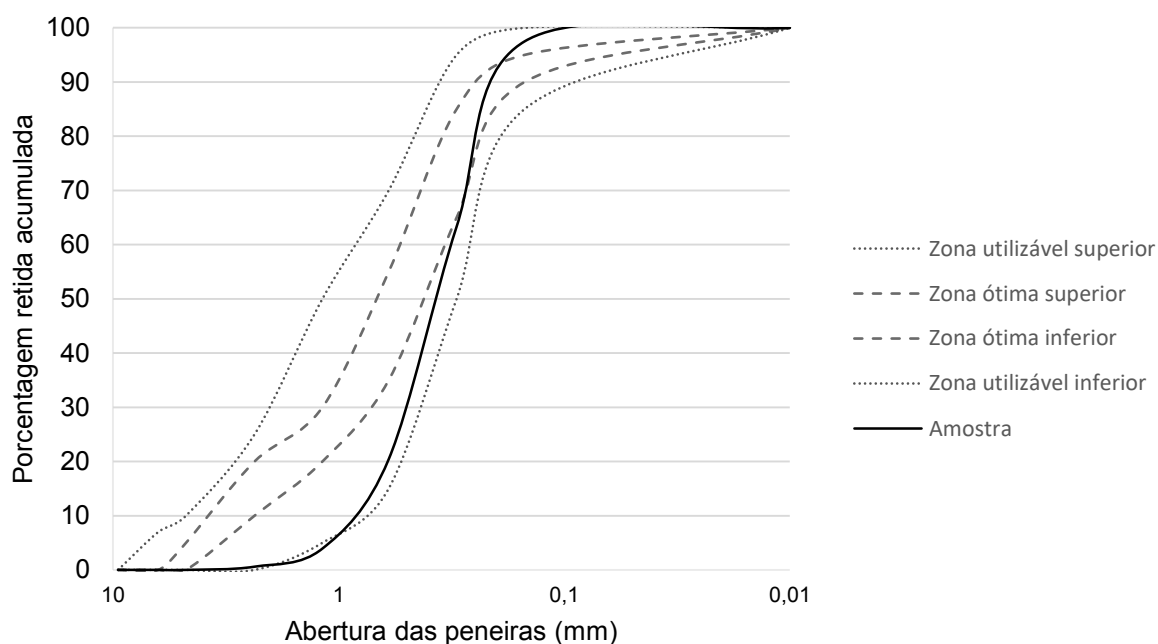


Figura 4: Resultado de granulometria da areia utilizada com os limites da NBR 7211 (ABNT, 2009).

Analisando os resultados apresentados na Tabela 3, pode-se classificar esta areia de acordo com a Tabela 2 da NBR 7211 (ABNT, 2009 - ANEXO A), e analisando a Figura 4, como areia fina, presente na zona utilizável inferior, com módulo de finura igual a 1,86 mm e dimensão máxima característica igual a 1,18 mm.

3.1.3 Agregado graúdo

Os agregados graúdos utilizados foram brita de rocha de origem basáltica com denominação comercial de brita 1. De acordo com o Ministério de Minas e Energia (2009), a granulometria da brita 1 compreende variantes de 9,5 mm a 19 mm.

Para realização do trabalho foram obtidos agregados graúdos em três locais diferentes, sendo ensaiados, quanto à composição granulométrica, seguindo as especificações da norma NBR NM 248 (ABNT, 2003), para classificação quanto à dimensão máxima característica e análise da distribuição das curvas granulométricas, ensaiado de acordo com a NBR NM 53 (ABNT, 2009) para determinação da massa específica do agregado, além de ser ensaiado de acordo com a norma NBR NM 46 (ABNT, 2003) a fim de determinar o teor de material pulverulento, em porcentagem.

O agregado graúdo denominado Amostra 1 foi obtido no campus Toledo da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, e apresentou distribuição granulométrica conforme apresentada na Tabela 4, sendo sua dimensão máxima característica igual a 19 mm, massa específica seca de 2,87 kg/dm³ e teor de material pulverulento igual a 0,64%.

Tabela 4: Resultado do ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 1.

Peneira (mm)	Porcentagem média retida (%)	Porcentagem média retida acumulada (%)	Porcentagem média passante (%)
25	0,00	0,00	100,00
19	2,22	2,22	97,78
12,5	46,30	48,53	51,47
9,5	34,11	82,63	17,37
6,3	14,45	97,09	2,91
4,75	1,55	98,64	1,36
Fundo	1,36	100,00	0,00
Dimensão máxima característica		19 mm	

O agregado graúdo denominado Amostra 2 foi fornecido pela mineradora CMIX, da cidade de Toledo-PR. Este agregado possui a distribuição granulométrica apresentada na Tabela 5, sendo sua dimensão máxima característica igual a 19 mm, massa específica seca de 2,81 kg/dm³ e teor de material pulverulento igual a 0,54%.

Tabela 5: Resultado do Ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 2.

Peneira (mm)	Porcentagem média retida (%)	Porcentagem média retida acumulada (%)	Porcentagem média passante (%)
25	0,00	0,00	100,00
19	4,80	4,80	95,20
12,5	70,70	75,50	24,50
9,5	23,39	98,89	1,11
6,3	0,65	99,54	0,46
4,75	0,01	99,55	0,45
Fundo	0,45	100,00	0,00
Dimensão máxima característica		19 mm	

O agregado graúdo denominado Amostra 3 foi fornecido pela mineradora EMDUR, também da cidade de Toledo-PR. Este agregado possui a distribuição granulométrica conforme mostra a Tabela 6, dimensão máxima característica de 19 mm, massa específica seca igual a 2,81 kg/dm³ e teor de material pulverulento igual a 0,99%.

Tabela 6: Resultado do ensaio de granulometria do agregado graúdo Amostra 3.

Peneira (mm)	Porcentagem média retida (%)	Porcentagem média retida acumulada (%)	Porcentagem média passante (%)
25	0,00	0,00	100,00
19	1,82	1,82	98,18
12,5	63,42	65,24	34,76
9,5	24,77	90,01	9,99
6,3	7,72	97,73	2,27
4,75	0,62	98,35	1,65
Fundo	1,65	100,00	0,00
Dimensão máxima característica		19 mm	

3.2 DEFINIÇÃO DAS COMPOSIÇÕES DOS CONCRETOS

Para a produção do concreto utilizou-se o traço de concreto disponível em Savaris (2016), com proporção em volume igual a 1: 2,43: 2,80 (cimento: areia: brita) com relação água cimento igual a 0,56.

A partir dos resultados obtidos na caracterização dos materiais foram definidos os consumos de materiais para os três concretos utilizados, conforme apresentado na Tabela 7. A nomenclatura das composições é formada pela letra C seguida do número da amostra de agregado graúdo utilizado.

Tabela 7: Quantidade de material por m³ de concreto.

Mistura	Quantidade por m ³ de concreto			
	Cimento (Kg)	Areia (Kg)	Brita 1 (Kg)	Água (Kg)
C1	384,75	817,43	1031,84	200,07
C2	384,75	817,43	1010,26	200,07
C3	384,75	817,43	1010,26	200,07

3.3 ELEMENTOS PARA REALIZAÇÃO DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

3.3.1 Produção dos concretos

Para produção do concreto foi utilizada uma betoneira com volume de cuba de 220 litros, sendo produzidos 80 litros de cada mistura, quantidade esta suficiente para confecção de 6 corpos de prova cilíndricos e 6 corpos de prova prismáticos.

O concreto produzido foi caracterizado por sua trabalhabilidade, segundo ensaio de abatimento do tronco de cone, ou *Slump Test*, realizado conforme NBR NM 67 (ABNT, 1998), resistência à compressão axial, conforme normas brasileiras NBR 5739 (ABNT, 2007) e NBR 12655 (ABNT, 2015), e tração por compressão diametral de acordo com a norma NBR 7222 (ABNT, 2011).

3.3.2 Moldagem dos corpos de prova

A moldagem dos corpos de prova foi realizada segundo a NBR 5738 (ABNT, 2015). Os corpos de prova cilíndricos, com 200 mm de altura e 100 mm de diâmetro, foram adensados mecanicamente em apenas uma camada. Os corpos de prova prismáticos, com dimensão 500 mm x 150 mm x 150 mm, foram adensados em duas camadas, também utilizando o vibrador.

Após a moldagem, os corpos de prova foram mantidos no ambiente do laboratório por aproximadamente vinte e quatro horas, sendo então removidos dos moldes e transferidos para um tanque para realização de cura por imersão até a idade de ruptura, 28 dias.

Antes de realizar os ensaios de compressão, os corpos de prova cilíndricos foram retificados, a fim de eliminar qualquer irregularidade existente. Os corpos de prova prismáticos não necessitaram nenhum tratamento para regularização das superfícies, pois a carga foi aplicada na superfície lateral que estava em contato com as fôrmas.

