

COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO LEVE E LEVE AUTOADENSÁVEL SEM ARMADURA
TRANSVERSAL

CAROLINE VIEIRA LANNES

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

ABRIL – 2018

COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO LEVE E LEVE AUTOADENSÁVEL SEM ARMADURA
TRANSVERSAL

CAROLINE VIEIRA LANNES

Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da
Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro, como
parte das exigências para a
obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

ABRIL – 2018

COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO
ARMADO LEVE E LEVE AUTOADENSÁVEL SEM ARMADURA
TRANSVERSAL

CAROLINE VIEIRA LANNES

Tese apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia da
Universidade Estadual do Norte
Fluminense Darcy Ribeiro, como
parte das exigências para a
obtenção do título de Doutor em
Engenharia Civil.

Aprovado em 06 de abril de 2018.

Comissão Examinadora:

Prof. Luiz Antônio Vieira Carneiro (Dsc., Engenharia Civil) – UFF/RJ

Prof. Julio Jerônimo Holtz Silva Filho (Dsc., Engenharia Civil) – PUC/RJ

Prof. Gines Arturo Santos Falcon (Dsc., Engenharia Civil) – LECIV/UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia (Dsc., Engenharia Civil) – LECIV/UENF
(orientador)

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, que sempre se fez presente nos momentos em que eu mais precisava e que me deu forças nessa longa jornada.

À Universidade Estadual do Norte Fluminense – Darcy Ribeiro (UENF), por meio do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), pela oportunidade de realização deste trabalho.

Ao professor Sergio Luis González Garcia, por acreditar na minha capacidade, pela orientação, pelos ensinamentos, pela amizade e pelos conselhos em todos os momentos. À todos os professores do PPGEC, que me ajudaram de forma direta ou indiretamente, durante a realização desta pesquisa.

Às empresas Acelormittal e Pozofly pela doação dos materiais (aço e cinza volante) empregados para realização dos ensaios experimentais.

À minha filha Isadora, por todo amor e compreensão pela ausência durante a realização desta importante conquista.

Aos meus pais João Batista e Maria Aparecida, minha irmã Alice e meu companheiro Alexandre pelo amor, carinho e incentivo;

Às amigas que me ajudaram, tanto nas disciplinas como nos ensaios, Juliana Trindade, Patrícia da Silva Pereira.

Agradeço ao Renan, bolsista do LAMAV, pelo auxílio na confecção de alguns setups de ensaio.

Agradeço também às minhas funcionárias Jéssica, que além de ouvir muitos dos meus lamentos, segurou a barra na minha loja e a Terezinha que manteve minha casa em ordem.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	IV
SUMÁRIO	V
RESUMO	IX
ABSTRACT	X
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS	XX
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	XXIII
CAPÍTULO I	1
<i>Introdução</i>	1
1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA	1
1.2 OBJETIVOS	4
1.3 ESTRUTURA DA TESE	6
CAPÍTULO II	7
<i>Revisão bibliográfica</i>	7
2.1 CONCRETO LEVE	7
2.1.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO LEVE.....	19
2.1.1.1 TRABALHABILIDADE.....	19
2.1.1.2 MASSA ESPECÍFICA.....	20
2.1.1.3 RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO.....	21
2.1.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	24
2.1.1.5 RETRAÇÃO E FLUÊNCIA.....	26
2.1.1.6 DURABILIDADE.....	27
2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL	28
2.2.1 PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO.....	31
2.2.1.1 ESPALHAMENTO DO TRONCO DE CONE.....	33
2.2.1.2 ANEL-J.....	34
2.2.1.3 FUNIL-V.....	35
2.2.1.4 CAIXA-L.....	36
2.2.1.5 CAIXA-U.....	38

2.2.2	PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO.....	39
2.2.2.1	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	40
2.2.2.2	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	40
2.2.2.3	MÓDULO DE ELASTICIDADE.....	41
2.3	CONCRETO LEVE AUTOADENSÁVEL.....	42
2.4	COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO	43
2.4.1	MECANISMOS RESISTENTES AO CISALHAMENTO	43
2.4.1.1	MODELOS FÍSICOS (“ação viga” e “efeito de arco”)	45
2.4.1.2	EFEITO DE PINO	51
2.4.1.3	ENGRENAMENTO DOS AGREGADOS.....	53
2.4.2	VIGAS COM ARMADURA TRANSVERSAL.....	56
2.4.3	VIGAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL	59
2.5	DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO E AO ESFORÇO CORTANTE.....	61
2.5.1	ABNT NBR 6118 (2014).....	61
2.5.2	CSA A23.3 (2004).....	66
2.5.3	ACI 318 (2014).....	68
2.5.4	CEN EC-2 (2004).....	69
2.6	PESQUISAS RELACIONADAS AO TEMA	71
2.6.1	ESTUDO DE HASSAN <i>et al.</i> (2010).....	71
2.6.2	ESTUDO DE JUAN (2011)	74
2.6.3	ESTUDO DE SHARIFI (2011)	81
2.6.4	ESTUDO DE SAVARIS (2016).....	83
2.6.5	ESTUDO DE ASSUNÇÃO (2016)	87
2.6.6	ESTUDO DE SATHIYAMOORTHY (2016).....	89
2.7	PESQUISAS RELACIONADAS AO TEMA	Erro! Indicador não definido.
CAPÍTULO III	97
Programa Experimental	97
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	97
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	98
3.2.1	CIMENTO PORTLAND	98
3.2.2	ADIÇÃO MINERAL.....	99
3.2.3	AGREGADOS.....	100
3.2.4	ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE	102

3.2.5	ÁGUA	105
3.2.6	AÇOS	105
3.3	COMPOSIÇÕES DOS CONCRETOS	107
3.4	PRODUÇÃO DOS CONCRETOS.....	109
3.4.1	PRODUÇÃO DO CCR.....	109
3.4.2	PRODUÇÃO DO CLE	110
3.4.3	PRODUÇÃO DOS CLAA	110
3.5	PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO	111
3.5.1	MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	115
3.5.2	CURA DOS CORPOS DE PROVA	117
3.6	PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO	118
3.7	DESCRIÇÃO DAS VIGAS	123
3.7.1	CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA DAS VIGAS	125
3.7.2	CONFECÇÃO DAS FORMAS E FIXAÇÃO DAS ARMADURAS	134
3.7.3	CONCRETAGEM E CURA DAS VIGAS	135
3.8	ESQUEMA DE ENSAIO	136
3.8.1	INSTRUMENTAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS.....	139
CAPÍTULO IV.....		141
<i>Resultados experimentais</i>		<i>141</i>
4.1	PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO.....	141
4.2	PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO ENDURECIDO	142
4.3	ENSAIOS ESTRUTURAIS	144
4.3.1	CAPACIDADE RESISTENTE AO CISALHAMENTO	145
4.3.2	FISSURAÇÃO.....	148
4.3.3	DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES	155
CAPÍTULO V.....		158
<i>Análise dos resultados.....</i>		<i>158</i>
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	158
5.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	158
5.2.1	INFLUÊNCIA DO TIPO DE CONCRETO	160

5.2.2 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO a/d	166
5.2.3 INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL	168
5.2.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS.....	173
5.2.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS.....	177
CAPÍTULO VI.....	185
Conclusões e recomendações para trabalhos futuros.....	185
6.1 CONCLUSÕES.....	185
6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	188
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	189
APÊNDICE A.....	197
APÊNDICE B.....	199
APÊNDICE C.....	201
APÊNDICE D.....	202

RESUMO

O desenvolvimento do concreto autoadensável aumentou a facilidade de execução das estruturas devido à sua capacidade de autocompactação. A utilização do concreto leve ao longo dos últimos anos vem sendo, cada vez mais adotada em inúmeras aplicações, devido ao seu bom comportamento mecânico e durabilidade. Porém, estudos relacionados à aplicação do concreto leve em conjunto à técnica de autoadensabilidade, para utilização no setor construtivo, são relativamente recentes. Com o intuito de melhor entender o comportamento estrutural ao cisalhamento, vigas de concreto foram moldadas neste trabalho, com emprego de cimento Portland, adição mineral, aditivo químico, agregado graúdo leve de argila expandida e areia quatzosa. Foi realizada inicialmente a caracterização dos materiais, em seguida, cinco misturas foram confeccionadas: uma de Concreto Convencional de Referência (CCR), outra de Concreto Leve Estrutural (CLE), ambas com necessidade de adensamento mecânico e três misturas de Concreto Leve Autoadensável (CLAA), com resistências médias à compressão (f_{cm}) aos 28 dias de aproximadamente 30 MPa. Os concretos foram caracterizados através de ensaios reológicos e mecânicos. Na sequência 26 vigas foram confeccionadas, com dimensões de 15 cm x 30 cm x 200 cm, sem armadura transversal, dimensionadas para ruptura por cisalhamento, quando submetidas ao ensaio de flexão a quatro pontos. As características dos concretos, as taxas de armadura longitudinal ($0,8\rho_b = 1,68\%$, $0,6\rho_b = 1,27\%$ e $0,4\rho_b = 0,89\%$) e as relações entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva (1,87 a 2,71) foram as principais variáveis estudadas. As vigas foram comparadas com base no padrão de fissuração, carga de fissuração diagonal, resistência última ao esforço cortante e deformações específicas do concreto e do aço. As resistências obtidas experimentalmente também foram comparadas à estimativas teóricas das normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI-318 (2014), CSA A23.3 (2004), CEN EC-2 (2004). As vigas moldadas com CLE apresentaram resultados bastante próximos aos das vigas de referência, enquanto as vigas moldadas com CLAA se mostraram menos resistentes quando comparadas às confeccionadas com CCR.

Palavras chave: vigas, concreto leve, concreto autoadensável, concreto leve autoadensável, resistência ao cisalhamento.

ABSTRACT

The development of self-compacting concrete increased ease of implementation structures because their ability to self-compacting. The use of the structural lightweight concrete has been over the last years, increasingly, adopted in many projects and applications due to your good mechanical behavior and durability. Studies related to the application of lightweight concrete along the concrete self-compacting technique for use in the construction sector are relatively recent. So well, in order to better understand the structural behavior shear, concrete beams were cast with Portland cement, mineral additions, chemical additives, lightweight aggregate of expanded clay and quartz sand. It was initially held the characterization of materials by some laboratory tests and the respective manufacturer information. Then three mixtures were prepared: a Conventional Reference Concrete (CRC), a Structural Lightweight Concrete (SLC), both requiring mechanical densification and three in Self-Compacting Lightweight Concrete (SCLC), all with average compressive strength (f_{cm}) at 28 days of 30 MPa. The characterization of the concrete was made by testing in a fluid state and mechanical. In sequence they were made 26 beams with dimensions of 200 cm x 30 cm x 15 cm without shear reinforcement sized to shear failure when subjected to the test of four point bending. The types of concrete, longitudinal reinforcement ratios ($0,8\rho_b = 1,68\%$, $0,6\rho_b = 1,27\%$ and $0,4\rho_b = 0,89\%$) and relationships between the shear span and the effective height (1,87 to 2,71) were the main variables. The beams are compared based the crack pattern, the loading of diagonal cracking, ultimate shear strength and concrete and steel strain. Were also compared the experimentally obtained resistances with the estimates of standards ABNT NBR 6118 (2014), ACI-318 (2011), CSA A23.3 (2004), and CEN EC-2 (2004). The beams molded with SLC presented results very close to the reference beams, while the beams molded with SCLC showed to be less resistant when compared to those made with CRC.

