



ANÁLISES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

VOLUME II



João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira

João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira

Análises de estruturas de concreto armado

2ª ed.

Piracanjuba-GO
Editora Conhecimento Livre
Piracanjuba-GO

2ª ed.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Lima, João Carlos Lisboa de
L732A Análises de estruturas de concreto armado

/ João Carlos Lisboa de Lima. Camila Miranda Pereira. – Piracanjuba-GO

Editora Conhecimento Livre, 2023

91 f.: il

DOI: 10.37423/2023.edcl758

ISBN: 978-65-5367-337-3

Modo de acesso: World Wide Web

Incluir Bibliografia

1. banco-de-dados 2. análise-paramétrica 3. análise-experimental 4. cisalhamento I. Lima, João Carlos Lisboa de II. Pereira, Camila Miranda III. Título

CDU: 620

<https://doi.org/10.37423/2023.edcl758>

O conteúdo dos artigos e sua correção ortográfica são de responsabilidade exclusiva dos seus respectivos autores.

EDITORIA CONHECIMENTO LIVRE

Corpo Editorial

MSc Edson Ribeiro de Britto de Almeida Junior

MSc Humberto Costa

MSc Thays Merçon

MSc Adalberto Zorzo

MSc Taiane Aparecida Ribeiro Nepomoceno

PHD Willian Douglas Guilherme

MSc Andrea Carla Agnes e Silva Pinto

MSc Walmir Fernandes Pereira

MSc Edisio Alves de Aguiar Junior

MSc Rodrigo Sanchotene Silva

MSc Wesley Pacheco Calixto

MSc Adriano Pereira da Silva

MSc Frederico Celestino Barbosa

MSc Guilherme Fernando Ribeiro

MSc. Plínio Ferreira Pires

MSc Fabricio Vieira Cavalcante

PHD Marcus Fernando da Silva Praxedes

MSc Simone Buchignani Maigret

Dr. Adilson Tadeu Basquerote

Dra. Thays Zigante Furlan

MSc Camila Concato

PHD Miguel Adriano Inácio

MSc Anelisa Mota Gregoleti

PHD Jesus Rodrigues Lemos

MSc Gabriela Cristina Borborema Bozzo

MSc Karine Moreira Gomes Sales

Dr. Saulo Cerqueira de Aguiar Soares

MSc Pedro Panhoca da Silva

MSc Helton Rangel Coutinho Junior

MSc Carlos Augusto Zilli

MSc Euvaldo de Sousa Costa Junior

Dra. Suely Lopes de Azevedo

MSc Francisco Odecio Sales

MSc Ezequiel Martins Ferreira

MSc Eliane Avelina de Azevedo Sampaio

CAPÍTULO 1	5
ANÁLISE LITERÁRIA SOBRE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO	
João Carlos Lisboa de Lima	
Dênio Ramam Carvalho de Oliveira	
DOI 10.37423/230607871	
CAPÍTULO 2	21
ANÁLISE PARAMÉTRICA DE UM BANCO DE DADOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO	
João Carlos Lisboa de Lima	
Dênio Ramam Carvalho de Oliveira	
DOI 10.37423/230607872	
CAPÍTULO 3	38
COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBO AO CISALHAMENTO	
João Carlos Lisboa de Lima	
Dênio Ramam Carvalho de Oliveira	
DOI 10.37423/230607873	
CAPÍTULO 4	58
EFEITO DA SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DO AGREGADO GRAÚDO POR ESCÓRIA DE ALTO-FORNO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE CONCRETOS.	
João Carlos Lisboa de Lima	
Adriano Luiz Roma Vasconcelos	
Marcelo de Souza Picanço	
DOI 10.37423/230607874	
CAPÍTULO 5	71
UTILIZAÇÃO DO REJEITO DE MANGANÊS DA SERRA DO NÁVIO-AMAPÁ COMO AGREGADO NO CONCRETO: APLICAÇÃO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO.	
João Carlos Lisboa de Lima	
João Queiroz de Souza Junior	
Marcelo de Souza Picanço	
DOI 10.37423/230607875	

Capítulo 1



10.37423/230607871

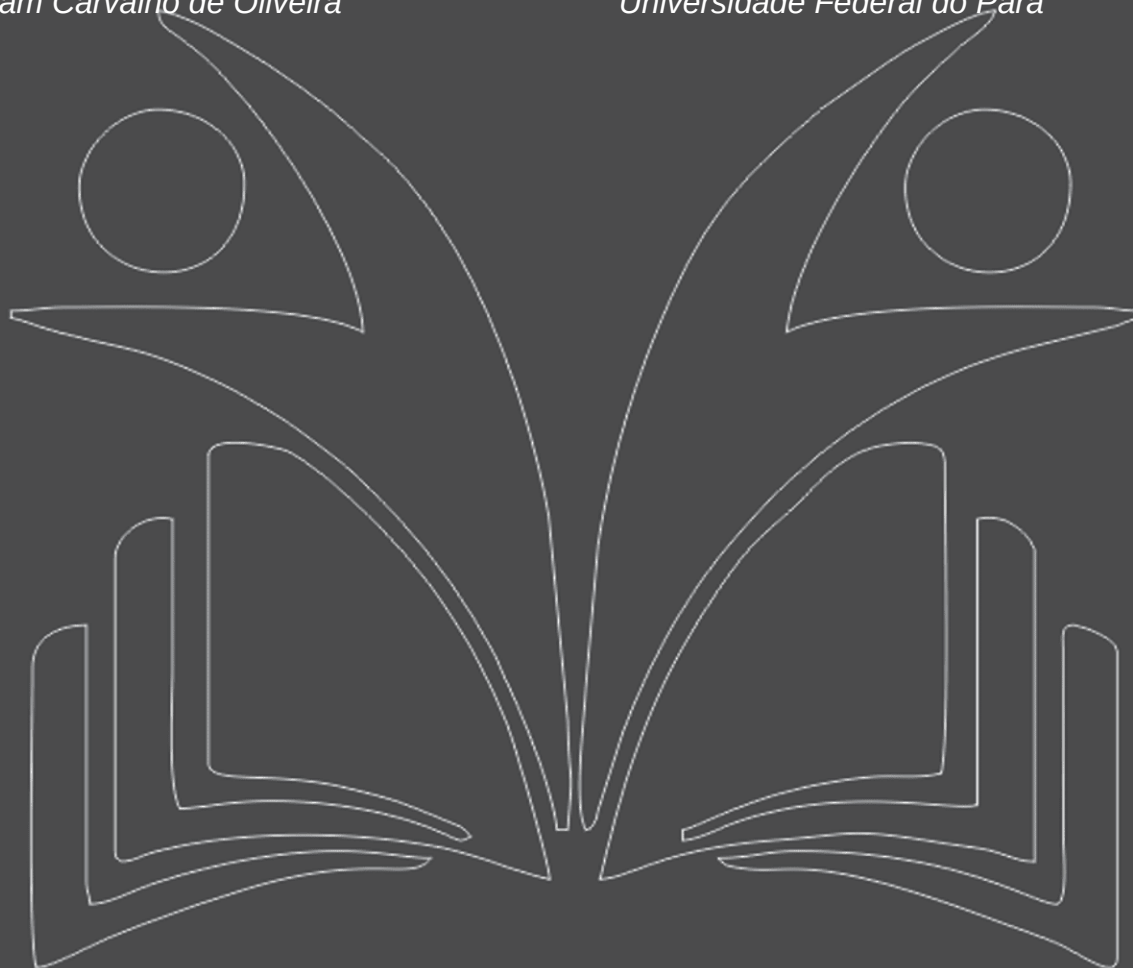
ANÁLISE LITERÁRIA SOBRE CISALHAMENTO EM VIGAS DE CONCRETO

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará



Resumo: Este trabalho científico aborda o tema do cisalhamento em vigas de concreto e é baseado em uma revisão integrativa da literatura. A metodologia utilizada consistiu na revisão não sistemática de pesquisas bibliográficas para a coleta de dados. O texto analisa várias publicações sobre o tema, destacando alguns estudos específicos. O primeiro estudo, realizado por Cladera e Marí, investigou a influência da resistência à compressão do concreto no cisalhamento de vigas com e sem estribos. Os resultados mostraram que o uso de armaduras transversais em concretos com alta resistência à compressão não é justificado experimentalmente. Além disso, vigas sem armaduras transversais apresentaram colapso progressivamente mais frágil com o aumento da resistência à compressão do concreto. Outro estudo, conduzido por Sagaseta, examinou a influência dos agregados graúdos na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto. Os resultados indicaram que as vigas compostas de brita apresentaram maior resistência ao cisalhamento devido à maior rugosidade e dificuldade de deslizamento entre as interfaces adjacentes. Por outro lado, as vigas com seixo tiveram maior propensão à fratura do agregado. Por fim, Russo e colaboradores analisaram um banco de dados de 126 vigas ensaiadas experimentalmente para estudar a resistência ao cisalhamento. O estudo destacou a influência dos estribos na resistência, considerando a ação do estribo, do concreto e das barras longitudinais. Portanto, essa revisão integrativa da literatura sobre cisalhamento em vigas de concreto mostrou a influência de diferentes fatores, como resistência do concreto, presença de estribos e características dos agregados. Os estudos analisados contribuem para o entendimento do comportamento estrutural das vigas de concreto e podem fornecer subsídios para o dimensionamento adequado dessas estruturas.

Palavras- Chaves: Cisalhamento; Vigas, Concreto.

1 INTRODUÇÃO

A análise e compreensão do comportamento estrutural de vigas de concreto é de extrema importância na engenharia civil. O estudo detalhado dos diferentes mecanismos de falha que podem ocorrer em uma viga é fundamental para garantir sua segurança e eficiência. Entre esses mecanismos, destaca-se o cisalhamento, que desempenha um papel crucial na capacidade de carga e na vida útil das vigas (MEHTA & MONTEIRO, 2013; BENTZ et al., 2006).

Segundo LEONHARDT & MÖNNING (1994) A análise do cisalhamento em vigas de concreto tem sido objeto de estudo e pesquisa ao longo dos anos, levando ao desenvolvimento de diversas teorias e métodos de cálculo. Um dos métodos mais conhecidos é o método da treliça, proposto por Ritter e Mörsch no início do século XX. Essa abordagem considera a viga como uma treliça espacial de barras diagonais, onde as diagonais representam os caminhos de transferência de tensão de cisalhamento. Embora essa teoria seja amplamente utilizada, ela apresenta algumas limitações, principalmente em vigas com comportamento dúctil (COLLINS et al., 1996; RITTER, 1899 & MÖRSCH, 1902).

Com base em estudos anteriores, é possível observar que o cisalhamento em vigas de concreto é um fenômeno complexo e influenciado por diversos fatores, como a resistência do concreto, a taxa de armadura transversal, o comprimento de ancoragem, a configuração da seção transversal, entre outros. Portanto, a análise do cisalhamento requer uma abordagem multidisciplinar, envolvendo conhecimentos de engenharia estrutural, materiais de construção e mecânica dos sólidos (COLLINS et al., 1996; VECCHIO & COLLINS, 1986; RÜSCH, 1981).

Esta pesquisa apresenta uma revisão integrativa da literatura sobre o cisalhamento em vigas de concreto. A metodologia utilizada consistiu em revisões sistemáticas de pesquisas bibliográficas, que envolveram a leitura, análise e interpretação de livros, periódicos, manuscritos, relatórios, teses e monografias. Os resultados e discussões apresentam os resultados de cinco autores referência na área de cisalhamento, cada um apresenta uma nova perspectiva ao estudo da temática. Portanto, cada uma das análises abordou diversos estudos sobre o cisalhamento em vigas de concreto. Os resultados mostraram a influência de fatores como resistência à compressão do concreto, presença de estribos e características dos agregados graúdos na resistência ao cisalhamento. Os modelos propostos apresentaram resultados satisfatórios e contribuem para o aprofundamento do estudo. Contudo propor novas pesquisas nessa área é fundamental, pois ainda existem muitos desafios a serem desvendados.

2 METODOLOGIA

O referido trabalho, caracteriza-se por ser uma revisão integrativa da literatura não sistemática de caráter analítico- descritivo a respeito do tema proposto, com o objetivo de aprofundar os conhecimentos a respeito do cisalhamento em vigas de concreto.

A coleta de dados foi estabelecida através de revisões sistemáticas de pesquisas bibliográficas, a pesquisa bibliográfica vincula-se à leitura, análise e interpretação de livros, periódicos, manuscritos, relatórios, teses, monografias.

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 PUBLICAÇÕES SOBRE CISALHAMENTO EM VIGAS

3.1.1 CLADERA & MARÍ (2005)

Os autores estudaram a influência da resistência à compressão do concreto ao cisalhamento em vigas com e sem estribos. Foram moldadas 18 vigas de concreto armado e analisadas experimentalmente até seu estado limite último e divididas em 04 séries (H50, H60, H75 e H100) sendo o sufixo número representando o f'_c , ou seja, H50 tem $f'_c = 50$ MPa. Na Figura 1 e Figura 2 são mostrados o sistema de ensaio e o detalhamento das vigas ensaiadas.

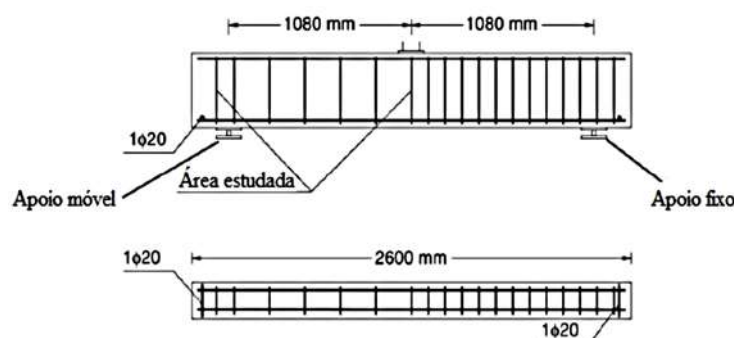


Figura 1– Sistema de ensaio, CLADERA & MARÍ (2005).

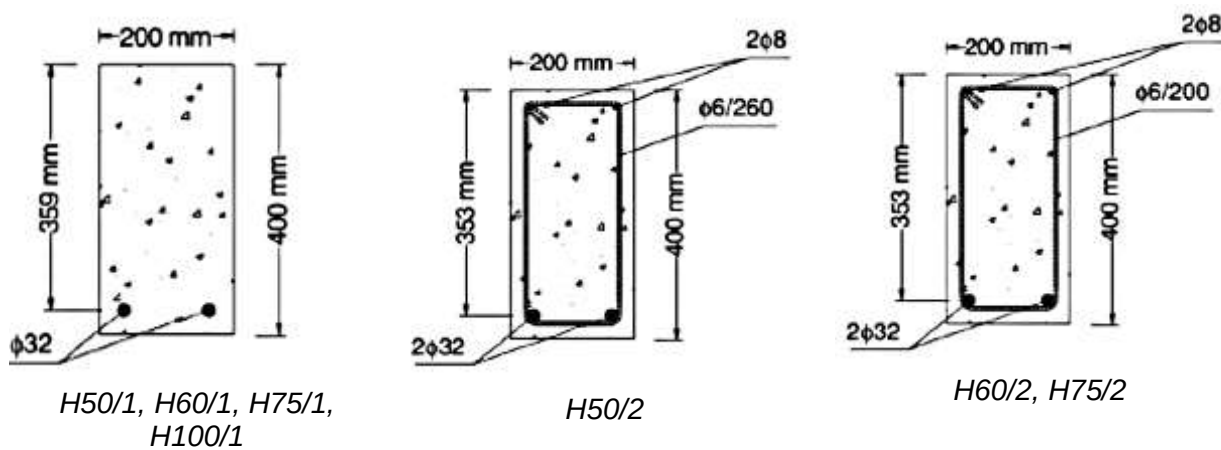


Figura 2– Detalhamento das peças, CLADERA & MARÍ (2005).

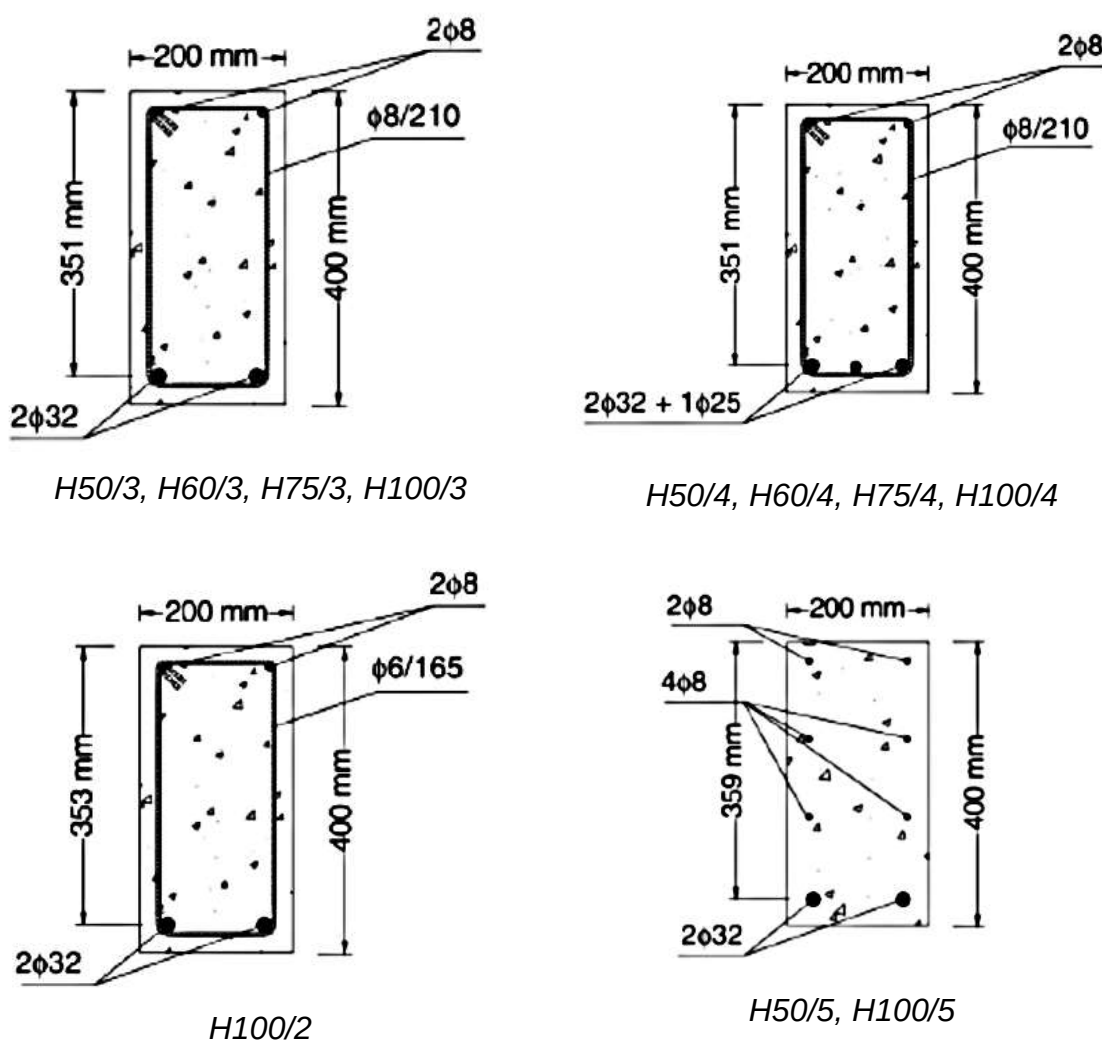


Figura 3– Detalhamento das peças, CLADERA & MARÍ (2005).

Após os ensaios, CLADERA & MARÍ (2005) observaram:

- Concretos com alta resistência à compressão com armaduras transversais, o uso de taxa de armaduras longitudinais $\rho_t > 2\%$ não é justificado experimentalmente;
- Com uso de armaduras longitudinais em vigas sem estribos a ruptura foi predominantemente frágil, porém com acréscimo de resistência próximo de 25 % relativo ao concreto de 50 MPa;
- Os comportamentos frágeis das vigas sem armaduras transversais tiveram colapso progressivamente mais frágil de acordo com o aumento da resistência à compressão do concreto;
- O acréscimo de f'_c , nas vigas com mesma seção transversal e taxa de armadura transversal constantes, obtém maior efetividade da resistência contribuinte dos estribos.

3.1.2 SAGASETA (2008)

SAGASETA (2008) investigou a influência dos agregados graúdos na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto a partir do estudo estatístico, computacional e experimental de 22 peças, sendo dessas, 04 vigas subdivididas em dois grupos com seixo (BL01 e BL02) e brita (BG01 e BG02). As vigas foram dimensionadas com tamanho de (135×500×4000) mm³ com altura útil de 465 mm e com taxa de armadura longitudinal, $\rho_t > 1\%$ ou seja 2Ø20 mm

O sistema experimental consistiu no ensaio de duas vigas bi-apoiadas com carregamento pontual a meio vão, sendo o vão livre de 3200 mm contabilizado a partir do eixo dos apoios que contam com contato dos roletes, possibilitando a livre rotação e deslocamentos horizontais. A viga apresenta a razão do vão de cisalhamento e altura útil $\frac{a}{d} = 3,46$, evitando desse modo qualquer influência de efeito arco no elemento, todos os detalhes do ensaio podem ser vistos na Figura 4.

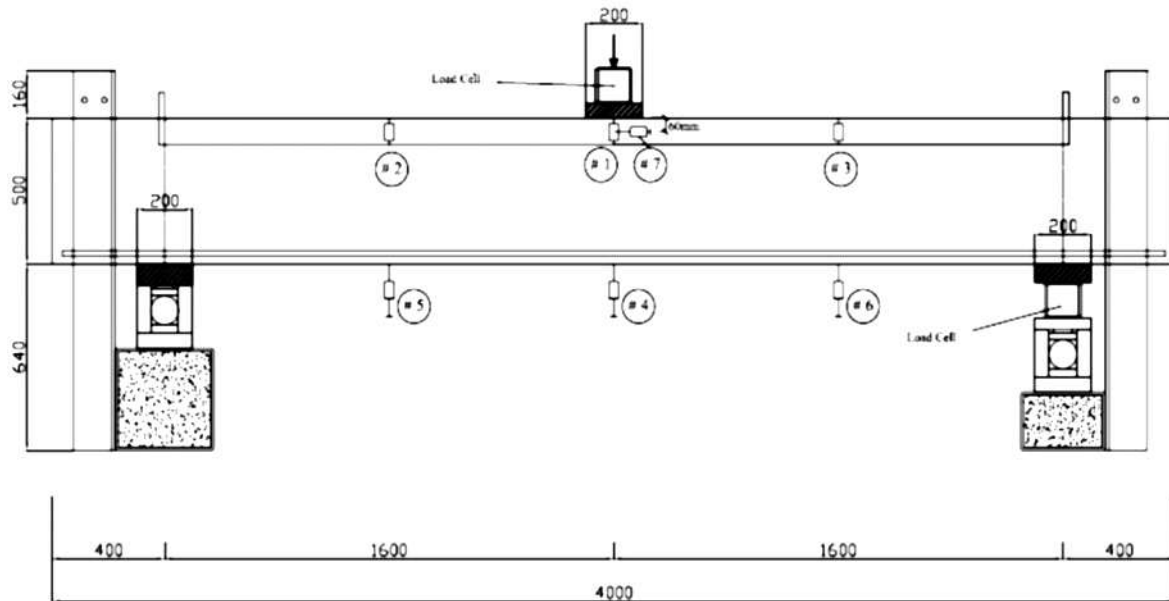


Figura 4– Sistema de ensaio das vigas (SAGASETA 2008)

O sistema de ensaio consistiu no uso de 02 células de carga com capacidade de 1000 kN, sendo um para aplicação de carga e outro para monitorar qualquer assimetria oriunda do modelo experimental. Os deslocamentos nas duas direções foram monitorados por 07 transdutores, locados como visto na Figura 4.

Apesar dos agregados utilizados serem diferentes, os tipos de ruptura das vigas foram análogos com o surgimento da fissura de cisalhamento através da fissura de flexão a meio vão do ensaio, sendo todas com comportamento frágil e cargas últimas similares entre si, os dados dos ensaios assim como a característica das peças são apresentados na Tabela 1 e Tabela 2.

Tabela 1– Resultados experimentais

Viga	$\rho_{fissura}$ (KN)	ρ_u (KN)	Ruptura
BG01	56,2	122,6	Tração diagonal
BG02	50	126,2	Tração diagonal
BG01	50	93,7	Tração diagonal
BG02	50	108,1	Tração diagonal

Tabela 2– Caracterização das vigas

Viga	b_w (mm)	d (mm)	A_s (mm ²)	f'_c (Mpa)	f'_y (MPa)	ρ_t (%)	$\frac{a}{d}$
BG01	135	465	628,3	80,2	580	1	3,46
BG02				80,2			
BG01				80,2			
BG02				80,2			

O autor concluiu que devido a maior resistência e superfície específica mais rugosa da brita, as fissuras de cisalhamento tendem a percorrer a sua interface com maior dificuldade, ocasionando maiores ângulos nas fissuras com relação a armadura longitudinal como pode ser visto na Figura 5. Portanto esse modelo de fissuração acarreta em superfícies mais rugosas e dificultando o deslizamento entre as interfaces adjacentes da viga ocasionando maior resistência última nas peças. É importante ressaltar que o cisalhamento nas vigas compostas de seixo, obtiveram a fratura do agregado, enquanto a brita teve apenas 30% de seu volume seccionado.

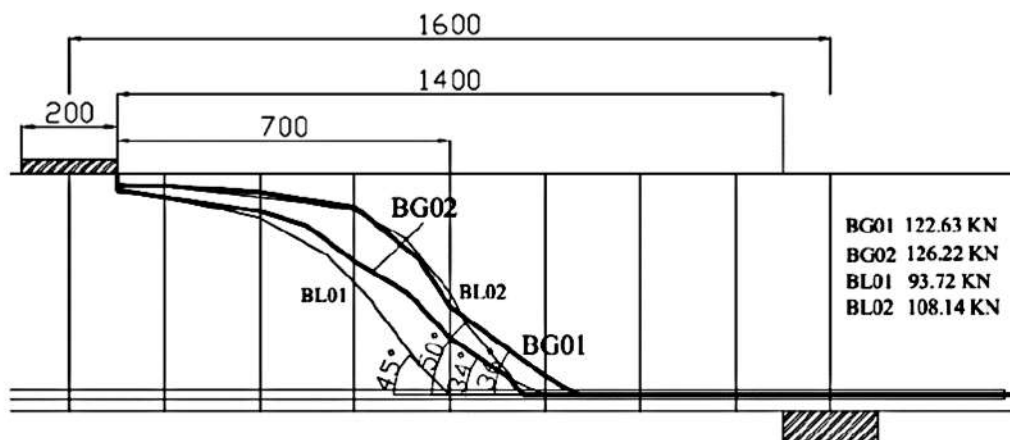


Figura 5– Mapa de fissuração das vigas ensaiadas (SAGASETA, 2008).