3.3.3 Características dos corpos de prova prismáticos

Para os ensaios de cisalhamento direto foram confeccionados corpos de prova com seção transversal retangular de 150 x 150 mm² e comprimento de 500 mm, utilizando fôrmas de MDF (sigla em inglês para placa de fibra de média densidade) revestidas com material laminado, com dimensões conforme mostrado na Figura 5.

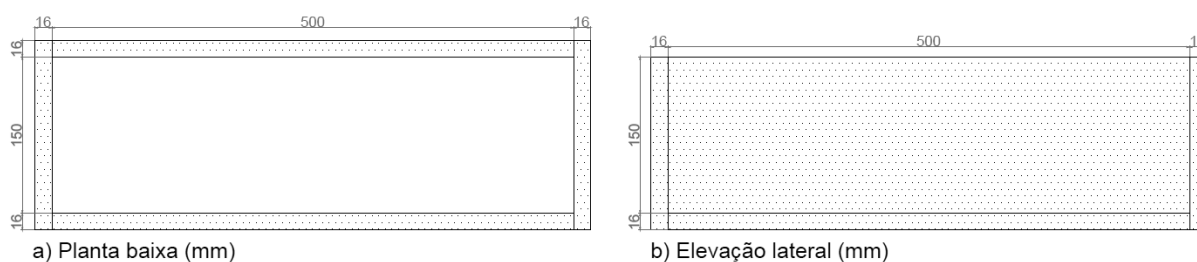


Figura 5: Fôrma para confecção das peças de concreto para ensaio de cisalhamento direto.

A fim de determinar a posição dos planos de ruptura nos corpos de prova, realizou-se após a cura do concreto, a confecção de dois planos. Os planos de corte foram feitos utilizando uma serra madre, aprofundando 20 mm em toda a extensão do corte. Os planos de cisalhamento estão separados 150 mm e possuem seção transversal de aproximadamente 110 x 110 mm², conforme mostra a Figura 6.

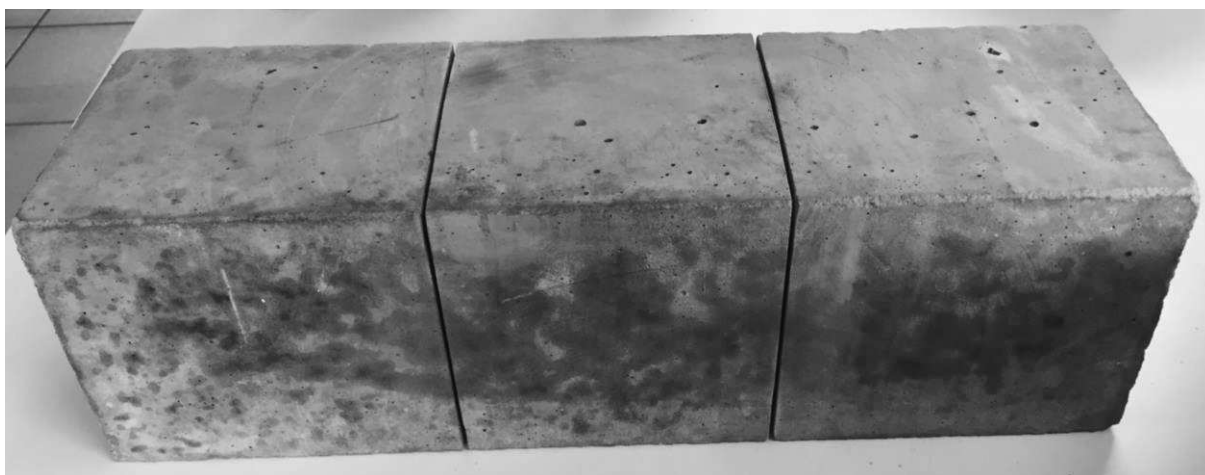


Figura 6: Corpo de prova prismático com 2 planos de cisalhamento.

3.3.4 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado na máquina universal de ensaios, disponível no laboratório de Materiais de Construção da Universidade Paranaense, *campus* Toledo, seguindo as recomendações da norma japonesa SF-6 (JSCE, 1990). Com carregamento aplicado através de uma chapa de aço com dois pontos de aplicação da carga concentrada distando 150 mm entre eles, conforme recomendações da norma. As dimensões das chapas de aço são especificadas na Figura 7.

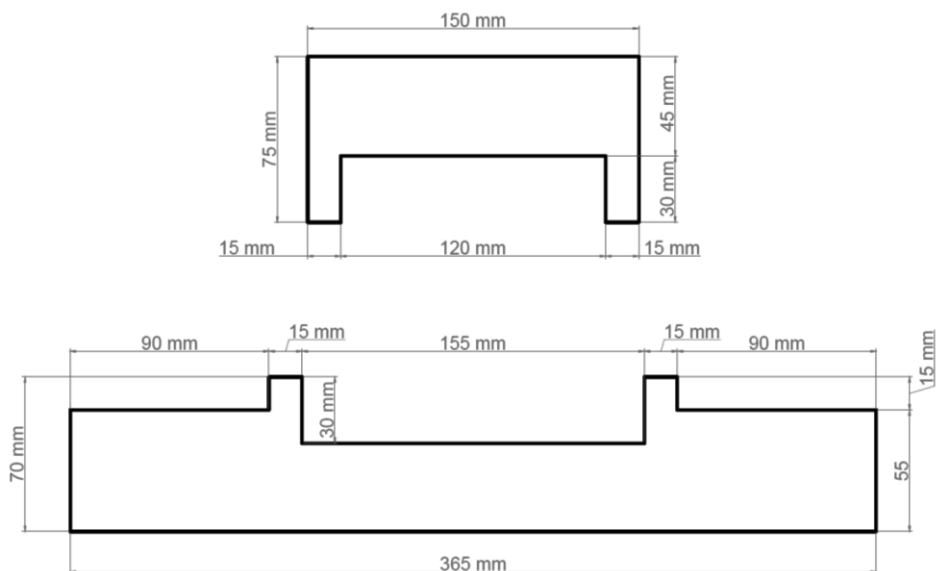


Figura 7: Especificações das chapas de aço.

A chapa superior foi posicionada no centro do corpo de prova, conforme mostra a Figura 8, aplicando uma carga de compressão na região dos planos de menor área e causando o cisalhamento da peça na região pré-determinada, ou seja, nos planos de menor área. Mediu-se, em dois corpos de prova de cada mistura, o deslocamento vertical de cisalhamento da peça central utilizando um relógio comparador fixado em duas chapas de aço, mostrado na Figura 9.

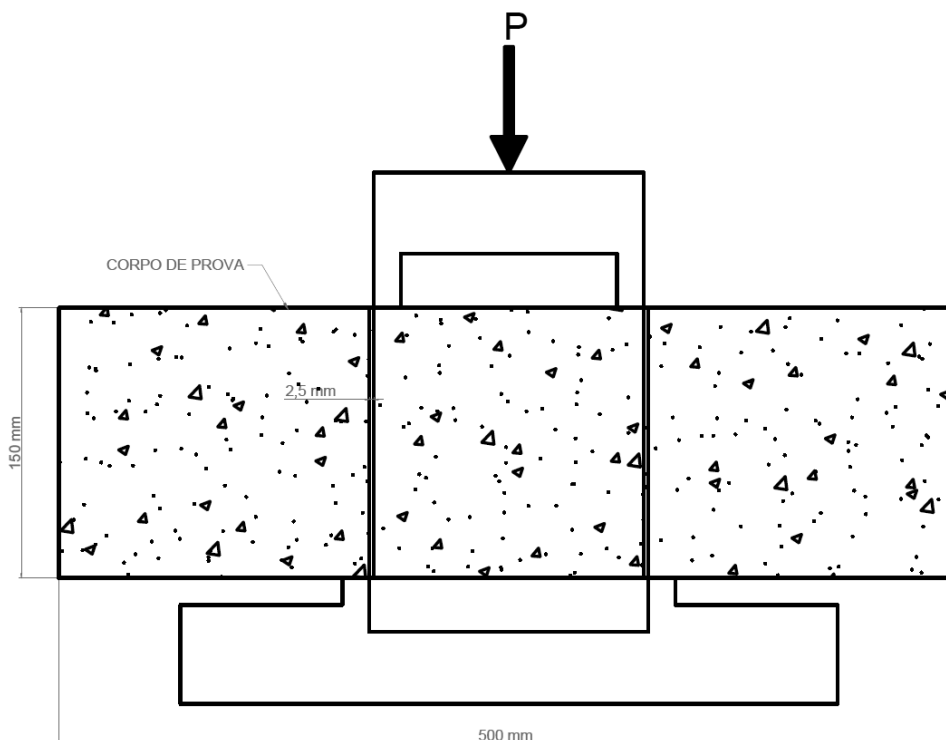


Figura 8: Esquema da aplicação da força durante o ensaio de cisalhamento direto.