Keywords: beams, lightweight concrete, self-compacting concrete, self-compacting lightweight concrete, shear strength.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Micrografia da estrutura celular porosa interna do agregado leve de argila expandida, obtida por MEV (Borja, 2011).	8
Figura 2.2 – Espectro de agregados leves segundo Mehta e Monteiro (2008).	9
Figura 2.3 – Fábrica da CINEXPAN: a) visão aérea e b) forno rotativo (Verzegnassi, 2015).	11
Figura 2.4 – a) El Tajin, no México (Verzegnassil, 2015) e b) Interior do panteão no século XVIII em Roma – pintura de Giovanni Panini (Grabois, 2012).	14
Figura 2.5 – Navio USS Selma, construído em 1918 (Pinheiro, 2009).	14
Figura 2.6 – Edifícios executados com concreto leve: a) Square Tower – 1967; b) Park Regis – 1968; c) Standard Bank – 1970 e d) BMW Building – 1972 (Rossignolo, 2003).	15
Figura 2.7 – Construções com pré-fabricados em concreto leve: a) Rússia e b) Áustria (Rossignolo, 2003).	16
Figura 2.8 – Concreto leve: a) com segregação e b) sem segregação (Grabois, 2012).	20
Figura 2.9 – a) Concreto com agregado leve e b) concreto com agregado flint arredondado (Mehta e Monteiro, 2008).	22
Figura 2.10 – MEV de zona de transição de agregado leve/matriz de cimento (Mehta e Monteiro, 2008).	22
Figura 2.11 – Influência da dimensão do agregado leve na resistência do CLE (Rossignolo e Agnesini, 2011).	23
Figura 2.12 – Relação entre a massa específica e a resistência à compressão do CLE com argila expandida brasileira (Rossignolo e Agnesini, 2011).	23
Figura 2.13 – Ponte Akashi-Kaikyo, bloco de ancoragem: a) vista lateral (Silva, 2008) e b) vista superior (Cavalcanti, 2006).	29
Figura 2.14 – Detalhe da estrutura e da concretagem do Edifício Camila em Goiânia (Silva, 2008).	31
Figura 2.15 – Esquema do ensaio de espalhamento do tronco de cone, dimensões em mm (Barros, 2009).	34
Figura 2.16 – Esquema do ensaio de anel-J, dimensões em mm (Barros, 2009). ..	35
Figura 2.17 – Ensaio do funil-V, dimensões em mm (Barros, 2009).	36
Figura 2.18 – Esquema de ensaio da caixa-L, dimensões em mm (Barros, 2009). ..	38

Figura 2.19 – Esquema de ensaio da caixa-U, dimensões em mm (Barros, 2009).	39
Figura 2.20 – Forças internas de uma viga fissurada sem armadura transversal depois do surgimento da fissura diagonal crítica (Wight e Macgregor, 2009).	44
Figura 2.21 – Modelo de pente ou “ação de viga” (Kani <i>et al.</i> , 1964).	46
Figura 2.22 – Modelo de arco atirantado ou “ação de arco” (Kani <i>et al.</i> , 1964).	47
Figura 2.23 – Relação entre o vão de cisalhamento (a) e altura efetiva da viga (d) (Savaris, 2016).	48
Figura 2.24 – a) Ruptura causada pelo esmagamento do concreto da alma; b) Ruptura por cisalhamento; c) Ruptura por flexão, com fissuras perpendiculares ao eixo do elemento estrutural (adaptado Menon, 2008).	49
Figura 2.25– Variação de M_u/M_f com a/d , para diferentes porcentagens de armadura longitudinal (ρ) (Kani, 1966).	50
Figura 2.26 – Comportamento em relação: a) ao momento fletor e b) à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d (Sneed e Ramirez, 2014).	50
Figura 2.27 – Exemplos onde a ação de pino ocorre (Menon, 2008).	51
Figura 2.28 – Efeito de pino da armadura longitudinal de flexão (Sánchez, 1999 <i>apud</i> Garcia, 2002).	51
Figura 2.29 – Tensão cisalhante para vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal (ρ) (Kani, 1966).	52
Figura 2.30 – Engrenamento dos agregados (Vecchio e Collins, 1986).	54
Figura 2.31 – Influência da dimensão do agregado no plano de cisalhamento do concreto: a) plano de ruptura atravessando o agregado e b) plano de ruptura circundando o agregado (Lachemi <i>et al.</i> , 2005).	55
Figura 2.32 – Ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes (Fusco, 2008).	57
Figura 2.33 – Ruptura na presença de armaduras transversais eficazes: a) força cortante-compressão; b) força cortante-tração; c) força cortante-flexão e d) flexão da armadura longitudinal de tração (adaptado Fusco, 2008).	58
Figura 2.34 – Fissuração na região de aderência das barras longitudinais devido ao cisalhamento (adaptado Fusco, 2008).	59
Figura 2.35 – Ilustração da ruptura por flexão (Sánchez, 1999 <i>apud</i> Garcia, 2002).	60
Figura 2.36 – Ilustração da ruptura por tração diagonal (Sánchez, 1999 <i>apud</i> Garcia, 2002).	60

Figura 2.37 – Ilustração da ruptura por compressão no topo e tração diagonal (Sánchez, 1999 <i>apud</i> Garcia, 2002).	61
Figura 2.38 – Valores adotados para as dimensões das vigas, em centímetros.	64
Figura 2.39 – Esquema de ensaio do estudo de Hassan <i>et al.</i> (2010).	73
Figura 2.40 – Esquema de ensaio à flexão a 4 pontos da pesquisa de Juan (2011).	75
Figura 2.41 – Vigas da série-S, dimensões e setup de ensaio (Juan, 2011).	75
Figura 2.42 – Vigas da série-R: a) dimensões e b) setup de ensaio (Juan, 2011). .	77
Figura 2.43 – Agregados: a) argila expandida “A”, b) argila expandida “B”, c) argila expandida “D”, d) argila expandida “E”, e) argila expandida “F”, f) argila expandida “G” e g) brita “N” (Juan, 2011).	78
Figura 2.44 – Resultados experimentais de resistência ao cisalhamento (normalizada) vs taxa de armadura longitudinal para vigas da série “R”, sem armadura transversal (Juan, 2011).	79
Figura 2.45 – Padrão típico de fissuração das vigas de concreto leve – série “R” (Juan, 2011).	80
Figura 2.46 – Resultados experimentais de resistência ao cortante e valores teóricos obtidos através da norma CEN EC-2 (Juan, 2011).	80
Figura 2.47 – Esquema de ensaio da pesquisa de Sharifi (2011).	81
Figura 2.48 – Seção típica das vigas da pesquisa de Sharifi (2011).	82
Figura 2.49 – Configuração das armaduras utilizadas na pesquisa de Sharifi (2011).	82
Figura 2.50 – a) Carga vs abertura das fissuras e b) Propagação das fissuras (Sharifi, 2011).	83
Figura 2.51 – Detalhamento das armaduras das vigas, medidas em cm, desenvolvidas por Savaris (2016).	84
Figura 2.52 – Vigas de concreto CA0R sem armadura transversal após ruptura, ensaiadas por Savaris (2016).	85
Figura 2.53 – Dimensões e detalhamento da armadura de <i>push-off</i> , desenvolvidos por Savaris (2016).	85
Figura 2.54 – Resistência à compressão (f_{c3} , f_{c7} e f_{c28}) em CAA argila expandida 1506, desenvolvidos por Assunção (2016).	88
Figura 2.55 – Relação entre o módulo de elasticidade (E) e a resistência à compressão (f_{c28}) dos CAA dosados com agregado graúdo normal (até 60% de	

substituição) e argila expandida (60% a 100% de substituição), desenvolvidos por Assunção (2016).	88
Figura 2.56 – Vigas sem armadura transversal, dimensões em mm (Sathiyamoorthy, 2016).....	89
Figura 2.57 – Seções transversais das vigas sem armadura transversal, dimensões em mm (Sathiyamoorthy, 2016).	89
Figura 2.58 – Agregados leves: a) graúdo e b) miúdo (Sathiyamoorthy, 2016).	90
Figura 2.59 – Carregamento vs deslocamento vertical das vigas de CLAA, sem armadura transversal (Sathiyamoorthy, 2016).	91
Figura 2.60 – Carregamento vs deslocamento vertical das vigas de CAA, sem armadura transversal (Sathiyamoorthy, 2016).	91
Figura 2.61 – Padrão de fissuração das vigas de CLAA-150, CLAA-200 e CLAA-300 (Sathiyamoorthy, 2016).	92
Figura 2.62 – Padrão de fissuração das vigas de CAA-150, CAA-200 e CAA-300 (Sathiyamoorthy, 2016).....	93
Figura 2.63 – Influência da relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva (a/d) na resistência ao cisalhamento do concreto (V_c) (Sathiyamoorthy, 2016).	93
Figura 3.1 – Aspecto físico dos agregados utilizados: a) areia média; b) brita “0” e c) argila expandida 1506.....	101
Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados.	102
Figura 3.3 – Ensaio de mini-abatimento de Kantro.	104
Figura 3.4 – Curva tensão vs deformação do aço CA-50 de ϕ 12.5 mm.....	107
Figura 3.5 – Sequência do procedimento de mistura do CCR: a) agregados graúdos e metade da água; b) adição do cimento e homogeneização; c) aspecto final da mistura.....	109
Figura 3.6 – Sequência do procedimento de mistura do CLE: a) agregados leves e metade da água; b) adição do cimento e homogeneização; c) aspecto final da mistura.....	110
Figura 3.7 – Sequência do procedimento de mistura do CLAA_100_00: a) agregados leves pré-umidecidos; b) homogeneização dos agregados leves, areia e materiais cimentícios; c) aspecto final da mistura.	111
Figura 3.8 – Procedimento de ensaio de abatimento do tronco de cone realizado para os concretos: a) CCR e b) CLE.	112

Figura 3.9 – Procedimento de ensaio: a) espalhamento do tronco de cone e b) anel-J, realizado para os CLAA.	113
Figura 3.10 – Procedimento de ensaio do funil-V realizado para os CLAA.	113
Figura 3.11 – Procedimento de ensaio da caixa-L realizado para os CLAA.	114
Figura 3.12 – Procedimento de ensaio da caixa-U realizado para os CLAA.	114
Figura 3.13 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos para o concreto CCR em mesa vibratória.	115
Figura 3.14 – Dimensões e distribuição das armaduras dos corpos de prova do ensaio de <i>push-off</i>	116
Figura 3.15 – a) Armadura do ensaio de <i>push-off</i> e b) forma metálica e armadura posicionada com espaçadores.	116
Figura 3.16 – Formas metálicas e moldagem dos corpos de prova do ensaio de <i>push-off</i> em mesa vibratória.	117
Figura 3.17 – Cura dos corpos de prova em tanque saturada de hidróxido de cálcio.	117
Figura 3.18 – Retificação dos corpos de prova.	118
Figura 3.19 – Testemunhos extraídos das vigas.	119
Figura 3.20 – Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão.	119
Figura 3.21 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.	120
Figura 3.22 – Configuração do ensaio de resistência à compressão diametral. ...	121
Figura 3.23 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.	121
Figura 3.24 – Configuração do ensaio de resistência cisalhamento direto (<i>push-off</i>).	122
Figura 3.25 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.	122
Figura 3.26 – Fluxograma de ensaio.	124
Figura 3.27 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 1 para a = 67,5 cm, cotas em centímetros.	128
Figura 3.28 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 1 para a = 67,5 cm.	128
Figura 3.29 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 2 para a = 50,0 cm, cotas em centímetros.	129
Figura 3.30 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 2 para a = 50,0 cm.	129

Figura 3.31 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 3 para $a = 67,5$ cm, cotas em centímetros.....	130
Figura 3.32 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 3 para $a = 67,5$ cm.	130
Figura 3.33 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 4 para $a = 50,0$ cm.....	131
Figura 3.34 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 4 para $a = 50,0$ cm.	131
Figura 3.35 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm, cotas em centímetros.....	132
Figura 3.36 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm.	132
Figura 3.37 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 6 para $a = 50,0$ cm, cotas em centímetros.....	133
Figura 3.38 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 6 para $a = 50,0$ cm.	133
Figura 3.39 – Vista tridimensional das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm.	134
Figura 3.40 – Forma para concretagem das vigas.	134
Figura 3.41 – Fixação das armaduras com espaçadores.....	135
Figura 3.42 – Concretagem das vigas de CCR e CLE, utilização de vibrador de imersão para adensamento mecânico.....	135
Figura 3.43 – A concretagem das vigas de CLAA dispensaram adensamento mecânico.....	136
Figura 3.44 – Esquema do ensaio de flexão em 4 pontos e diagrama de esforços.	137
Figura 3.45 – Esquema do ensaio, vista lateral e frontal.....	137
Figura 3.46 – Unidade hidráulica 505.90S da MTS.	138
Figura 3.47 – Ensaio de flexão em 4 pontos de uma das vigas estudadas.	138
Figura 3.48 – Equipamento de aquisição de sinais Lynx AC 2122.....	139
Figura 3.49 – Procedimentos de colagem dos <i>strain-gages</i> nas armaduras longitudinais.....	139
Figura 3.50 – Esquema da instrumentação adotada.	140
Figura 4.1 – Esquema de fissuração da Viga 1_CCR.	148
Figura 4.2 – Esquema de fissuração da Viga 2_CCR.	148