3.1.3 WALRAVEN (1984)

O trabalho de WALRAVEN (1984) teve por objetivo compreender o comportamento de vigas de concreto convencional e leve ao cisalhamento, diferenciando a altura útil. Para a análise experimental, foram moldadas 03 séries de vigas variando a altura útil e permanecendo constante $\frac{a}{d} = 3$, $f'_c = 30\text{MPa}$ e $b_w = 200\text{mm}$. Para a série A, foi utilizado concreto com massa específica convencional com taxa de armadura longitudinal, $\rho_t > 0,8\%$, $\rho_t > 1,5\%$, e as séries B e C com respectivamente, o

sistema de ensaio com o modelo de carregamento, dimensões e características das peças são detalhadas na Figura 6 e Tabela 3.

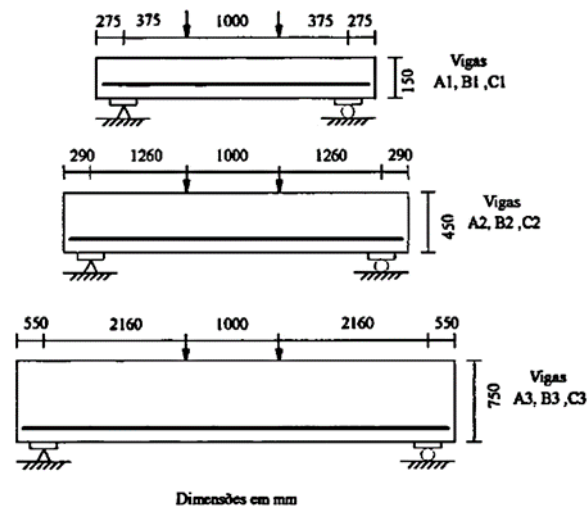


Figura 6– Detalhamento do sistema de ensaio (WALRAVEN, 1984)

Tabela 3– Características das peças ensaiadas (WALRAVEN, 1984)

Viga	b_w (mm)	d (mm)	f'_c (Mpa)	$\frac{a}{d}$	ρ_t (%)	τ_{wu} (MPa)
A1	200	125	33,3	3	0,83	1,26
A2		420	33,2		0,74	0,84
A3		720	33,7		0,79	0,70
B1		125	29,2		0,83	1,19
B2		420	29,2		0,74	0,72
B3		720	27,0		0,79	0,55
C1		125	30,4		1,53	1,40
C2		420	31,4		1,56	1,07
C3		700	28,0		1,58	0,76

WALRAVEN (1984) concluiu que o efeito de tamanho ao cisalhamento também é presente em vigas de concreto leve e as tensões são menores comparado as peças com concreto convencional, justificado basicamente pelo mecanismo de engrenamento dos agregados leves serem menor em agregados leve, principalmente pela corte de suas seções, impedindo assim rugosidade suficiente para impedir o deslizamento de interfaces, os valores das séries são vistos na Figura 7.

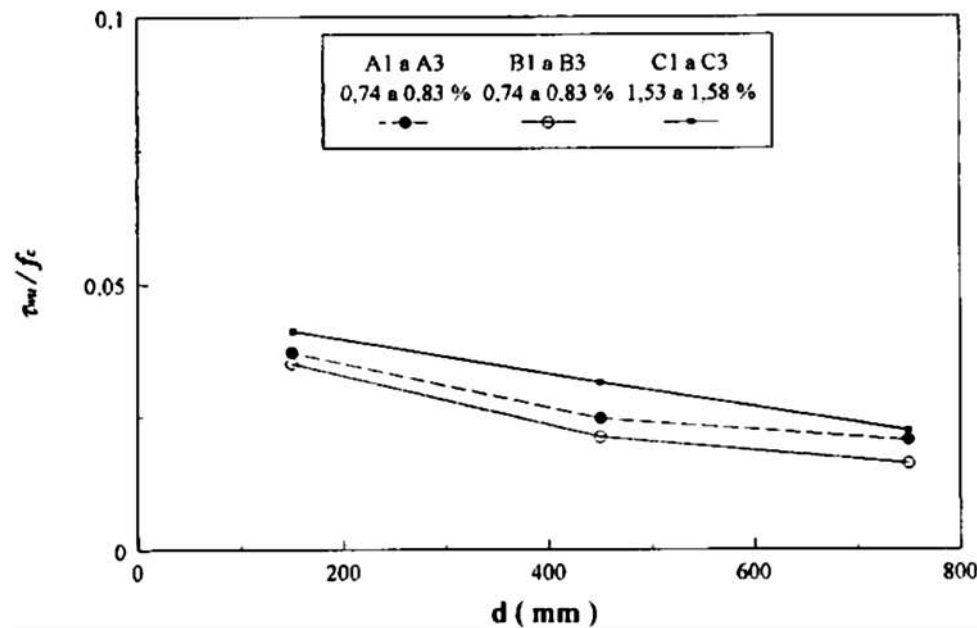


Figura 7– Relação $\tau_{wu} / f'_c - d$ (WALRAVEN, 1984)

3.1.4 ZSUTTY (1968 E 1971)

O trabalho realizado propõe alguns modelos de equações para previsão de cargas máximas ao cisalhamento em vigas sob carregamento concentrado. O autor salienta que a resistência máxima para vigas retangulares simples sob carga concentrada, não tão somente dependem de fatores como f'_c , ρ , esbeltes $\frac{a}{d}$ e armadura transversal, mas também é fortemente influenciado pelas condições de apoio e, portanto, devem ser considerados no cálculo.

Diversos resultados de ensaios foram utilizados para resolução do trabalho, os quais foram divididos em categorias distintas de comportamento sujeitos a carregamento concentrado.

- Vigas curtas $\frac{a}{d} < 2,5$ com condições de carregamentos direto, carregados na superfície superior e apoiados na base por meio de placas ou blocos, sem estribo.
- Vigas esbeltas com estribo e vigas curtas com carregamento indireto com estribo,
- Vigas curtas com carregamento direto com estribos.
- Dados de 108 espécies sob carregamento direto em vigas curtas sem estribos foram analisados e por meio de múltiplas análises de regressão foi possível propor a Equação 1:

$$\tau_c = 60 \cdot (f'_c)^{0,26} \cdot (\rho)^{0,47} \cdot \left(\frac{d}{a}\right)^{1,3} \quad \text{Equação 1}$$

O modelo apresenta coeficiente de variação de 19% para o banco de dados disposto, essa dispersão dos resultados pode ser explicada segundo o autor pois para vigas similares, com f'_c , ρ e esbeltes $\frac{a}{d}$ muito semelhantes umas das outras, apresentam variações na resistência à tração do concreto, dimensão do bloco de carregamento, taxas de carregamentos diferentes, e configuração da seção transversal das vigas. As vigas esbeltas e vigas curtas com presença de estribo, apresentam o mesmo modelo matemático adotado para dimensionamento da carga máxima de cisalhamento conforme a Equação 2 a seguir.

$$\text{Para } \frac{a}{d} \geq 2,5 \quad \tau_c = 2,17 \cdot \left(f'_c \cdot \rho \cdot \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + r \cdot f_{yw} \quad \text{Equação 2}$$

De forma geral segundo o autor a precisão para estes tipos de modelos apresentam resultados bastante satisfatórios apresentando pouca dispersão quando comparados aos modelos experimentais ensaiados.

Para vigas curtas a resistência ao cisalhamento é conforme a Equação 3:

$$\text{Para } \frac{a}{d} < 2,5 \quad \tau_c = 5,4 \cdot \left(f'_c \cdot \rho \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{3}{4}} + r \cdot f_{yw} \quad \text{Equação 3}$$

Conforme esperado segundo o autor, as estimativas teóricas aproximaram-se bastante dos modelos experimentais ensaiados e quando comparados as vigas curtas sem estribos, as vigas curtas com estribo apresentaram dispersões menores.

Segundo o autor as formas mais simples de modelagem matemática foram utilizadas para desenvolver essas equações. Os modelos são destinados a previsões práticas, e suas formas particulares não devem significar qualquer informação detalhada sobre os mecanismos teóricos da ruptura ao cisalhamento.

3.1.5 RUSSO ET AL. (2013)

RUSSO et al. (2013) analisam os resultados de 126 vigas ensaiadas experimentalmente organizadas em um banco de dados, a resistência ao cisalhamento é o principal objeto de estudo, uma vez que no trabalho é observado a influência de vigas sem reforço transversal e com estribos. Com base nesses valores e por meio de uma regressão estatística, uma fórmula para a resistência ao cisalhamento foi elaborada devido à contribuição da armadura transversal.

De acordo com os autores os valores experimentais da resistência ao cisalhamento aumentam devido ao estribo, os testes foram realizados em pares com vigas semelhantes, isto é, em vigas com as

mesmas propriedades mecânicas e geométricas, testada sob a mesma configuração de carga e apenas diferindo quanto a presença ou não do estribo.

A força de cisalhamento aumenta devido à inclusão de estribo, v_{si} , obviamente deve depender do mecanismo de resistência envolvido pela presença de estribo. Consequentemente este aumento deve ser expresso em termos dos principais parâmetros que afetam esses mecanismos.

O mecanismo de resistência de uma viga com reforço de cisalhamento pode ser estudado por meio de uma treliça estaticamente determinada, em que os estribos e o concreto combatem os esforços das ligações ΔT , transmitida para a articulação da treliça pelas barras longitudinais. Por isso, três contribuições diferentes podem ser identificadas neste mecanismo de resistência: ação do estribo, ação resistente do concreto e ação das barras longitudinais.

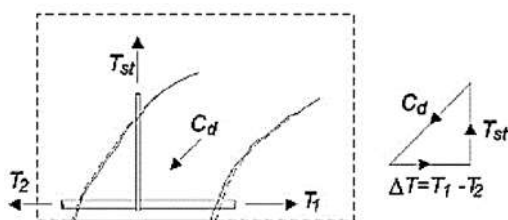


Figura 8- Transferência dos esforços cortantes, RUSSO et al. (2013)

Quanto à influência da ação do estribo no aumento da resistência ao cisalhamento, v_{si} , obviamente, depende da razão geométrica do reforço de cisalhamento e sobre a carga de escoamento do reforço de cisalhamento, f_{yv} .

A ação do concreto sobre a resistência ao cisalhamento, o f'_c influencia na v_{si} uma vez que concretos mais resistentes irão suportar maiores cargas de compressão. Quanto maior a resistência do concreto, menor será a o efeito de compressão no concreto. Além disso, a contribuição do concreto estabelece o esforço máximo resistente que os esforços do modelo de treliça são capazes de transportar, isto é, estabelece um limite superior para o aumento da resistência ao cisalhamento devido à inclusão do estribo.

A ação do reforço longitudinal pode ajudar a controlar o aumento de fissuras e permite melhorar a ação do efeito pino e sua contribuição é levada na expressão de resistência ao cisalhamento relacionada ao mecanismo de vigas sem estribos. No entanto, não sendo claro quanto a importância da interação entre reforço longitudinal e estribo, a porcentagem geométrica do reforço longitudinal,

q^* , é assumida como um parâmetro de influência. Consequentemente a primeira tentativa de expressão para v_{si} é considerada:

$$v_s = k_0^* \cdot \rho^{m^*} \cdot f_c'^{p^*} \cdot (\rho \cdot f_{yv})^{q^*} \quad \text{Equação 4.}$$

Onde:

k_0, m^*, ρ^*, q^* são constantes

Com base nos 126 valores medidos do aumento da resistência ao cisalhamento devido aos estribos, os valores das constantes k_0, m^*, ρ^*, q^* , aparecendo na Equação 5, são determinados por meio de um processo iterativo, com o objetivo de alcançar a melhor uniformidade na previsão da força de cisalhamento aumenta devido a estribos.

Este objetivo é alcançado impondo a média do estribo medido com o cálculo de sua contribuição de força iguais a um e minimizando os correspondentes coeficiente de variação (COV). Esses índices são calculados para cada viga por meio da Equação 5, calculado para os valores de k_0, m^*, ρ^*, q^* , assumidos na interação. No final das interações o COV mínimo é igual a 0,33, que é obtido por meio das seguintes constantes:

$$k_0 = 0,36; m^* = 0,2; \rho^* = 0,5; q^* = 0,6$$

Portanto a fórmula obtida para o acréscimo de resistência devido a presença de estribo é:

$$\tau_{sw} = 0,36 \cdot \rho^{0,2} \cdot f_c'^{0,5} \cdot (\rho_v \cdot f_{yw})^{0,6} \quad \text{Equação 5}$$

Ao considerar o intervalo geral de variação de q , resulta: q variando de 0,36 a 4,76 uma variação de v_{si} , de 1,06 para 1,76 é obtido. Daí a última variação é uma ordem de magnitude inferior do que o anterior. Por esta razão, a influência da variação q na variação de v_{si} é considerada insignificante, portanto, o termo q não está incluído na expressão final de resistência ao cisalhamento aumentado devido aos estribos. Consequentemente, a expressão geral paramétrica torna-se:

$$\tau_{sw} = k_0 \cdot f_c'^p \cdot (\rho_v \cdot f_{yw})^q \quad \text{Equação 6}$$

k_0, ρ^*, q^* são constantes

Com base nos 126 espécimes ensaiadas e analisadas os valores das constantes expostas na equação anterior foi determinada pelos meios do método iterativo conforme descrito anteriormente e seus resultados foram; 0,17, 0,5 e 0,7 para k_0, p e q respectivamente. O valor mínimo do coeficiente de variação (COV) foi igual a 0,34 sendo apenas ligeiramente maior que o valor previamente obtido de

0,33, portanto, mais uma comprovação da dependência do v_{si} em relação ao p . Consequentemente a fórmula final para cálculo da carga de cisalhamento em vigas com estribo é conforme mostrado na Equação 7.

$$\tau_{sw} = 0,17 \cdot f_c'^{0,5} \cdot (\rho_v \cdot f_{yw})^{0,7} \quad \text{Equação 7}$$

Para o autor, está fórmula foi desenvolvida para estimar a resistência ao cisalhamento em vigas com estribos, levando em conta os principais parâmetros que envolve a esforço resistente cortante. Ao utilizar este modelo, uma fórmula geral para a previsão do esforço resistente ao cisalhamento de vigas com estribos foi obtida. Este, além de ser uma expressão explícita, também é mais consistente e confiável que os modelos das normas Eurocode 2 (2014) e o Código ACI 318 (2014).

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Entre as publicações analisadas, foram identificados estudos relevantes sobre o tema. Cladera & Marí (2005) investigaram a influência da resistência à compressão do concreto no cisalhamento de vigas com e sem estribos. Sagasetta (2008) analisou a influência dos agregados graúdos na resistência ao cisalhamento em vigas de concreto. Walraven (1984) examinou o comportamento de vigas de concreto convencional e leve em relação ao cisalhamento, levando em consideração a altura útil das vigas. Zsutty (1968 e 1971) propôs modelos matemáticos para previsão de cargas máximas ao cisalhamento em vigas. Russo et al. (2013) estudaram a resistência ao cisalhamento em vigas com e sem reforço transversal.

Esses estudos revelaram importantes descobertas, como a influência da resistência à compressão do concreto e das armaduras transversais no comportamento das vigas, o efeito dos diferentes tipos de agregados graúdos na resistência ao cisalhamento, a relação entre a altura útil das vigas e as tensões de cisalhamento, e a contribuição do reforço transversal na resistência ao cisalhamento. Além disso, foram propostos modelos matemáticos para prever as cargas máximas de cisalhamento em vigas, considerando diversos fatores, como resistência do concreto, taxa de armadura, relação altura/largura da viga e presença de estribos.

Portanto, a revisão integrativa da literatura permitiu um aprofundamento nos conhecimentos sobre o cisalhamento em vigas de concreto, reunindo informações de diferentes estudos. As descobertas destacadas fornecem insights valiosos para o projeto e a análise estrutural de vigas, auxiliando na compreensão dos fatores que influenciam sua resistência ao cisalhamento. No entanto, é importante destacar a necessidade contínua de pesquisas e investigações nessa área, visando aprimorar os

modelos existentes e fornecer orientações mais precisas para o dimensionamento de vigas de concreto em diferentes cenários de aplicação.

REFERENCIAS

- BENTZ, E. C.; VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.; Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements, ACI Structural Journal, Vol. 103, nº 4, p. 614-624, 2006.
- CLADERA, A.; MARÍ, A. R.; Experimental Study on High-Strength Concrete Beams Failing in Shear, Engineering Structures, Vol. 27, p. 1519-1527, 2005.
- COLLINS, M. P.; KUCHUMA, D.; How to Safe are our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?, ACI Structural Journal, Vol. 96, nº 4, p. 482-490, 1999.
- LEONHARDT, N. M.; MÖNNING, E.; Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Vol 1, Rio de Janeiro, Editora interciência, 1994.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microstructure, Properties and Materials. 4 ed. McGraw-Hill Professional Publishing, 1994.
- MÖRSCH, E.; Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction) – Theory and Application. Wittwer, Vol. 1, Part 1, Sttugart, 1920
- RÜSCH, H.; Concreto Armado e protendido, Propriedades dos Materiais e Dimensionamento. Rio de Janeiro, Editora Campus, 1994.
- RUSSO, G.; MITRI, D.; PAULETTA, M.; Shear Strength Design Formula for RC Beams with Stirrups, Engineering Structures, Vol. 51, p. 226-235, 2013.
- SAGASETA, J. The Influence of Aggregate Fracture on the Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. Tese de Ph. D, Imperial College, London, 2008.
- WALRAVEN, J. C. The Influence of Depth on the Shear Strength of Lightweight Concrete Beams without Shear Reinforced, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, 1984.
- VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.; The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Structural Journal, Vol. 83, nº 2, p. 219-231, 1986.
- ZSUTTY, T.; Shear Strength Prediction fo Separate Categories of Simple Beam Tests, ACI Structural Journal Vol. 68, nº 2, p. 138-143, 1971.

Capítulo 2



10.37423/230607872

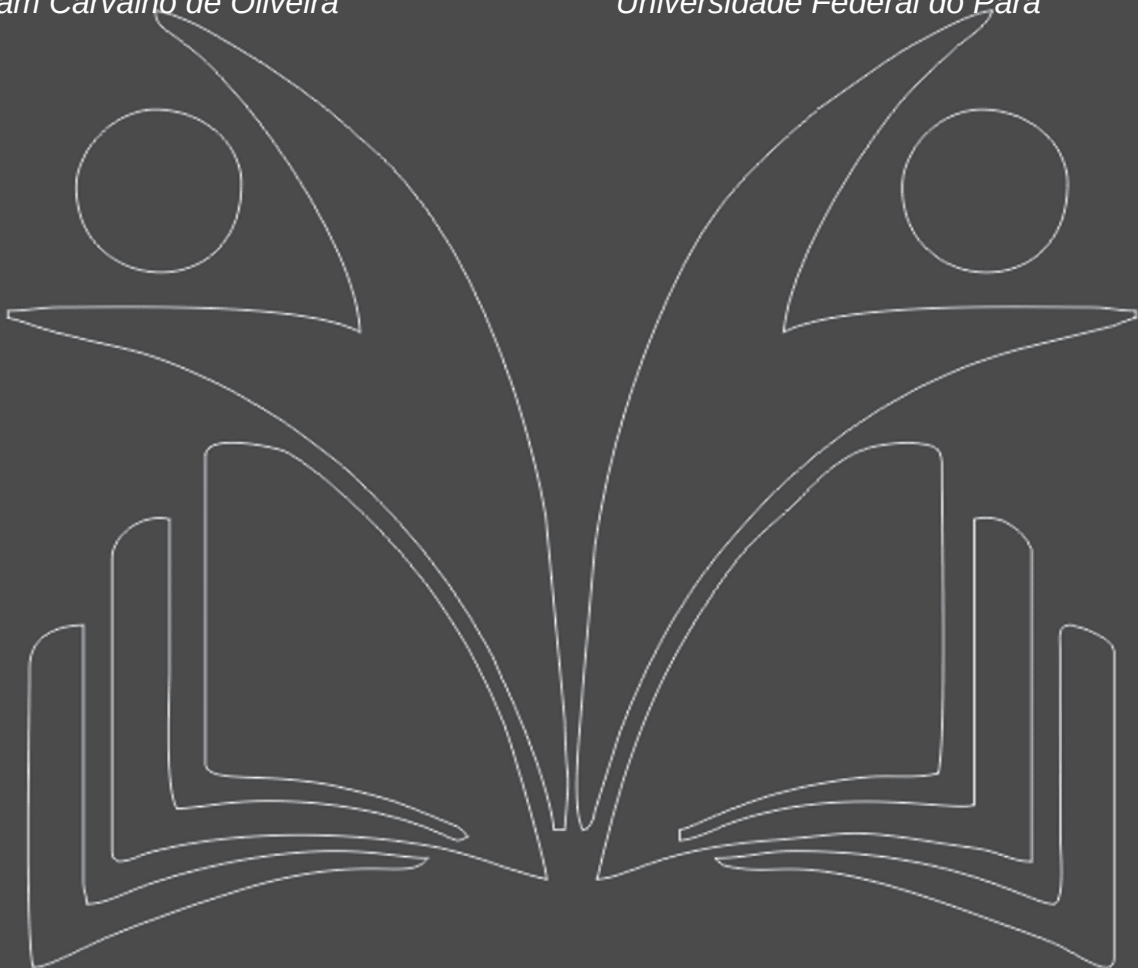
ANÁLISE PARAMÉTRICA DE UM BANCO DE DADOS DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará



Resumo: Este estudo desenvolveu um banco de dados abrangente sobre o comportamento de vigas de concreto armado submetidas à ruptura por tração na diagonal. Foram coletadas informações experimentais e teóricas para compreender a resistência e o desempenho dessas vigas, visando aprimorar o dimensionamento e a segurança estrutural. O banco de dados incluiu parâmetros como resistência à compressão do concreto, proporção entre o vão de cisalhamento e a altura útil da viga, largura da seção transversal e taxas de armadura. Foram utilizadas normas técnicas reconhecidas internacionalmente para avaliar os resultados e identificar diferenças e limitações. Os resultados destacaram a importância de incluir variáveis adicionais no dimensionamento das vigas e ressaltaram a necessidade contínua de pesquisa para desenvolver métodos de projeto mais avançados. A disponibilidade desse banco de dados contribui para embasar decisões de projeto, melhorar normas e diretrizes técnicas, e promover maior confiabilidade e segurança na concepção e construção de estruturas de concreto armado.

Palavras- Chaves: Viga de concreto armado; Ruptura por tração; Banco de dados.

1 INTRODUÇÃO

A evolução da construção civil indica o desenvolvimento tecnológico em qualquer sociedade. A criação de novas técnicas e a segmentação de áreas científicas dentro deste meio, resultaram em desafios cada vez maiores sobre a compreensão dos fenômenos e também na racionalização de custos de uma edificação. Portanto, é evidente a importância do concreto como principal material compósito na construção civil e segundo material mais consumido pela humanidade, segundo MEHTA & MONTEIRO (1994). Sua facilidade de moldagem, custo relativamente baixo, facilidade de execução e capacidade autoportante são itens atrativos para pesquisa sobre suas propriedades mecânicas, principalmente o estudo dos esforços característicos empregados em cada peça estrutural (COLLINS *et al.*, 1996 & MÖRSCH, 1920 e 1922).

A compreensão do comportamento e fatores que influenciam a capacidade resistente dos elementos estruturais é fundamental para quantificar, qualificar e ponderar as necessidades que um modelo de cálculo terá em estimar com precisão e segurança o dimensionamento e verificação das peças. Dessa forma, o modo de ruptura por cisalhamento em vigas é oriundo da combinação do momento fletor, esforço cortante e raramente de esforços axiais. Esses fatores são responsáveis pela inclinação das fissuras, que variam o ângulo da biela de acordo com a relação desses fatores e principalmente pela forma de carregamento (ZSUTTY, 1971 e RUSSO *et al.*, 2013).

LEONHARDT & MÖNNING (1994) destacam o número de fatores influenciadores na resistência ao esforço cortante em vigas, contabilizando em torno de 20, a grande causa dessa diversidade é ocasionada pela heterogeneidade do concreto armado oriundo da interação mecânica dos diversos elementos em sua composição, como agregados graúdos e a geometria das seções longitudinais e transversais, além das armaduras.

Uma vez construído o banco de dados, realizou-se uma análise estatística utilizando diferentes normas e modelos para comparar e avaliar o desempenho do cálculo das tensões limites em vigas com estribos. Foram consideradas as normas NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e os modelos propostos por RUSSO *et al.* (2013) e ZSUTTY (1971). As normas tiveram a resistência à compressão do concreto e a tensão de escoamento da armadura transversal limitadas, e foram comparados os estados limites últimos e o estado limite de serviço das vigas do programa experimental

Os resultados e discussões deste estudo têm como objetivo estimar as tensões cisalhantes em vigas de concreto armado. O banco de dados construído reuniu informações sobre largura da viga, altura

útil, resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal, taxa de armadura transversal, parcela da tensão contribuinte estimada na armadura transversal e distância do ponto de apoio para o ponto de aplicação de carga adjacente (vão de cisalhamento). A análise estatística comparou os resultados das normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), destacando suas limitações e dificuldades de aferir as tensões no estado limite último.

Com base nos parâmetros analisados, foram selecionadas 170 peças que romperam ao cisalhamento por tração na diagonal comprimida, a análise estatística realizada permitiu comparar o desempenho de diferentes modelos, fornecendo informações úteis para o aprimoramento das normas existentes e o desenvolvimento de novos modelos de cálculo.

2 METODOLOGIA

2.1 CONSTRUÇÃO DO BANCO DE DADOS

O banco de dados foi confeccionado com as seguintes metodologias:

- Resistência à compressão do concreto $f'_c \in [20;125]$ MPa;
- Relação entre vão de cisalhamento e altura útil, $a/d \in [2,5;7,2]$;
- Largura $b_w \in [50;457]$ mm;
- Altura útil $d \in [150;925]$ mm;
- Taxa de armadura longitudinal $\rho_l \in [0,76;6,62]$ %;
- Taxa de armadura transversal $\rho_w \in [0,06;1,41]$ %;
- Tensão de escoamento do estribo $f_y \in [255;856]$ MPa;
- Vigas com estribos e ruptura por tração na diagonal;
- Todas as vigas possuem armadura transversal;
- Estribos perpendiculares relativo a armadura longitudinal;
- Foram consideradas vigas com tensão de escoamento do aço máximo de 856 MPa;
- Utilizou-se trabalhos que relacionavam apenas o comportamento de vigas com concreto armado convencional ou alta resistência;

- Uso de vigas ensaiadas à 3 ou 4 pontos;
- Concreto confeccionados com uso de brita.