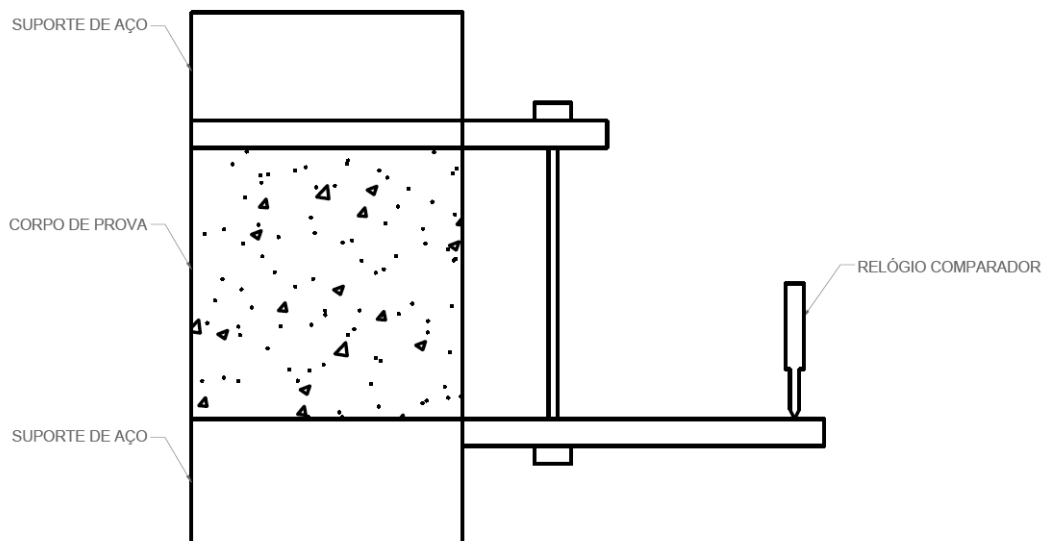


Figura 9: Esquema da instrumentação do ensaio.

A aplicação de carga foi realizada com velocidade aproximada de 1mm/minuto. Durante cada ensaio, foram feitos vídeos medindo o deslocamento mostrado no relógio comparador e ao fim de cada ensaio, emitiu-se um relatório das forças aplicadas ao longo do ensaio até o momento do rompimento, assim, utilizou-se tais relatórios para avaliação dos resultados.

A instrumentação do ensaio é mostrada na Figura 10.

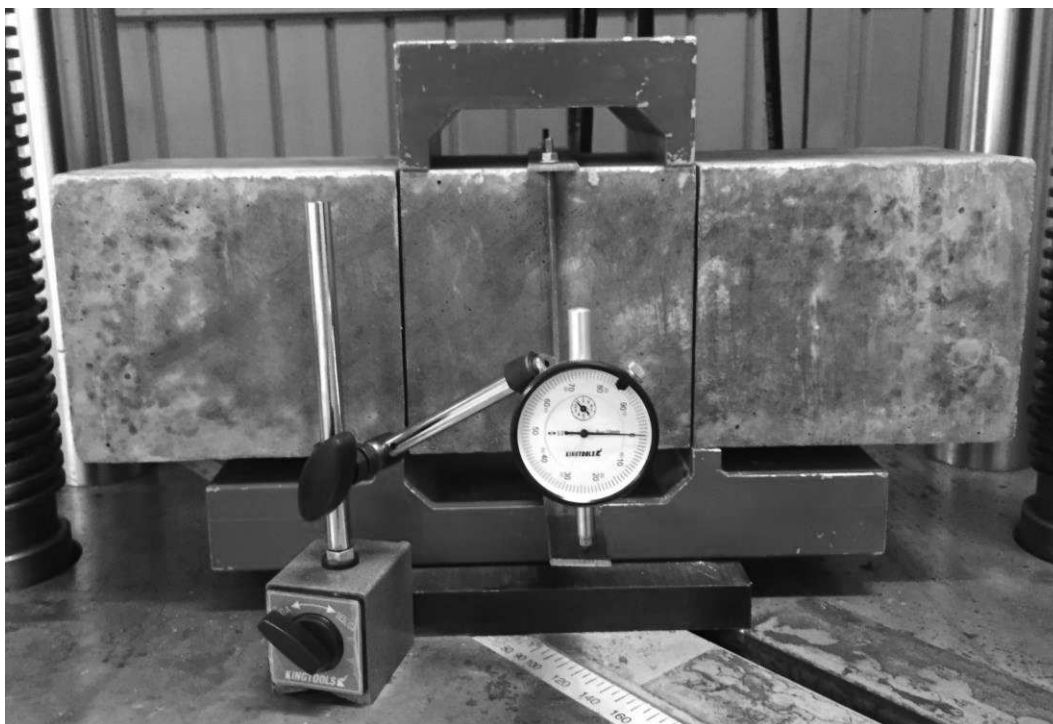


Figura 10: Instrumentação do ensaio de cisalhamento.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesta seção, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios experimentais além de uma comparação com os valores estimados pelas normas e formulações desenvolvidas por Mattock.

4.1 GRANULOMETRIA DO AGREGADO GRAÚDO

Na Figura 11 são apresentadas as curvas granulométricas das três amostras de agregado graúdo avaliadas e os limites definidos pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009), para zona granulométrica de 9,5 a 25 mm, indicados anteriormente na Tabela 2.

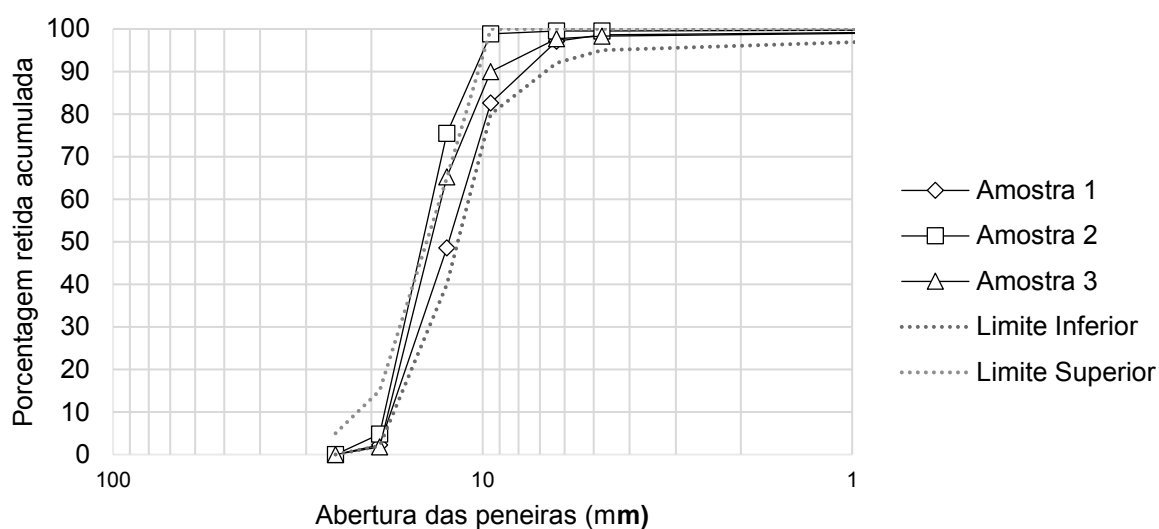


Figura 11: Limite superior e inferior de acordo com a NBR 7211 (ABNT, 2009) e curva granulométrica dos agregados tipo 1, 2 e 3.

A análise da Figura 11 evidencia a diferença das três curvas granulométricas fornecidas pelos três tipos de agregado, notou-se que a Amostra 2 possui uma curva granulométrica mais próxima ao limite superior apresentado pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009), enquanto a amostra 1 apresenta distribuição granulométrica mais próxima do limite inferior.

A Figura 12 mostra as 3 amostras de agregado graúdo utilizado, percebe-se visualmente que estes agregados possuem características diferentes em relação ao formato.