Figura 4.3 – Esquema de fissuração da Viga 3_CCR.	149
Figura 4.4 – Esquema de fissuração da Viga 4_CCR.	149
Figura 4.5 – Esquema de fissuração da Viga 5_CCR.	149
Figura 4.6 – Esquema de fissuração da Viga 6_CCR.	149
Figura 4.7 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLE.	150
Figura 4.8 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLE.	150
Figura 4.9 – Esquema de fissuração da Viga 3_CLE.	150
Figura 4.10 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLE.	150
Figura 4.11 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLE.	151
Figura 4.12 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLE.	151
Figura 4.13 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLAA_100_00.	151
Figura 4.14 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLAA_100_00.	151
Figura 4.15 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLAA_100_00.	152
Figura 4.16 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_100_00.	152
Figura 4.17 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_100_00.	152
Figura 4.18 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLAA_70_30.	152
Figura 4.19 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLAA_70_30.	153
Figura 4.20 – Esquema de fissuração da Viga 3_CLAA_70_30.	153
Figura 4.21 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLAA_70_30.	153
Figura 4.22 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_70_30.	153
Figura 4.23 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_70_30.	154
Figura 4.24 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_70_30_M.	154
Figura 4.25 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_70_30_M.	154
Figura 4.26 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 2_CLE.	156
Figura 4.27 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 3_CLE.	156
Figura 4.28 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 6_CLE.	156
Figura 4.29 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 1_CLAA_70_30.	157
Figura 4.30 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 4_CLAA_70_30.	157
Figura 4.31 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 6_CLAA_70_30.	157
Figura 5.1 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 1.	161
Figura 5.2 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 2.	161

Figura 5.3 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 3.	162
Figura 5.4 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 4.	162
Figura 5.5 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 5.	163
Figura 5.6 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 6.	163
Figura 5.7 – Influencia da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas ensaiadas independente do tipo de concreto.	166
Figura 5.8 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 1 e 2.	167
Figura 5.9 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 3 e 4.	167
Figura 5.10 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 5 e 6.	168
Figura 5.11 – Influencia da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CCR.	169
Figura 5.12 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CCR com diferentes taxas de armaduras longitudinais.	169
Figura 5.13 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLE.	170
Figura 5.14 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLE com diferentes taxas de armaduras longitudinais.	170
Figura 5.15 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_100_00... ..	171
Figura 5.16 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_100_00 com diferentes taxas de armaduras longitudinais.	171
Figura 5.17 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_70_30.....	172
Figura 5.18 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_70_30 com diferentes taxas de armaduras longitudinais.....	172

Figura 5.19 – Influencia da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_70_30_M.	173
Figura 5.20 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_70_30_M com diferentes taxas de armaduras longitudinais.	173
Figura 5.21 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CCR.....	174
Figura 5.22 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLE.	175
Figura 5.23 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLAA_100_00.	175
Figura 5.24 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLAA_70_30.	176
Figura 5.25 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CCLAA_70_30_M.	177
Figura 5.26 – Relação entre as resistências cisalhantes experimentais normalizadas e teóricas obtidas por diferentes normas.	179
Figura 5.27 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma ABNT NBR 6118 (2014).....	180
Figura 5.28 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma ACI-318 (2014).	181
Figura 5.29 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma ACI-318 (2014) levando em consideração o coeficiente de 0,85 para agregados graúdos leves.	181
Figura 5.30 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma CSA A23.3 (2004).	182
Figura 5.31 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma CSA A23.3 (2004).levando em consideração o coeficiente de 0,85 para agregados graúdos leves.	183
Figura 5.32 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma CEN EC-2 (2004).....	184

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Valores referentes à resistência à compressão e massa específica aparente para CLE (ABNT NBR NM 35, 1995).....	10
Tabela 2.2 – Caracterização física de agregados leves utilizados na confecção de concretos leves (Assunção, 2016).	12
Tabela 2.3 – Valores de referência da massa específica dos CLE (Rossignolo, 2009).	17
Tabela 2.4 – Consumo de cimento, aproximado, em relação à resistência à compressão, aos 28 dias, para CLE (ACI 213, 2003).	18
Tabela 2.5 – Classificação do concreto pela determinação do espalhamento segundo a ABNT NBR 15823-2 (2010).	33
Tabela 2.6 – Classificação do concreto pelo tempo de escoamento segundo a ABNT NBR 15823-2 (2010).....	34
Tabela 2.7 – Classificação do concreto pela habilidade passante sob fluxo livre segundo a ABNT NBR 15823-3 (2010).	35
Tabela 2.8 – Classificação do concreto pela viscosidade plástica aparente sob fluxo confinado segundo a ABNT NBR 16823-5 (2010).....	36
Tabela 2.9 – Classificação do concreto pela habilidade passante sob fluxo confinado segundo a ABNT NBR 16823-4 (2010).....	37
Tabela 2.10 – Limites dos resultados para o ensaio da caixa-U, segundo alguns pesquisadores (Silva, 2008).	39
Tabela 2.11 – Parcelas de contribuição dos mecanismos resistentes em vigas sem armadura transversal, de acordo com diferentes estudos (Resende, 2014).....	45
Tabela 2.12 – Valores de ε_{yd} , α_{lim3-4} e $\beta_{\alpha_{lim3-4}}$ para concretos do grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa) em função da categoria do aço.	65
Tabela 2.13 – Detalhes das vigas do programa experimental de Hassan <i>et al.</i> (2010).....	72
Tabela 2.14 – Resultados do programa experimental de Hassan <i>et al.</i> (2010).....	73
Tabela 2.15 – Programa experimental da série-S e resultados encontrados experimentalmente (Juan, 2011).	76
Tabela 2.16 – Programa experimental da série “R” e resultados encontrados experimentalmente.....	77

(Juan, 2011).....	77
Tabela 2.17 – Agregados graúdos utilizados na pesquisa de Juan (2011).....	78
Tabela 2.18 – Traços desenvolvidos por Juan (2011).....	79
Tabela 2.19 – Traço e propriedades dos concretos estudados por Sharifi (2011). .	82
Tabela 2.20 – Características de dimensionamento das 6 vigas ensaiadas por Sharifi (2011).	82
Tabela 2.21 – Características dos traços por m ³ de concreto, desenvolvidos por Savaris (2016).	84
Tabela 2.22 – Características das vigas ensaiadas por Sathiyamoorthy (2016).	90
Tabela 2.23 – Características dos traços desenvolvidos por Sathiyamoorthy (2016).	90
Tabela 2.24 – Resultados experimentais (Sathiyamoorthy, 2016).	92
Tabela 2.25 – Resultados experimentais e teóricos provenientes de normas de dimensionamento estrutural: ACI 318 (2005), CSA A23.3 (2004) e BS 8110 (1997) (Sathiyamoorthy, 2016).....	94
Tabela 2.26 – Algumas pesquisas relacionadas ao tema.	95
Tabela 3.1 – Composição química do cimento CP-V ARI RS.....	98
Tabela 3.2 – Propriedades físico-químicas do cimento CP-V ARI RS.	99
Tabela 3.3 – Propriedades físico-químicas da cinza FLY ASH.....	100
Tabela 3.4 – Composição granulométrica dos agregados.	101
Tabela 3.5–Características técnicas do superplastificante PLASTOL 6040.	103
Tabela 3.6– Características técnicas dos aços CA-50 e CA-60.	106
Tabela 3.7 – Propriedades físicas e mecânicas do aço através do ensaio de tração.	106
Tabela 3.8 – Composição iniciais adotadas para os concretos.	107
Tabela 3.9 – Composição dos traços iniciais adotadas.....	108
Tabela 3.10 – Traços modificados do original CLAA_100_00.	108
Tabela 3.11 – Classificação do concreto pela consistência segundo a norma ABNT NBR NM 67 (1998).....	112
Tabela 3.12 – Características das vigas ensaiadas.....	123
Tabela 3.13 – Armaduras longitudinais adotadas.	125
Tabela 3.14 – Características das vigas ensaiadas.....	127
Tabela 4.1 – Propriedades dos concretos dosados no estado fresco.....	141

Tabela 4.2 – Propriedades de resistência à compressão e à tração dos concretos dosados (CPs).....	143
Tabela 4.3 – Propriedades de resistência à compressão.....	144
Tabela 4.4 – Força cortante última (V_u), dos CPs tipo <i>push-off</i>	144
Tabela 4.5 – Capacidade de carga teórica das vigas ao cisalhamento segundo diferentes normas.....	146
Tabela 4.6 – Cortante de fissuração diagonal e máximo das vigas ensaiadas.	147
Tabela 4.7 – Deformações medidas no meio do vão.....	155
Tabela 5.1 – Valores de tensões cisalhantes de fissuração diagonal e última das vigas ensaiada.....	160
Tabela 5.2 – Relação entre as tensões cisalhantes últimas normalizadas obtidas em ensaios de vigas e de cisalhamento direto.....	165
Tabela 5.3 – Valores de resistências ao cisalhamento experimentais normalizadas e relação com valores teóricos calculados segundo normas.	178

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

CAA	Concreto Autoadensável
CCR	Concreto Convencional de Referência
CRC	Conventional Reference Concrete
CLE	Concreto Leve Estrutural
SLC	Structural Lightweight Concrete
CLAA	Concreto Leve Autoadensável
SCLC	Self-Compacting Lightweight Concrete
ρ	Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração
ρ_{sw}	Taxa geométrica de armadura transversal
ρ_b	Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração balanceada
a	Vão de cisalhamento
d	Altura efetiva
h	Altura da viga
L	Vão da viga
z	Braço de alavanca (distância entre os centróides das seções do banzo comprimido e tracionado)
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
NBR	Norma Brasileira
ACI	American Concrete Institute
CSA	Canadian Standards Association
EC-2	European Committee For Standardization
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
Fe	Fator de Eficiência
γ	Massa específica aparente
A_s	Área de armadura longitudinal
$A_{s,w}$	Área de armadura transversal
b_w	Menor largura da seção ao longo da altura útil
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
E_s	Módulo de elasticidade do aço
f_c	Resistência à compressão do concreto
f_{cd2}	Resistência à compressão das bielas

f_{cd}	Resistência à compressão de cálculo do concreto
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
f_{cm}	Resistência à compressão média do concreto
f_{ctk}	Resistência à tração característica do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_{ctm}	Resistência média à tração do concreto
f_y	Tensão de escoamento da armadura longitudinal
f_{yw}	Tensão de escoamento da armadura transversal
f_{ywd}	Tensão de escoamento de cálculo da armadura transversal
M_u	Momento correspondente à ruptura por cortante
M_f	Momento resistente da viga
s	Espaçamento entre os estribos
V	Força cortante na seção
V_c	Parcela da força cortante resistida pelo concreto
V_{cr}	Força cortante correspondente à fissuração diagonal
$V_{u,exp}$	Força cortante última experimental
α	Ângulo de armadura transversal da viga com o eixo longitudinal
Δ_{cr}	Flecha correspondente ao cortante de fissuração diagonal
Δ_u	Flecha correspondente ao cortante último nas vigas ensaiadas
ε_w	Deformação do aço
ε_c	Deformação do concreto
σ_{cp}	Tensão de compressão
τ	Tensão cisalhante nominal
τ_u	Tensão cisalhante última
τ_{cr}	Tensão cisalhante de tração diagonal
$\tau_{u,n}$	Tensão cisalhante normalizada
a/c	Relação entre a água e o cimento da mistura
a/d	Relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da seção transversal

Introdução

1.1 RELEVÂNCIA DO TEMA

Nas últimas décadas houve uma grande evolução na tecnologia do concreto de cimento Portland, devido essencialmente, ao aprimoramento de técnicas e equipamentos para o seu estudo, assim como ao uso de novos materiais. Dentre estes novos materiais destacam-se os aditivos redutores de água e as adições minerais pozolânicas, que possibilitaram melhorias significativas no desempenho das propriedades dos concretos relacionadas principalmente à resistência mecânica e à durabilidade (Rossignolo, 2009).

Pode-se afirmar que o peso das estruturas de concreto armado convencional é elevado em relação às cargas aplicadas, principalmente em estruturas de grandes vãos, muita das vezes, impossibilitando a construção com este tipo de material. Nesses casos, melhorias consideráveis no desempenho da estrutura podem ser geradas com redução do peso total, com o uso, por exemplo, de agregados leves.

Tradicionalmente, os concretos leves são diferenciados dos concretos convencionais pela redução da massa específica e alterações das propriedades térmicas. Entretanto, essas não são as únicas características importantes que justificam uma atenção especial. Segundo Rossignolo (2003), a utilização destes agregados ocasiona mudanças significativas em outras importantes propriedades como, por exemplo, trabalhabilidade, resistência mecânica (à tração e à compressão), módulo de elasticidade, retração e fluência, além da redução da espessura da zona de transição entre o agregado e a matriz de cimento.

Esforços para minimizar o peso das estruturas é uma tarefa urgente em algumas aglomerações urbanas, onde a falta de solo com capacidade de resistência suficiente para suportar as cargas das edificações, vincula os

construtores a buscar materiais alternativos com menores massas específicas e que reduzam a transferência de calor e propagação de barulho urbano.