As vigas selecionadas foram confeccionadas de acordo com os parâmetros que não descaracterize o concreto de acordo com a norma NBR 6118 (2014), ou seja, neste banco de dados desconsidera peças que utilizassem fibra de aço, agregados leves, ou qualquer elemento que modifiquem as características mecânicas usuais do concreto, assim como as limitações de ZSUTTY (1971) e RUSSO et al. (2013).

Foi desconsiderado o efeito de engrenamento dos agregados devido à dificuldade em encontrar trabalhos que classifiquem seu diâmetro máximo, assim como literaturas que indiquem peças com uma relação do vão de cisalhamento e altura útil (a/d) menor que 2.

2.2 ANÁLISE ESTATÍSTICA

O método utilizado para as análise estatística neste trabalho seguiu em comparação através da NBR 6118 (2014) com modelo I ($\tau_{MOD(1)}$), modelo II ($\tau_{MOD(2)}$) e ACI 318 (2014) apenas com a biela a 45° (τ_{ACI}), desconsiderando qualquer coeficiente de majoração e minoração aderidos aos seus respectivos formatos. Todas as normas tiveram a tensão de escoamento da armadura transversal e resistência à compressão do concreto limitados, seguindo a ACI 318 (2014) com $f'_c \leq 69$ MPa e $f_y \leq 420$ MPa enquanto a NBR 6118 (2014) adota $f'_c \leq 90$ MPa e $f_y \leq 500$ MPa, assim como os modelos de RUSSO et al. (2013) e ZSUTTY (1971), comparando concomitantemente os estados limites últimos e o estado limite de serviço apenas para as vigas do programa experimental, comparando a acurácia dos 5 modelos para estimar as tensões limites.

2.2.1 ZSUTTY (1971)

Para o autor, as considerações de cálculo seguiram as mesmas para o qual foi publicado, como não há distinção para os estados limites de serviço no estágio II, é representado a para diferenciar esse intervalo mudando apenas o limite de escoamento do aço ou tensão máxima de ruptura para o estado limite último, assim como na esbeltez de carregamento das peças que consideradas esbeltas, como mostra a Equação 1, Equação 2 e Equação 3

$$\tau_u = \tau_c + \tau_{sw}$$

Equação 1

$$\tau_d = 2,3 \cdot \left(\rho_l \cdot f'_c \cdot \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + \rho_w \cdot f_y \quad \text{Equação 2}$$

$$\tau_u = 2,3 \cdot \left(\rho_l \cdot f'_c \cdot \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + \rho_w \cdot f_u \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

- τ_u : Tensão limite última;
- τ_d : Tensão limite de serviço;
- f_y : Tensão de escoamento da armadura transversal;
- f_u : Tensão máxima da armadura transversal;
- τ_{sw} : Tensão cisalhante na diagonal tracionada (estribo);
- τ_c : Tensão cisalhante na diagonal comprimida (concreto).

2.2.2 RUSSO ET AL. (2013)

RUSSO et al. (2013) considera em seu modelo o estágio II e III de distribuição de tensões em seu trabalho, considerando que em RUSSO et al. (2005) foi demonstrado a parcela contribuinte do concreto na diagonal tracionada, verifica-se que segundo a Equação 4 a soma das partes responsáveis pelo tirante, consequentemente é demonstrado na Equação 5:

$$\tau_u = \tau_c + \tau_{sw} \quad \text{Equação 4}$$

$$\tau = \delta \cdot \xi \cdot \left[\rho_l^{0,4} \cdot f'_c{}^{0,39} + 0,5 \cdot \rho_l^{0,83} \cdot f_{yl}{}^{0,89} \cdot \left(\frac{a}{d} \right)^{-1,2-0,45 \cdot \frac{a}{d}} \right] + \mu \cdot f'_c{}^{0,5} \cdot (\rho_w \cdot f_y)^{0,7} \quad \text{Equação 5}$$

$$\xi = \frac{1 + \sqrt{\frac{5,08}{d_a}}}{\sqrt{1 + \frac{d}{25 \cdot d_a}}} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

- ξ : Size Effect para as peças;

- d_a : Diâmetro máximo do agregado graúdo;
- μ : 0,075 para o estágio II e 0,17 para o estágio III;
- δ : 0,72 para o estágio II e 1,13 para o estágio III;
- f_{yl} : Tensão de escoamento da armadura longitudinal.

Analogamente ao usado por ZSUTTY (1971), será utilizada no modelo as tensões de escoamento e a tensão de ruptura da armadura transversal para estipular a resistência das vigas para avaliação do modelo proposto. Como houve a dificuldade de catalogar os diâmetros máximos dos agregados graúdos para o banco de dados deste trabalho, foi estimado 9,5 mm, pois globalmente foi o valor que obteve melhor desempenho a equação do autor.

2.2.3 ACI 318 (2014)

De acordo com as limitações de resistência dos materiais como descrito anteriormente pela norma, considera-se a retirada de todos os coeficientes de segurança para alcançar o estado limite último na Equação 7:

$$\phi \cdot \tau_u = \tau_d = \tau_c + \tau_{sw} \quad \text{Equação 7}$$

$$\phi \cdot \tau_u = \frac{1}{6} \cdot f'_c{}^{\frac{1}{2}} + \rho_w \cdot f_y \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

ϕ : 0,75 para o modelo proposto.

2.2.4 NBR 6118 (2014)

Para os modelos I e II é designado todas as limitações de resistências, considerando a resistência máxima do aço em 500 MPa e ponderando as classes de resistência à compressão da norma no item 8.2.5. Compreendendo os valores para a Equação 9:

$$\phi \cdot \tau_u = \tau_d = \tau_c + \tau_{sw} \quad \text{Equação 9}$$

Para concreto com $f'_c < 50$ MPa a Equação 10:

$$\tau_c = 0,126 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação 10}$$

Concreto com $50 \text{ MPa} < f'_c < 90 \text{ MPa}$ a Equação 11:

$$\tau_c = 0,89 \cdot \ln(1 + 0,11 \cdot f'_c) \quad \text{Equação 11}$$

A parcela contribuinte do aço, segue a Equação 12:

$$\tau_{sw} = 0,783 \cdot \rho_w \cdot f_y \quad \text{Equação 12}$$

Similar ao modelo com $\theta = 45^\circ$, o modelo II difere por considerar a zona de descompressão do concreto por $\theta = 30^\circ$, portanto a Equação 13, a partir da redução da Equação 14:

$$\tau_{sw} = 0,9 \cdot \rho_w \cdot f_y \cdot \cot g\theta \quad \text{Equação 13}$$

A Equação 14 considera a interpolação linear através da descompressão da biela:

$$\tau_c = \tau_{c0} \cdot \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{MOD(1)}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}} \right) \quad \text{Equação 14}$$

Tabela 1– Resumo do cálculo das tensões de ruptura em vigas com estribos

Norma	Tensão de ruptura para diagonal tracionada
NBR 6118 (2014) Modelo I ($\theta = 45^\circ$)	$\tau_{MOD(1)} = 1,4 \cdot \left(0,126 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} + 0,783 \cdot \rho_w \cdot f_y \right)$
NBR 6118 (2014) Modelo II ($30^\circ < \theta \leq 45^\circ$)	$\tau_{MOD(2)} = 1,4 \cdot (\tau_c + 1,35 \cdot \rho_w \cdot f_y)$ $\tau_c = \tau_{c0} \cdot \left(\frac{\tau_{Rd2} - \tau_{MOD(1)}}{\tau_{Rd2} - \tau_{c0}} \right)$
ACI 318 (2014) ($\theta = 45^\circ$)	$\tau_{ACI} = \tau_n = 1,33 \cdot \left(\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} + \rho_w \cdot f_y \right)$
RUSSO et al. (2013)	$\tau = \delta \cdot \xi \cdot \left[\rho_l^{0,4} \cdot f'_c{}^{0,39} + 0,5 \cdot \rho_l^{0,83} \cdot f_{yl}^{0,89} \cdot \left(\frac{a}{d} \right)^{-1,2-0,45 \cdot \frac{a}{d}} \right] + \mu \cdot f'_c{}^{0,5} (\rho_w \cdot f_y)^{0,7}$ $\text{Onde: } \xi = \frac{1 + \sqrt{\frac{5,08}{d_a}}}{\sqrt{1 + \frac{d}{25 \cdot d_a}}}; \mu = 0,17; \delta = 1,13$

ZSUTTY (1971)

$$\tau_u = 2,3 \cdot \left(\rho_l \cdot f'_c \cdot \frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{3}} + \rho_w \cdot f_y$$

3.RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 ESTIMATIVA DAS TENSÕES CISALHANTES

3.1.1 BANCO DE DADOS

Os resultados encontrados pelas normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) para o cálculo de esforços cortantes em vigas de concreto armado utilizam poucos parâmetros para o dimensionamento das armaduras transversais, por isso a inclusão de novas variáveis para o dimensionamento e verificação do estado limite último dessas peças são essenciais para maior precisão e racionalização do cálculo.

A literatura nacional e internacional apresentam diversas pesquisas relacionadas com a influência da taxa de armadura transversal, resistência à compressão do concreto, efeito de escala, taxa de armadura longitudinal, engrenamento de agregados e esbeltez da peça, portanto, o presente trabalho tem por objetivo, selecionar algumas das principais parâmetros que influenciam o modo de ruptura ao cisalhamento, com objetivo de comparar o desempenho das normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), destacando suas limitações e dificuldade de aferirem as tensões, focando no estado limite último.

Assim, foram coletadas 170 peças que romperam ao cisalhamento por tração na diagonal comprimida, os parâmetros usados para confecção do modelo de cálculo proposto foram:

- b_w : Largura da viga;
- d : Altura útil da viga;
- f'_c : Resistência à compressão do concreto;
- ρ_l : Taxa de armadura longitudinal $\left(\frac{A_{sw}}{b_w \cdot d} \right)$;
- ρ_w : Taxa de armadura transversal $\left(\frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} \right)$;
- σ_{sw} : Parcela da tensão contribuinte estimada na armadura transversal $(\rho_w \cdot f_y)$;

- a : Distância do ponto de apoio para o ponto de aplicação de carga adjacente (vão de cisalhamento).

O resumo dos valores reunidos no banco de dados é apresentado na Tabela 1.

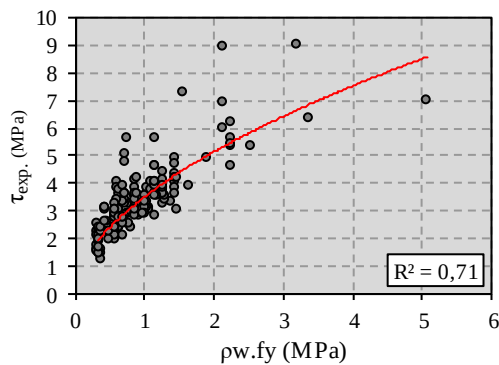
Tabela 2– Banco de dados resumido

Autor	Peças	b_w (mm)	d (mm)	f'_c (MPa)	ρ_l (%)	ρ_w (%)	σ_{sw} (MPa)	$\frac{a}{d}$	τ_{exp} (MPa)
[1]	6	290	278	49 - 50	1,95	0,11 - 0,36	0,59 - 1,93	2,88	2,2 - 3,9
[2]	2	300	925	65 - 80	1,01	0,08	0,4	2,92	1,4 - 1,6
[3]	2	152	558,8	32 - 36	1,68	0,35 - 0,37	1,38 - 1,49	3,7	3 - 3,3
[4]	2	150	325	22 - 26	1,24	0,175	1,4	2,5	3 - 3,1
[5]	12	200	351 - 353	50 - 87	2,28 - 2,99	0,11 - 0,24	0,6 - 1,3	3,06 - 3,08	2,5 - 4,4
[6]	1	300	925	47	0,76	0,079	0,4	2,92	1,23
[7]	3	200	304	42	2,97	0,12 - 0,21	0,63 - 1,18	3,3	2,9 - 3,5
[8]	4	50	280	61 - 71	4,39 - 6,62	0,25 - 0,38	2,14 - 3,21	3,57 - 5,36	6,0 - 9,0
[9]	12	195 - 201	305 - 312	38 - 45	2,86 - 2,99	0,11 - 0,18	0,6 - 1,05	3,21 - 3,3	2,1 - 3,8
[10]	10	177,8	381	24 - 45	1,89 - 5,68	0,19 - 0,42	0,68 - 1,91	2,5 - 6,0	2,6 - 4,9
[11]	1	305	539	72	2,41	0,07	0,34	3,1	1,6
[12]	36	250	198 - 299	64 - 89	1,66 - 2,8	0,1 - 0,26	0,64 - 1,49	2,49 - 3,3	2,4 - 4,2
[13]	3	100	150	34	2,68	0,71 - 1,41	2,55 - 5,06	2,66	5,4 - 7,0
[14]	12	152	298	22 - 83	3,36	0,11 - 0,38	0,34 - 1,03	3,6	1,7 - 3,6
[15]	12	150	310	58 - 82	2,59 - 4,43	0,14 - 0,28	0,36 - 0,71	3,0 - 5,0	2,0 - 3,9
[16]	38	152	254	20 - 57	0,98 - 4,16	0,06 - 0,36	0,38 - 2,25	3,36 - 7,2	1,9 - 6,2
[17]	2	355 - 457	559 - 762	120 - 125	1,59 - 1,82	0,08	0,34 - 0,36	3	1,4 - 1,5
[18]	3	150	656,5	89 - 100	2,99	0,12 - 0,18	0,44 - 0,64	2,69	2,6 - 3,1
[19]	9	375	655	36 - 87	2,8	0,08 - 0,24	0,3 - 1,02	3,0 - 3,3	1,5 - 2,9

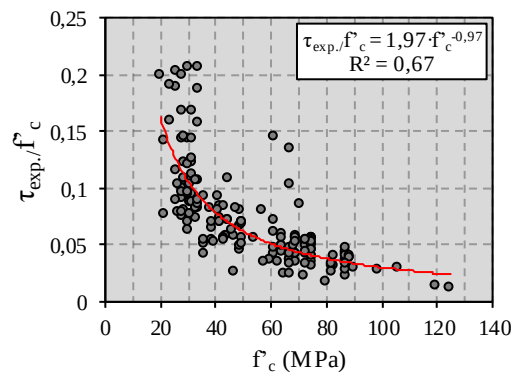
[1] Adebar & Collins (1996); [2] Angelakos (1999); [3] Belarbi & Hsu (1990); [4] Carelli (2002); [5] Cladera (2002); [6] Collins & Kuchuma (1999); [7] Etcheberria (2004); [8] Fernandes (1994); [9] González (2002); [10] Haddadin et al. (1971); [11] Jonhson & Ramirez (1989); [12] Kong Rangan (1998); [13] Lim & oh (1999); [14] Mphonde & Frantz (1984); [15] Ozcebe et al. (1999); [16] Placas & Regan (1971); [17] Roller & Russell (1990); [18] Teoh et al. (2002); [19] Yoon et al. (1996).

3.2 ANALISE DOS DADOS

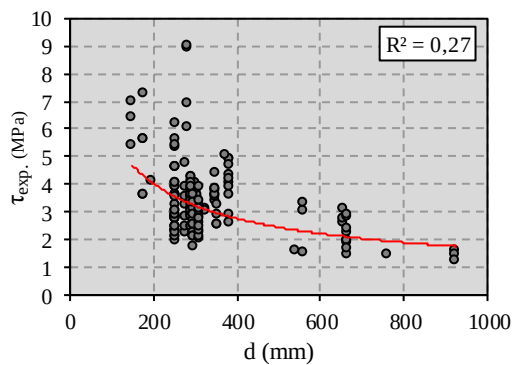
Para contextualizar a metodologia que fomentam esse trabalho, foram correlacionados cada um dos parâmetros do banco de dados com as tensões de cisalhamento experimentais, onde foram criadas regressões univariadas, sendo as linhas de tendência denotando melhores resultados quando seguem o padrão de potência, portanto, para maior padronização e minimizando os erros, todo formato de análises e resultados para criação do modelo proposto foi com regressões univariadas de potência e subtraiu-se a taxa de armadura longitudinal da zona comprimida do valor da armadura longitudinal da zona tracionada, pois a mesma não entra na analogia da treliça de RITTER-MÖRSCH, demonstrando maior acurácia ao modelo proposto.



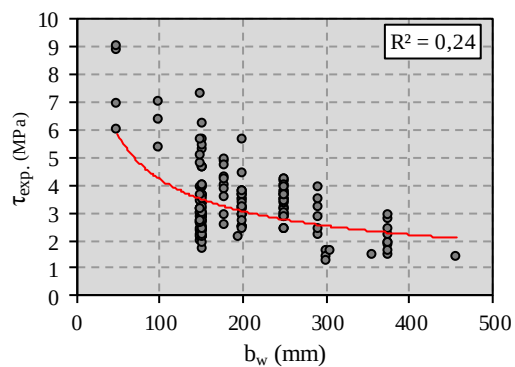
a) Relação $\tau_{exp.} - \rho_w \cdot f_y$



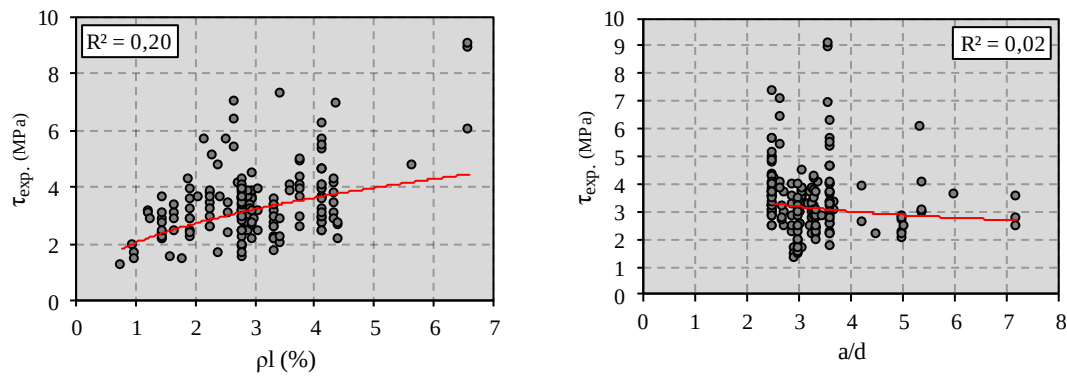
b) Relação $\tau_{exp.} / f'_c - f'_c$



c) Relação $\tau_{exp.} - d$



d) Relação $\tau_{exp.} - b_w$



e) Relação τ_{exp} - ρ_l

f) Relação τ_{exp} - a/d

Figura 1 – Tensão última e parâmetros do banco de dados.

Assim como estabelecido na treliça clássica e generalizada de Ritter-Mörsch, as diagonais tracionadas, tem uma relação diretamente proporcional com a resistência à compressão (f'_c) do concreto e a tensão solicitante na armadura transversal ($\rho_w \cdot f_y$), assim como outros fatores apresentados nos gráficos, obtém-se um comportamento esperado como visto anteriormente nas revisões bibliográficas, com acréscimo de resistência de acordo com aumento da taxa de armadura longitudinal e as tensões internas de peças menores serem maiores devido ao efeito de escala. Seguindo o comportamento das linhas de tendência, pode-se concluir que os fatores tendem a convergir para um valor teórico onde:

$$\tau_{exp} \sim f'_c \quad \tau_{exp} \sim f_{sw} \quad \tau_{exp} \sim \rho_l \quad \tau_{exp} \sim \frac{1}{d} \quad \tau_{exp} \sim \frac{1}{b_w} \quad \tau_{exp} \sim \frac{1}{a/d}$$

Considerando-se os coeficientes de determinação (R^2) das equações, é possível observar o grau que o modelo consegue explicar os valores observados, para isso é incluído uma incógnita (α) para ajustar melhor o comportamento da tensão última das peças. Seguindo os parâmetros de proporcionalidade seguidos anteriormente, portanto a Equação 3.15:

$$\alpha = \frac{\sigma_{sw} \cdot \rho_l \cdot f'_c}{b_w \cdot d \cdot \frac{a}{d}} \quad \text{Equação 15}$$

Usando a regressão univariadas entre as tensões de ruptura em relação ao fator α :

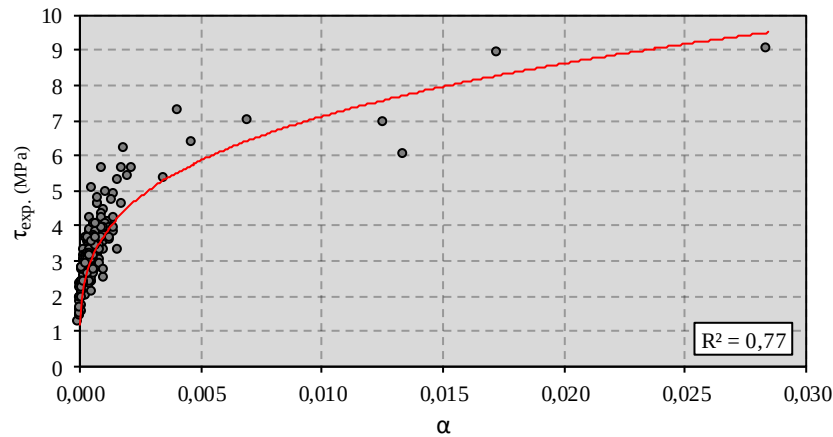


Figura 2 – Correlação entre tensão última e o parâmetros (α)

Ao considerar o uso mínimo de armaduras pela NBR 6118 (2014) a partir do modelo I, considerando os estribos paralelos ao eixo transversal:

$$\frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} \geq \frac{0,06 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}}}{f_y} \quad \text{Equação 16}$$

Organizando a Equação 3.3:

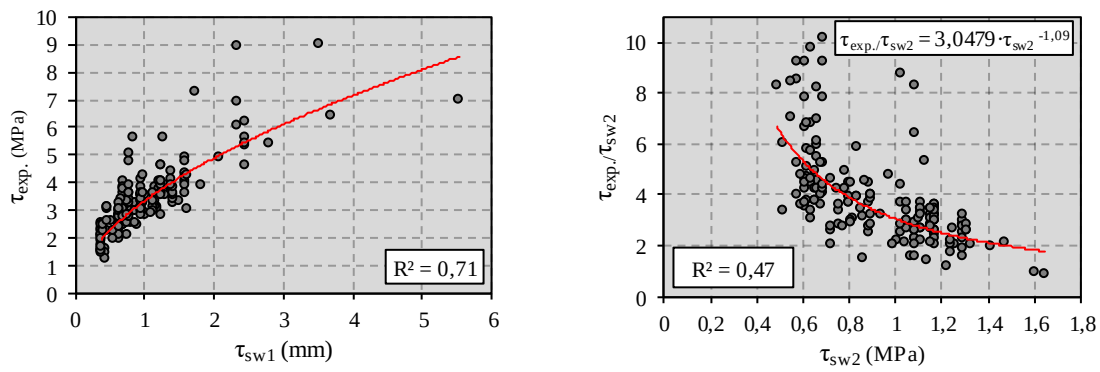
$$\rho_w \cdot f_y = 0,06 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} \quad \text{Equação 17}$$

Substituindo a Equação 3.17 para expressão de resistência última da NBR 6118 (2014) na Equação 3.19:

$$\tau_{min(1)} = 0,176 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} + \underbrace{1,096 \cdot \rho_w \cdot f_y}_{\tau_{sw1}} \quad \text{Equação 18}$$

$$\tau_{min(1)} = 0,176 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} + \underbrace{0,065 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}}}_{\tau_{sw2}} \quad \text{Equação 19}$$

Usando-se (α) o coeficiente de determinação teve um aumento 6,3 % com relação a σ_{sw} , causando melhor familiaridade da variável relativo a tensão experimental última, no entanto, foi incluído mais dois fatores provenientes da NBR 6118 (2014), τ_{sw1} e τ_{sw2} , vistos na demonstração dos valores mínimos de tensão cisalhante.



a) Relação $\tau_{exp.} - \tau_{sw1}$

b) Relação $\tau_{exp.} / \tau_{sw2} - \tau_{sw2}$

Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento. –

Correlação entre tensão última e os parâmetros (τ_{sw1}) e (τ_{sw2})

Relacionado cada uma das variáveis:

$$\tau_{exp} \sim \tau_{sw1} \qquad \tau_{exp} \sim \frac{1}{\tau_{sw2}} \qquad \tau_{exp} \sim \alpha$$

$$C_{sw} = \frac{\tau_{sw1} \cdot \alpha}{\tau_{sw2}}$$

Portanto, usando C_{sw} , tem-se:

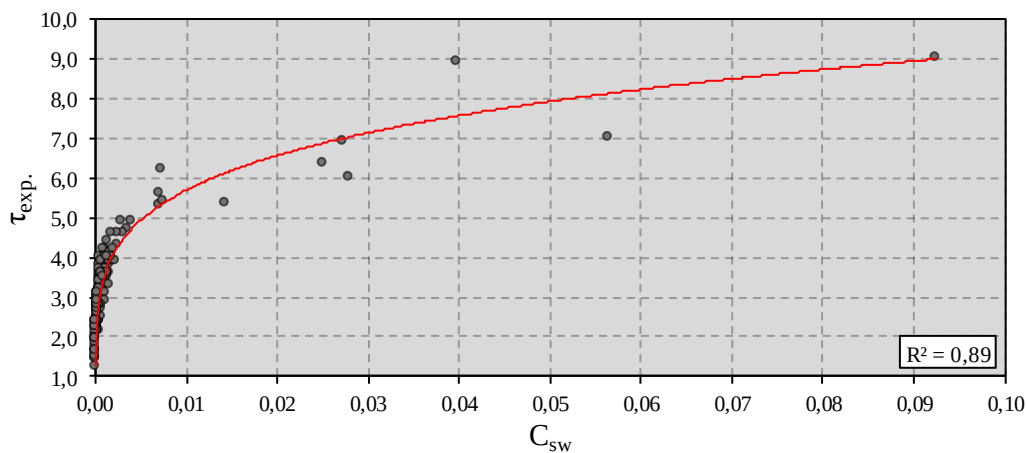


Figura 4– Correlação entre tensão última e C_{sw}

Fatorando a equação:

$$\tau_u = 26,2 \cdot f_c'^{0,07} \cdot (\rho_w \cdot f_y)^{0,4} \cdot \left(\frac{\rho_l}{b_w \cdot a} \right)^{0,2} \qquad \text{Equação 20}$$

CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise realizada neste trabalho teve como objetivo comparar o desempenho das normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) no dimensionamento e verificação do estado limite último de vigas de concreto armado que rompem por tração na diagonal comprimida. Foram coletadas 170 peças que apresentaram esse tipo de ruptura, e os parâmetros utilizados no modelo de cálculo proposto foram: largura da viga, altura útil da viga, resistência à compressão do concreto, taxa de armadura longitudinal, taxa de armadura transversal, parcela da tensão contribuinte estimada na armadura transversal e distância do ponto de apoio para o ponto de aplicação de carga adjacente (vão de cisalhamento).