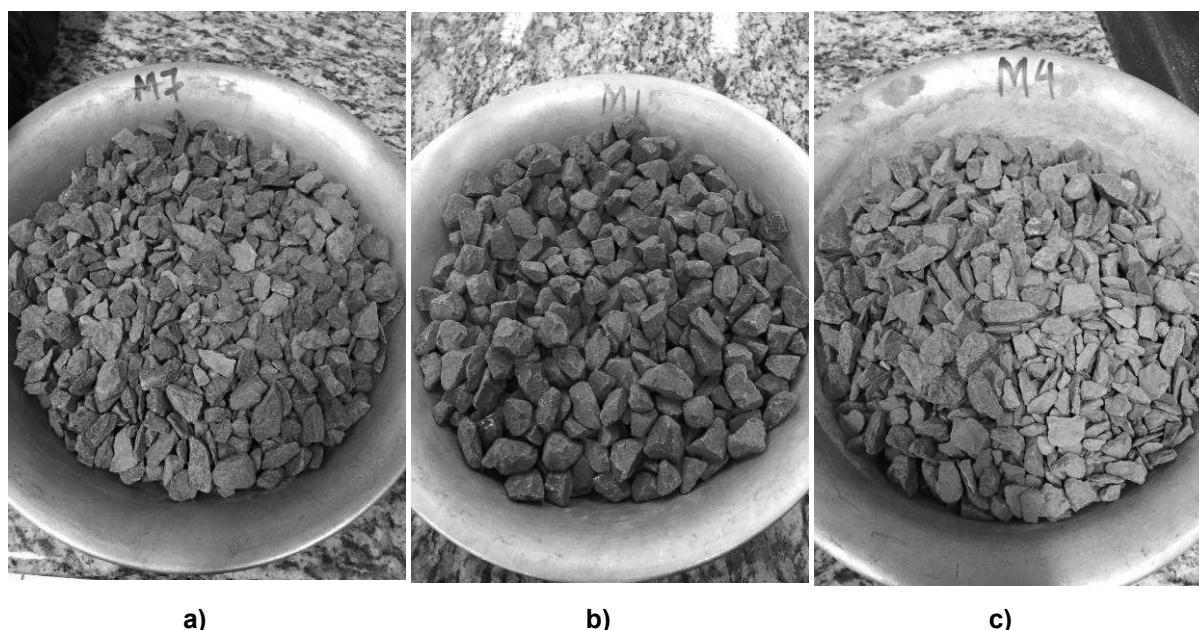


Figura 12: a) Amostra 1; b) Amostra 2; c) Amostra 3.

A Amostra 1 apresenta formato lamelar e uma quantidade considerável de agregados com menores dimensões, assim como a Amostra 3, porém esta apresenta uma quantidade menor de agregados com menor dimensão, como verificado no ensaio de granulometria. Já a Amostra 2, possui agregados com dimensões maiores e um formato mais arredondado.

O formato arredondado da Amostra 2 está ligado diretamente ao processo de britagem, onde o agregado, além de ser separado por peneiras, é conduzido a um britador de impacto vertical (VSI). Neste processo, o material é colocado dentro de um compartimento circular fechado, onde ocorrem diversas colisões entre as partículas de agregado e também com as paredes revestidas do VSI, propiciando, com isto, uma correção no formato dos grãos do agregado, tornando-os arredondados.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS

A Tabela 8 apresenta os resultados da caracterização das três misturas de concreto quanto ao abatimento, resistência à compressão (f_c), resistência à compressão média ($f_{c,m}$), resistência à tração (f_{ct}) e resistência à tração média ($f_{ct,m}$).

Tabela 8: Resultados caracterização dos concretos.

Mistura	Abatimento (cm)	f_c (MPa)	$f_{c,m}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)
C1	13	43,30	52,15	4,99	5,11
		50,34			
		55,30			
		50,82			
C2	11	44,41	44,60	4,29	4,67
		42,89			
		36,99			
		46,49			
C3	7	53,61	52,92	5,31	5,16
		52,23			
		39,95			
		30,60			

Da Tabela 8, pode-se perceber que a Amostra 3 de agregado resultou em um concreto com menor trabalhabilidade, fato este, que pode ser justificado pela quantidade de material pulverulento presente nesta amostra de agregado graúdo, superior as outras duas amostras. Além disso, percebe-se que o concreto com menor trabalhabilidade apresentou maior resistência à compressão. Dado que, quanto maior a quantidade de material pulverulento, menor a relação água cimento, conseqüentemente, maior a resistência à compressão do concreto.

Para o cálculo da resistência à compressão média ($f_{c,m}$) fez-se necessário excluir alguns valores que apresentaram valores muito inferiores aos demais corpos de prova da amostra. Uma vez que estes resultados, muito inferiores aos demais, podem estar ligados à algum problema durante a produção dos corpos de prova ou realização do ensaio de compressão. Sendo assim, para o C1 não se utilizou o valor

de 43,30 MPa. Para o C2, excluiu-se o valor de 36,99 MPa e por fim, para o C3, os dois últimos valores de 39,95 e 30,60 não representaram a amostragem.

A resistência à tração apresentou resultados coerentes com a resistência à compressão axial dos concretos. Além disso, a resistência à tração encontrada para os concretos através do ensaio está dentro dos limites definidos pela NBR 6118 (ABNT, 2014), item 8.2.5. O limite inferior é dado pela Equação (8), enquanto o limite superior é igual a $1,3 \cdot f_{ct,m}$.

4.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Na Tabela 9 são apresentados os resultados da força cortante última (V_u), área cisalhada, tensão de cisalhamento (τ) e tensão de cisalhamento média (τ_m) de cada composição de concreto.

Tabela 9: Resultados dos ensaios de cisalhamento, área e tensão de cisalhamento dos concretos.

Mistura	V_u (kN)	Área (mm ²)	τ (MPa)	τ_m (MPa)
C1	206,20	12199,2	8,45	4,64
	118,90	12254,49	4,85	
	65,70	11990,25	2,74	
	116,90	12385,73	4,72	
	103,30	12343,21	4,18	
	72,95	12476,89	2,92	
C2	96,20	12188,16	3,95	4,80
	112,45	12100,00	4,65	
	92,00	12656,25	3,63	
	163,65	12166,00	6,73	
	132,35	12454,56	5,31	
	116,00	12859,56	4,51	
C3	102,85	11865,90	4,33	5,14
	63,90	11331,58	2,82	

- continua -

- continuação -

Mistura	V_u (kN)	Área (mm ²)	τ (MPa)	τ_{m} (MPa)
	160,40	11990,00	6,69	
	155,90	12073,60	6,46	
	147,35	13685,00	5,38	
	135,10	13053,00	5,18	

Após a realização do ensaio de cisalhamento direto, para determinação da área do plano de cisalhamento, utilizou-se um paquímetro para aferir as duas dimensões do plano cisalhado. Com os dados obtidos no ensaio de cisalhamento e a área cisalhada foi possível determinar a tensão de cisalhamento para cada um dos corpos de prova, utilizando a Equação (13).

A partir dos resultados apresentados na Tabela 9, construiu-se o gráfico apresentado na Figura 13, com as tensões de cisalhamento médias (τ_{m}) dos concretos e seus respectivos desvios padrões.

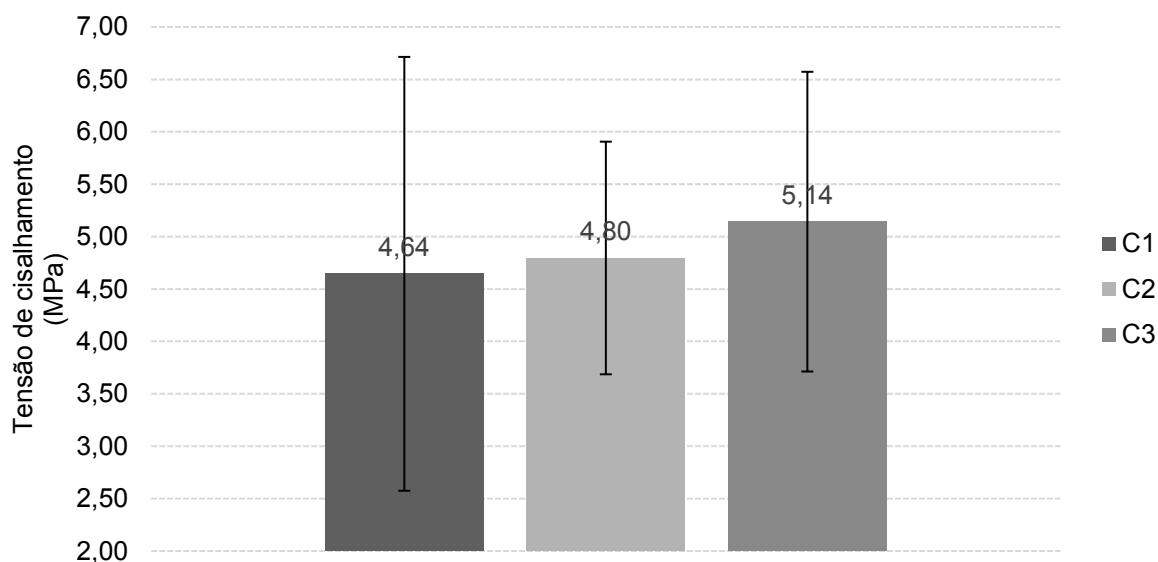


Figura 13: Tensão de cisalhamento média das composições de concreto.