Além da questão do peso próprio, citada anteriormente, o concreto convencional também apresenta dificuldades no preenchimento de armaduras muito densas e acabamento superficial, necessitando de adensamento mecânico. Tais dificuldades foram superadas com a utilização do Concreto Autoadensável (CAA), que possui grande fluidez e alta trabalhabilidade, por ser um material muito plástico. A autoadensabilidade deste concreto no estado fresco oferece uma excelente capacidade de preenchimento dos espaços vazios e o envolvimento das barras de aço, assim como outros obstáculos. Isso ocorre exclusivamente, através da ação da força gravitacional, mantendo uma adequada homogeneidade. A formulação de concretos fluidos e resistentes à segregação é uma evolução tecnológica possível pelo uso de aditivos químicos redutores de água e modificadores de viscosidade, combinados com alto teor de finos, sejam eles cimento Portland, adições minerais, fílers etc.

De acordo com Borja (2011), a mecanização dos processos produtivos como forma de acelerar a fabricação e, como consequência, a produtividade de estruturas de concreto, principalmente de elementos pré-moldados, tem incentivado estudos mais aprofundados de estruturas de Concreto Leve Estrutural (CLE) e CAA como materiais alternativos ao concreto convencional.

Neville (1997) reforça que o uso do CLE resulta em uma maior produtividade pela redução do peso em relação ao concreto convencional, facilitando o processo de transporte dos elementos estruturais durante a etapa de execução da obra.

Segundo Grabois (2012), estudos relacionados à aplicação de CLE em conjunto à técnica de autoadensabilidade para utilização no setor construtivo são relativamente recentes, porém, indicam um enorme potencial no que diz respeito aos avanços tecnológicos propostos para a indústria do cimento Portland. O autor afirma ainda que pesquisas voltadas para a caracterização do CLAA são relevantes, devido ao conhecimento ainda restrito sobre suas propriedades, e que, além disso, a adoção de técnicas capazes de associar de maneira eficiente os diferentes materiais, transformando-os em novas tecnologias de construção, é fundamental.

Desta forma fica evidente que, ao trabalhar conjuntamente com esses dois tipos de concreto (CLE e CAA), associados entre si, alia-se menor massa

específica e maior fluidez, o que constitui uma linha de pesquisa moderna do concreto e, ainda, sem conhecimento difundido no meio técnico nacional (Borja, 2011).

Atualmente as normas de dimensionamento estrutural, tais como: CSA A23.3 (2004), ACI-318 (2014), CEN EC-2 (2004) e BS 8110 (1997), prescrevem a resistência ao cisalhamento composta por apenas 2 parcelas, uma proveniente da capacidade do concreto ao cisalhamento (V_c), que leva em conta três mecanismos (engrenamento do agregado, efeito de pino da armadura longitudinal e resistência do concreto comprimido não fissurado), conhecido como “termo corretivo” e outra proporcionada pela armadura transversal (V_{sw}).

Além disso, as normas supracitadas consideram, para concretos leves, um fator de redução para justificar a influência de agregados de menor resistência e densidade, quando comparados aos agregados de peso normal. Ainda é relevante mencionar que os modelos utilizados são baseados em equações ajustadas por modelos teóricos e não empíricos. Segundo Regan (1993), esse tipo de abordagem, baseada em modelos matemáticos teóricos, pode ser enganoso, pois não apresentam explicações físicas.

No âmbito nacional a norma de sobre projetos de estruturas de concreto (ABNT NBR 6118, 2014), não possui uma formulação, nem mesmo coeficientes que considerem a utilização de agregados leves em substituição aos agregados de peso normal. Para este tipo de dimensionamento, são utilizadas as mesmas premissas referentes ao concreto de peso normal.

Geralmente, no dimensionamento de uma viga de concreto armado, o primeiro cálculo feito é o de determinação das armaduras longitudinais para os momentos fletores máximos, seguido do cálculo da armadura transversal para resistência às forças cortantes. Durante muitos anos foram estudadas diferentes teorias e modelos para análise de vigas de concreto sob força cortante, sendo que o modelo de treliça, embora desenvolvido há mais de cem anos, é o que ainda se destaca no Brasil e nas normas internacionais mais importantes, devido à sua simplicidade e bons resultados.

A ruptura por efeito de força cortante é iniciada após o surgimento de fissuras inclinadas, causadas pela combinação de força cortante, momento fletor e eventualmente forças axiais, porém muitas variáveis influenciam a ruptura, como geometria, dimensões da viga, resistência do concreto, quantidade de armaduras

(longitudinal e transversal), características do carregamento, comprimento do vão, entre outras. Como o comportamento de vigas à força cortante apresenta grande complexidade, este assunto tem sido um dos mais pesquisados no passado, bem como no presente.

Neste cenário, o presente trabalho se propôs a analisar a ruptura por cisalhamento de vigas de concreto armado, variando parâmetros importantes ao dimensionamento estrutural, como por exemplo, as características de trabalhabilidade, adensabilidade, taxa de armadura longitudinal (ρ) e relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva da viga (a/d), no intuito de contribuir com o desenvolvimento da tecnologia do concreto e suas exigências atuais para estruturas cada vez mais elaboradas e exigentes.

1.2 OBJETIVOS

Com a importância do tema e sua relação com as questões que envolvem o desenvolvimento de novas tecnologias para o setor construtivo, a presente pesquisa teve como objetivo principal a investigação do comportamento ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, de CLE e CLAA, com a finalidade de se observar e comparar a influência dos mecanismos resistentes ao esforço cortante. Neste estudo foram analisadas as seguintes variáveis: características do concreto, relação entre o vão de cisalhamento e altura efetiva (1,87 a 2,71) e a taxa de armadura longitudinal ($0,8\rho_b = 1,68\%$, $0,6\rho_b = 1,27\%$ e $0,4\rho_b = 0,89\%$).

As características do concreto foram avaliadas através de cinco composições: uma de Concreto Convencional de Referência (CCR), outra de CLE, ambos com necessidade de adensamento mecânico e três misturas de CLAA, todas desenvolvidas para atingir uma resistência média à compressão (f_{cm}) aos 28 dias de aproximadamente 30 MPa.

Na dosagem dos concretos utilizou-se adição mineral (cinza volante) em substituição parcial ao cimento, areia quartzosa como agregado miúdo, argila expandida como agregado graúdo leve em substituição total dos agregados graúdos convencionais e aditivo químico (superplastificante).

Vigas com dimensões de 15 cm x 30 cm x 200 cm foram moldadas e levadas à ruptura por cisalhamento, submetidas ao ensaio de flexão a quatro

pontos, controlado em laboratório, para que parâmetros importantes para fins de dimensionamento estrutural pudessem ser avaliados.

Para atingir o objetivo principal do trabalho, objetivos específicos foram contemplados e são listados a seguir:

- caracterização física e química dos materiais constituintes das misturas;
- caracterização dos concretos no estado fresco pelo abatimento e espalhamento do tronco de cone, caixa-L, caixa-U, funil-V e anel-J, para verificação da autoadensabilidade;
- caracterização de propriedades mecânicas: resistência à compressão, resistência à tração na flexão, resistência à tração por compressão diametral e resistência ao cisalhamento direto através de ensaios *push-off*;
- definição geométrica dos elementos estruturais (vigas) através do dimensionamento para a ruptura por cisalhamento segundo parâmetros da ABNT NBR 6118 (2014), variando a relação entre o vão de cisalhamento e altura efetiva (1,87 a 2,71) e a taxa de armadura longitudinal ($0,8\rho_b = 1,68\%$, $0,6\rho_b = 1,27\%$ e $0,4\rho_b = 0,89\%$);
- ensaio das vigas à flexão a quatro pontos, para análise e comparação, entre vigas análogas, do comportamento estrutural ao cisalhamento (resultados de carga e modo de ruptura, deslocamentos verticais, fissuração, deformação da armadura longitudinal e do concreto na região comprimida e demais observações registradas durante os ensaios);
- investigação da resistência ao cisalhamento, de forma ainda mais específica, através da determinação do cortante de fissuração diagonal, cortante último e observação visual do padrão de fissuração;
- comparação entre os valores obtidos experimentalmente com os propostos pelas normas ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2014), CSA A23.3 (2004) e CEN EC-2 (2004).

Em resumo, pretendeu-se com este trabalho verificar as características do CLE e CLAA ao cisalhamento, visando conhecer o potencial de aplicação deste material, para que possa ser disponibilizado ao setor da construção civil o conhecimento de seu comportamento, quando submetido ao esforço cortante, abrangendo o conhecimento e pesquisa, possibilitando uma atualização ou reavaliação das normas utilizadas atualmente e para atingir as necessidades dos projetistas que buscam leveza e resistência para elementos estruturais.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

O capítulo I apresenta uma breve introdução sobre o tema, expondo sucintamente sua relevância, a proposta da tese, os objetivos e a organização do trabalho.

O capítulo II faz uma breve explanação sobre o CLE e o CAA e sobre a utilização de agregados leves, com foco principal para argila expandida, além de citar alguns trabalhos já realizados que envolvem o tema desta pesquisa. São apresentados sucintos esclarecimentos sobre o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado, com e sem armadura transversal, tipos de ruptura de vigas com e sem estribos e mecanismos resistentes ao esforço cortante.

No capítulo III é apresentado todo o programa experimental executado durante este trabalho, incluindo as metodologias empregadas para a caracterização dos materiais, traços realizados, os ensaios que avaliaram as propriedades dos concretos produzidos, no estado fresco e endurecido, as características geométricas, moldagem e cura das vigas ensaiadas, juntamente com o esquema de ensaio, instrumentação, aquisição e processamento dos dados experimentais.

No capítulo IV apresentam-se os resultados obtidos de todos os ensaios realizados nesta pesquisa.

No capítulo V são realizadas comparações e análises dos resultados obtidos durante a realização deste trabalho.

Por fim, no capítulo VI são apresentadas as principais conclusões e sugestões para trabalhos futuros, obtidas por esta investigação.

Revisão bibliográfica

2.1 CONCRETO LEVE

A seguir é realizada uma breve abordagem sobre o concreto leve, com ênfase no agregado leve de argila expandida, com o intuito de pontuar suas principais características.

Segundo Mehta e Monteiro (2008), cerca de 70% do volume de um concreto são compostos de agregados. Assim, estes componentes determinam de forma preponderante as propriedades do concreto, de acordo com suas características e quantidade utilizada.

A escolha de agregados de baixa densidade depende de suas propriedades, como massa específica, densidade aparente, inércia química em relação ao cimento e adições, capacidade de isolamento térmico e acústico, resistência mecânica, durabilidade e não menos relevante o custo. Agregados graúdos de até 20 mm podem ser utilizados, porém, quanto maior a dimensão, maior deverá ser a viscosidade da pasta para evitar a segregação da mistura.

Dentre as principais propriedades do agregado leve, que afetam diretamente as propriedades do concreto, a norma ACI 213 (2014) destaca as seguintes:

- forma das partículas, textura superficial e granulometria;
- massa específica e massa unitária;
- resistência do agregado leve (carga de ruptura);
- porosidade total, umidade, absorção de água e;
- módulo de elasticidade.

Os baixos valores de massa específica dos agregados leves se justificam devido sua microestrutura ser constituída por um sistema celular de poros isolados

entre si por paredes impermeáveis (Mehta e Monteiro, 2008). Contudo, para que sejam considerados apropriados para uso em concretos é necessário que seus poros intersticiais, cujas dimensões variam de 5 µm a 300 µm, estejam encapsulados dentro da estrutura interna da partícula e envoltos por uma camada superficial vítrea. Como ressalta Owens (2005), estas características combinadas não devem aumentar a massa específica do concreto adensado devido à significativa absorção de água ou penetração da pasta de cimento dentro do corpo da partícula do agregado.

Na Figura 2.1, visualiza-se a estrutura celular porosa interna de um agregado leve de argila expandida, em imagem obtida através de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

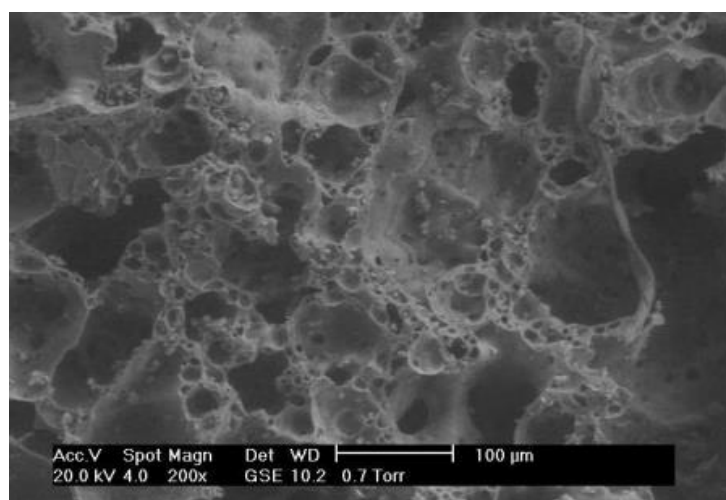


Figura 2.1 – Micrografia da estrutura celular porosa interna do agregado leve de argila expandida, obtida por MEV (Borja, 2011).