O banco de dados resumido apresenta os valores reunidos para esses parâmetros. Os resultados encontrados pelas normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) utilizam poucos parâmetros para o dimensionamento das armaduras transversais, o que torna essenciais a inclusão de novas variáveis para maior precisão e racionalização do cálculo. Diversas pesquisas nacionais e internacionais abordam a influência de parâmetros como taxa de armadura transversal, resistência à compressão do concreto, efeito de escala, taxa de armadura longitudinal, engrenamento de agregados e esbeltez da peça.

Portanto, este trabalho destacou a importância de considerar parâmetros adicionais no dimensionamento de vigas de concreto armado que rompem por tração na diagonal comprimida. As normas NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) mostraram limitações na estimativa das tensões e poderiam se beneficiar da inclusão de mais variáveis nos cálculos. A análise estatística realizada permitiu comparar o desempenho de diferentes modelos, fornecendo informações úteis para o aprimoramento das normas existentes e o desenvolvimento de novos modelos de cálculo.

REFERENCIAS

ACI 318. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2014.

ADEBAR, P.; COLLINS, M. P.; Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, nº 02, p. 297-305, 1996.

ANGELAKOS, D.; The Influence of the Concrete Strength and Longitudinal Reinforcement ratio on the Shear Strength of Large-size Reinforced Concrete Beams with and without Transverse Reinforcement. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Toronto, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2014.

BELARBI, A.; HSU, T. T. C.; Stirrups Stresses in Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 87, nº 5, p. 530-538, 1990.

CARELLI, J. A.; Cisalhamento em Vigas de Concreto Armado com Estribos Autotravantes, Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2002.

CLADERA, A.; Shear Design of Reinforced High-Strength Concrete Beam, Tese de doutorado. Departamento d'Enginyeria de la Construcció, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2002.

COLLINS, M. P.; KUCHUMA, D.; How to Safe are our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?, ACI Structural Journal, Vol. 96, nº 4, p. 482-490, 1999.

COLLINS, M. P.; MITCHELL, D.; ADEBAR, P.; VECCHIO. F. J.; A General Shear Design Method, ACI Structural Journal, Vol. 93, nº 5, p. 36-60, 1996.

ETXEBERRIA, M.; MAMÍ, A. R.; VÁZQUEZ, E.; Estudio Experimental de la Resistência a Cortante em Vigas de Hormigón de Áridos Reciclados, Tese de Doutorado, ETSECCPB, UPC, 2002.

FERNANDES, G. B.; Cisalhamento em Vigas de Alta Resistência, Revista Técnica, nº 13, p. 27-30, 1994.

GONZALEZ, F. B.; Hormigones com Áridos Reciclados Procedentes de Demoliciones, Propiedades Mecânicas e Comportamento Estructural a Cortante, Tese de doutorado, ETSECCP de la Coruña, Universidad de la Coruña, 2002.

HASSAN, A.; A.; A.; HOSSAIN, K.; M.; A.; LACHEMI, M.; Strength, Cracking and Deflection Performance of Large-Scale Self-Consolidating Concrete Beams Subjected to Shear Failure, Engineering Structures, Vol. 32, nº 5, p. 1262-1271, 2010.

JOHNSON, M. K.; RAMIREZ, J. A.; Minimum Shear Reinforcement in Beams with Higher Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 86, nº 4, p. 376-382, 1989.

KONG, P. Y. L.; RAGAN, B. V.; Shear Strength of High-Performance Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol. 95, nº 6, p. 677-688, 1998.

LEONHARDT, N. M.; MÖNNING, E.; Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Vol 1, Rio de Janeiro, Editora Interciência, 1994.

LIM, D. H.; OH, B. H.; Experimental and Theoretical Investigation on the Shear of Steel Fibre Reinforced Concrete Beam, Engineering Structures, Vol. 21, nº 10, p. 937-944, 1999.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: Microstructure, Properties and Materials. 4 ed. McGraw-Hill Professional Publishing, 1994.

MÖRSCH, E.; Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction) – Theory and Application. Wittwer, Vol. 1, Part 1, Stuttgart, 1920 120.

MPHONDE, A. G.; FRANTZ, G. C.; Shear Test of High and Low-Strength Concrete Beams without Stirrups, ACI Structural Journal, Vol. 81, nº 4, p. 350-357, 1984.

MÖRSCH, E.; Der Eisenbetonbau-Seine Theorie und Anwendung (Reinforced Concrete Construction) – Theory and Application. Wittwer, Vol. 1, Part 2, Stuttgart, 1922.

OZCEBE, G.; ERSOY, U.; TANKUT, T.; Evaluation of Minimum Shear Reinforcement Requirements for Higher Strength Concrete, ACI Structural Journal, Vol. 96, nº 3, p. 361-368, 1999.

RUSSO, G.; MITRI, D.; PAULETTA, M.; Shear Strength Design Formula for RC Beams with Stirrups, Engineering Structures, Vol. 51, p. 226-235, 2013.

ZSUTTY, T.; Shear Strength Prediction fo Separate Categories of Simple Beam Tests, ACI Structural Journal Vol. 68, nº 2, p. 138-143, 1971.

Capítulo 3



10.37423/230607873

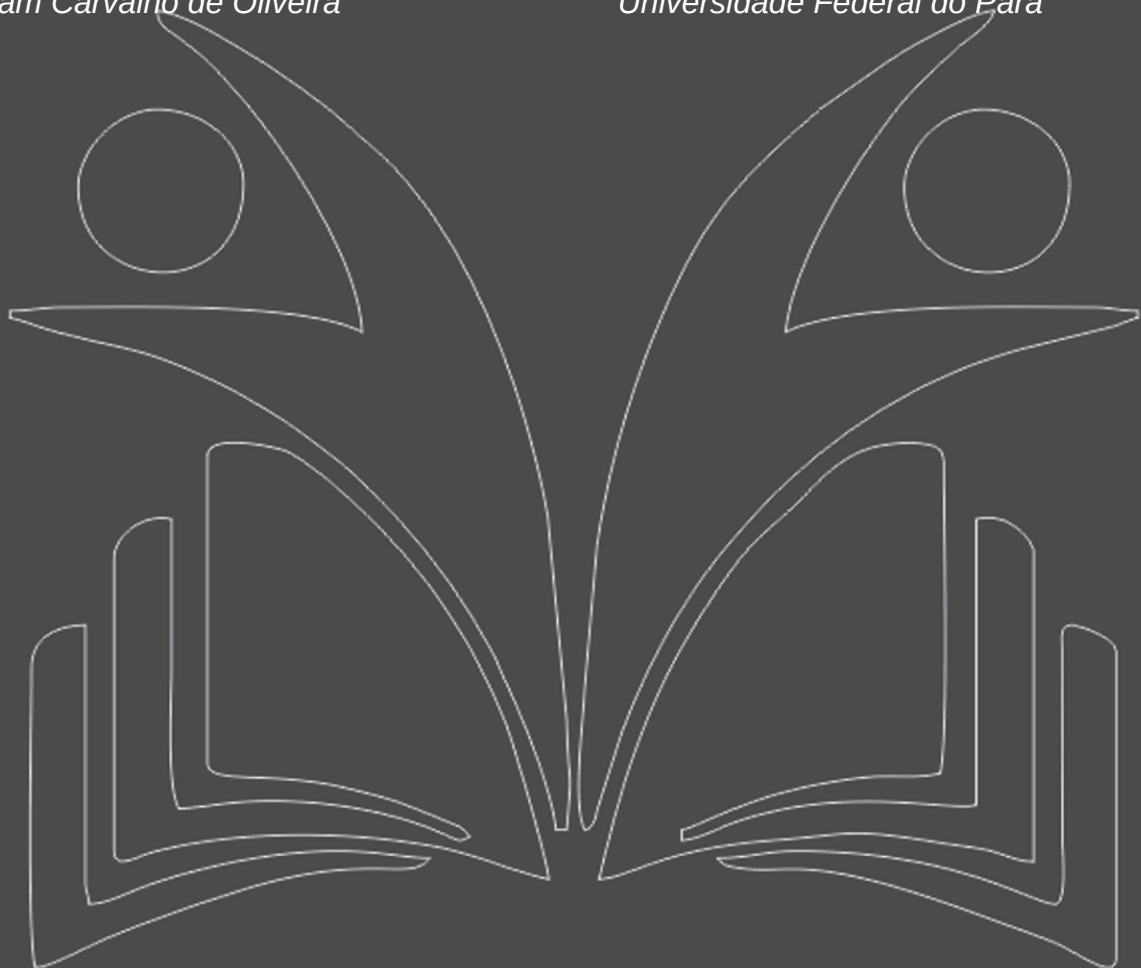
COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBO AO CISALHAMENTO

João Carlos Lisboa de Lima

Universidade Federal do Pará

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Universidade Federal do Pará



Resumo: As metodologias de verificação e dimensionamento de vigas ao cisalhamento têm difundido conceitos e cálculos empregados nessas análises. A teoria das bielas e tirantes de Ritter & Mörsch, com mais de um século de existência, concebe uma treliça ao longo do eixo longitudinal da viga, representando os esforços de compressão do concreto e tração da armadura longitudinal, porém a definição do ângulo das bielas e a hiperstaticidade entre os nós tornam complexa a analogia. Normas como NBR 6118, ACI 318 e EUROCODE 2 utilizam esse conceito, assim como métodos semi-empíricos de Zsutty (1971) e Russo et al. (2013). A teoria do campo de compressão modificada (Compression Field Theory), desenvolvida por Vecchio & Collins, correlaciona a deformação para determinar o ângulo da biela considerando a resistência do concreto ao cisalhamento com fissuras. Esse modelo foi aperfeiçoado para permitir o cálculo das tensões máximas de cisalhamento. No entanto, essas normas são limitadas para o estado limite último e reforço estrutural, dificultando a análise e avaliação da integridade da peça. Além disso, limitam a resistência do concreto e do aço, impedindo o uso de materiais mais resistentes. Nesse contexto, este trabalho propõe um padrão simplificado, racional e preciso para o cálculo das tensões máximas de cisalhamento em vigas, por meio de uma abordagem semi-empírica e análise experimental. A metodologia inclui a caracterização dos materiais, ensaios mecânicos e instrumentação das vigas. O estudo busca desenvolver um modelo mais eficiente e preciso, superando as limitações das normas existentes e contribuindo para a análise estrutural e avaliação da integridade das vigas sujeitas a cisalhamento

Palavras- Chaves: Cisalhamento; Concreto armado; Análise experimental.

1 INTRODUÇÃO

Ao analisar as metodologias para verificação e dimensionamento de vigas ao cisalhamento, observa-se o grande grau de difusão entre conceitos empregados em seus respectivos cálculos. COLLINS *et al.* (1999) destacam a quantidade de artigos publicados designando novos métodos para interpretar o cisalhamento e o número de equações ao cisalhamento da norma americana.

Através de um contexto histórico é importante destacar a teoria de bielas de tirantes de Ritter & Mörsch, idealizado há mais de 100 anos, o objetivo é baseado em conceber uma treliça ao longo do eixo longitudinal de uma viga, onde os banzos superior e inferior são representados respectivamente pelos esforços de compressão do concreto e tração da armadura longitudinal e os esforços axiais são aplicados nas bielas de concreto, representado por uma zona de compressão e tirantes, com absorção das tensões pelo concreto e armadura transversal (COLLINS *et al.*, 1999).

É importante destacar o grau de variabilidade que o conceito de bielas e tirantes pode agregar. Definir e avaliar o ângulo das bielas e definir o grau de hiperestaticidade entre os nós da treliça potencializa a complexidade para a analogia da treliça de Ritter-Mörsch. Portanto é essencial entender o conceito empregado em normas como NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014) e EUROCODE 2 (2014) utilizando-se da representatividade para o modelo teórico. Além da utilização de métodos semi-empíricos definidos por ZSUTTY (1971) e RUSSO *et al.* (2013).

Entretanto VECCHIO & COLLINS (1986) desenvolveram a teoria do campo de compressão modificada (*Compression Field Theory*), que através do ensaio de peças fissuradas, conseguiram correlacionar a deformação em torno da seção transversal para determinar o ângulo da biela, pois observou-se a interação constante do concreto em resistir ao cisalhamento, mesmo com aberturas de fissuras na diagonal tracionada. Esse modelo foi aperfeiçoado diversas vezes para adaptar as relações geométricas e construtivas para simplificar a metodologia e praticidade em aplicar o cálculo como pode ser observado por BENTZ *et al.* (2006).

Apesar das formas apresentadas pela NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) terem resultados satisfatórios para a maioria das aplicações no estado limite de serviço, é difícil racionalizar a empregabilidade de armaduras pela desses modelos para o estado limite último e consequente reforço estrutural, dificultando principalmente a análise estrutural das vigas e o real estado de integridade da peça, além da limitação da resistência dos materiais, impedindo o desempenho máximo de concretos de alta resistência e armaduras, como pode ser previsto pela norma brasileira com limitação de resistência à

compressão do concreto em 90 MPa e a tensão limite de escoamento do aço em 435 MPa, isso se prolonga para a ACI 318 (2014) que restringe respectivamente os valores em 69 MPa e 500 MPa.

Analisando esse contexto, é importante deliberar a complexidade em transcrever o grau de ponderação em cada fator empregado para criar um modelo. O presente trabalho tem por justificativa a introdução de um padrão simplificado, racional e preciso para o cálculo das tensões máximas de cisalhamento em seu estado limite último e de pré-fissuração de forma semi-empírica e analisando-o experimentalmente.

2. METODOLOGIA

2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

2.2.1 CONCRETO

O concreto utilizado foi dosado e confeccionado no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, pelo método da ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), usando-se cimento Portland CPI 40, areia média e brita com diâmetro máximo de 9,5 mm, agregado graúdo lavado impossibilitando a formação de finos em sua superfície e erros no traço. O volume consistiu em 1 m³ de concreto para moldagem das vigas, consistindo nesse valor um acréscimo de 15% por eventuais perdas no lançamento, adensamento e transporte. Os corpos de prova (CPs) para ensaio foram moldados e curados segundo a NBR 5738 (2016), de acordo com as recomendações da NBR 5739 (2007), utilizou-se 3 CPs para o ensaio de resistência à compressão axial, 3 CPs para resistência à tração diametral pela NBR 7222 (2011) e 3 CPs para os módulos de elasticidade seguindo a NBR 8522 (2008).

Tabela 1– Materiais constituintes e consumo

Consumo (kg/m ³)				
Cimento ^a	Areia ^b	Brita ^c	Água	Aditivo ^d
436,3	741,7	1003,5	218,1	1,05
436,3	741,7	1003,5	218,1	1,05

^a CP I 40;

^b Areia fina: Módulo de finura = 2,12 e massa específica = 2,65

^c Brita 1: Diâmetro máximo = 12,5 mm

^d Sika ViscoConcrete® 3535 CB.

De acordo com MONTTOYA *et al.* (2004), resultados comparativos obtidos por ensaios de vários corpos de provas (CP's) com dimensões diferente, quanto maior o volume de concreto, menor a resistência, pois probabilisticamente apresentam maior volume de vazios, resultando em maiores deformações. Considerando isso, corpos de provas com relação diâmetro e altura igual a dois resultam na maior racionalização do formato para adensamento e melhor controle do volume de vazios, conseqüentemente, melhor controle nos resultados de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade, portanto os CP's terão formato cilíndrico com diâmetro e altura respectivos de (100 x 200) mm².

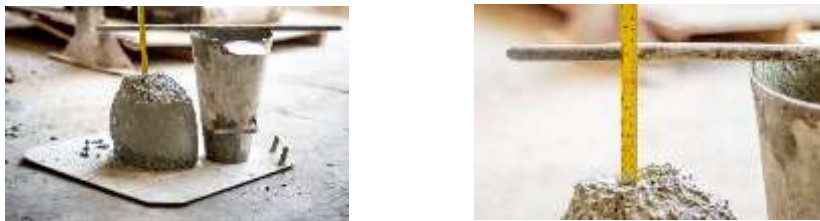


Figura 1– Ensaio de consistência (*Slump Test*)

2.2.1.2 ENSAIOS MECÂNICOS

A resistência à compressão do concreto atingiu o valor médio de 50,6 MPa após 28 dias de idade com abatimento (*slump*) de 12 mm, o sistema de ensaio para aquisição da caracterização mecânica do concreto é apresentado a seguir na Figura 2.

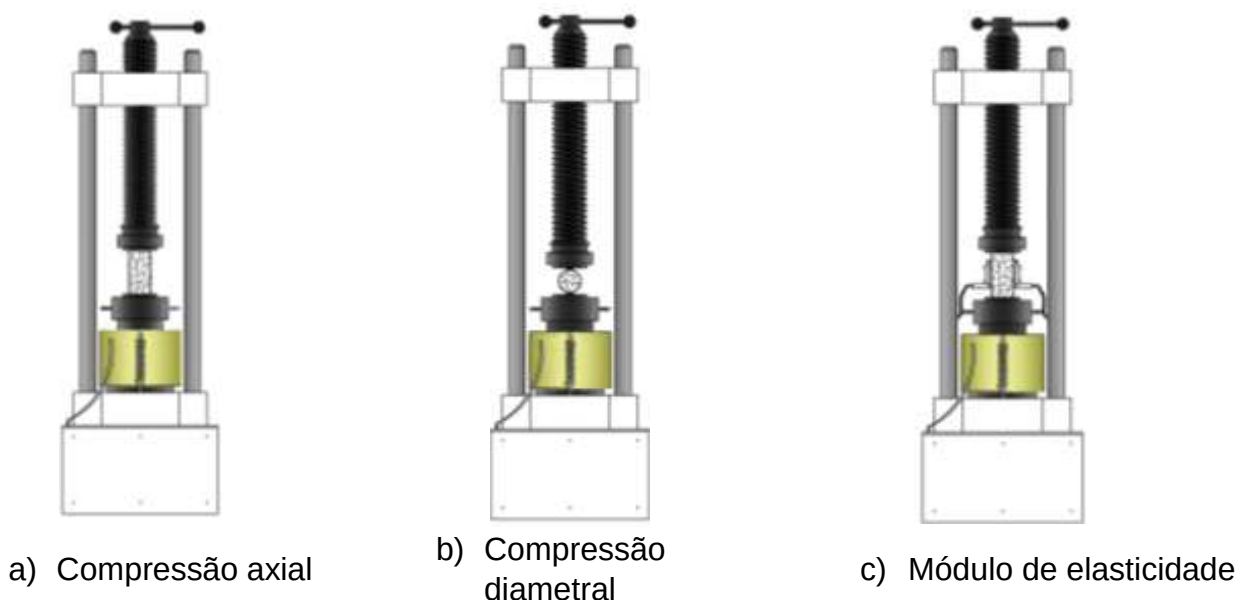


Figura 2– Ensaio mecânicos no concreto



a) Compressão axial



b) Compressão diametral



c) Módulo de elasticidade

Figura 3 – Detalhe dos ensaios mecânicos

2.2 AÇO

Os aços seguiram a caracterização de acordo com a NBR 6152 (1992), realizados em lotes de três espécimes, para as bitolas (diâmetro da seção transversal, $\varnothing$) de 5,0 mm, 10 mm, 16 mm e 20 mm, sendo o 5,0 mm (CA-60) e os demais (CA-50), os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da UFPA, utilizando-se da máquina universal de ensaios e tiveram por objetivo adquirir os valores para módulo de elasticidade, tensão de escoamento e tensão de ruptura à tração, medindo as deformações através de um extensômetros mecânico.

2.2.3 INSTRUMENTAÇÃO

As vigas instrumentadas seguiram o padrão apresentado na Figura 4, onde E_{cvd2} , representa o extensômetros de resistência elétrica (ERR) do concreto para a viga VD2, E_{svd2} , ERR do estribo da viga VD2 e E_{fvd2} , ERR da armadura de tracionada da viga VD2, no total, foram 14 extensômetros utilizados no aço e 07 para a face superior externa do concreto para averiguação dos deslocamentos em seus respectivos pontos através de um sistema de aquisição de dados, seguindo o comportamento em seu estado limite último em pontos específicos onde, teoricamente, formam os pontos de tensão máxima de flexão e cisalhamento. Foi usado um e 01 deflectômetro digital por viga em sua face inferior externa em meio para medir o grau de seu deslocamento vertical máximo.

O monitoramento das deformações da armadura de cisalhamento e flexão tiveram a utilização de extensômetros elétricos de resistência (EER) da Excel Sensores, com grelha de dimensões (3,18 x 3,18) mm², modelo PA-06-125AA-120L, sua fixação foi feita no eixo lateral da superfície da barra através de uma cola de cianoacrilato, a soldagem dos contatos é realizada com estanho em dois fios de cobre e a

proteção posteriormente com araldite, o uso de fita de auto fusão em volta de todo sistema objetiva o isolamento para o meio alcalino do concreto. Finalizando usou-se braçadeiras de elástico para impedir a movimentação dos fios, sendo assim, as leituras das deformações tiveram o mínimo de interferências do meio externo para observação do estado elasto-plástico da peça.



Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.–
Instrumentação das barras

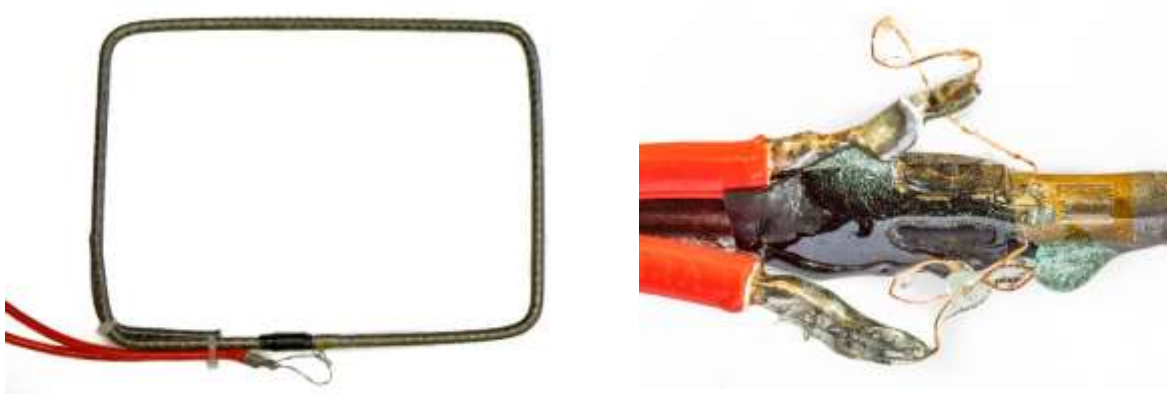


Figura 5 – Localização do extensômetro do aço

As deformações longitudinais no concreto foram medidas a partir de extensômetros elétricos de resistência (EER) da Excel Sensores, com grelha de dimensões $(51,1 \times 2,03) \text{ mm}^2$, modelo PA-06-201BA-120L, fixados na superfície superior do concreto à meio vão, a área de contato foi previamente regularizada para o colocação de uma superfície de araldite, seca após o prazo de 20 minutos, a aderência do ERR ocorrerá com uma cola de cianoacrilato, assim o contato é ligado através da soldagem de estanho em fios de cobre para a leitura no sistema de aquisição de dados.



Figura 6– Colocação dos extensômetros no concreto



Figura 7– Detalhe do extensômetro do concreto

As flechas obtidas nas vigas foram mensuradas através do deflectômetro digital (relógio comparador) devidamente calibrado, com 100 mm para aferição e precisão de 0,01 mm, apoiado em uma estrutura auxiliar rígida sobre a laje de reação sem interferências externas que possam causar vibrações ou deslocamentos.



Figura 8– Deflectômetro com base magnética

Com a viga manobrada para o pórtico de reação através da empilhadeira e içada por alças metálicas implantadas em suas extremidades longitudinais no momento da concretagem, o ensaio foi montado sobre a laje de reação, permitindo a resposta do elemento estrutural pelo princípio de ação e reação por aplicação de cargas concentradas. As vigas tiveram as condições de apoio sob blocos de concreto, simulando um sistema isostático com apoios de 1º e 2º gênero, o carregamento pontual aplicado sobre a viga, foi feito através do cilindro hidráulico com capacidade de 1000 kN, precisão de 0,5 kN e distribuído por uma vigota metálica para dois roletes. Para monitoramento das cargas aplicadas sobre a peça, utilizou-se a célula de carga sobre o cilindro hidráulica para aferir por meio do visor os passos de carga, controlados por um atuador hidráulico manual. O ensaio foi de *Stuttgart*, com objetivos de segmentar dois trechos com cisalhamento nas extremidades e um a meio vão com flexão pura, possibilitando a melhor identificação das fissuras no mapa de fissuração. Seguindo a configuração proposta para o carregamento visto na Figura 9 e Figura 10, as vigas ensaiadas obtiveram a resposta da estrutura do pórtico ao carregamento pontual do cilindro perpendicular ao eixo longitudinal da peça. Dando início ao ensaio, primeiramente foi aplicado uma carga inicial de 1 kN para estabilização do sistema, posteriormente averiguou-se o funcionamento de todos os extensômetros pelo sistema de aquisição de dados, em seguida efetuando a aplicação do carregamento, com o mínimo de 20 leituras espaçadas em 2 minutos constantes para o mapeamento das fissuras, cada aplicação foi lida por um relógio digital acoplado a célula de carga com o valor de aproximadamente 5 kN por passo de carga, sendo seguido até o colapso da viga.

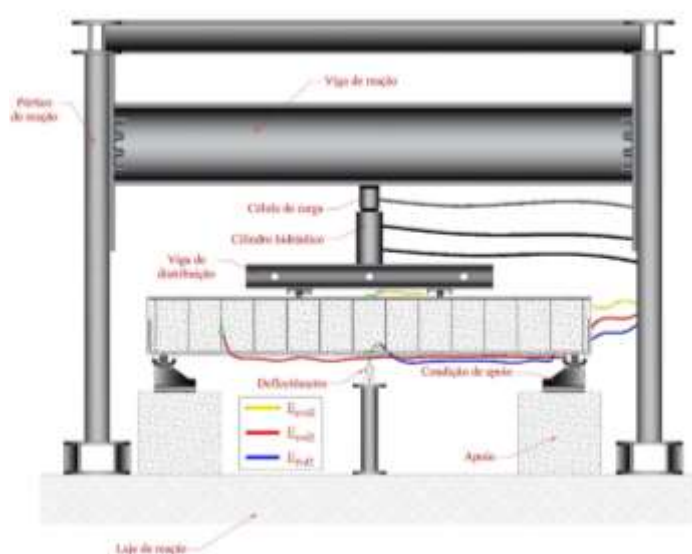


Figura 9– Detalhe do sistema de ensaio



Figura 10– Sistema de ensaio

2.2.4 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

As leituras de deformação foram obtidas utilizando-se um sistema modular de aquisição de dados: ALMEMO® 5690-2M da Ahlborn, com software AMR WinControl, procedendo a leitura dos extensômetros posicionados no aço (estribo e armadura longitudinal) e concreto. Os intervalos para aplicação do carregamento, coleta de dados, assim como realização da leitura dos extensômetros, deflectômetro e mapeamento das fissuras, foram estabelecidos em 5 kN, em intervalos constantes, a fim de se alcançar um número satisfatório mínimo de 20 leituras para que os gráficos sejam representativos ao comportamento da viga



Figura 11– Atuador hidráulico, Notebook e ALMEMO 5690-2M

3 RESULTADOS

O programa experimental deste trabalho, consistiu no desenvolvimento de 07 vigas de concreto armado, realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA). Os ensaios tiveram por objetivo observar o comportamento das vigas com a variação de suas

dimensões transversais e armaduras de cisalhamento, as peças têm seções retangulares e simulam situações habituais.