O C2 e C3, em relação ao C1, apresentaram respectivamente, um aumento da tensão de cisalhamento de 3,26% e 10,72%. Percebe-se, analisando a Figura 13 que há uma faixa onde os valores são iguais, apesar de possuírem médias e desvios padrões diferentes. Nota-se que o concreto produzido com a Amostra 1 apresentou

uma variância maior em relação aos demais concretos. A fim de analisar melhor os resultados, realizou-se uma análise de variância, pois apenas com a média e o desvio padrão não é possível afirmar se há variação nos resultados obtidos.

A análise de variância é um procedimento utilizado para comparar três ou mais tratamentos. Baseia-se na decomposição da variação total da variável em estudo em partes e adoção de uma hipótese inicial nula. Caso a hipótese nula seja verdadeira, sabe-se que todos os tratamentos possuem resultados com uma média comum.

A análise de variância realizada só pode ser feita para dados que possuem distribuição normal e resultados que possuem variância constante dos erros, ou seja, um teste de homocedasticidade. A fim de comprovar que os dados utilizados apresentavam uma distribuição normal, utilizou-se o programa R para realizar o teste *Shapiro-Wilk*, recomendado para amostras pequenas ($n < 30$). Aceita-se a hipótese nula, caso $p\text{-value} > 0.05$, o que indica que os dados possuem distribuição normal. $P\text{-value}$ é a probabilidade de se observar um valor da estatística de teste maior ou igual ao encontrado. Ao realizar o teste para os concretos C1, C2 e C3, obteve $p\text{-value}$ igual a 0.1588, 0.5183 e 0.6639 respectivamente. Confirmando, assim, que os três concretos possuem distribuição normal.

Para análise da homocedasticidade dos dados, realizou-se o teste de *Bartlett*, no programa R. Aceita-se a hipótese nula, caso $p\text{-value} > 0.05$, para nível de significância de 95%. Realizando o teste de *Bartlett* obteve-se para os três grupos em estudo, $p\text{-value}$ igual a 0.4088, sendo assim, os dados em estudo apresentam variância constante dos erros e podem ser analisados através de uma análise de variância.

A Tabela 10 apresenta a soma de quadrados (SQ), o grau de liberdade (gl), o quadrado médio (MQ), o valor do teste F, o valor-P e o $F_{\text{crítico}}$, resultados da análise de variância, obtidos através do programa *Excel*, para os valores de tensão de cisalhamento média das três composições de concreto.

Tabela 10: Análise de variância da tensão de cisalhamento média (τ_m).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	Valor-P	$F_{\text{crítico}}$
Entre grupos	0,78212	2	0,39106	0,15545	0,85739	3,68232
Dentro dos grupos	37,73503	15	2,51567			
Total	38,51715	17				

Como F é menor do que $F_{\text{crítico}}$, conclui-se que não há variação nos resultados, com nível de confiança de 95%. Porém, como houve uma variação nas resistências à compressão dos concretos produzidos, há a necessidade de realizar uma análise dos valores, levando em consideração a tensão normalizada média ($\tau_{n,m}$) proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão axial do concreto.

Sabe-se que a resistência à compressão do concreto é uma característica que tem relação com a resistência ao cisalhamento. De acordo com a norma americana ACI 318 (ACI, 2014), a tensão resistida pelo concreto em peças sem armadura transversal pode ser considerada proporcional a Equação (14):

$$\tau_n = \frac{V_u}{2 \times b \times h \times \sqrt{f_{c,m}}} = \frac{\tau}{\sqrt{f_{c,m}}} \quad (14)$$

Onde:

τ_n : Tensão normalizada ($\text{MPa}^{0,5}$);

A Tabela 11 apresenta os resultados da tensão normalizada (τ_n) e tensão normalizada média ($\tau_{n,m}$) para as três composições de concreto, sendo os resultados obtidos a partir da Equação (14).

Tabela 11: Tensão normalizada dos concretos.

Mistura	$f_{c,m}$ (MPa)	V_u (kN)	Área (mm ²)	τ_n (MPa)	$\tau_{n,m}$ (MPa ^{0,5})
C1	52,15	206,20	12199,2	1,17	0,64
		118,90	12254,49	0,67	
		65,70	11990,25	0,38	
		116,90	12385,73	0,65	
		103,30	12343,21	0,58	
C2	44,60	72,95	12476,89	0,40	0,66
		96,20	12188,16	0,55	
		112,45	12100,00	0,64	
		92,00	12656,25	0,50	
		163,65	12166,00	0,93	
		132,35	12454,56	0,74	
		116,00	12859,56	0,62	

Mistura	$f_{c,m}$ (MPa)	V_u (kN)	Área (mm ²)	τ_n (MPa)	$\tau_{n,m}$ (MPa ^{0,5})
C3	52,92	102,85	11865,90	0,60	0,71
		63,90	11331,58	0,39	
		160,40	11990,00	0,93	
		155,90	12073,60	0,89	
		147,35	13685,00	0,75	
		135,10	13053,00	0,72	

Nota-se que ao comparar as tensões normalizadas, o concreto C3 apresenta maior valor de tensão, enquanto os outros dois concretos, C1 e C2, apresentam tensões normalizadas mais próximas entre si. A partir dos resultados apresentados na Tabela 11, construiu-se o gráfico apresentado na Figura 14, com as tensões normalizadas médias ($\tau_{n,m}$) dos concretos e seus respectivos desvios padrões.

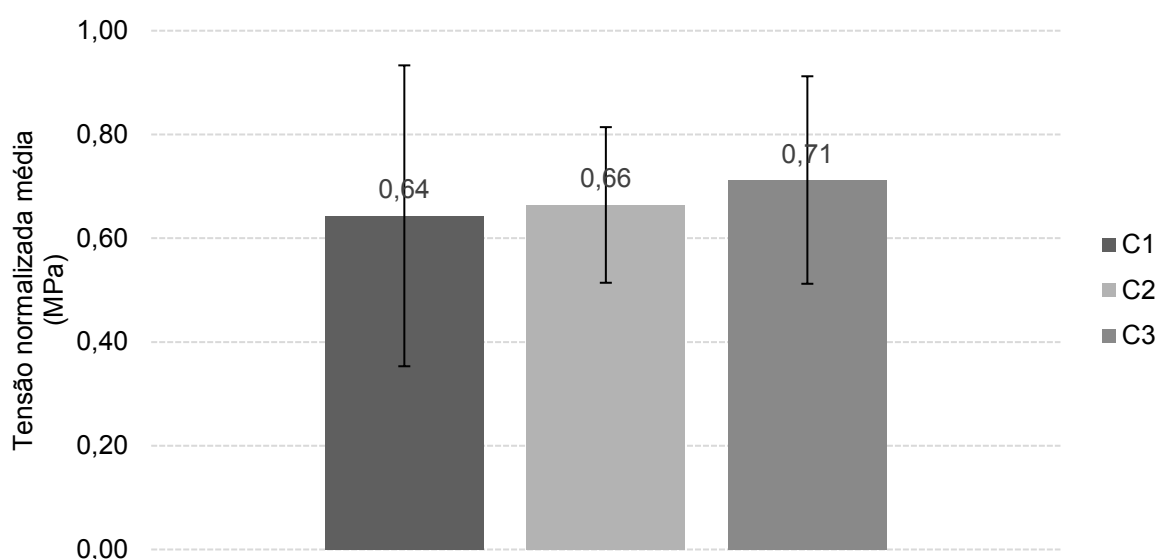


Figura 14: Força cortante normalizada média das composições de concreto.

Percebe-se, analisando a Figura 14, que há uma faixa onde os valores são iguais, apesar de possuírem médias e desvios padrões diferentes. Sendo assim, realizou-se novamente uma análise de variância dos dados obtidos.

Verificando se as tensões normalizadas dos concretos C1, C2 e C3 apresentam distribuição, através do teste *Shapiro-Wilk*, obteve-se os valores de p -

value, respectivamente, iguais a 0.1499, 0.5377 e 0.6948. Afirmando assim que estes valores possuem uma distribuição normal. Para a análise da homocedasticidade dos dados, realizou-se o teste de *Bartlett* e obteve-se para os três grupos, *p-value* igual a 0.4086, sendo assim, os dados em estudo apresentam variância constante dos erros e podem ser analisados através de uma análise de variância.