Agregados leves são classificados segundo sua origem em naturais e artificiais. Os agregados leves naturais são extraídos a partir de depósitos vulcânicos, como por exemplo, pedras-pomes, cinzas vulcânicas e tufa (Neville, 1997).

Os agregados leves artificiais são normalmente obtidos através de tratamento térmico à fusão incipiente de matérias-primas naturais, em fornos rotativos ou de sinterização, como, por exemplo, as argilas, folhelhos, vermiculita e ardósia ou de subprodutos industriais como a cinza volante e a escória de alto forno (Rossignolo, 2003). Nessa temperatura, parte dos gases liberados é incorporada à massa pirolástica viscosa, proveniente da expansão da matéria-prima, gerando vazios no seu interior que se mantêm sob refrigeração. A estrutura

porosa após o resfriamento reduz a massa unitária do material resultante, que é menor do que antes do tratamento térmico, se tornando adequado o seu uso como agregado graúdo na fabricação de concretos leves (Chandra e Berntsson, 2002).

Há uma gama de agregados leves e porosos de reduzida massa específica, e de acordo com suas propriedades, determinadas aplicações são sugeridas. Para melhor entendimento, a Figura 2.2 ilustra o espectro de agregados leves com massa específica variando entre 80 kg/m³ e 900 kg/m³ apresentado por Mehta e Monteiro (2008), um amplo espectro relacionando suas massas unitárias com suas potencialidades de aplicação.

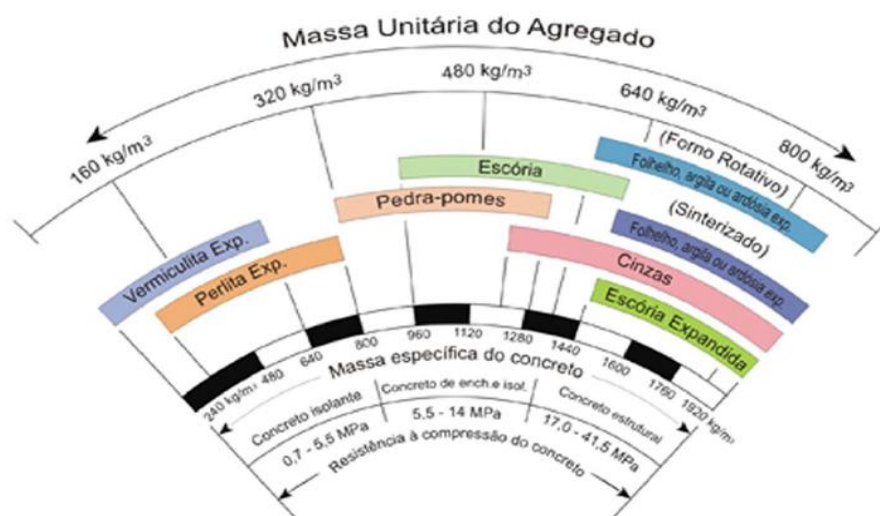


Figura 2.2 – Espectro de agregados leves segundo Mehta e Monteiro (2008).

Na extremidade esquerda do espectro estão os agregados mais porosos, adequados apenas para a produção de concretos isolantes e não estruturais. Na extremidade oposta estão localizados os agregados leves de maiores massas unitárias do espectro, adequadas para a produção de CLE, onde dentre estes está a argila expandida.

Vale ressaltar que a massa do concreto endurecido é influenciada pela massa específica dos seus constituintes e pelas proporções da mistura. A granulometria e a forma dos grãos também podem influenciar, proporcionando uma melhor distribuição das partículas.

Segundo a norma ABNT NBR NM35 (1995), os agregados muito leves, quando empregados na produção do concreto leve, não devem apresentar massa específica no estado solto acima de 1120 kg/m³, e 880 kg/m³ para os agregados

graúdos, estabelecendo uma relação entre resistência à compressão mínima e massa específica máxima para CLE, conforme mostra a Tabela 2.1.

Tabela 2.1– Valores referentes à resistência à compressão e massa específica aparente para CLE (ABNT NBR NM 35, 1995).

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AOS 28 DIAS (MPa)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE (kg/m ³)
≥ 28	≤ 1840
≥ 21	≤ 1760
≥ 17	≤ 1680

No Brasil, a argila expandida é produzida em maior escala, pela empresa CINEXPAN (Figura 2.3 a), localizada a 50 km da cidade de São Paulo, onde, em seu processo de produção, as argilas são colocadas no forno rotativo de 60 m de comprimento, ilustrado na Figura 2.3 (b), a temperaturas de até 1250°C, com aditivos piroexpansivos. Após este processo de calcinação, a argila expandida passa por um resfriamento controlado para a vitrificação da sua superfície, o que garante a sua resistência. A empresa CINEXPAN subdivide a argila expandida produzida, em:

- **argila expandida 3222**, com dimensões dos grãos de 22 mm a 32 mm, equivalente a brita “2”, com densidade aparente de 450 kg/m³ (±10%);
- **argila expandida 2215**, que apresenta dimensão de grãos entre 15 mm e 22 mm, equivalente a brita “1”, com massa específica aparente de 500 kg/m³ (±10%);
- **argila expandida 1506**, com grãos de dimensões entre 6 mm e 15 mm, equivalente a brita “0”;
- **argila expandida 0500**, com grãos de dimensões entre 0 e 5 mm, equivalente a areia “grossa”, utilizada como agregado miúdo;
- **argila expandida LAM 2,5 mm**, de granulometria entre 0 e 2,5 mm, equivalente à areia “média”.



Figura 2.3 – Fábrica da CINEXPAN: a) visão aérea e b) forno rotativo (Verzegnassi, 2015).

O uso da argila expandida em casos onde a redução do peso é fundamental é preferencial por ter como características principais: baixa densidade, bom desempenho estrutural, resistência à compressão superior a 30 MPa e massa específica variável entre 1200 kg/m³ e 1950 kg/m³.

A argila expandida, como agregados leve, apresenta algumas características que influenciam fortemente o comportamento dos CLE produzidos, dentre elas podemos destacar:

- **forma e a textura superficial:** influenciam diretamente a resistência mecânica dos concretos, pois estão diretamente ligadas ao consumo de água necessária para obter a trabalhabilidade desejada. A argila expandida produzida em fornos rotativos apresenta uma superfície lisa e formato arredondado, o que diminui a absorção de água, proporciona uma melhor trabalhabilidade com baixo fator água/cimento, porém o formato esférico facilita a segregação;
- **estrutura interna:** a estrutura interna porosa da argila expandida é a responsável por sua baixa massa específica, o que é uma vantagem quando se trata da massa específica do CLE, mas que afeta negativamente a resistência e o módulo elasticidade. A distribuição dos poros, assim como seu tamanho, também influenciam o comportamento mecânico do agregado, quanto menores e mais uniformes, mais resistente é o agregado, porém mais denso (o inverso também é verdadeiro);

- **porosidade e absorção de água:** duas características ligadas entre si e intimamente ligadas a efeitos nas propriedades do concreto fresco e no processo de hidratação do cimento. A alta absorção de água pela argila expandida pode ocasionar: aumento da retração por secagem, formação de excesso de bolhas de ar, aumento da massa específica e redução da resistência ao fogo, porém pode trazer melhorias na zona de transição e na cura interna do concreto.

Para Metha e Monteiro (2008) diversas são as características físicas e mecânicas que devem ser analisadas quando da utilização de agregados leves, mas neste ponto, é oportuno tecer algumas considerações a respeito da absorção de água destes agregados. A Tabela 2.2 apresenta alguns índices físicos de agregados leves produzidos em diversas regiões do mundo.

Tabela 2.2 – Caracterização física de agregados leves utilizados na confecção de concretos leves (Assunção, 2016).

IDENT.	PAÍS	MATÉRIA-PRIMA	FABRIC.	MASSA ESP. SECA (kg/dm ³)	MASSA UNITÁRIA (kg/dm ³)	DIMENSÃO NOMINAL (mm)	ABSORÇÃO DE ÁGUA (%)
Lytag	Inglaterra/ Holanda	cinzas volantes	sinterização	1,3 a 2,1	0,6 a 1,1	0,5 a 19	15 a 20
Solite	EUA	folhelho	forno rotativo	1,4	0,8	4 a 16	15
Norlite	EUA	folhelho	forno rotativo	0,8 a 1,9	0,4 a 1,2	0,5 a 19	10 a 25
Liapor	Alemanha	argila	forno rotativo	0,6 a 1,8	0,3 a 0,9	2 a 19	11 a 17
Leca	Dinamarca/ Noruega	argila	forno rotativo	0,6 a 1,8	0,3 a 0,9	0,5 a 16	11 a 30
Arlita	Espanha	argila	forno rotativo	1,4	0,8	1 a 10	13
Cinexpan 0500	Brasil	argila	forno rotativo	1,5	0,9	0 a 4,8	6
Cinexpan 1506	Brasil	argila	forno rotativo	1,1	0,6	6,3 a 12,5	7
Cinexpan 2215	Brasil	argila	forno rotativo	0,6	0,5	12,5 a 19	10

Martins (1985) apregoa que, para agregados leves como a argila expandida de superfície porosa, fechada, a água total absorvida no concreto confeccionado depende da água contida no agregado, da consistência inicial da pasta de cimento e do intervalo de tempo entre a produção e o lançamento do concreto.

Rossignolo (2009) e Assunção (2016) afirmam ainda que a absorção de água pode afetar algumas propriedades do concreto endurecido, pois o uso de agregados de elevada absorção pode conduzir a fissuras de retração por secagem, aumento da massa específica do concreto seco e redução de sua capacidade

térmica. Como forma de minimizar estes efeitos, os autores, recomendam a pré-saturação para aqueles agregados que apresentem valores de absorção próximos a 10%. Ainda segundo os autores, a pré-saturação do agregado minimiza perdas na trabalhabilidade durante o processo de mistura e evita a formação de bolhas de ar entorno do agregado, diminuindo a absorção de água do concreto após a mistura.

Porém, de acordo com Mehta e Monteiro (2008), a pré-saturação do agregado dificulta a determinação da relação água/cimento da mistura na dosagem do concreto com agregados leves. Isto porque um vínculo entre a resistência e a relação água/cimento não pode ser efetivamente estabelecido por não se saber a quantidade real da água de amassamento que poderá ser absorvida pelo agregado. Esta questão se torna extremamente importante se considerado que alguns tipos de agregados podem absorver até 25% de sua massa seca, além do que existem agregados cuja absorção de água pode ocorrer durante semanas.

Uma grande desvantagem do concreto convencional é sua relação resistência/peso. Sabe-se que esta relação pode ser otimizada quando se reduz a massa específica do concreto ou quando se aumenta esta resistência. Desde o início do século passado, a redução da massa específica do concreto tem sido obtida com sucesso, através do uso de agregados leves (Moravia, 2006).

Segundo Rossignolo (2003) o concreto leve surgiu no México, na região da cidade de El Tajin (Figura 2.4 a), onde foram observados os primeiros indícios de utilização de um tipo de concreto leve. Construtores pré-colombianos utilizaram uma mistura de pedra-pome com um ligante a base de cinzas vulcânicas e cal para construir elementos estruturais. Porém as aplicações mais conhecidas foram feitas pelos romanos, nos períodos da República Romana, Império Romano e Império Bizantino, compreendidos entre os anos de 509 a.C. e 1453 d.C. Entre as obras mais importantes feitas pelos romanos, com a utilização do concreto leve, tem-se: quatro estruturas de ancoradouro que resistem até hoje no porto de Cosa (273 a.C.), inoperante devido ao assoreamento; diversas paredes e as fundações do Coliseu romano (75 a.C a 80 a.C); a cúpula do Panteão de Roma (125 a.C.), (Figura 2.4 b), ainda em perfeito estado de conservação e a Catedral de Santa Sofia em Istambul na Turquia (532 d.C a 537 d.C.). Com a queda do Império Romano, a utilização do concreto leve foi muito limitada, tendo novo impulso no início do século XX com a produção de agregados leves artificiais.



(a)



(b)

Figura 2.4 – a) El Tajin, no México (Verzegnassil, 2015) e b) Interior do panteão no século XVIII em Roma – pintura de Giovanni Panini (Grabois, 2012).