Buscando simular perfis construtivos em laboratório, é importante destacar que os modelos usados não apresentam as mesmas condições de apoio e contorno reais a um pórtico, pois é nulo a interferência de outros elementos estruturais na transferência de momentos fletores e torsores ou contribuição da mesa colaborante à compressão em vigas de seção T, conseqüentemente, há ausência de pilares ou apoios com rigidez equivalente para permuta de momentos e esforços cortantes, simulando assim uma situação isolada de esforços internos solicitantes nas peças de concreto armado ensaiadas.

Assim como foi exposto na revisão bibliográfica e apesar dos vários autores terem realizado correlações empíricas para propor uma metodologia de cálculo das armaduras de cisalhamento, poucos realizaram ensaios para comprovação dos métodos realizados, dificultando a afirmação das teorias implementadas, sendo assim, o sistema de ensaio visou descrever o comportamento das tensões principais das vigas, compondo dessa forma, a verificação dos valores máximos de tensão e deformação e comparando esses valores experimentais com os códigos normativos da NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), além dos autores ZSUTTY (1971) e RUSSO *et al.* (2013) e conseqüentemente verificar o desempenho do critério proposto neste trabalho.

As vigas de concreto armado foram ensaiadas até o colapso, seu dimensionamento teve por objetivo obter a integridade das diagonais comprimidas e possibilitando o colapso por cisalhamento através da diagonal tracionada, com base nisso, todos os coeficientes normativos para majoração e minoração de carregamento e capacidade resistente dos materiais foram retirados. Seguindo-se o dimensionamento das peças para ruptura desejada, houve o incremento da capacidade resistente das armaduras de flexão.

Os ensaios à compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade do concreto foram realizados ao final de 28 dias, com o processo de cura dos CPs realizados por submersão em tanque de água em temperatura ambiente por 3 dias. Os resultados médios foram aferidos a partir da ruptura de 3 corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura para cada modelo ensaiado.

É notável através da análise de todos os tópicos apresentados nos resultados experimentais, que foi mantido a integridade de todos os elementos suscetíveis ao colapso das peças, definindo a ruptura por cisalhamento a partir da diagonal tracionada. O modelo de fissuração definiu-se apenas pelos

esforços cortantes, ocorrendo apenas em um vão de cisalhamento, onde se encontrava o apoio de 2º gênero e desenvolvendo apenas uma fissura que se prolongava até seu colapso. Consequentemente, não foi presenciado o surgimento de fissuras por flexão, justificado pela baixa deformação em torno das armaduras longitudinais. Deste modo, é ilustrado abaixo em escala o mapa de fissuração, mostrando as cargas de fissuração de cada viga ensaiada.

De acordo com o mapa de fissuração dos elementos ensaiados, é visível a mobilização de um volume de concreto que distorce do plano convencional de cisalhamento em vigas homogêneas, dificultando o deslizamento e aumentando gradativamente a resistência última de acordo com a área distorcida.

Partindo do modelo de correlacionar a deformidade do plano de cisalhamento como principal causa de resultados conservadores ao modelo proposto, é evidente a familiaridade dessas variáveis de acordo com as regressões univariáveis de potência de acordo com a Figura 12, Figura 13 e Figura 14 relativa aos grupos avaliados respeitando suas determinadas peculiaridades.

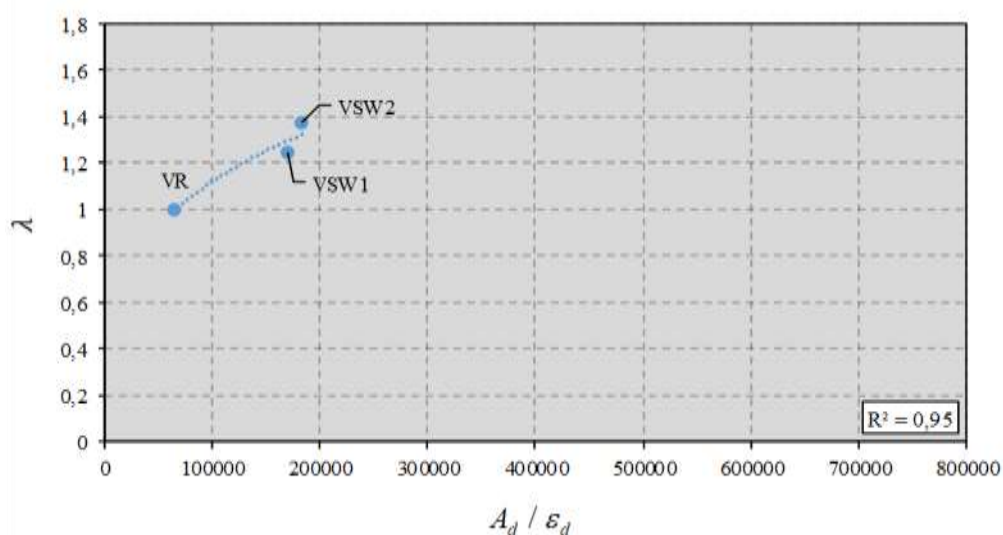


Figura 12– Relação entre λ e A_d / ϵ_d para ρ_w .

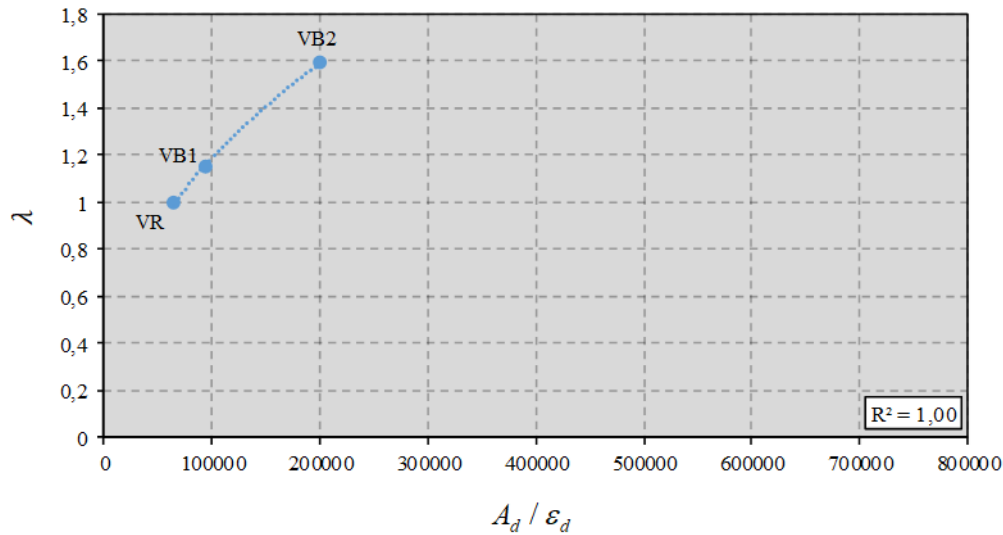


Figura 13 – Relação entre λ e A_d / ε_d para b_w .

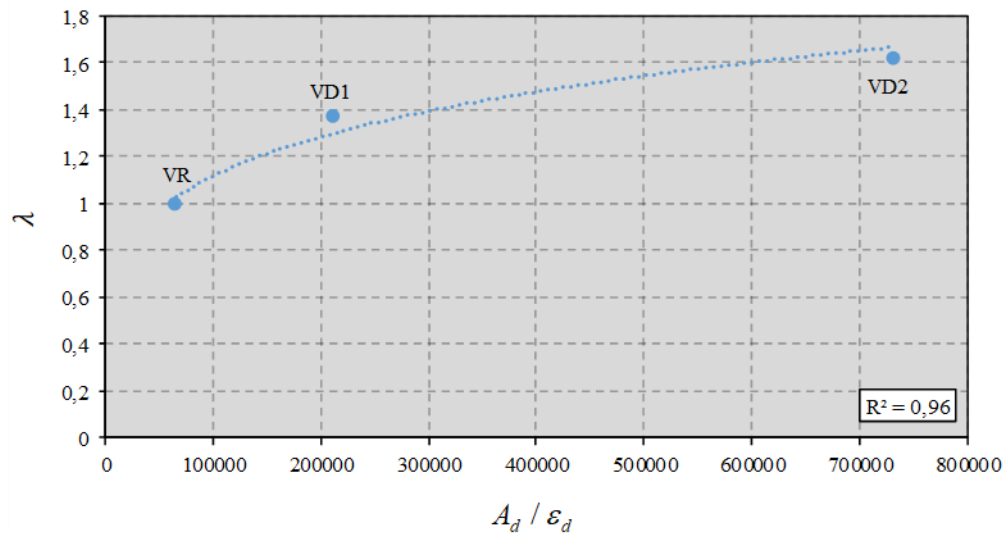


Figura 14– Relação entre λ e A_d / ε_d para d .

Destacando alguns esclarecimentos para os resultados experimentais, ao analisar o grupo de vigas com variação na largura da seção transversal, a viga intermediária (VB1) obteve a maior tensão cisalhante, porém os contornos das fissuras de cisalhamento detiveram uma área que detém maior dificuldade ao deslizar os contornos do plano convencional, por isso, ao usar a área mobilizada relativa verifica-se que a o acúmulo de tensões envolta de uma área em relação a distorção de seu plano convencional acumula maiores cargas ao colapso da peça, ou seja a diferença de 113% dessa razão deteve aproximadamente 49% de acréscimo na tensão última em relação a viga (VB2).

Analogamente, ao se variar a altura útil existiu uma ascensão elevada dos valores estimados para carga última da viga (VD2), com a detenção de maiores áreas mobilizadas relativas. Deste modo, o acréscimo

de 50% e 100% as dimensões da viga (VD1) e viga (VD2) para a viga (VR) houve a detenção de 2,27 vezes e 10,25 vezes a mais para tensões 26% e 38,3% maiores respectivamente.

Quando se considera a variação da taxa de armadura transversais para as peças ensaiadas o incremento de reforço ao cisalhamento não foi o único a se destacar para o aumento das tensões últimas, teoriza-se que o responsável para distorção e maior mobilização da área de concreto foram as armaduras longitudinais, pois modificam a rigidez em torno do plano de cisalhamento e desenvolvem maior dificuldade do corte no plano convencional de cisalhamento.

Por outro ponto é importante ressaltar que o cisalhamento em vigas de concreto armado se deriva pela múltipla interação de esforços de tração e compressão que inclinam o corte das seções transversais, portanto o momento solicitante interage de indefinidas formas, como o vão de cisalhamento, taxa de armadura longitudinal e descompressão dos tirantes de acordo com a linha neutra. Então a Figura 15 ilustra a familiaridade do momento solicitante na distorção do plano de cisalhamento e disponibilizando futuras discursões para estipular a geometria de planos equivalentes de cisalhamento.

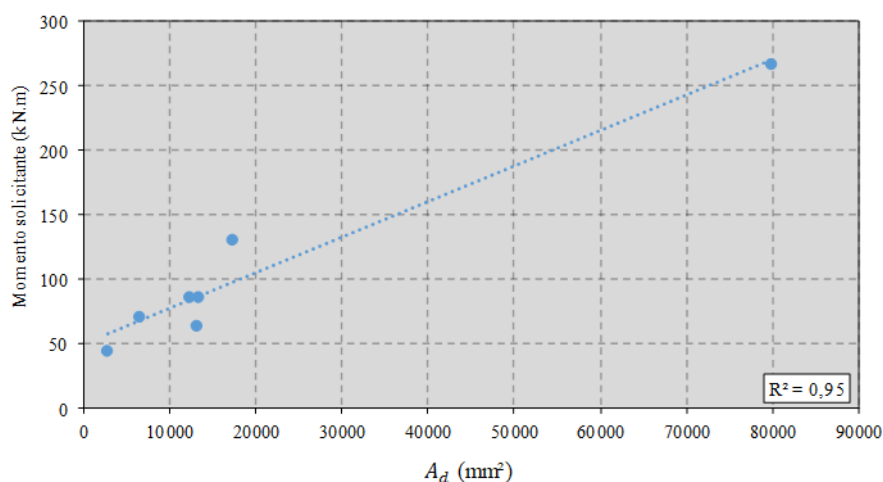


Figura 15– Relação momento solicitante e A_d .

4 ANALISE DE DADOS E DISCUSSÃO

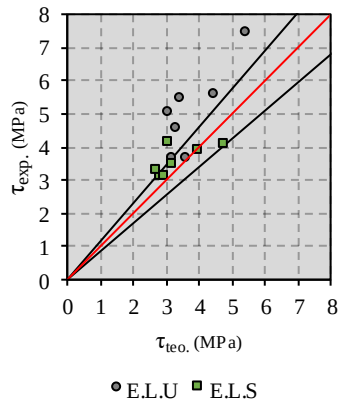
De forma macro, será discutido nesse tópico os resultados experimentais com relação aos códigos normativos NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014), modelos empíricos e semi-empíricos de ZSUTTY (1971), GAETANO *et al.* (2013). Quando estipula-se o estado limite último e comparando os valores com o banco de dados neste trabalho é visível o conservadorismo nos modelos experimentais, pois, principalmente as normas, tendem a cobrir a maior abrangência possível de dados a favor da

segurança, para resguardar-se de vários modelos construtivos e evitar o colapso bruto das peças. Devido ao pequeno espaço amostral em torno do programa experimental além da hipótese do plano de cisalhamento distorcido as razões experimentais e teóricas obtiveram médias acima de 1, porém o modelo proposto obteve a menor média dentre os modelos com acréscimo de 34% na média, comparando-se como a melhor acurácia em determina as tensões últimas juntamente com RUSSO *et al.* (2013) com aumento de aproximadamente 23% na média.

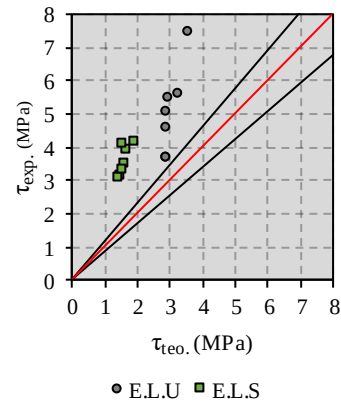
Paralelamente ZSUTTY (1971) deteve alta variabilidade em relação a média com 54% acima do estipulado e pequena queda de 19% no coeficiente de variação, porém é importante ressaltar que os valores não detêm unicamente a resolução da problemática, pois a precisão em determinar a tensão última é baixo. Ressalta-se que os modelos normativos obtiveram altos valores de média pelos motivos mencionados anteriormente, destacando a ACI 318 (2014) com variabilidade de 71,9% e seguindo com o decréscimo de 62% no coeficiente de variação. Seguindo-se entre os modelos I e II da NBR 6118 (2014) com valores aproximados, destaca-se o modelo II com melhor proximidade garantido pelo programa experimental e banco de dados.

Ao averiguar as tensões limites de serviço, no qual foi delimitado no escoamento da armadura transversal e coincidiu-se com a aparição da primeira fissura nas peças, é clara a maior facilidade em determinar as tensões, pois os elementos estão no contorno do estado linear de deformações e as tensões estão distribuídos de modo mais homogêneo ao longo da seção longitudinal. Nesse ponto, o modelo proposto tem maior acurácia dentre todos os modelos, pois as razões detêm proximidades ao valor unitário e menor média dentre as demais expressões. As normas continuam conservadoras de acordo com os mesmos motivos relatados anteriormente, com destaque para a ACI 318 (2014) com média 211% acima do valor unitário, RUSSO *et al.* (2013) tende, assim como os códigos normativos, resguardar o maior número possível de valores do banco de dados usado em sua pesquisa, detendo uma média próxima a NBR 6118 (2014).

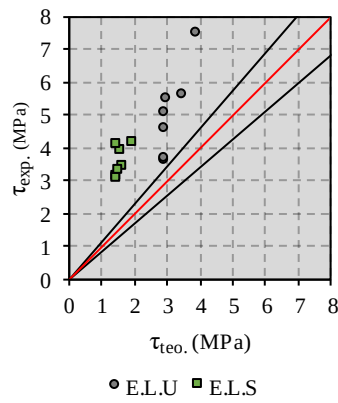
Concluindo esse tópico, a Figura 16 mostra como os resultados teóricos e experimentais se comportam em cada modelo expresso nesse trabalho de acordo com as retas que delimitam a classificação de COLLINS (2001) com segurança apropriada. Assegurando o modelo proposto como o mais próximo do valor unitário.



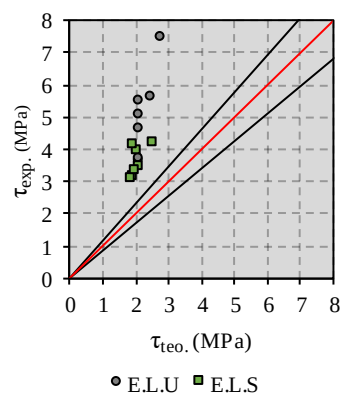
a) $\tau_{exp} / \tau_{mod.}$



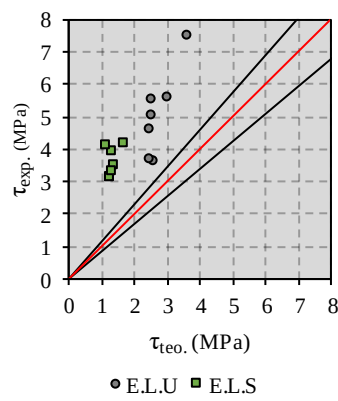
b) $\tau_{exp} / \tau_{NBR(1)}$



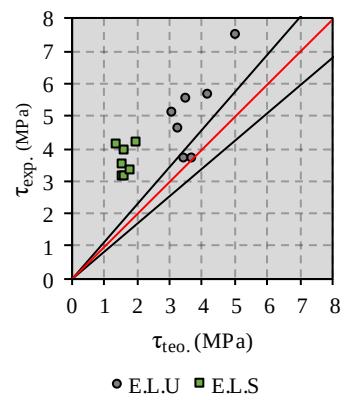
c) $\tau_{exp} / \tau_{NBR(2)}$



d) τ_{exp} / τ_{ACI}



e) $\tau_{exp} / \tau_{Zsurry}$



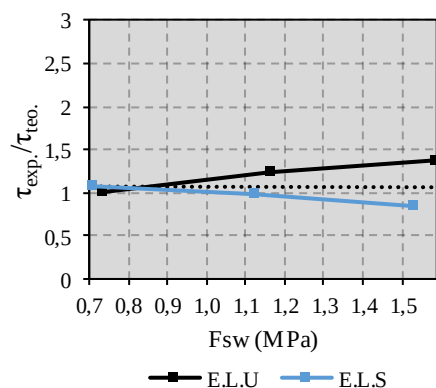
f) $\tau_{exp} / \tau_{Russo}$

Figura 16– Correlação da relação τ_{exp} / τ_{teo}

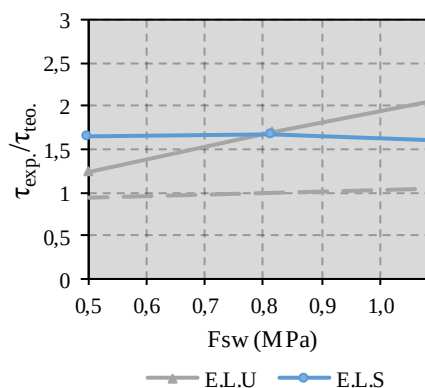
Quando se variou a taxa de reforço transversal das peças, foi notável a constância do modelo proposto em torno da sua tendência e consequentemente a média unitária para todos os estágios de carregamento, pois o aço tem uma relação linear ascendente com o incremento de resistência ao passo que a taxa de armadura transversal aumenta. Nesse ponto a armadura longitudinal foi a principal variável que tornou a expressão conservadora devido ao efeito de pino, onde o reforço a flexão tende a distorcer o plano principal de cisalhamento, fomentado pelas taxas crescentes de reforço longitudinal de 4,3% e 39% respectivamente as vigas VSW1 e VSW2 relativos à peça de referência VR, que deteve melhor acurácia em determinar teoricamente os valores para o estado limite último e estado limite de serviço para o estágio II.

Ao tocante as normas, a tensão de escoamento da NBR 6118 (2014) e ACI 318 (2014) são limitados concomitantemente a 500 MPa e 420 MPa, modificando desse modo os valores para o eixo x quando analisado o modelo I e II, a NBR 6118 (2014) os resultados são aproximadamente equivalentes e tem uma ascendência no conservadorismo em relação ao estado limite último para inibir a ruptura frágil, porém o estado limite de serviço permaneceu constante e em ambos estágios diferenciando-se da tendência especulada pelo banco de dados. Ao comparar a ACI 318 (2014) o comportamento foi similar ao apresentado na norma brasileira, entretanto é clara que os valores foram superdimensionados, com aumento da média e distanciando-se mais do valor unitário e a tendência da norma americana.

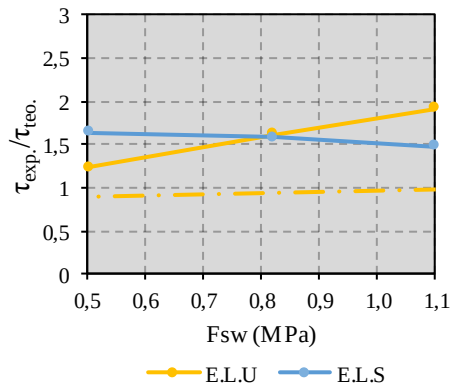
As expressões usadas por ZSUTTY (1971) e RUSSO *et al.* (2013) obtiveram boa precisão nos estágios de carregamento de pré-fissuração, com destaque para a permanência dos resultados dentre a tendência de cada autor, sendo ZSUTTY (1971) o mais conservador. Ao determinar os carregamentos de colapso da peça, nota-se maior constância em determinar os valores teóricos para RUSSO *et al.* (2013) e consequentemente melhor exatidão.



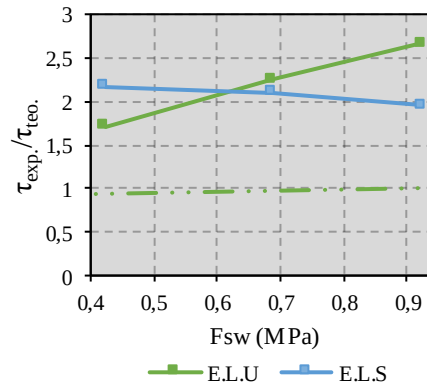
a) Modelo proposto



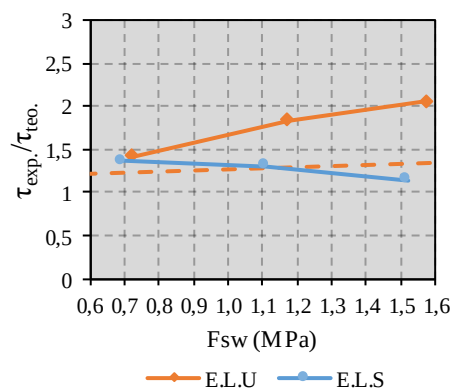
b) NBR 6118 (2014) Mod. I



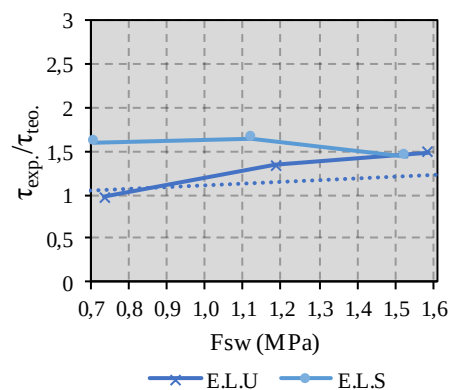
c) NBR 6118 (2014) Mod. II



d) ACI 318 (2014)



e) ZSUTTY (1971)



f) RUSSO *et al.* (2013)

Figura 17– Correlação entre acurácia e a tendência dos modelos ($\rho_w \cdot f_y$)

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo são deliberadas algumas sugestões para trabalhos futuros, assim como algumas considerações a respeito dos resultados experimentais como deformações, deslocamentos e análise desses parâmetros relacionados as cargas de colapso e estado de limite de pré-fissuração, agregando comentários e perspectivas relacionadas a expressão proposta, definido parâmetros, delimitações e aos quais a norma brasileira, americana e os autores tendem a desvirtuar nos resultados.

A seguir são apresentadas algumas contribuições para prosseguir alguns estudos relacionados ao tema de cisalhamento em vigas de concreto que possam colaborar com o tema desta dissertação

- Definir a hipótese da área mobilizada e distorcida do plano de cisalhamento;
- Quantificar a contribuição do efeito pino em distorcer o plano usual de cisalhamento;

- Modificar a relação $\left(\frac{a}{d}\right)$ e definir a um maior campo amostral maior para a fórmula proposta;
- Definir diferentes dimensões transversais para viga e medir o *Size Effect*;
- Modificar os tipos de agregado;
- Induzir o plano de cisalhamento através de fusos e verificar a influência do momento em distorcer o plano pré-estabelecido;

Quantificar a contribuição das camadas de armadura longitudinal para avaliar o efeito de pino na resistência última das peças.

REFERENCIAS

ACI 445R. Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152: Materiais Metálicos – Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522: Concreto – Determinação do Módulo Elástico de Elasticidade à Compressão. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 2014.

BENTZ, E. C.; VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.; *Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements*, ACI Structural Journal, Vol. 103, nº 4, p. 614-624, 2006.

COLLINS, M. P.; KUCHUMA, D.; *How Safe are our Large, Lightly Reinforced Concrete Beams, Slabs and Footings?*, ACI Structural Journal, Vol. 96, nº 4, p. 482-490, 1999.

COLLINS, M. P.; *Evaluation of Shear Design Procedures for Concrete Structures*. A Report Prepared for the CSA Technical Committee on Reinforced Concrete Design, 2001.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Part 1: General Rules for Buildings, London, 2014.

MONTOYA, E.; VECCHIO, F. J.; SHEIKH, S. A.; Numerical Evaluation of The Behaviour of Steel- And FRP- Confined Concrete Columns Using Compression Field Modelling, Engineering Structures, Vol. 26, p. 1535-1545.