A Tabela 12 apresente a soma de quadrados (SQ), o grau de liberdade (gl), o quadrado médio (MQ), o valor do teste F, o valor-P e o $F_{\text{crítico}}$, resultados da análise de variância, obtidos através do programa *Excel*, para os valores de tensão normalizada média das três composições de concreto.

Tabela 12: Análise de variância tensão normalizada média ($T_{n,m}$).

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F	Valor-P	$F_{\text{crítico}}$
Entre grupos	0,01500	2	0,00750	0,15545	0,85739	3,68232
Dentro dos grupos	0,72353	15	0,04824			
Total	0,73853	17				

Novamente, como mostra a Tabela 12, o valor de F é menor que o valor de $F_{\text{crítico}}$, sendo assim, mesmo para esta análise, os resultados se mostram sem variação entre eles e com confiança de 95%.

Considerando que entre as composições C1, C2 e C3 há somente a variação na curva granulométrica do agregado graúdo, avalia-se que a influência desta variação se mostrou insignificante em relação aos resultados obtidos para tensão de cisalhamento e tensão normalizada. Ou seja, não há variação na resistência ao cisalhamento em peças de concreto produzidos com britas que estão na mesma faixa granulométrica e que apresentam variação na curva granulométrica.

4.4 DESLOCAMENTO DO PLANO CISALHANTE

Durante o carregamento foi medido o deslocamento vertical da parte central do corpo de prova de concreto até o momento de sua ruptura em dois corpos de prova

de cada dosagem. Como o concreto ensaiado não possuía armadura horizontal os deslocamentos observados foram de pequena magnitude, com formação de pequenas fissuras antes da ruptura total dos planos de cisalhamento.

Os pequenos deslocamentos observados estão relacionados à formação da fissura no plano de cisalhamento, tornando-se expressivo apenas na etapa final do ensaio, quando ocorreu o aumento contínuo da fissura e separação das partes de concreto, de forma rápida e brusca.

A Figura 15 representa os deslocamentos verticais obtidos para 6 peças de concreto, sendo duas de cada composição de concreto.

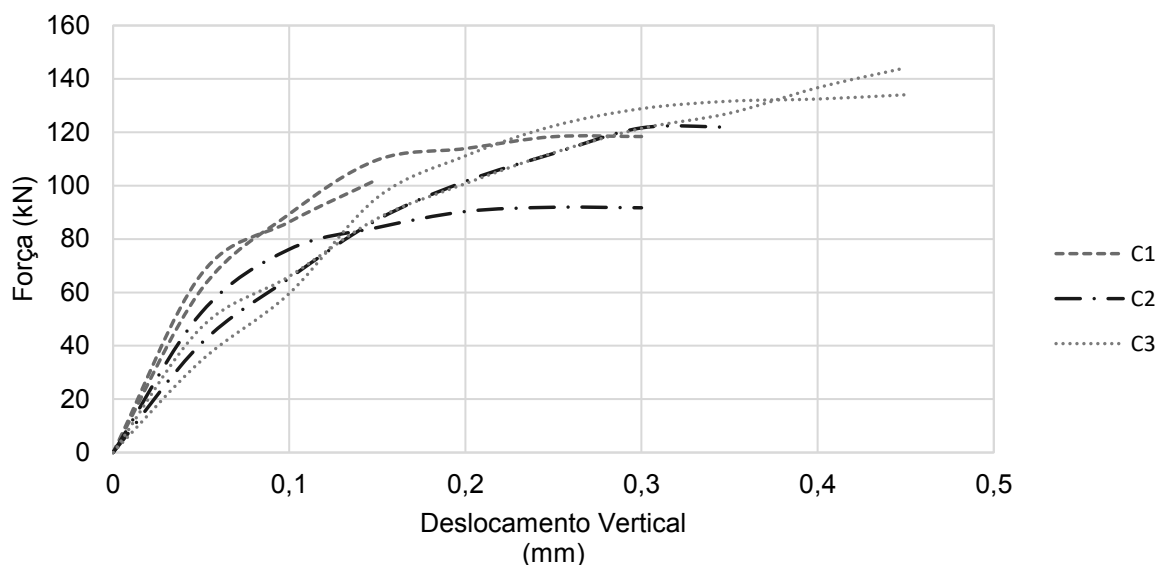


Figura 15: Relação força x deslocamento das três composições de concreto.

Analisando a Figura 15, percebe-se que o concreto produzido com a Amostra 3, apresentou um deslocamento de 0,15 mm superior em relação aos demais. Fato este, que pode estar relacionado com a força cortante última resistida por este concreto, superior em relação aos demais concretos. No entanto, de forma geral, observa-se que para as três composições de concreto, o deslocamento vertical não foi expressivo, uma vez que atingiram, no máximo, 0,45 mm de deslocamento antes de seu rompimento.

Comparando a força resistida para um deslocamento vertical de 0,1 mm, o concreto C3 foi o mais rígido apresentando menor deslocamento vertical. Comprovando que quanto maior a resistência à compressão do concreto, menor o deslocamento vertical, fato este, que também pode estar relacionado à distribuição

granulométrica da Amostra 3 utilizada para a confecção deste concreto que apresentou melhor intertravamento entre as partículas.

4.5 ANÁLISE DAS SUPERFÍCIES DE CISALHAMENTO

Analisando as superfícies dos concretos após a ruptura, apresentadas nas Figura 16, Figura 17 e Figura 18, não se verifica diferença significativa nas superfícies de cisalhamento dos concretos C1, C2 e C3. Nota-se também, que ocorreu a gratura dos agregados graúdos, este fato deve-se à alta resistência dos concretos produzidos, próximos a 50 MPa. Em concretos com resistência à compressão axial inferior, normalmente, a ruptura tende a ocorrer entre a pasta e os agregados, criando então superfícies de cisalhamento diferentes.



Figura 16: Exemplos de concreto C1 após a ruptura.

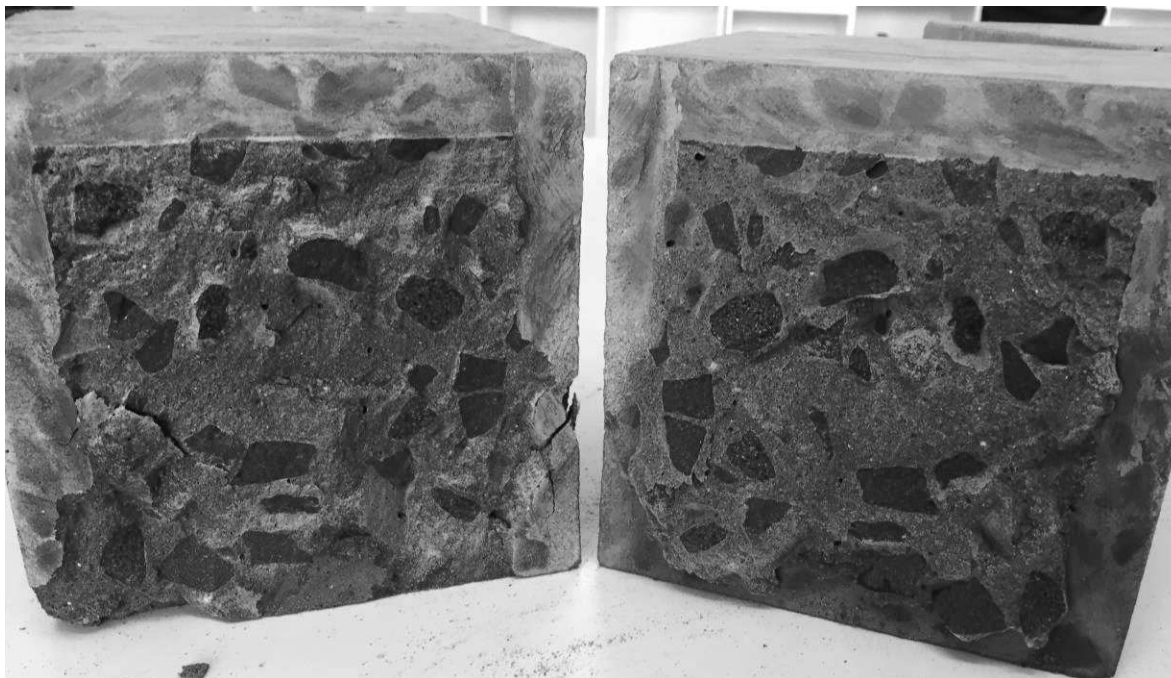


Figura 17: Exemplos de concreto C2 após a ruptura.