Em 1918, Stephen J. Hayde patenteou o processo de fabricação de agregados leves pelo aquecimento em forno rotativo de pequenas partículas de xisto, de argila e de ardósia, denominados Haydite. A patente de Hayde foi resultado de dez anos de estudo após ter observado, em sua fábrica de tijolos, que quando os tijolos passavam por um processo de aquecimento muito rápido acabavam se expandindo e deformando (Rossignolo, 2009).

Segundo Rossignolo (2009), os agregados de Hayde foram utilizados pela primeira vez em 1918, na produção de concretos para fabricação de navios durante a Primeira Guerra Mundial. Neste período, foram construídas 14 embarcações (Figura 2.5). O material foi utilizado mais intensamente na Segunda Guerra Mundial, quando foram construídos 488 navios.

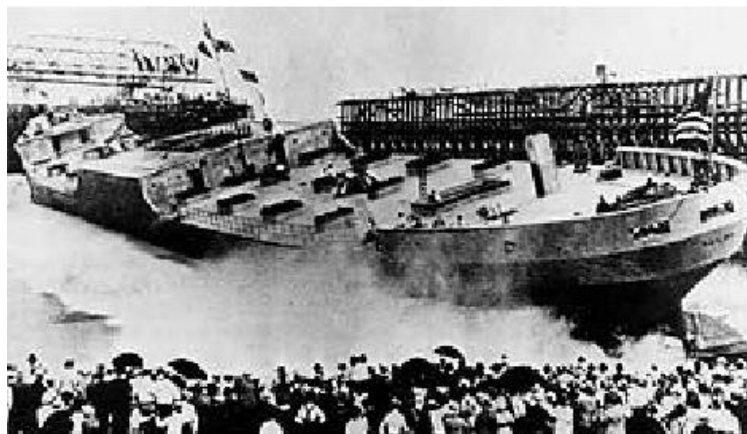


Figura 2.5 – Navio USS Selma, construído em 1918 (Pinheiro, 2009).

A primeira utilização estrutural do concreto com agregados leves artificiais em edifícios foi em 1922, em um ginásio na cidade de Kansas, EUA. Depois em 1929, na mesma cidade, houve a primeira aplicação em edifício de múltiplos pavimentos. Até o fim da licença obtida por Hayde, em 1946, a utilização do material ficou limitada nos EUA e Canadá. Com o fim da licença, surgiu na Dinamarca a primeira fábrica de agregados leves em argila expandida. O fim da licença de Hayde e a reconstrução do pós-guerra disseminaram a tecnologia do concreto leve pelo mundo, principalmente em edificações de múltiplos pavimentos em solo de baixa capacidade de suporte, construções pré-fabricadas, para beneficiar o transporte e a montagem, estruturas flutuantes, pontes e coberturas para grandes vãos. A descoberta de novos materiais, como os redutores de água e as adições minerais, que vieram na década dos anos de 1970 e revolucionaram a tecnologia do concreto convencional, também acabou afetando positivamente a tecnologia do concreto leve (Rossignolo, 2009).

Como exemplos da utilização do concreto leve em edifícios de múltiplos pavimentos têm-se: Austrália Square Tower (Austrália), Park Regis (Austrália), Standard Bank (África do Sul) e o BMW Building (Alemanha), construídos a partir da década dos anos 1950 (Figura 2.6).

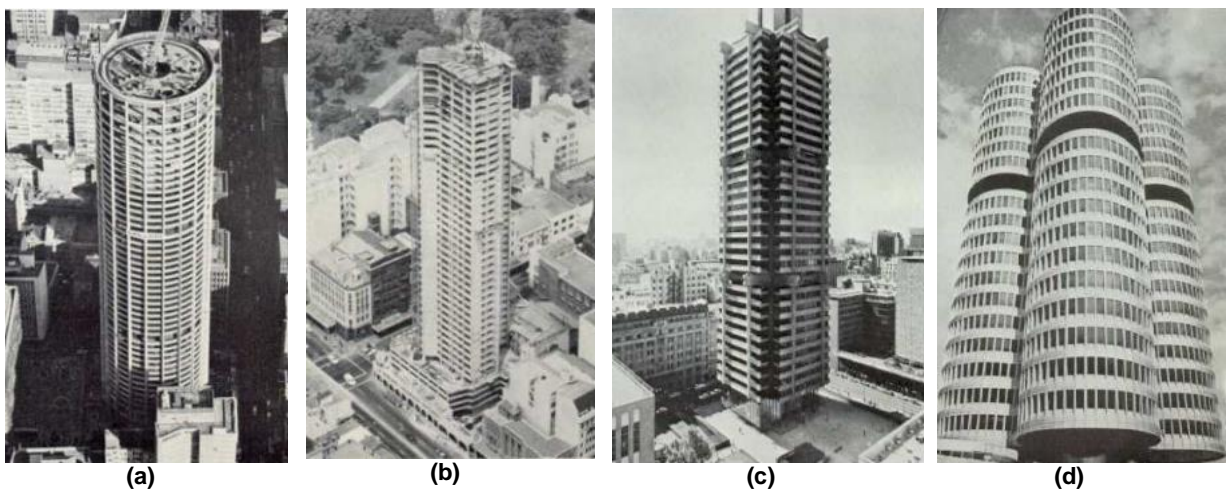


Figura 2.6 – Edifícios executados com concreto leve: a) Square Tower – 1967; b) Park Regis – 1968; c) Standard Bank – 1970 e d) BMW Building – 1972 (Rossignolo, 2003).

Concretos com agregados leves também foram utilizados em outras aplicações, como por exemplo, estruturas pré-moldadas, paredes moldadas *in loco* e em tabuleiros de pontes de grandes vãos, como mostra a Figura 2.7, que ilustra construções pré-moldadas em concreto leve executadas na Rússia e na Áustria.

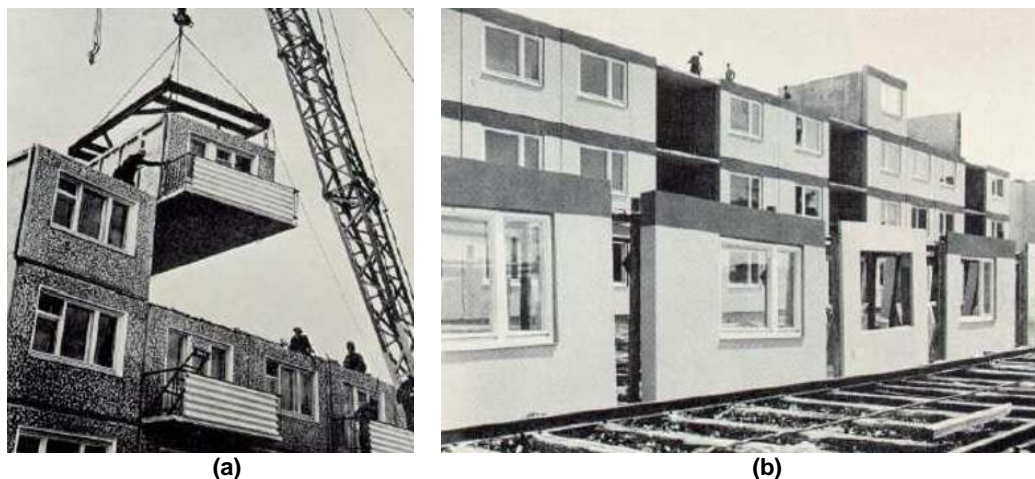


Figura 2.7 – Construções com pré-fabricados em concreto leve: a) Rússia e b) Áustria (Rossignolo, 2003).

Há várias formas de se produzir concreto de peso leve, porém Rossignolo (2003) classificou como principais: o concreto celular, o concreto sem finos e o concreto com agregados leves.

O concreto celular é um tipo de concreto leve que resulta da mistura de aglomerantes e agregados finos, que sofrem tratamentos mecânicos, físicos ou químicos, destinados a criar na sua massa uma alta porcentagem de poros esféricos, de dimensão regular e milimétrica, uniformemente distribuídos, que permanecem estáveis, incomunicáveis e indeformáveis durante todo o processo, resultando em uma massa específica aparente seca superior a 400 kg/m^3 e inferior a 1850 kg/m^3 . Nos últimos anos, este tipo de concreto está sendo utilizado no Brasil principalmente na produção de vedações verticais, por possuir baixo peso específico e ter a capacidade de ser produzido em condições operacionais elementares, não necessitando de equipamentos especiais (só um gerador de espuma) ou mão-de-obra especializada, além de ser autonivelante e sua cura feita em condições atmosféricas normais. Possui outras aplicações importantes como, por exemplo, para o preenchimento e/ou nivelamento de pisos e lajes, como isolante térmico, e na proteção mecânica de camadas impermeabilizantes. Com finalidades estruturais, o concreto celular pode ser empregado com grande eficiência na execução de paredes estruturais de edifícios, onde seu grau de isolamento térmico se torna um fator extremamente relevante.

O concreto leve sem finos possui baixa massa específica e quantidade reduzida de finos em sua composição. Este concreto possui como principal característica, além da baixa massa específica o elevado grau de permeabilidade.

Quando se utiliza, como matéria-prima, a argila expandida, tem-se densidade variando de 850 kg/m³ a 950 kg/m³, enquanto com a utilização de britas a densidade varia de 1450 kg/m³ a 1650 kg/m³. É normalmente utilizado para regularização de pisos, paredes e muros de gravidade, filtros biológicos, drenos, entre outras.

O concreto com agregados leves, utilizado em estruturas monolíticas, possui substituição parcial ou total do agregado de peso normal, podendo ser usado como concreto estrutural ou não estrutural. No último caso, têm a função apenas de vedação ou como concreto para isolamento térmica. Segundo Neville (1997), são os únicos concretos leves que podem, dependendo do agregado, traço e dosagem, atingir resistências aceitáveis para fins estruturais.

Muitos documentos normativos defendem que seja considerado Concreto Leve Estrutural (CLE) aquele que simplesmente apresentar massa específica inferior a 2000 kg/m³. A Tabela 2.3 apresenta as faixas de variação de massa específica aparente em kg/m³ segundo algumas normas vigentes.

Tabela 2.3 – Valores de referência da massa específica dos CLE (Rossignolo, 2009).

REFERÊNCIA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE (kg/m ³)
NBR NM 35 (1993)	1680 < γ < 1840
ACI 213 (2003)	1120 < γ < 1920
CEN EC-2 (2004)	900 ≤ γ < 2000
NS 3473 E (1998)	1200 < γ < 2200
CEB-FIP (1977)	γ < 2000
RILEM (1975)	γ < 2000

O CLE é um concreto estrutural em todos os sentidos, exceto pela diferença em sua massa específica seca aproximadamente igual a dois terços da massa específica do concreto convencional, que utiliza agregados naturais (Clarke, 2005), indicado para solos com baixa capacidade de carga e locais com elevada aglomeração de edificações, cuja necessidade seja de um material que apresente bom desempenho mecânico, assim como de isolamento térmico e acústico.

Pinheiro (2009) recomenda que a dosagem dos CLE deva ser feita como a dos concretos convencionais por apresentarem as mesmas particularidades de manuseio, contudo, ressalta os seguintes fatos a serem observados:

- a resistência à tração é geralmente inferior à dos concretos convencionais;
- a limitação da resistência do concreto é dada pela resistência do agregado leve. A lei de Abrams, que correlaciona a resistência à compressão com a relação água/cimento pode ser adotada, mas limitada pelas características do agregado leve;
- as operações de fabricação (mistura, lançamento e adensamento) tornam-se mais fáceis de executar, porém maiores cuidados devem ser adotados, motivados pela facilidade de segregação, devido à baixa massa específica do agregado leve;
- na dosagem, deve-se tentar obter um concreto trabalhável quando fresco e com resistência adequada ao projeto depois de endurecido, mas com massa específica aparente inferior ao concreto convencional.

A norma ACI 213 (2003) apresenta uma relação aproximada entre a resistência à compressão média e o teor de cimento, conforme a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Consumo de cimento, aproximado, em relação à resistência à compressão, aos 28 dias, para CLE (ACI 213, 2003).

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (MPa)	CONSUMO DE CIMENTO (kg/m ³)	
	Somente agregados leves	Agregado graúdo leve e areia natural
17,2	240 – 305	240 – 305
20,7	260 – 335	250 – 335
27,6	320 – 395	290 – 395
34,5	375 – 450	360 – 450
41,4	440 – 550	420 – 500

Outro ponto que deve ser observado é a quantidade de água, que pode ser o principal fator de influência sobre a massa de concreto, e que também é afetada pelo consumo do agregado, consumo de cimento, relação agregado/cimento, adições e aditivos, além da forma e granulometria dos agregados, que influenciam a fluidez do concreto. Em se tratando de agregados leves, esta trabalhabilidade é afetada, além dos fatores acima citados, pelo alto teor de absorção de água pelo agregado, sendo imperativo o seu pré-umidecimento antes da mistura do concreto

(Moravia, 2006). Assim, pode-se resumir que, os procedimentos metodológicos para a dosagem dos CLE devem ter uma atenção especial dada às características intrínsecas desse tipo de concreto, que são: baixa massa específica e elevado teor de absorção de água dos agregados leves.