RUSO, G.; MITRI, D.; PAULETTA, M.; *Shear Strength Design Formula for RC Beams with Stirrups*, Engineering Structures, Vol. 51, p. 226-235, 2013.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.; *Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory*, ACI Structural Journal, Vol. 85, nº 3, p. 258-268, 1988

ZSUTTY, T.; *Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests*, ACI Structural Journal Vol. 68, nº 2, p. 138-143, 1971.

Capítulo 4



10.37423/230607874

EFEITO DA SUBSTITUIÇÃO PARCIAL DO AGREGADO GRAÚDO POR ESCÓRIA DE ALTO-FORNO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE CONCRETOS.

João Carlos Lisboa de Lima

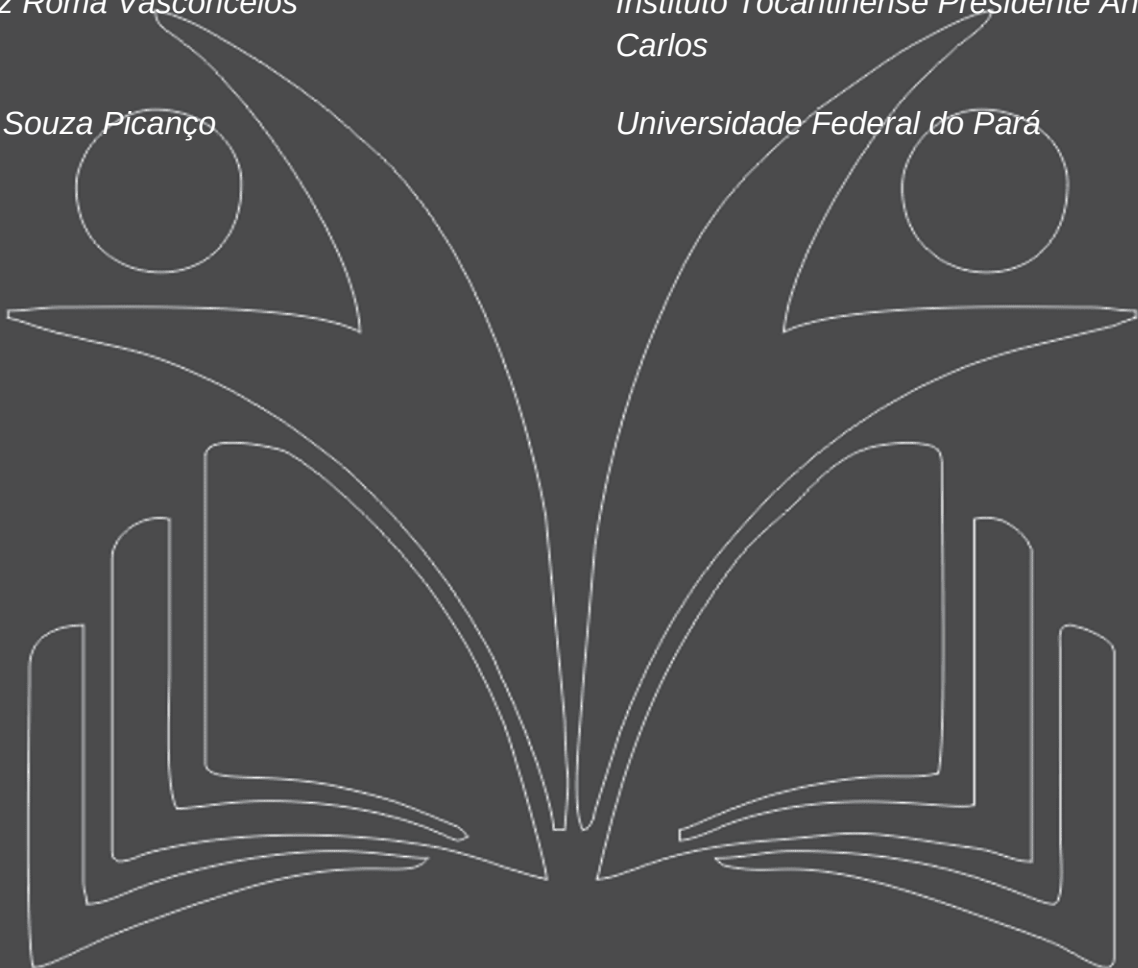
Universidade Federal do Pará

Adriano Luiz Roma Vasconcelos

Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos

Marcelo de Souza Picanço

Universidade Federal do Pará



Resumo: A escória de alto-forno a carvão vegetal é um resíduo gerado a partir da produção do ferro gusa em alto-forno. Nas siderúrgicas que operam em alto-forno a geração de resíduo é de aproximadamente 250 kg para cada tonelada de ferro gusa produzido. Nesse sentido, o estado do Pará figura como o segundo maior produtor nacional de ferro gusa, reforçando a importância de se ter uma investigação científica mais detalhada, visando minimizar o impacto ambiental provocado pelo acúmulo deste resíduo, através do desenvolvimento de aplicações apropriadas. Nesse contexto o presente trabalho de pesquisa tem como objetivo verificar as propriedades mecânicas de concretos produzidos com a substituição parcial do agregado graúdo natural (AGN) pela escória de alto-forno (EAF). Além disso, os concretos com adição de escória apresentaram um melhor desempenho devido à resistência ao desgaste superficial desse resíduo industrial e à melhora na aderência entre a escória e a matriz de cimento. Estudos anteriores também mostraram que a substituição parcial do agregado graúdo natural por escória de alto-forno pode melhorar as propriedades mecânicas do concreto. Em conclusão, este estudo demonstrou que a adição de escória de alto-forno a carvão vegetal como substituto parcial do agregado graúdo natural pode melhorar o desempenho mecânico do concreto. Essa substituição também contribui para a redução do acúmulo de resíduos industriais e para a diminuição da exploração de recursos naturais. Esses resultados indicam que a utilização de materiais alternativos na construção civil pode promover o desenvolvimento sustentável do setor, atendendo às demandas ambientais cada vez mais exigentes.

Palavras- Chaves: Escória de Alto Forno; Propriedades Mecânicas; concreto Sustentavel.

1 INTRODUÇÃO

O Brasil vem vivenciando um processo de inúmeras modificações, no tocante ao desenvolvimento econômico e social. Neste contexto, o setor da construção civil é responsável por grande parcela do produto interno bruto (PIB), sendo um grande consumidor de recursos não renováveis, principalmente os de origem mineral (JOHN, 2015).

De acordo com (JOHN, 2000), a construção civil é o setor responsável pelo consumo de maior volume de recursos naturais, em estimativas que variam entre 15% e 50 % dos recursos extraídos, além de seus produtos serem grandes consumidores de energia, e por estas razões, é de fundamental importância o desenvolvimento de materiais alternativos que atendam a essa atividade.

Conforme WEINSTOCK E WEINSTOCK (2000), a construção civil pela sua abrangência e pela quantidade de materiais empregados, mão de obra e energia que manuseia, seguramente interfere em grande escala no meio ambiente. Tardamente, a cadeia produtiva demorou a perceber o grau de impacto gerado e atualmente vê-se forçada a mudanças culturais, tecnológicas e de comportamento para atender às demandas de uma sociedade cada vez mais esclarecida e exigente em relação à preservação do meio ambiente.

A cadeia produtiva das indústrias e da construção civil deve promover o desenvolvimento sustentável, buscando novas posturas ambientais com a pesquisa de materiais e tecnologias mais adequadas, sob o ponto de vista ambiental. Estas pesquisas visam à procura por materiais alternativos em substituição aos materiais convencionais, marcado pelo elevado consumo de matéria-prima e energia não renovável (SOUZA, 2007; QUEIROZ et al., 2007).

Diante do que foi exposto, o objetivo deste trabalho foi avaliar sob o ponto de vista do desempenho mecânico: resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e o módulo de elasticidade, por meio de concretos produzidos com adição de escória de alto-forno a carvão vegetal em substituição parcial ao agregado graúdo natural (seixo).

2 METODOLOGIA

Para realização desta pesquisa foi desenvolvido o seguinte programa de ensaios tomando-se como base a produção de concretos com a utilização de agregados graúdos de escória de alto-forno em substituição parcial, em massa (20%, 30% e 40%) em relação ao agregado graúdo natural (seixo).

Os ensaios de massa específica, massa unitária, absorção de água, abrasão Los Angeles, índice de forma, atividade pozolânica com cal, atividade pozolânica com cimento Portland, resistência à compressão axial, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil (LEC), localizado na Universidade Federal do Pará (UFPA).

3 RESULTADO E DISCUSSÃO

3.1 PRODUÇÃO DE CONCRETOS

O método de dosagem adotado na confecção das misturas experimentais foi o desenvolvido pelo IPT/EPUSP (CORDEIRO, 2013). Neste método, fixa-se o valor do abatimento para o desenvolvimento das misturas, que neste estudo foi mantido em 70 ± 20 mm. A partir do qual, parte-se para obtenção do teor ideal de argamassa para os materiais empregados, adotando-se o traço principal de 1:5. O teor de argamassa ideal foi de 61 % e a relação água/cimento de 0,64. Após a execução do traço principal, partiu-se para confecção das misturas 1:3,5 e 1:6,5, definidos como traços auxiliares, necessários para produção da curva de dosagem.

Na idade de 28 dias os corpos de prova foram ensaiados para determinação da resistência à compressão axial. Para este ensaio foi empregada uma prensa informatizada de modelo EMIC, com capacidade de carga de 200 toneladas e taxa de carregamento controlada. De posse dos resultados da tabela 1, traçou-se a curva de dosagem, conforme mostra a Figura 1.

Tabela 1 - Traços auxiliares para execução da curva de dosagem.

Dosagem (traço)	α (%)	Traço					Propriedades			Consumo cimento (Kg/m ³)
		cim	a	p	m	a/c	H(%)	slump (mm)	fc (Mpa)	
1:3,0	61	1	1,75	1,75	3,5	0,58	13%	52	32,48	442,39
1:5,0		1	2,66	2,34	5	0,67	11%	79	21,07	342,37
1:6,5		1	3,58	2,92	6,5	0,96	13%	64	10,49	264,47

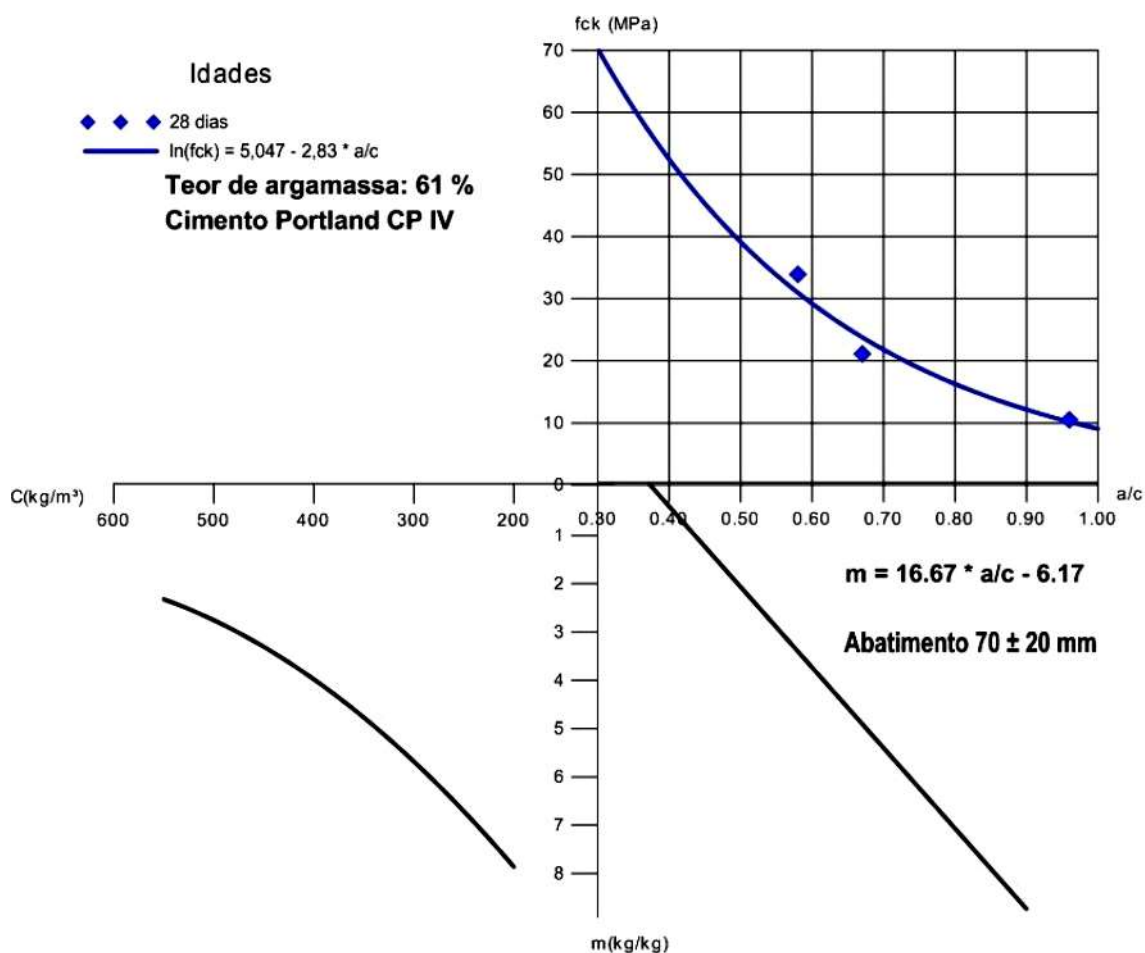


Figura 1- Diagrama de dosagem.

A partir da curva de dosagem, estabeleceu-se o traço do concreto convencional para faixa de resistência de 25 Mpa (Tabela 2).

Tabela 2 - Caracterização do agregado graúdo, bem como o consumo estimado para moldagem de 12 corpos de prova cilíndricos de ($\varnothing$ 10 x 20) cm.

Concreto referência						
Traço			Consumo (Kg)			Massa específica (g/cm³)
Cimento	Areia	Seixo	Cimento	Areia	Seixo	Seixo
1	2,35	2,15	9,3	21,86	20	2,63

Com base nas misturas experimentais definiram-se os traços com 20 %, 30 % e 40 % com escória de alto-forno, para realização do estudo, mantendo-se constante a relação água-cimento (0,64), de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3 - Caracterização do AGN e da EAF, bem como o consumo estimado para moldagem de 12 corpos de prova cilíndricos de ($\varnothing$ 10 x 20) cm.

Concreto com 20 % de escória de alto-forno									
Traço			Consumo (Kg)				Massa específica (g/cm ³)		
Cimento	Areia	Seixo	Cimento	Areia	Seixo	Escória	Seixo	Escória	
1	2,35	2,15	9,3	21,86	16	4	2,63	3,06	
Concreto com 30 % de escória de alto-forno									
Traço			Consumo (Kg)				Massa específica (g/cm ³)		
Cimento	Areia	Seixo	Cimento	Areia	Seixo	Escória	Seixo	Escória	
1	2,35	2,15	9,3	21,86	14	6	2,63	3,06	
Concreto com 40 % de escória de alto-forno									
Traço			Consumo (Kg)				Massa específica (g/cm ³)		
Cimento	Areia	Seixo	Cimento	Areia	Seixo	Escória	Seixo	Escória	
1	2,35	2,15	9,3	21,86	12	9,31	2,63	3,06	

Para a mistura dos concretos além dos materiais estabelecidos anteriormente, fixou-se o tempo de mistura em 5 minutos, foi o tempo médio necessário para que os concretos alcançassem a consistência pré-fixada de 70 ± 20 mm. Para cada teor de substituição de seixo por escória de alto forno, foi necessária uma maior quantidade de aditivo superplastificante necessário para alcançar a consistências semelhantes, exceto para o teor de 20 % que, assim como o de referência não precisou do uso de aditivo (Figura 2).

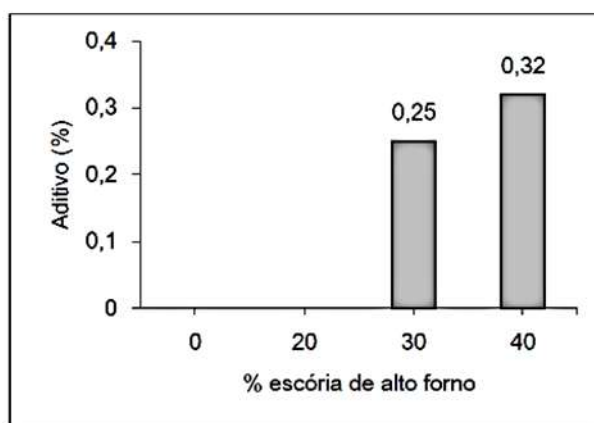


Figura 2- Quantidade de aditivo (%) em relação a massa de cimento adicionado as misturas.

Ainda se fixou a ordem de mistura sendo: primeiro adicionou-se parte da água (metade), e em seguida o AGN (seixo), logo foram lançados o agregado miúdo, cimento, agregado graúdo de EAF, o restante da água e por último o aditivo (quando necessário). Utilizou-se o procedimento de mistura citado por

(CAMPOS, 2000), desta forma no intervalo de 2,5 minutos de mistura a betoneira era parada e os materiais que ficavam aderidos à superfície interna da betoneira eram manipulados com uma colher de pedreiro para serem inclusos na mistura, garantindo uma homogeneidade dos concretos.

Seguindo as prescrições da NBR 5738 (ABNT, 2015), após a mistura completa o concreto era adicionado e adensado manualmente com haste de aço nos moldes com dimensões de 10 x 20 cm. Terminado o adensamento do concreto nas fôrmas cilíndricas, realizou-se o acabamento superficial e, em seguida, as superfícies dos corpos de prova foram protegidas com filme plástico para evitar a evaporação da água presente na superfície. A desforma foi realizada no dia seguinte à dosagem, posteriormente, os corpos de prova foram colocados imersos em tanques com água e cal para continuar o regime de cura até a idade de controle. Antes dos ensaios mecânicos os corpos de prova foram retificados com o objetivo de proporcionar uma distribuição uniforme dos esforços nas suas superfícies.

3.2 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL

A Figura 3 apresenta uma análise comparativa entre os concretos sem escória, e os concretos com adição de escória nas proporções de 20%, 30% e 40%. Observa-se que aos 28 dias, não houve incremento de resistência à compressão nos concretos com 20% em relação aos de referência. Enquanto que nas substituições de 30 e 40% obteve-se um aumento significativo de desempenho mecânico ($P < 0,05$).

Já, aos 63 dias os concretos sem escória e com 20 % e 30% de EAF não obtiveram aumento significativo de resistência, ao passo que os concretos com 40 % apresentaram um ganho de desempenho mecânico em relação aos outros, ressalta-se que esse ganho de resistência aos 63 dias está diretamente ligado ao tipo de cimento utilizado durante o programa experimental, e não mais diretamente pelo emprego da EAF, tendo em vista que este tipo de cimento apresenta materiais pozolânicos na sua composição que irão contribuir para o aumento de desempenho em idades avançadas.

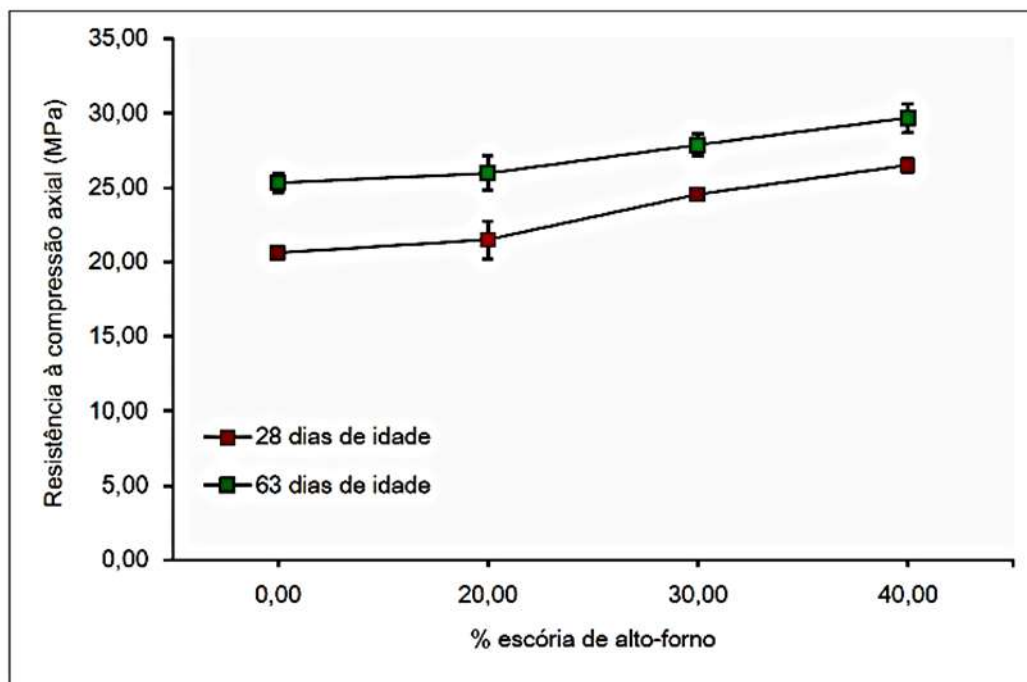


Figura 3- Resistência à compressão axial dos concretos para idades diferentes, em função do teor de substituição do agregado graúdo natural por escória de alto-forno. Valores expressos em média $\pm$ desvio padrão. As diferenças significativas foram consideradas quando $p < 0,05$ (ANOVA; Tukey, $p < 0,05$).

O aumento de resistência nos concretos contendo escória podem ser explicados em função do resíduo industrial apresentar uma maior resistência ao desgaste superficial, em relação ao agregado graúdo natural. Assim como, o formato irregular e a textura áspera da EAF contribuíram para melhora na aderência entre a EAF e a matriz de cimento.

NASCIMENTO (2007), substituiu 40 % do agregado graúdo natural por escória de aciaria, em massa, e comparou com concretos sem adição de EAC, mantendo a mesma relação água-cimento de 0,54. Aos 28 dias os concretos foram ensaiados à compressão axial, onde os concretos especiais obtiveram um ganho de resistência de 40 %. Este aumento está relacionado à melhor força de ligação entre a interface pasta-agregado, em função do seu formato irregular e sua textura áspera, assim como o a EAC apresentou um elevado índice de dureza, em função do seu baixo desgaste superficial.

BATAGIN & ESPER (1988), analisaram as propriedades mecânicas de 4 traços de concretos produzidos com agregado graúdo de calcário (C), calcário dolomítico (CD), calcário quartzolítico (CQ) e escória de aciaria (EAC). Os corpos de prova desses concretos foram ensaiados à compressão axial aos 3, 7, 14, 28 e 180 dias de cura. A Figura 4.17 indica que o agregado graúdo influencia significativamente na

capacidade resistente do concreto, sendo que a maior resistência alcançada foi com a amostra confeccionada com EAC.

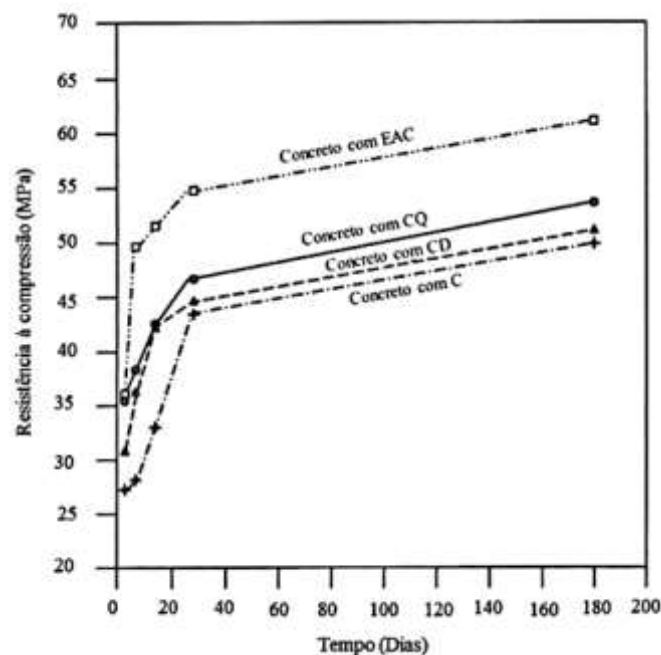


Figura 4- Desenvolvimento das resistências à compressão de concretos preparados a partir de agregados selecionados, (adaptado de BATAGIN & ESPER, 1988),

Os dados neste estudo indicam que em concretos com EAC, a maior parte do carregamento de compressão é suportada pelos agregados, ao invés de somente a pasta de cimento.

MASLEHUDDIN *et al* (2002), aumentou o desempenho mecânico do seu concreto ao substituir 50% de AGN por EAC. Esta melhora na capacidade de resistência à compressão indica que este material pode ser utilizado benéficamente em concretos de cimento Portland.

SEKARAN, PALANISWAMY E BALARAJU (2015), confeccionaram um concreto com 50 % de escória de aciaria (EAC) e 30 % de cinza volante (CV), que apresentou um aumento significativo de desempenho mecânico (ensaio de resistência à compressão e flexão de vigas) em relação ao concreto convencional e ao concreto feito apenas com agregado graúdo natural (AGN) e 30% de CV. Este ganho está relacionado à elevada resistência à abrasão e ao esmagamento da EAC em comparação ao AGN. Desta forma, a adição deste resíduo industrial como agregado graúdo na produção de concreto, torna-se uma alternativa tecnicamente viável, visando à diminuição do acúmulo de resíduo industrial depositado, bem como ajuda diretamente na redução da exploração de jazidas naturais.

2.2 AVALIAÇÃO DO MÓDULO DE ELASTICIDADE

A Figura 5 apresenta os resultados entre os concretos sem adição de escória, e os concretos com adição de escória nas proporções de 20%, 30% e 40%. Aos 28 dias, a substituição de 20 % do agregado graúdo natural por EAF não apresentou uma diferença significativa de módulo de elasticidade em relação ao concreto confeccionado sem escória. Enquanto que nas adições de 30 e 40% observa-se um ganho significativo do módulo de deformação ($P < 0,05$), em relação aos outros teores, no entanto ao correlacionar os dois últimos teores conclui-se que ambos não diferem significativamente entre si. De forma análoga a Figura 6 mostra a linha de tendência dos valores médios do módulo de elasticidade dos concretos analisados aos 28 dias.