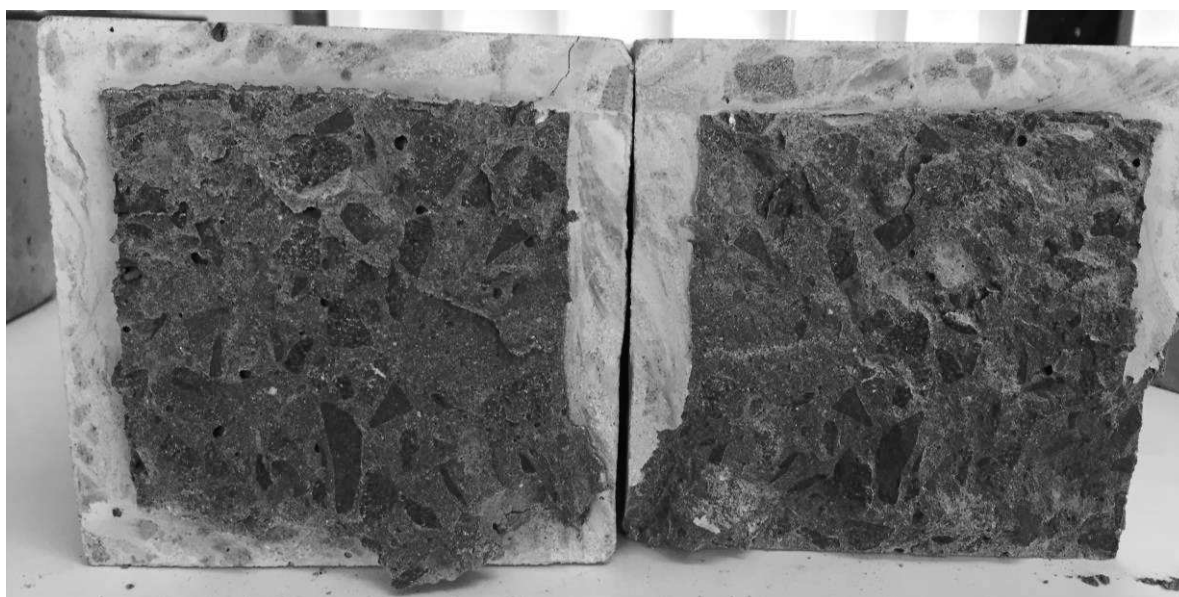


Figura 18: Exemplos de concreto C3 após a ruptura.

4.6 RESISTÊNCIA TEÓRICA AO CISALHAMENTO

Os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de cisalhamento direto foram comparados com os valores estimados pelas equações presentes nas normas

de dimensionamento de estruturas de concreto e com duas formulações apresentadas por Mattock (1988 e 2001), buscando avaliar a relação entre o ensaio experimental e valores utilizados no dimensionamento.

A Tabela 13 apresenta os resultados de tensão de cisalhamento obtido nos ensaios experimentais e as estimativas da norma americana ACI 318 (ACI, 2014), canadense CAN A23.3-4 (CSA, 2004), brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) e uma comparação entre a relação da tensão teórica e tensão experimental.

Tabela 13: Tensões de cisalhamento experimentais e estimativas das normas.

Concreto	Experimental	Estimativas normas τ_{teo}			Relação $\tau_{teo}/\tau_{m,exp}$		
	$\tau_{m,exp}$ (MPa)	ACI 318 (MPa)	CAN A23.3-04 (MPa)	NBR 6118 (MPa)	ACI 318	CAN A23.3-04	NBR 6118
C1	4,64	0	1,00	1,53	0	0,22	0,33
C2	4,80	0	1,00	1,40	0	0,21	0,29
C3	5,14	0	1,00	1,55	0	0,19	0,30

A equação estabelecida pela norma americana ACI 318 (2014) desconsidera completamente que haja resistência ao cisalhamento em peças de concreto sem armadura longitudinal, já a norma canadense considera um valor fixo igual a 1,0 MPa. Por sua vez, a norma brasileira apresenta uma formulação para o cálculo da resistência ao cisalhamento do concreto que possui relação com a resistência à tração. Para a análise dos resultados, adotou-se os valores de tração experimental média, apresentados na Tabela 8. Verifica-se que para estas últimas duas normas a relação entre as tensões de cisalhamento teórica e experimental apresentou valores entre 0,19 e 0,33, considerados conservadores para estimativa da resistência ao cisalhamento.

A Tabela 14 apresenta os resultados de tensão de cisalhamento obtido nos ensaios experimentais e as estimativas das equações propostas por Mattock em 1988 e 2001, além de apresentar uma comparação entre a relação da tensão teórica e tensão experimental.

Tabela 14: Tensões de cisalhamento experimentais e estimativas equações de Mattock.

Concreto	Experimental	Estimativas Equações Mattock τ_{teo}		Relação $\tau_{teo}/\tau_{m,exp}$	
	$\tau_{m,exp}$ (MPa)	Mattock (1988) (MPa)	Mattock (2001) (MPa)	Mattock (1988)	Mattock (2001)
C1	4,64	4,03	5,22	0,87	1,12
C2	4,80	3,70	4,46	0,77	0,93
C3	5,14	4,06	5,29	0,79	1,03

A relação entre as resistências teóricas e experimentais apresentaram valores entre 0,77 e 1,12. A equação apresentada por Mattock em 1988 apresenta resultados mais conservadores do que a equação apresentada posteriormente em 2001. No entanto, os ensaios experimentais realizados por Mattock (1988), utilizaram concretos com resistência à compressão de 41,1 MPa, resistência esta, inferior às apresentadas pelos concretos deste ensaio experimental.

Ambas as equações utilizam para o cálculo da resistência ao cisalhamento relações com a resistência à compressão do concreto. Caso os concretos produzidos atingissem resistência à compressão superior a 55,2 MPa, os resultados apresentados utilizando a equação de Mattock (2001) estariam limitados ao valor de 5,52 MPa.

De maneira geral, os resultados apresentados pelas equações de Mattock mostraram-se menos conservadores em relação aos resultados obtidos pelas normas de dimensionamento.

Na Figura 19, são apresentadas as curvas de tensão última estimada pelas normas e pelas equações propostas por Mattock, em função da resistência à compressão axial do concreto, sendo indicado os valores experimentais obtidos para os 18 corpos de prova prismáticos.

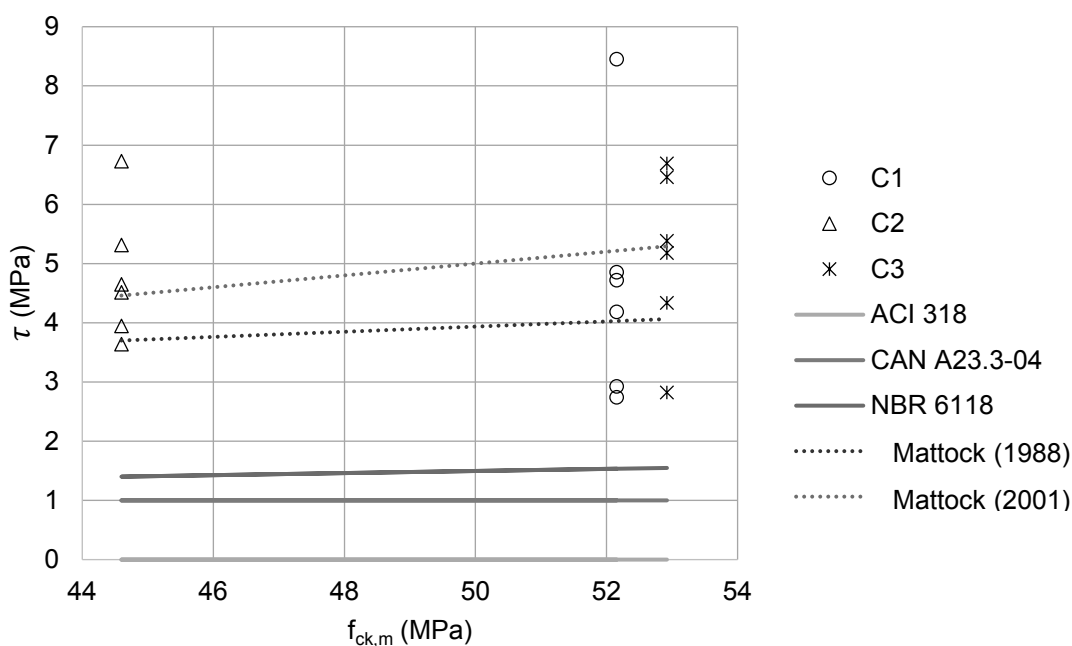


Figura 19: Tensão última de cisalhamento estimada pelas normas, equações de Mattock e obtidas experimentalmente vs. resistência à compressão média dos concretos.

Observa-se que todos os resultados obtidos experimentalmente apresentaram resistência ao cisalhamento superior as resistências estimadas utilizando as formulações descritas nas normas ACI 318 (2014), CAN A23.3-04 (CSA, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014). A norma brasileira foi a norma menos conservadora, quando comparada as demais, e é a única que leva em consideração as propriedades do concreto para estimativa da resistência ao cisalhamento. A norma canadense, apesar de adotar um valor para coesão para concretos sem armadura e concretados em uma única etapa, apresentou resultados que representam em média apenas 20% da resistência obtida experimentalmente.