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que a resistência à compressão do CLE está relacionada com o teor de cimento para um dado abatimento, e não com a relação água/cimento e que maiores resistências podem ser atingidas, para um dado teor de cimento e de água, quando se utilizam agregados graúdos leves de menores dimensões, e ou substituindo-se o agregado miúdo leve por areia natural. Porém, como dito anteriormente, o aumento da resistência do concreto fica limitado à condição inerente do agregado leve, que tem resistência mecânica baixa, mesmo para elevados teores de cimento.

2.1.1 PROPRIEDADES DO CONCRETO LEVE

Os fatores que afetam as propriedades do concreto feito com agregados leves são praticamente iguais aos que afetam o concreto de peso normal e são apresentados a seguir.

2.1.1.1 TRABALHABILIDADE

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que a baixa densidade e a textura áspera do agregado poroso demandam uma maior atenção à trabalhabilidade. O lançamento, a compactação e o acabamento exigem menor esforço do que para os concretos convencionais, sendo assim CLE com abatimentos em torno de 50 mm a 70 mm podem ser comparados a concretos convencionais de abatimento entre 100 mm e 125 mm.

No caso do abatimento medido pelo método do tronco de cone segundo a norma ABNT NBR NM 67 (1998), os concretos feitos com agregados leves apresentam valores de abatimento menores em relação aos concretos convencionais. Isto ocorre em função da menor massa específica, concluindo-se que, para a determinação dos valores de abatimento de um CLE, deve-se levar em conta o valor da massa específica do agregado leve. Esse efeito afeta fortemente as condições de transporte, lançamento e adensamento destes concretos.

O abatimento elevado e excesso de vibração podem ocasionar a sedimentação da argamassa, mais pesada, causando o fenômeno chamado de “flutuação do agregado graúdo - segregação”, fenômeno inverso ao que acontece no concreto convencional, afirma Rossignolo (2009). Ainda segundo o autor esse fenômeno pode ser evitado pela dosagem de concretos com coesão e consistência adequados, pelo controle da relação água/cimento, do teor de agregados miúdos e com adições minerais. Isso ocasiona uma perda de abatimento, que pode ser agravada quando há uma considerável e continuada absorção de água do agregado leve da mistura. Controla-se este problema pré-saturando o agregado antes da mistura. A Figura 2.8 ilustra a segregação dos agregados leves.

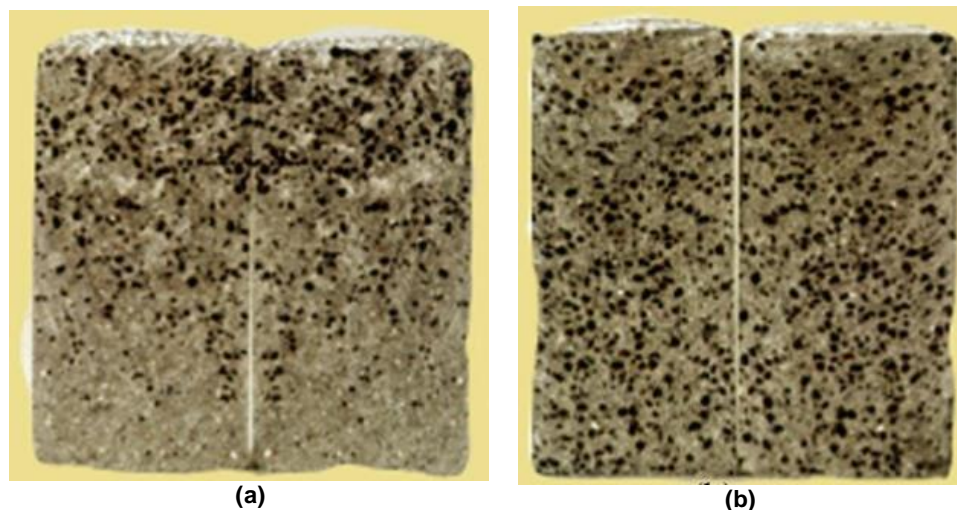


Figura 2.8 – Concreto leve: a) com segregação e b) sem segregação (Grabois, 2012).

2.1.1.2 MASSA ESPECÍFICA

Em conjunto com a trabalhabilidade, a resistência e a massa específica são propriedades especificadas para os CLE. A norma ABNT NM 35 (1995), por exemplo, limita a massa específica máxima do CLE em 1840 kg/m^3 , conforme apresentado na Tabela 2.2. Sabe-se que um agregado de dimensão máxima superior a 19 mm pode ser utilizado para a produção de um concreto com massa específica inferior a 1440 kg/m^3 , mas este concreto pode acabar não atingindo a resistência mínima de 17 MPa aos 28 dias.

Segundo Chandra e Berntsson (2002), quanto maior o agregado e mais poroso, menos denso ele é. Porém não é só a densidade do agregado que influencia a densidade do CLE. Esta também depende da granulometria do agregado, do seu teor de umidade, da quantidade de cimento e da relação

água/cimento. Além disso, também causam influência os métodos de compactação e as condições de cura.

Segundo Mehta e Monteiro (2008) a maior parte dos CLE tem massa específica entre 1600 kg/m³ e 1760 kg/m³, mas em casos especiais, apesar de ultrapassar o limite de norma, condições de trabalho podem exigir CLE com massa específica superior aos 1840 kg/m³.

2.1.1.3 RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO E À TRAÇÃO

A ruptura do CLE ocorre normalmente diferente do concreto convencional, pelo colapso do agregado leve ou da argamassa que o envolve. Desta forma, o aumento na resistência por incremento no consumo de cimento/m³ da argamassa não implica em melhora na resistência da mistura, pois é o agregado leve o material determinante na resistência à compressão deste tipo de concreto (Äitcin, 2000 e Rossignolo, 2009).

Mehta e Monteiro (2008) afirmam que resistências à compressão da ordem de 20 MPa a 35 MPa são obtidas correntemente em CLE, dosados com consumo de cimento entre 260 kg/m³ e 450 kg/m³ e agregados leves com dimensões entre 9 mm e 13 mm. Porém, segundo os pesquisadores, o uso de agregados com dimensões maiores que 19 mm e muito porosos pode levar a concretos com massa específica aparente seca menor que 1440 kg/m³, aumentando, entretanto, a possibilidade da mistura não atingir a resistência mínima.

Há uma relação entre a massa específica do CLE e a resistência à compressão, essa relação pode ser definida pelo Fator de Eficiência (f_e), conforme a Equação 2.1, identificada por Spitzner (1994):

$$f_e = \frac{f_{cm}}{\gamma} \quad (2.1)$$

onde:

f_e = fator de eficiência (MPa.dm³/kg);

f_{cm} = resistência média à compressão do concreto (MPa);

γ = massa específica do concreto (kg/dm³).

Pode ser considerado um CLE aquele que apresenta um fator de eficiência superior a 25 MPa.dm³/kg. Porém estudos têm avançado no sentido da melhoria

deste fator, onde já foi possível atingir uma resistência à compressão de 102 MPa com agregado de argila expandida, com uma massa específica de 1735 kg/m³, gerando um fator de eficiência de 58,7 MPa.dm³/kg (Spitzner,1994).

Estudos feitos a partir de corpos de prova já rompidos à tração indireta mostra que realmente o elo mais fraco do CLE é o agregado e não a zona de transição, como ocorre nos concretos convencionais, como ilustra a Figura 2.9 (Mehta e Monteiro, 2008).

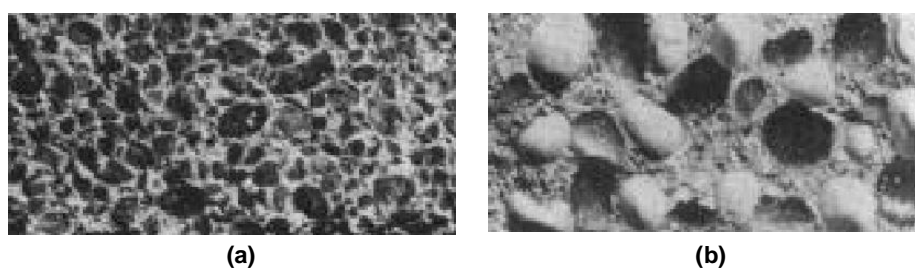


Figura 2.9 – a) Concreto com agregado leve e b) concreto com agregado flint arredondado (Mehta e Monteiro, 2008).

Ainda segundo Mehta e Monteiro (2008), estudos feitos com MEV mostraram que a reação pozolânica que ocorre junto à superfície do agregado leve aumenta a resistência da aderência do agregado à matriz da pasta de cimento tornando-a maior que a resistência do agregado (Figura 2.10). Os autores ainda afirmaram que CLE com resistência entre 20 MPa e 35 MPa são comuns, porém, algumas indústrias conseguem produzir CLE com até 50 MPa, com agregados leves de dimensão máxima pequena (9 mm ou 13 mm), com um consumo de cimento elevado. Agregados leves de porosidade controlada têm sido desenvolvidos para que se possa produzir concretos que atinjam de 70 MPa a 75 MPa com massa específica entre 1840 kg/m³ e 2000 kg/m³.

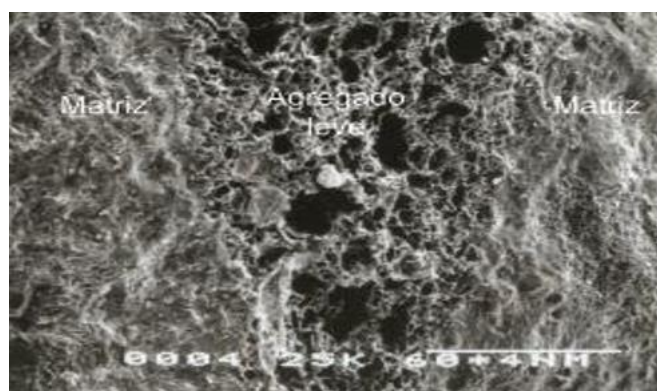


Figura 2.10 – MEV de zona de transição de agregado leve/matriz de cimento (Mehta e Monteiro, 2008).

A resistência à compressão do CLE está relacionada à qualidade da argamassa e da zona de transição pasta/agregado, que por sua vez, são influenciadas pelo tipo, dimensões e granulometria do agregado leve (Rossignolo e Agnesini, 2011). A Figura 2.11 ilustra a relação entre a resistência à compressão e o tipo e granulometria do agregado leve de misturas produzidas com argila expandida brasileira.

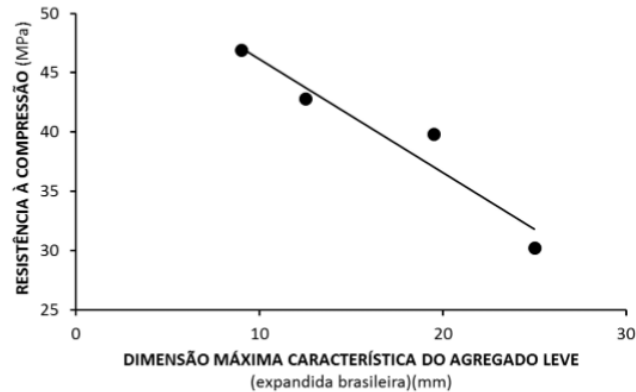


Figura 2.11 – Influência da dimensão do agregado leve na resistência do CLE (Rossignolo e Agnesini, 2011).

Para Rossignolo (2009), a argila expandida brasileira apresenta-se como uma alternativa técnica e economicamente viável na produção de CLE com valores de resistência de até 50 MPa e massa específica seca de 1400 kg/m³ a 1800 kg/m³. A Figura 2.12 ilustra o trabalho de dois pesquisadores brasileiros com CLE produzidos com argila expandida brasileira de dimensões máximas características entre 4,8 mm e 12,5 mm, consumos de cimento de 440 kg/m³ a 1300 kg/m³, em diferentes épocas.