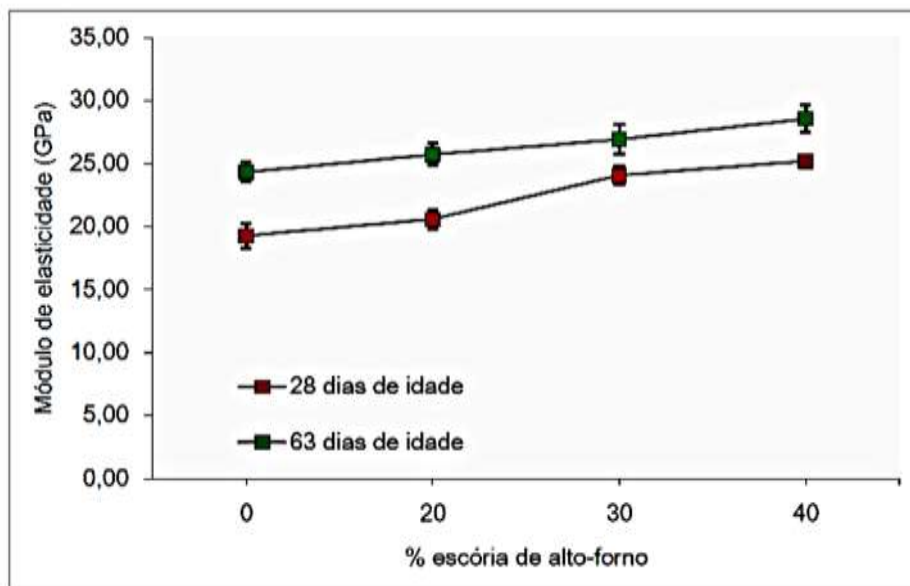


Figura 5- Módulo de elasticidade dos concretos para idades diferentes, em função do teor de substituição do agregado graúdo natural por escória de alto-forno. Valores expressos em média $\pm$ desvio padrão. As diferenças significativas foram consideradas quando $p < 0,05$ (ANOVA; Tukey, $p < 0,05$).

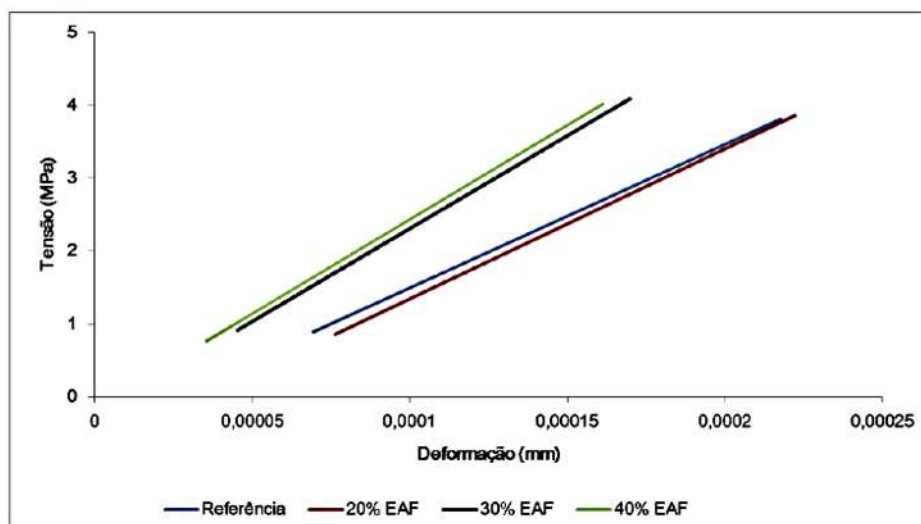


Figura 6– Linha de tendência dos valores médios do módulo elasticidade, aos 28 dias.

O aumento no módulo de elasticidade dos concretos contendo as substituições de 30 e 40% está relacionado às melhores propriedades físicas encontradas no agregado de escória de alto-forno.

ADEGOLOYE *et al* (2014), substituiu 50 e 100% de agregado graúdo natural de sílico-calcário por escória de aciaria (EAC), em volume, analisando a resistência à compressão e módulo de elasticidade em concretos de alta resistência com relação água-cimento fixada em 0,3. Os resultados indicaram um ganho de 9% na resistência em concretos especiais, fato este relacionado à maior resistência à abrasão da escória, além desta apresentar uma superfície áspera gerando um melhor grau de aderência do agregado com a pasta de cimento. O módulo dinâmico aumentou em média 10 % nos concretos contendo EAC, pois o maior peso específico da escória influenciou diretamente na capacidade de deformação elástica dos concretos.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

De acordo com os resultados deste estudo, em concordância com o que descreve a literatura, os concretos produzidos com a escória de alto-forno analisada, geram resultados tecnicamente satisfatórios de resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade.

Através da análise da resistência à compressão axial obtiveram-se valores de resistência semelhantes para os concretos convencionais e os concretos com 20 % de EAF, enquanto que os concretos com 30 % e 40 % de EAF apresentaram um aumento significativo de desempenho mecânico em relação ao concreto convencional.

Para os concretos submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral pode-se concluir que os concretos convencionais e os concretos com 20 % de EAF apresentaram propriedades mecânicas semelhantes, ao passo que os concretos contendo 30 % e 40 % de EAF obtiveram um aumento significativo de resistência em comparação ao concreto convencional.

Nos concretos submetidos à avaliação do módulo de elasticidade, observou-se que o comportamento dos concretos com 20 % de EAF foi semelhante ao concreto convencional, enquanto que os concretos contendo 30% e 40 % de EAF apresentaram um ganho significativo de resistência em relação ao concreto convencional. Portanto, ainda existe um leque de possibilidades em aberto dentro da temática que necessita de estudos aprofundados.

REFERÊNCIAS

ADEGOLOYE, G., BEAUCOUR, A., ORTOLA, S., and NOUMOWÉ, A. "Concretes made of EAF slag and AOD slag aggregates from stainless steel process: Mechanical properties and durability." *Construction and Building Materials*, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. NBR 5738. Rio de Janeiro. 2015.

BATAGIN, A. F.; ESPER. M.W. Contribuição ao conhecimento das propriedades do cimento Portland de alto-forno. São Paulo: ABCP, 1988.

CAMPOS, H. K. T. Curso: Modelo de gestão integrada dos resíduos sólidos urbanos. A geração de resíduos no Brasil e os problemas associados. Brasília: DF, Associação Brasileira de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2000.

CORDEIRO, L. de N.P. Análise dos parâmetros principais que regem a variabilidade de concretos produzidos com agregado graúdo reciclado de concreto. Porto Alegre, 2013. 114p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

MASLEHUDDIN, A.M. SHARIF, M. SHAMEEM, M. IBRAHIM, M.S. Barry, Comparison of properties of steel slag and crushed limestone aggregate concretes. *Constructio. Building. Materials*. 17 (2003) 105-112.

NASCIMENTO, K. A. L. Utilização de escória proveniente da reciclagem do aço em concreto de cimento Portland. 2007. 07 f. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Instituto de Física de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2007.

QUEIROZ, M.T.A.; SANTOS, G.P.P.; CALDEIRA, B.R.; OLIVEIRA, C.L. Resultados preliminares: utilização da escória de alto-forno a carvão vegetal em estruturas de concreto. In: SIMPÓSIO DE EXCELÊNCIA EM GESTÃO E TECNOLOGIA – SEGET, 2007.

JOHN, V. M. A construção, o meio ambiente e a reciclagem. Disponível em: <http://www.reciclagem.pcc.usp.br/a_construção_e.htm> Acesso em: 3 jan. 2015.

JOHN; V. M.; AGOPYAN, V. Reciclagem de escória de alto-forno no Brasil. In: SEMINÁRIO NACIONAL SOBRE REUSO/RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS, 2000, São Paulo. Anais... São Paulo, 2000.

SEKARAN, A., PALANISWAMY, M., and BALARAJU, S. (2015). "A Study on Suitability of EAF Oxidizing Slag in Concrete: An Eco-Friendly and Sustainable Replacement for Natural Coarse Aggregate". *The Scientific World Journal*, 10. 1155/2015/972567, 1-8. Online publication date: 1-Jan-2015.

SOUZA, D. S. J. Estudo do comportamento de escórias de alto-forno a carvão vegetal produzidas a partir de ativação à quente. 2007. 64 f. (Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

WEINSTOCK, G.; WEINSTOCK, D. M. (Ed.). CIB: Agenda 21 para construção sustentável. Trad. De I. Gonçalves, T. Whitaker. São Paulo: [s. n.], 2000. 131 p.

Capítulo 5



10.37423/230607875

UTILIZAÇÃO DO REJEITO DE MANGANÊS DA SERRA DO NÁVIO-AMAPÁ COMO AGREGADO NO CONCRETO: APLICAÇÃO COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO.

João Carlos Lisboa de Lima

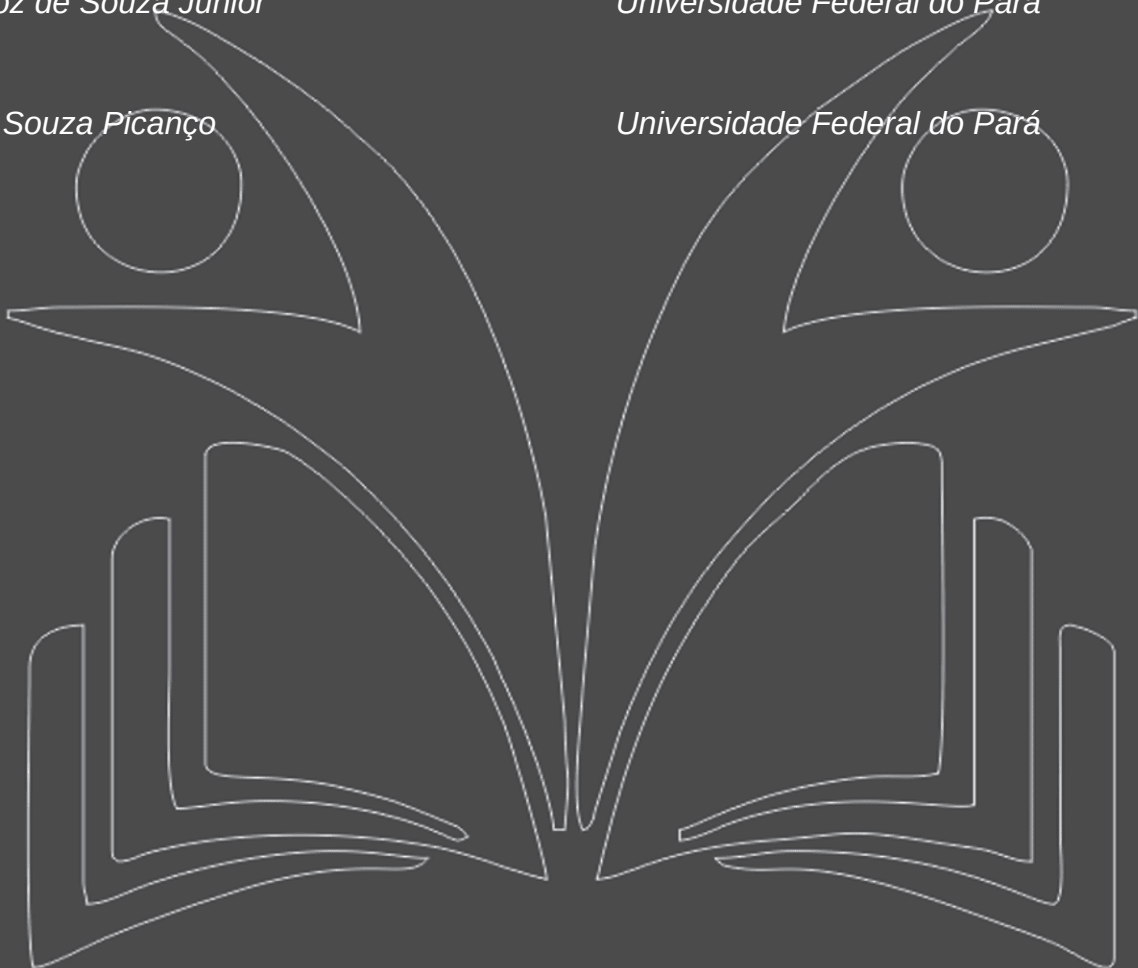
Universidade Federal do Pará

João Queiroz de Souza Junior

Universidade Federal do Pará

Marcelo de Souza Picanço

Universidade Federal do Pará



Resumo: A pesquisa propõe avaliar por meio de métodos experimentais a viabilidade do uso do rejeito de manganês proveniente da Serra do Navio, mina localizada no estado brasileiro do Amapá (AP), como agregado graúdo e miúdo em substituição total de agregados naturais convencionais no estado. É importante avaliar o desenvolvimento dessa mina situada a aproximadamente 210 km da capital Macapá e cujo acúmulo de rejeitos do beneficiamento do manganês ao longo de quase 50 anos ocasionou degradação do meio ambiente e problemas de saúde nas comunidades locais. É necessário avaliar o uso desse material para racionalizar a produção de concreto local e confeccioná-lo com maior sustentabilidade. Posteriormente, com a viabilidade prevista pelos ensaios, foram realizadas a caracterização física e a confecção do concreto de referência (com agregados convencionais) e do concreto com agregados com rejeito de manganês para caracterização mecânica. Os resultados foram promissores, a massa unitária e específica foram próximas, proporcionando a produção de traços semelhantes aos obtidos com os agregados naturais. Vale notar a dificuldade de adensamento do concreto com rejeito e a consequente necessidade de uso excessivo de aditivos, porém as propriedades mecânicas do concreto com rejeito de manganês aproximaram-se daquelas do concreto de referência, comportando-se com diferenças mínimas de 1,5 % e 9,1% em média na resistência à compressão, respectivamente, para as idades de 7 dias e 28 dias.

Palavras-chaves: Serra do Navio (AP), rejeito de manganês, agregados, concreto.

1 INTRODUÇÃO

O processo de produção e consumo adotado no modelo de desenvolvimento econômico vigente, desconsidera na sua grande maioria, a capacidade limitada dos recursos naturais. Quanto mais avanços tecnológicos, mais recursos naturais, isto é, necessita-se de uma maior quantidade de matéria-prima para produção e oferta da diversidade de bens de consumo à sociedade (MONTEITO, 2003).

Tendo em vista a indústria metalúrgica, o minério de manganês é um dos recursos naturais mais importantes para o Brasil, visto que o país apresenta uma quantidade considerada de reserva desse minério e participa diretamente do processo de produção de ligas metálicas e aço. O setor de siderurgia consome aproximadamente 85% da produção mundial de manganês como ferro gusa ou em liga à base de manganês. As características físico-químicas do minério permitem que o mesmo seja utilizado como agente dessulfurante e desoxidante. Os demais 15% restantes do consumo de manganês são utilizados para produção de pilhas e como insumos para indústria química com a finalidade de produzir rações adubos (SALGUEIRO et al, 2014).

Os rejeitos de manganês provenientes da exploração da Serra do Navio no estado Amapá, o qual destina-se os estudos deste trabalho, foi a primeira experiência de mineração na Amazônia e teve seu início por volta de 1957. Naquela época, com o fim da segunda guerra mundial, a antiga União Soviética, possuidora das maiores jazidas de manganês do mundo, havia suspenso sua exportação, o que tornou interessante a exploração do minério devido ao alto valor econômico (REIS, et al, 2010).

Em dezembro de 1997 a ICOMI encerra suas atividades, deixando um saldo social e ambiental negativo para o Estado do Amapá e para o Município de Santana, como demonstra FACUNDES (2011). Atualmente, tanto no porto da ICOMI em Santana quanto nas minas em Serra do Navio, há toneladas de minérios e resíduos de manganês aguardando seu destino, seja o envio para o beneficiamento e a venda da produção gerada, seja a destinação dos resíduos produzidos.

CASTRO (2011) afirma que a atividade mineradora da Serra de Buritirama (Marabá) produz aproximadamente 50 Kg de rejeito de manganês para cada tonelada de liga produzida, visto que a produção diária de liga é de aproximadamente 300 toneladas. Basicamente, toda quantidade de rejeito é destinada às barragens, sendo que o volume desse material tende a aumentar gradativamente, o que provoca um aumento dos danos ambientais com desmatamento e possível contaminação de águas subterrâneas e margens de rios.

De acordo com JOHN (2008), a construção civil é o setor responsável pelo consumo de maior volume de recursos naturais, em estimativas que variam entre 15% e 50 % dos recursos extraídos, além de seus produtos serem grandes consumidores de energia, e por estas razões, é de fundamental importância o desenvolvimento de materiais alternativos que atendam a essa atividade, sendo assim, VIVEIROS (2017) analisou a viabilidade do uso dos rejeitos de manganês favorável como adição de filler e agregado miúdo em adição parcial no cimento e concreto respectivamente, sendo uma alternativa exequível para destinação dos rejeitos de barragens e solução sustentável na construção civil.

Faz-se assim dessa alegação a motivação e o objetivo dessa pesquisa: o reaproveitamento do minério de manganês da Serra do Navio-AP como material de construção civil. Por conseguinte, espera-se que os resultados obtidos nessa pesquisa possam dar informações que sustentem o uso do resíduo como agregado no concreto armado. Será avaliada a caracterização química, física, mineralógica, assim como suas propriedades mecânicas. Além disso, almeja-se evitar a degradação do meio ambiente.

2 MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 CIMENTO PORTLAND

Neste trabalho foi adotado cimento Portland composto de pozolana (CP II-Z-32) especificado de acordo com a NBR 16697 (2018) para confecção dos corpos de prova (CPs), para a determinação do peso específico, utilizou-se a NBR NM 23 (2001), assim como a NBR 65 (2003) para a realização do ensaio de tempo de pega.

2.2 AGREGADO MIÚDO

A areia utilizada no concreto de referência foi oriunda dos leitos de rios na região nordeste do estado do Pará, a caracterização foi definida primeiramente com a secagem das amostras em estufa a 180 °C e armazenamento em torneis.

Os ensaios realizados tiveram por finalidade definir a massa específica, massa unitária, índice de vazios, módulo de finura e a composição granulométrica, respectivamente as normas NBR NM 52 (2009), NBR NM 45 (2006), NBR NM 248 (2003).

2.3 AGREGADO GRAUDO

Foi definido o uso do seixo rolado de origem silicosa pela sua alta disponibilidade na região norte do país, que atende os requisitos da NBR 7211 (2009) e as normas mencionadas no item anterior para a caracterização.

2.4 ADITIVO

Utilizou-se a adição de aditivo superplastificante de 3ª geração na confecção do concreto com rejeito de manganês, o aditivo MC-PowerPlow 3100® da marca MC-Bauchemie®, baseado em composto sintético com polímeros policarboxilas (PCE), com densidade de aproximadamente 1,07 g/cm³, com dosagem recomendada entre 0,2% e 5% em relação a massa do aglomerante.

2.5 ÁGUA

A água utilizada em todos os processos e ensaios deste trabalho foi oriunda da Universidade Federal do Pará, com temperatura em torno de 28 °C, pH 6,0 e potável. Produzida e beneficiada na própria universidade, validando-se para a produção de concretos

2.6 REJEITO DE MANGANÊS

2.6.1 PROCEDÊNCIA

O material adotado para essa pesquisa é oriundo da exploração de manganês no estado do Amapá na região da Serra do Navio, onde localizava-se a extração deste minério pela ICOMI. a Figura 1 ilustra algumas pilhas de rejeito, a Figura 1 e Figura 2 mostram a localidade da mina da ICOMI, Latitude 0° 52' 53,49" N e Longitude 51° 59' 42,27", com pilhas de rejeitos de até 40 m



Figura 1– Montantes de rejeitos de manganês em Serra do Navio/AP

Figura 2 – Localização da Serra do Navio/AP

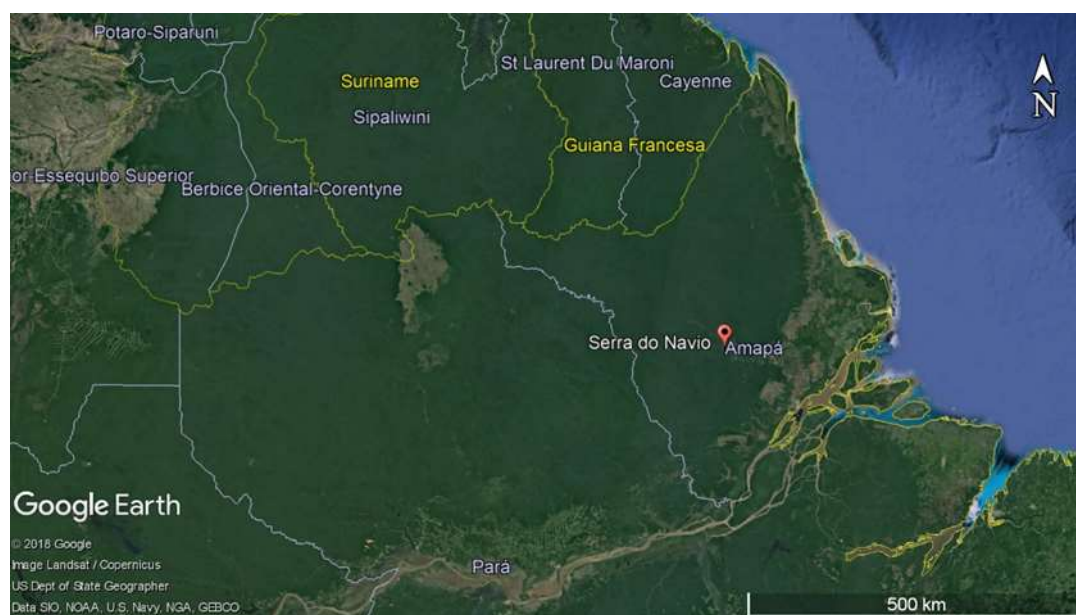


Figura Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento.– Delimitação da Mina da ICOMI e a cidade de Serra do Navio/AP

2.6.2 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

O volume do rejeito de manganês foi retirado com a permissão da mineradora ICOMI segundo as prescrições da NBR 10007 (2004) que tem por objetivo regularizar o tratamento das amostragens de resíduos sólidos, as amostras foram enviadas ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (UFPA), armazenados em recipientes plásticos.

O rejeito foi introduzido em estufas a 100 °C por 48 horas para estabilizar a constância de massa pela retirada de toda umidade intrínseca no material. O material passou por processo de moagem a seco em moinho de bolas com rotação de aproximadamente 12 RPM para redução das partículas em agregados miúdos, adicionando o rejeito em grupos de 10 kg.

2.6.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

A análise quantitativa dos óxidos que compõe o rejeito de manganês foi realizada através Fluorescência de Raio-X (FRX) realizado no Núcleo de Litoquímica e Análises Minerais do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O ensaio foi realizado através de um espectrômetro WDS sequencial, modelo Axios Minerals da PANalytical, com tubos cerâmicos de raios-X, anodo de ródio e potência máxima de 2,4 kW. Para preparação da análise utilizou-se pastilhas prensadas à 20 toneladas com 5g de amostra do material e 1,5 g de aglomerante (parafina).

A Tabela 1 apresenta quantitativamente os dados retirados do software SuperQ Manager com os principais óxidos e a presença de voláteis foi avaliada através de técnicas gravimétricas e representado por LOI.

Tabela 1 – Análise química do rejeito de Manganês

Rejeito de Mn	
Componente	% massa
SiO ₂	6,85
Al ₂ O ₃	22,20
Fe ₂ O ₃	29,22
TiO ₂	1,06
MgO	0,37
P ₂ O ₆	0,12
K ₂ O	0,49
CaO	0,13
MnO	24,00
LOI	15,28

2.6.4 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

A análise mineralógica do rejeito de manganês foi resultante da difração de Raio X (DRX), pela amostra pulverizada, realizado no Núcleo de Litoquímica e Análises Minerais do Instituto de Geociências da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Os resultados foram realizados em um difratômetro modelo X'PERT PRO MPD (PW 3040/60), da PANalytical, com Goniômetro PW3050/60 (Θ/Θ) e com tubo de raios-x cerâmico de anodo de Cu ($K\alpha_1 = 1,540598 \text{ \AA}$), modelo PW3373/00, foco fino longo, 2200 W, 60 kv e filtro $K\beta$ de Níquel. O detector utilizado foi do tipo RTMS, X'Celerator. A coleta dos difratogramas foi realizada com passo angular de $0,02^\circ$ e o tempo por passo 0.5 s e intervalo de medida entre os ângulos de Bragg (2θ) de 0° e 70° . A aquisição dos dados foi feita com o software X'Pert Data Collector, versão 2.1a, e o tratamento dos dados com o software X'PertHighScore versão 2.1b, também da PANalytical.

O DRX é uma análise que auxilia na compreensão da reatividade do rejeito, o objetivo é identificar as fases amorfas ou cristalinas dos minerais contidos no material, que no caso da Figura 4 apresenta fase predominantemente amorfa, assim como os cristais presentes na Tabela 2.

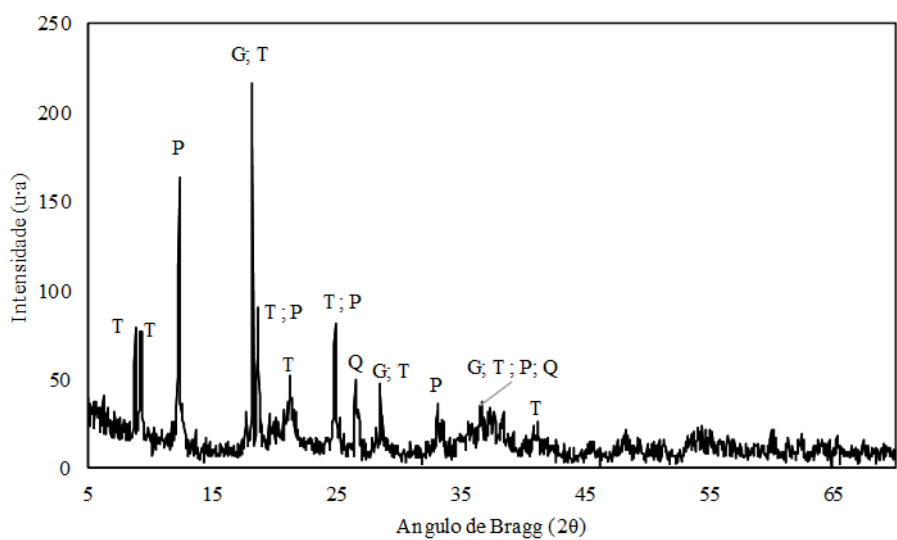


Figura 4 – Diagrama de DRX

Tabela 2 – Fases cristalográficas

Fase	Ficha cristalográfica
Pennantite (P) $(Mn_{5+2}Al)(Si_3Al)O_{10}(OH)_8$	00-029-0884
Gibbsite (G) $Al(OH)_3$	00-007-0324
Quartz (Q) SiO_2	01-087-2096
Todorokite (T) $Mn_6O_{12}(H_2O)_2$	01-084-1714

2.6.5 REAÇÃO ÁLCALI-AGREGADO

A interação química entre alguns minerais dos agregados e hidróxidos alcalinos encontrados no cimento em seu estado endurecido, podem criar algumas reações expansivas ao longo de alguns anos nas estruturas de concreto armado, expondo a intemperismos, pela formação de um gel sílico-alcalino.