Os valores obtidos utilizando a equação proposta por Mattock (2001) apresentou resultados mais próximo ao limite superior dos resultados encontrados experimentalmente, este fato pode estar relacionado com a metodologia adotada por Mattock (2001) para obtenção da equação, pois durante o desenvolvimento desta, Mattock (2001), utilizou os limites superiores obtidos pela equação.

A equação proposta por Mattock (1988) também mostra-se uma opção para o cálculo de resistências ao cisalhamento, uma vez que, não apresentou resultados muito discrepantes dos obtidos experimentalmente neste ensaio, e por ser um pouco mais conservadora do que a proposta em 2001.

4. CONCLUSÕES

Com base nos resultados experimentais e nas comparações realizadas ao longo deste trabalho, entre as três composições estudadas, foi possível concluir que:

- A variação da curva granulométrica do agregado graúdo não influenciou consideravelmente na resistência ao cisalhamento do concreto;
- A análise dos deslocamentos verticais comprovou que concretos sem armadura longitudinal possuem uma ruptura brusca e com deslocamentos antes da fissuração, de ordem muito pequena;
- As superfícies de cisalhamento, geradas após os ensaios, se mostraram muito parecidas, não havendo, assim, diferença entre as superfícies criadas para as três composições em estudo;
- As estimativas das normas ACI 318 (ACI, 2014), CAN A23.3-04 (CSA, 2004) e NBR 6118 (ABNT, 2014), apresentaram valores de resistência ao cisalhamento conservadores, em relação aos obtidos experimentalmente. Enquanto, as equações propostas por Mattock, 1988 e 2001, apresentaram resultados mais próximos dos valores experimentais, mostrando-se como opções viáveis para a estimativa da resistência ao cisalhamento em peças de concreto sem armadura transversal;
- O ensaio proposto pela norma japonesa SF-6 mostrou-se como uma opção viável para avaliação da resistência ao cisalhamento das diferentes composições de concreto, uma vez que, apresentou resultados satisfatórios para determinação da resistência ao cisalhamento em peças de concreto sem armadura longitudinal. Além de apresentar facilidade na execução dos ensaios, devido às dimensões reduzida dos corpos de prova.

5. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A resistência ao cisalhamento do concreto, apesar de ser estudada durante anos, pode ser facilmente influenciada devido as características dos materiais empregados na produção do concreto. Neste sentido, alguns resultados apresentados neste trabalho contribuem para reduzir incertezas em relação a influência da variação da curva granulométrica do agregado graúdo utilizado na produção do concreto, sugerindo a continuação deste trabalho, analisando os seguintes parâmetros:

- Realizar ensaios seguindo as orientações da norma japonesa SF-6 e ensaios do tipo *push-off*, com diferentes curvas granulométricas dos agregados graúdos, e avaliar a diferença nos resultados experimentais obtidos;
- Aprimorar o estudo, realizando ensaios com agregados de estejam em diferentes faixas granulométricas, definidas pela norma NBR 7211 (ABNT, 2009).

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318**: Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills, Michigan, 2014.

ASCE - ACI Task Committee 426. **Journal of the structural division**: The shear strength of reinforced concrete members, v. 99 n° ST6, June, 1973.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5733**: Cimento Portland de alta resistência inicial. Rio de Janeiro, 1991.

_____. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para Moldagem e Cura de corpos de prova. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR 5739**: Concreto – Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 7211**: Agregados para concreto – Especificações. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa – Determinação à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 12655**: Concreto de cimento Portland – preparo, controle, recebimento e aceitação - Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

_____. **NBR NM 23**: Cimento Portland e outros materiais em pó – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 2001.

_____. **NBR NM 46**: Agregados – Determinação do material fino que passa através da peneira 75 μm . Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM 52**: Agregado miúdo – Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 53:** Agregado graúdo – Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

_____. **NBR NM 67:** Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento de tronco de cone. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **NBR NM 248:** Agregados – Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR NM ISSO 3310-1:** Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação. Parte 1: Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico. Rio de Janeiro, 2010.

BIRKELAND, P. W.; BIRKELAND, H. W. Connections in precast concrete construction. **Journal of the American Concrete Institute**, Title nº 63-15, p.345-368, March, 1966.

BOULIFA, R.; SAMAI, M. L.; BENHASSINE, M. T. A new technique for studying the behaviour of concrete in shear. **Journal of King Saud University – Engineering Sciences**, p. 149-159, 2012.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **A23.3-04:** Design of concrete structures. Ontario, Canadá, 2004.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações – fundamentos**, v.1, 6ª edição. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

DESNERCK, P; DE SCHUTTER, G; TAERWE, L. Shear friction of reinforce self-compacting concrete members. **American Concrete Institute**, Special Publication 261-9, p. 133-144, 2009.

HOFBECK, J. A; IBRAHIM, I. O; MATTOK, A. H. Shear transfer in reinforced concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, Title nº 66-13, p.119-128, February 1969.

HARRIES, K. A.; ZENO, G.; SHAHROOZ, B. Toward an improved understanding of shear-friction behavior. **ACI Structural Journal**, Title nº 109-S73, p.835-844, December 2012.

MALATESTA, S. C.; CONTRERAS, M. C. Shear behavior of steel fiber reinforced concretes. **Revista Ingeniería de Construcción**, Vol. 24 N°1, abril, 2009.

MATTOCK, A. H.; HAWKINS, N. M. Shear transfer in reinforced concrete – recent research. **PCI Journal**, p. 55-75, March- April, 1972.

MATTOCK, A. H. Reader comments of: Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**, v. 33(1), p. 165-170, January-February, 1988.

MATTOCK, A. H. Shear friction and high-strength concrete. **ACI Structural Journal**, Title n° 98-S5, p. 50-59, January-February, 2001.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: Pini, 1994.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Relatório técnico 30: perfil de brita para construção civil**. Agosto, 2009.

MIRSAYAH, A. A.; BANTHIA, N. Shear strength of steel fiber-reinforced concrete. **ACI Material Journal**, Title n° 99-M48, p. 473-479, September-October, 2002.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do concreto**. 2ª ed. São Paulo: Pini, 1997.

SAGASETA, J.; VOLLUM, R. L. Influence of beam cross-section, loading arrangement and aggregate type on shear strength. **Magazine of Concrete Research**, v. 63(2), p. 139-155, 2011.

SANTOS, P. M. D.; JÚLIO, E. N. B. S. A state of the art review on shear friction. **Engineering Structures**, v. 45, p. 435-448, 2012.

SAVARIS, G. **Resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável**. 248 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Santa Catarina, 2016.

SHERWOOD, E. G.; BENTZ, E. C.; COLLINS, M. P. Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs. **ACI Structural Journal**, Title n° 104-S19, p. 180-190, March/April, 2007.

SILVA, D. R. da. **Estudo de inibidores de corrosão em concreto armado, visando a melhoria na sua durabilidade**. 194 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2006.

SOCIEDADE JAPONESA DE ENGENHARIA CIVIL. **JSCE- 6: Method of test for shear strength of steel fiber reinforced concrete**. Tokyo; 1990.

VILLAR, L. F. de S. **Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita**. 511 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2002.

WALRAVEN, J.; FRÉDAY, J.; PRUIJSSERS, A. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. **PCI Journal**, p. 66-84, January/February, 1987.

YANG, K. H., SIM, J. I., CHOI, B. J., LEE, E. T. Effect of aggregate size on shear behavior of lightweight concrete continuous slender beams. **ACI Materials Journal**, Title nº 108-M53, p.501-509, September-October, 2011.

ANEXO A

Tabela 2 – Limites da distribuição granulométrica do agregado miúdo, ABNT NBR 7211:2009

Peneira com abertura de malha (ABNT NBR NM ISSO 3310-1)	Porcentagem, em massa, retida acumulada			
	Limites inferiores		Limites superiores	
	Zona utilizável	Zona ótima	Zona ótima	Zona utilizável
9,5 mm	0	0	0	0
6,3 mm	0	0	0	7
4,75 mm	0	0	5	10
2,36 mm	0	10	20	25
1,18 mm	5	20	30	50
600 μm	15	35	55	70
300 μm	50	65	85	95
150 μm	85	90	95	100

NOTA 1 O módulo de finura da zona ótima varia de 2,20 a 2,90.
 NOTA 2 O módulo de finura da zona utilizável inferior varia de 1,55 a 2,20.
 NOTA 3 O módulo de finura da zona utilizável superior varia de 2,90 a 3,50.