O método mais comum para os procedimentos de ensaio é a ASTM C 1260, esse procedimento é base para a preparação dos 3 corpos de prova prismáticos segundo a NBR 15577-4 (2018). Intuito é confeccionar uma argamassa com o agregado de rejeito de manganês seguindo a dosagem de 990g do agregado, 440 g de cimento CP V-ARI e 206,8 ml de água, adensados em uma argamassadeira.

O ensaio foi realizado de acordo com a NBR 15577-4 (2018), os corpos de prova (CPs) foram moldados de acordo com a substituição em totalidade do agregado miúdo convencional pelo agregado miúdo de rejeito de manganês, após a moldagem dos CPs, permaneceram em câmara úmida por 24 horas e imersa em uma solução de hidróxido de sódio com medições ao longo de 28 dias, a expansão das amostras não ultrapassaram 0,19 %, definindo-se como não reativo como visto na Figura 5.

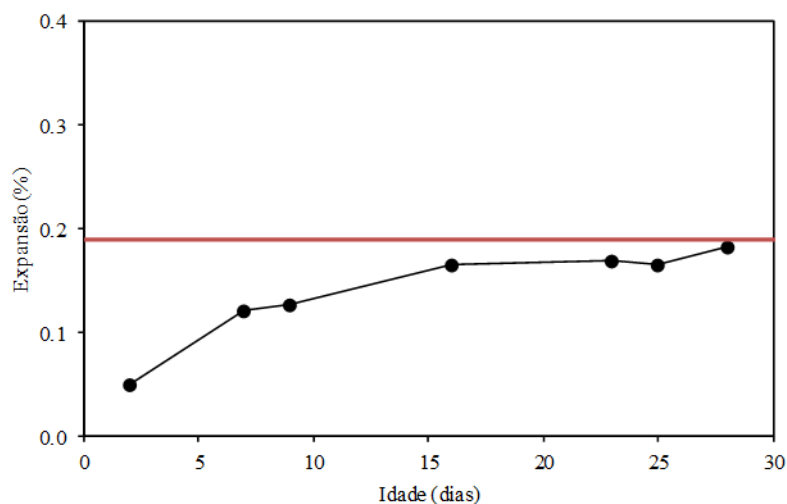


Figura 1 – Expansão do corpo de prova ao longo do tempo

2.7 DESENVOLVIMENTO DO CONCRETO

A produção do concreto nesta pesquisa tem como objetivo a viabilidade do rejeito de manganês em obras convencionais em substituição total dos agregados, para isso foi estabelecido um critério mínimo de trabalhabilidade com *Slump Test* de 160 ± 10 mm. Como visto na Figura 6.



Figura 2 - Slump Test para o CRM e CR

O método utilizado para dosagem foi do IPT/EPUSP (HELENE & TERZIAN, 1992) que consiste em estabelecer uma relação água e cimento correspondente a 20 MPa, ou seja, 0,58 com adição de aditivo superplastificante para alcançar o abatimento de tronco de cone estabelecido anteriormente no *Slump Test*.

O concreto foi produzido no Laboratório de Engenharia Civil (LEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA) com traço unitário de 1:1,82:2,71 e teor de 51% de argamassa. Houve dois grupos de concretos para comparação de pares, primeiramente com uso de 100% em substituição dos agregados miúdo e graúdo (CRM) para definir as dificuldades no uso e uso adequado de superplastificante e alcançar o abatimento correto com uso de 2,5% do peso do aglomerante como. Posteriormente produziu-se o concreto de referência com agregados naturais (CR), porém, sem o uso de aditivos.

Foram realizados ensaios mecânicos de compressão axial, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade para as idades de 7 dias e 28 dias, a distribuição dos corpos de prova (CPs) confeccionados para esses ensaios estão relacionados na Tabela 3.

Tabela Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento. - Quantidade de corpos de prova de concreto

Amostra	Quantidades			
	% de substituição	Resistência à compressão	Resistência à tração	Módulo de Elasticidade
CR	0	6	6	6
CRM	100%	6	6	6
	Total Parcial	12	12	12
	Total			36

3 RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

A compreensão das características físicas nesse trabalho se resumiu a determinação das propriedades dos agregados como, índices de vazios segundo a NBR NM 45 (2006), massa específica, massa unitária (NBR NM 23, 2011) e a composição granulométrica de acordo com a NBR 7211 (2009)

3.2.1 Caracterização do agregado miúdo

Como observado na Figura 7, o agregado miúdo utilizado da região de Macapá é a areia, as propriedades granulométricas consistem em aproximadamente 90% passantes na peneira com abertura de 0,6 mm, sendo assim o agregado como alta concentração de finos com modulo de finura de 1,38, porém com compacidade nesse intervalo.

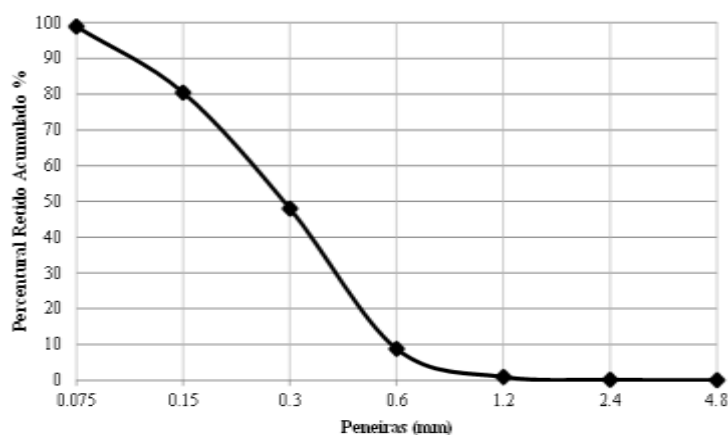


Figura 7 - Curva granulométrica (areia)

Tabela Erro! Nenhum texto com o estilo especificado foi encontrado no documento. - Caracterização do agregado miúdo natural

Agregado miúdo			
Abertura de peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida acumulada
4,8	0	0	0
2,4	0,70	0,14	0,14
1,2	3,92	0,79	0,93
0,6	39,19	7,85	8,78
0,3	196,10	39,29	48,07
0,15	162,24	32,51	80,58
0,075	92,51	18,54	99,11
Fundo	4,42	0,89	81,46
Total	499,08	100%	
Massa específica		2,50 g/cm ³	
Massa unitária		1,52 g/cm ³	
Diâmetro máximo		2,4 mm	
Módulo de finura		1,38	

De acordo com a Figura 8, o ensaio de granulometria realizado no rejeito de manganês, percebeu-se êxito na moagem em partículas menores no moinho de bolas. O material resultante detém boa distribuição ao longo de todas as peneiras com modulo de finura de 3,46, classificado como agregado miúdo grosso.

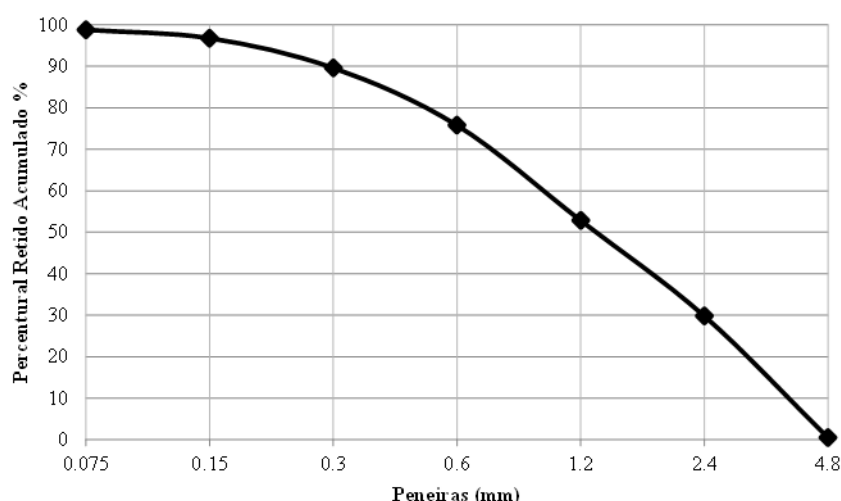


Figura 8 - Curva granulométrica (Manganês)

Tabela 5 - Caracterização do agregado miúdo de rejeito de manganês

Agregado miúdo			
Abertura de peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida acumulada
4,8	2,72	0,55	1
2,4	145,67	29,30	29,85
1,2	114,36	23,00	52,85
0,6	114,16	22,96	75,82
0,3	68,60	13,80	89,62
0,15	35,69	7,18	96,80
0,075	10,11	2,03	98,83
Fundo	5,82	1,17	100
Total	497,13	100%	
Massa específica		2,99 g/cm ³	
Massa unitária		1,49 g/cm ³	
Diâmetro máximo		2,4 mm	
Módulo de finura		3,45	

3.2.2 CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO GRAÚDO

A partir da análise da Figura 9 e Tabela 6 é possível perceber que a distribuição do seixo rolado é uniforme ao longo das aberturas de peneiras, tornando o material com compacidade.

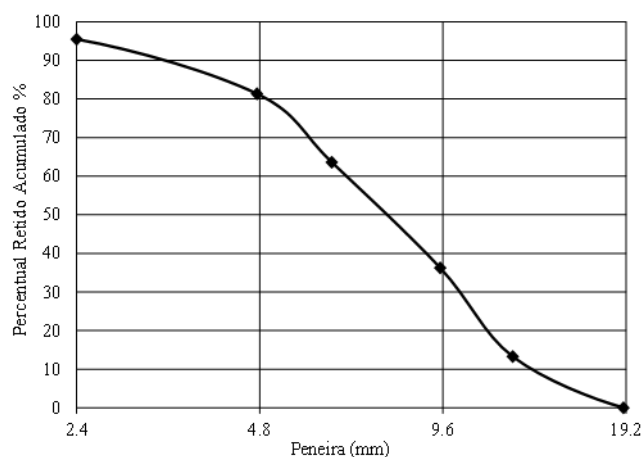


Figura 9 - Curva granulométrica (seixo rolado)

Tabela 6 - Caracterização do agregado miúdo natural

Agregado miúdo			
Abertura de peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida acumulada
19	0	0	0
12,5	662,4	13,3	13,3

9,5	1148,2	23,0	36,2
6,3	1368,5	27,4	63,6
4,8	884,8	17,7	81,4
2,4	707,2	14,2	95,5
1,2	128,1	2,6	98,1
0,6	56,1	1,1	99,2
0,3	21,9	0,4	99,6
0,15	9,6	0,2	99,8
Fundo	8,3	0,2	100
Total	4994,9	100%	
Massa específica		2,56 g/cm ³	
Massa unitária		1,52 g/cm ³	
Diâmetro máximo		19 mm	
Módulo de finura		6,10	

O rejeito de manganês obteve menos de 1% de agregados passante na peneira de abertura de 4,8 mm, pois o material foi separado para uso como agregado miúdo no trabalho, como visto na Figura 10 e a Tabela 7.

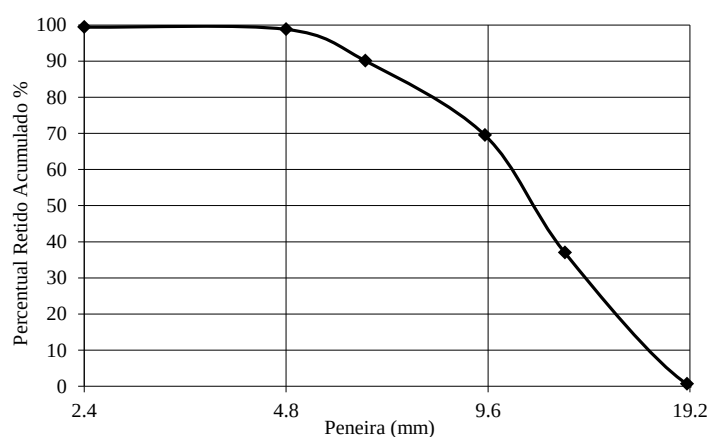


Figura 10 - Curva granulométrica agregado graúdo (rejeito)

Tabela 7 - Caracterização do agregado miúdo natural

Agregado miúdo			
Abertura de peneira (mm)	Massa retida (g)	% Retida	% Retida acumulada
19	67,8	1,4	0,7
12,5	1799,4	36,1	37,0
9,5	1611,4	32,3	69,5
6,3	1020,1	20,4	90,1
4,8	431,7	8,7	98,8
2,4	30	0,6	99,4
1,2	1,4	0	
0,6	1,9	0	99,5

0,3	2,9	0	99,5
0,15	4,6	0,1	99,6
Fundo	18,1	0,4	100
Total	4994,9	100%	
Massa específica		2,99 g/cm ³	
Massa unitária		1,47 g/cm ³	
Diâmetro máximo		19 mm	
Módulo de finura		6,67	

3.3 CONCRETO

3.3.1 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Os ensaios para caracterizar as propriedades mecânicas do concreto foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará. Os corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura foram ensaiados aos 7 dias e 28 dias contando com o as recomendações da NBR 7222 (2011) para a resistência a tração por compressão diametral, o módulo de elasticidade será regido de acordo com a NBR 8522 (2017) e a compressão axial baseada na NBR 7215 (2019). Na Figura 11 é mostrado o sistema de ensaio e a distribuição das cargas, tensões ultimas e modulo de elasticidade na Tabela 8, 9, 10.

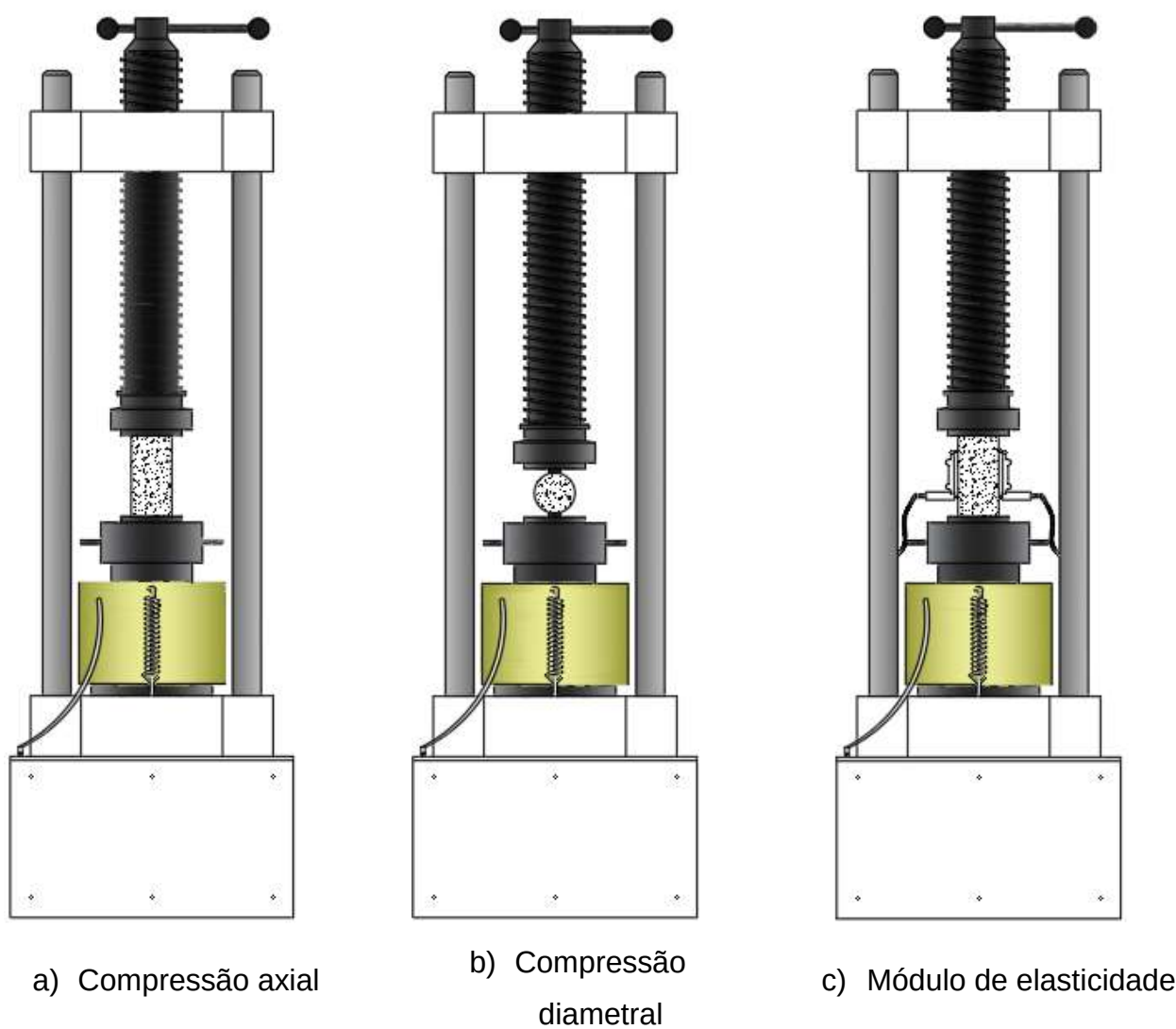


Figura 11– Ensaios mecânicos no concreto
Tabela 8 - Resistência à compressão

CPs	7 dias			28 dias		
	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão
CR	11,68	12,01	0,93	17,44	17,36	1,09
	13,06			18,40		
	11,29			16,23		
CRM	14,79	12,15	2,29	14,91	14,68	1,88
	10,62			16,43		
	11,04			12,68		

Tabela 9 - Resistência à tração por compressão diametral

CPs	7 dias			28 dias		
	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão	Resistência (MPa)	Média (MPa)	Desvio padrão
CR	1,60			2,02		
	1,72	1,63	0,08	2,09	2,01	0,08
	1,56			1,92		
CRM	1,99			1,99		
	1,59	1,74	0,22	2,13	1,97	0,17
	1,63			1,79		

Tabela 10 - Módulo de elasticidade

CPs	7 dias			28 dias		
	Resistência (GPa)	Média (GPa)	Desvio padrão	Resistência (GPa)	Média (GPa)	Desvio padrão
CR	19,14			23,39		
	20,24	19,40	0,75	24,02	23,32	0,73
	18,82			22,56		
CRM	22,31			24,32		
	18,90	20,16	1,87	25,54	24,10	1,56
	19,27			22,43		

A partir dos resultados experimentais, é notável a compatibilização da resistência à compressão do CRM aos 7 dias, porém o desvio padrão torna-se maior pela dificuldade de adensamento do agregado miúdo do rejeito, ocasionando alguns pequenos ouriços, que provavelmente desencadearam em zonas de fragilidade, esse detalhe é observado em idades mais avançadas como em 28 dias que o CRM fica aproximadamente 18% em menor resistência em relação a CR. Quando se avalia os a resistência à tração por compressão diametral, observa-se analogamente a menor tensão última pelo relatado anteriormente com menores valores para CRM. O módulo de elasticidade para CRM foi maior provavelmente pela diferença granulométrica dos agregados em relação a CR e diferente massa específica dos agregados. Na Figura 12, 13, 14 ilustram graficamente os dados mencionados.

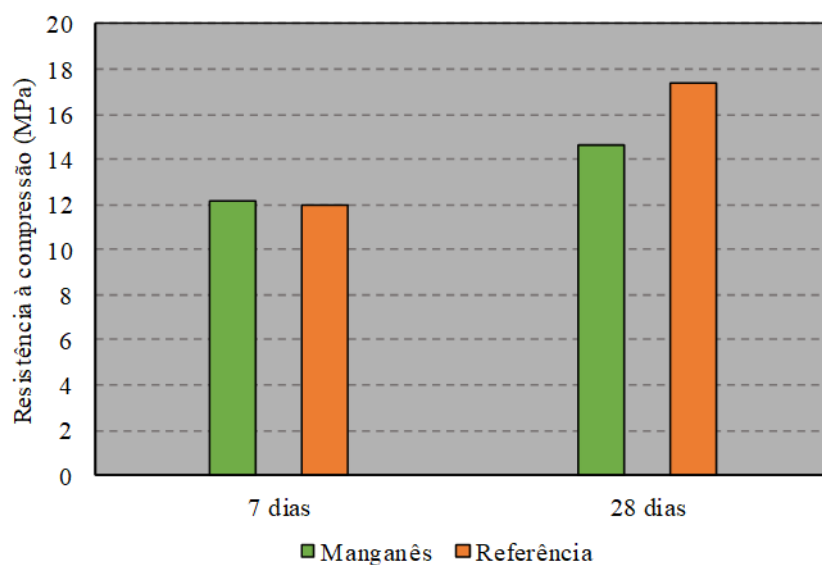


Figura 12– Resistência à compressão

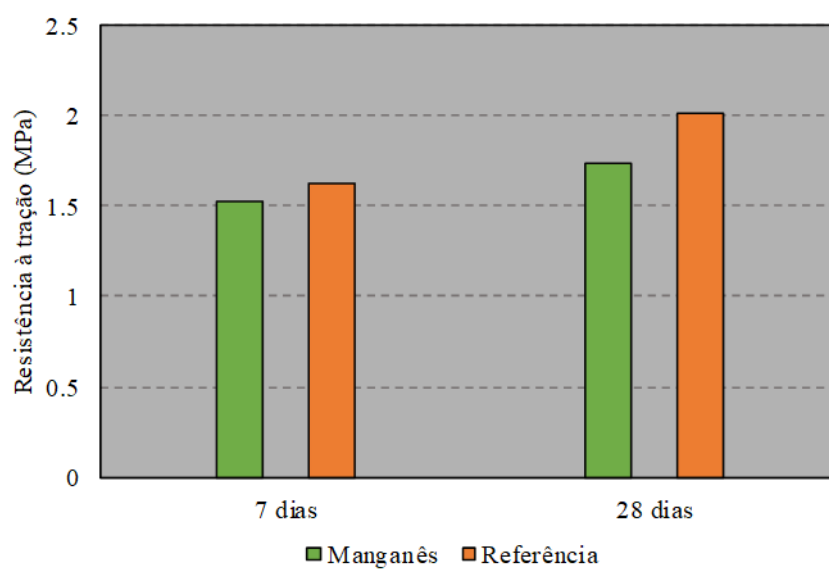


Figura 13– Resistência à tração por compressão diametral

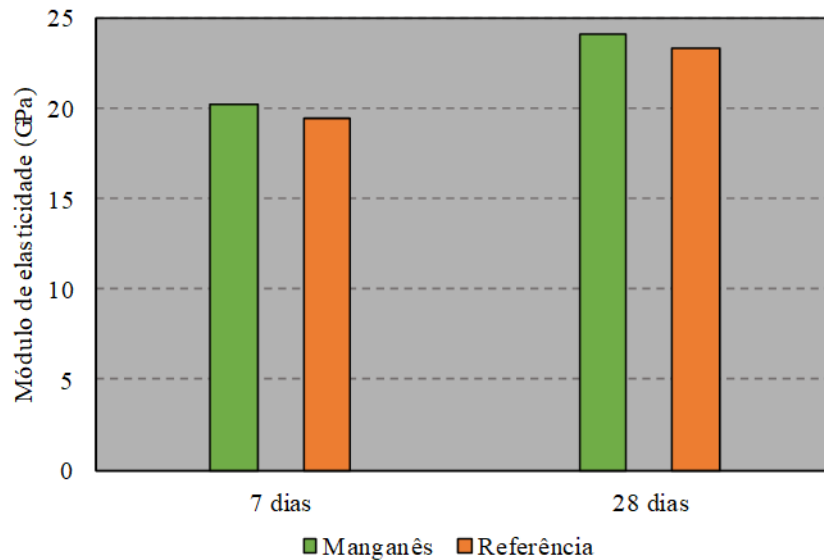


Figura 14– Módulo de elasticidade

4. CONCLUSÃO

A partir do desenvolvimento da pesquisa é notório que o desenvolvimento de práticas sustentáveis pode designar a melhor racionalização dos meios de produção, portanto o uso do rejeito de manganês como substituição total do agregado graúdo e miúdo é viável ao ponto de vista dos ensaios mecânicos realizados, tendo em média, pequenas variações de 1,2% a longo das primeiras idades, porém, aos 28 dias é perceptível um decréscimo de 18% na resistência à compressão quando comparado o CRM ao CR. Contudo o uso de superplastificante no adensamento no CRM foi fundamental no alcance do *Slump*, enquanto o CR não necessitou do uso para um *Slump* menor de 19 cm. Portanto presença de pequenos ouriços de agregados miúdos de rejeitos não adensados a pasta de cimento acarretou na diminuição da resistência dos CPs e da menor trabalhabilidade do concreto.

Ao analisar geograficamente os depósitos de rejeitos de manganês torna-se viável a comercialização e uso dele como agregado, porém ressalta-se a necessidade do desenvolvimento de novas pesquisas que disponibilizem resultados de durabilidade do concreto, permeabilidade do agregado miúdo, tendo em vista a dificuldade no adensamento.

REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 248: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 100007: Amostragem de resíduos sólidos. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 45: Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR NM 52: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 16697: Cimento Portland - Requisitos. Rio de Janeiro, 2018.

CASTRO, C. G. Estudo do Aproveitamento de Rejeitos do Beneficiamento do Manganês pela Indústria Cerâmica, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Materiais da rede Temática. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2011.

FACUNDES, R. S. Danos Socioambientais Provenientes do Manuseio Inadequado de Rejeitos de Manganês e as Implicações para a Vida e a Saúde dos Moradores da Vila do Elesbão, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Direito Ambiental e Políticas Públicas. Universidade Federal do Amapá. Macapá, 2011.

JOHN, V. M. A construção, o meio ambiente e a reciclagem. Disponível em: <http://www.reciclagem.pcc.usp.br/a_construção_e.html>

MONTEIRO M. A. *A ICOMI no Amapá: meio século de exploração mineral*, Novos Cadernos NAEA, Vol. 6, nº 2, p. 113-168, 2003.

REIS, E. L.; FARIA, G. L.; ARAÚJO, F. G. S.; TENÓRIO, J. A. S.; VIEIRA, C. B.; JANNOTTI JUNIOR, N. *Caracterização de uma tipologia de minério de manganês do Brasil*, Revista Escola de Minas, Vol. 63, nº 3, p. 517-521, 2010.

SALGUERO; F.; GRANDE, J. A.; VALENTE, T.; GARRIDO, R.; DE LA TORRE M. L.; FORTES, J. C.; SÁNCHEZ, A. *Recycling of manganese gangue materials from waste-dumps in the Iberian Pyrite Belt – Application as filler for concrete production*, Revista Escola de Minas, Vol. 54, p. 363-368, 2014.

VIVEIROS, D. C. S. Rejeito do Minério de Manganês como Material de Construção Civil, Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará. Belém, 2017.



conhecimentolivre.org/home



contato@conhecimentolivre.org



[editoraconhecimentolivre](https://www.instagram.com/editoraconhecimentolivre)

ANÁLISES DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

VOLUME II

João Carlos Lisboa de Lima
Camila Miranda Pereira



EDITORA CONHECIMENTO LIVRE