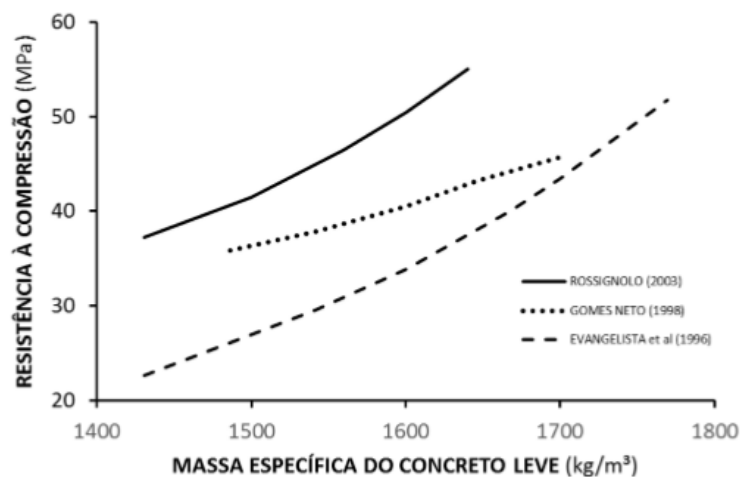


Figura 2.12 – Relação entre a massa específica e a resistência à compressão do CLE com argila expandida brasileira (Rossignolo e Agnesini, 2011).

A estimativa da resistência à tração do CLE por meio, por exemplo, da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, indicado pela norma ABNT NBR 7222 (2011), também recomendada pela ACI 318 (2014), apresenta valores menores, comparados aos obtidos nos concretos convencionais, chegando a ser de 70% a 100% para concretos de mesma resistência à compressão.

Segundo Rossignolo (2009), a resistência à tração por compressão diametral nos concretos produzidos com argila expandida brasileira, atinge valores que podem variar de 6% a 9% da resistência à compressão axial do concreto. Esta estimativa, em função da resistência à compressão para concretos produzidos com argila expandida brasileira, pode ser feita pela Equação 2.2, proposta pela ACI 318 (2014).

$$f_{tc} = 0,48 \cdot f'_c{}^{0,5} \quad (2.2)$$

onde:

f_{tc} = resistência à tração por compressão diametral (MPa);

f'_c = resistência à compressão aos 28 dias (MPa).

2.1.1.4 MÓDULO DE ELASTICIDADE

O módulo de deformação é uma propriedade mecânica importante a ser avaliada em concretos, pois seu valor é intrínseco à análise de outras propriedades como: fluência, retração, deformação por variação térmica, entre outras. Assim, a determinação do módulo de elasticidade para CLE é extremamente importante para a aplicação estrutural, tanto quanto para o concreto de massa normal.

O CLE apresenta maior tenacidade que o concreto convencional, afirma Rossignolo (2005), que através de estudos realizados com CLE produzidos com argila expandida brasileira, obteve curvas de tensão vs deformação com configurações de comportamento elástico para carregamentos de 50% a 80% do carregamento último. Este desempenho indica a maior compatibilidade entre os valores do módulo de elasticidade da matriz cimentícia e do agregado leve.

Rossignolo (2005) propôs, para o CLE produzido com argila expandida brasileira, a Equação 2.3, válida para misturas que apresentem resistências à compressão menores que 50 MPa.

$$E_c = 0,049 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot f_c^{1/2} \quad (2.3)$$

onde:

E_c = módulo de elasticidade estático (MPa);

γ_c = massa específica aparente seca (kg/m³);

f_c = resistência à compressão aos 28 dias de idade (MPa).

Os valores de módulo de elasticidade do CLE são baixos, se comparados aos de concretos de massas específicas convencionais, na faixa de 50% a 80%, para valores de resistência a compressão em torno de 20 MPa a 50 MPa. Os concretos com argila expandida brasileira apresentam um comportamento elástico até 80% do carregamento último, nos concretos convencionais o valor é de 60% (Rossignolo, 2005).

Helene e Andrade (2007) identifica vários fatores que podem interferir no resultado do ensaio de módulo de elasticidade do concreto, a saber: a resistência à compressão do agregado, a consistência do concreto fresco, o volume de pasta por metro cúbico de concreto, as condições da realização do ensaio (temperatura, dimensões e umidade dos corpos de prova no instante do ensaio) e as características do agregado graúdo (natureza e dimensão máxima característica).

Mehta e Monteiro (2008) afirmaram que os valores dos módulos de elasticidade do CLE podem ter um aumento na ordem de 15% a 30% com a substituição total da areia leve por areia natural. Também afirmam que experimentos realizados indicam uma máxima deformação específica por compressão final da maioria dos CLE, podendo ser maior que 0,003 mm/m.

Rossignolo (2009) afirmam que a deformação do CLE está diretamente ligada à quantidade e ao tipo do agregado leve utilizado, e a sua relação com a argamassa componente deste concreto. Quanto mais próximos os módulos de elasticidade das fases, argamassa e agregado, melhor será o comportamento no regime elástico ou elasto-plástico, devendo-se a isso às fissuras que são geralmente encontradas na interface entre o agregado e a pasta de cimento, onde, de forma surpreendente, no caso dos agregados leves, não são observadas. A principal razão para a falta de fissuras de ligação pode ser devido à semelhança da rigidez elástica do agregado e a fração de argamassa.

Vale mencionar que Angelin *et al.* (2013) desenvolveram um trabalho que analisou concretos fluídos desenvolvidos no Brasil com agregados de argila

calcinada, comparativamente à aplicação de agregados de massa normal (basalto). Os autores encontraram que CLE com redução da massa específica em 31% sobre o concreto de referência pode resultar em concretos com perda superior a 60% do módulo de elasticidade.

Ardakani e Yazdani (2014) ainda observam que o módulo de elasticidade é afetado e reduzido pelo agregado leve, podendo ser correlacionado com a massa específica do concreto para determinado agregado utilizado.

As considerações feitas anteriormente são bastante relevantes quando do emprego de CLE sem considerar esse parâmetro. Pois, por exemplo, na aplicação em lajes ou vigas que são elementos projetados para dada deformação, provavelmente não passará nas verificações limites em serviço ou poderá ocorrer a ruína pela deformação excessiva da peça, devido ao baixo módulo de elasticidade, ultrapassar o limite de segurança adotado nas premissas normativas de cálculo estrutural.

É ainda mais preocupante o fato de aplicarem-se as recomendações da norma ABNT NBR 6118 (2014), para concretos de massa normal ($> 1840 \text{ kg/m}^3$) no dimensionamento estrutural com CLE, pois as premissas de cálculo dessa norma não estão embasadas para CLE. Hoje não há referência normativa brasileira para esta propriedade para CLE.

2.1.1.5 RETRAÇÃO E FLUÊNCIA

No que diz respeito à retração, há a teoria de tensão capilar, a adsorção de superfície e a teoria da água intersticial. Para a fluência, há a teoria de visco-elástica e a teoria de infiltração, entre outras. A retração por secagem e a fluência do concreto têm sido estudadas por um longo tempo e várias teorias têm sido propostas a respeito de seus mecanismos. Na maioria destas teorias, o comportamento da água contida no concreto é considerado um fator importante que influencia a retração e a fluência.

Na retração por secagem no intervalo de umidade relativa de 40% a 100%, a teoria da tensão capilar é dominante. De acordo com esta teoria, a retração por secagem é causada pela tensão capilar que ocorre na água existente nos poros da pasta de cimento. A tensão capilar no concreto é comandada pelo volume dos poros e da distribuição de tamanho destes poros. Sob uma umidade relativa inferior

a 40%, a retração por secagem é causada principalmente por perda de água estrutural e água adsorvida na pasta de cimento (Chandra e Berntsson, 2002).

Na fluência do concreto, uma grande parte do mecanismo pode ser explicada pela teoria visco-elástica. Segundo Mehta e Monteiro (2008), o concreto com agregados leves, em relação a concretos convencionais, devido à grande movimentação da água, tem uma retração por secagem maior (tipicamente de 800×10^{-6} m/m) e uma fluência consideravelmente mais alta (tipicamente de 1600×10^{-6} m²). Isto ocorre devido a uma influência muito maior do módulo de elasticidade e da resistência à compressão do que pela retração por secagem. Para se diminuir estes efeitos, pode-se substituir parcial ou integralmente o agregado leve miúdo por areia natural.

Os concretos com agregados leves são mais suscetíveis aos efeitos desses fenômenos, pois segundo Rossignolo (2009), para o mesmo nível de resistência à compressão, apresentam retração maior do que a dos concretos convencionais, devido aos agregados leves oferecerem pouca restrição a essas movimentações exercidas pela pasta de cimento.

Rossignolo e Agnesini (2011), em estudo feito com CLE feitos com argila expandida brasileira, foram observados valores que variavam de 600×10^{-6} m/m a 800×10^{-6} m/m para a retração por secagem aos 28 dias.

2.1.1.6 DURABILIDADE

É comum a interpretação direta de que o uso dos agregados porosos em concreto aumenta a sua suscetibilidade a agentes agressivos por meio de uma maior permeabilidade aos fluidos. Porém, quando se estuda a durabilidade dos concretos, deve-se ater a estrutura porosa, porque nem sempre a presença dos poros significa que esta estrutura seja permeável. O que pode tornar uma estrutura porosa permeável é a conectividade dos poros, então, concretos mais porosos não são, necessariamente, mais permeáveis e conseqüentemente tenham uma durabilidade menor (Rossignolo, 2009).

Mehta e Monteiro (2008) afirmaram que, embora o CLE seco ao ar tenda a apresentar um maior grau de absorção de umidade, sua permeabilidade é baixa. Portanto sua durabilidade diante de soluções químicas agressivas é boa. A baixa permeabilidade e a excelente durabilidade do CLE são devido à baixa fissuração da zona de transição entre a pasta de cimento e o agregado leve. Isso ocorre como

já mencionado anteriormente, devido às semelhanças entre os módulos de elasticidade da pasta de cimento e do agregado leve. Estes autores atribuem à zona de transição a fase limitante da resistência do concreto, no caso do CLE. Os pesquisadores justificam a baixa permeabilidade deste tipo de concreto e o excelente desempenho frente à durabilidade pela ausência de microfissuração na zona de transição e na interface pasta de cimento/agregado. Mas, que por outro lado, a presença destas microfissuras nas interfaces com o aço e o agregado graúdo é um ponto vulnerável à penetração de água e ar, principais vetores para o início da corrosão da armadura.

Rossignolo e Agnessini (2011) afirmaram que os agregados leves podem interferir significativamente na permeabilidade do CLE, caso possuam estrutura porosa comunicante. Embora a maioria dos agregados leves artificiais, como por exemplo, a argila expandida, apresente elevada porosidade, a maioria dos seus poros não é interligada, portanto, nesses casos, são agregados com porosidade fechada e, conseqüentemente, possuem baixa permeabilidade.

2.2 CONCRETO AUTOADENSÁVEL

Após a descoberta dos aditivos para concreto nos anos de 1970, o que foi considerado uma das maiores revoluções na forma de se construir, o CAA é considerado como sendo uma das grandes evoluções tecnológicas do concreto, e tem sido alvo de muitos estudos, tanto no que se referem as suas características básicas quanto na utilização e influência de novos materiais e aditivos em sua composição (Nikbin *et al.*, 2014).

Segundo Mehta e Monteiro (2008), as misturas para concreto de alta resistência e para elementos estruturais densamente armados atendem perfeitamente às necessidades da indústria de construção atual visando concretos mais dúcteis e resistentes, porém as dificuldades de execução de peças de concreto densamente armadas exigem misturas frescas de concreto bastante fluidas. Estas misturas se tornaram possíveis com o surgimento dos superplastificantes, que sem o uso excessivo de água, permitem abatimentos em torno de 200 mm a 250 mm.

Em 1983, na Universidade de Tóquio, o professor Okamura, começou a investigar os crescentes problemas relacionados à durabilidade das estruturas em

concreto com elevadas taxas de armadura, pois nesta época o mercado apresentava certa carência de mão de obra qualificada e de equipamentos adequados para atender às exigências deste tipo de estrutura, concluindo que uma das principais causas do fraco desempenho da durabilidade devia-se ao adensamento impróprio do concreto (Borja, 2011).

Segundo Okamura e Ouchi (1999), ainda na década dos anos 1980, o professor Okamura propôs o conceito de um concreto de alta durabilidade que não requeresse adensamento para atingir uma boa compactação. A primeira aplicação do CAA, no Japão, foi a execução de um edifício de múltiplos andares no ano de 1990.

Foi iniciada no ano de 1988 a construção da ponte Akashi-Kaikyo, que teve como motivação o uso do CAA devido às elevadas taxas de armadura em seus blocos de ancoragem, cuja inauguração foi em 1998. A Figura 2.13 mostra a vista lateral e superior de um dos blocos de ancoragem da ponte.

O CAA se caracteriza por sua alta fluidez, coesão e resistência à segregação. Em geral, para atingir essas características, são adicionados mais finos ao concreto, além do cimento, normalmente adições minerais e pozolanas, além de aditivos plastificantes e modificadores de viscosidade (Dantas *et al.*, 2009).

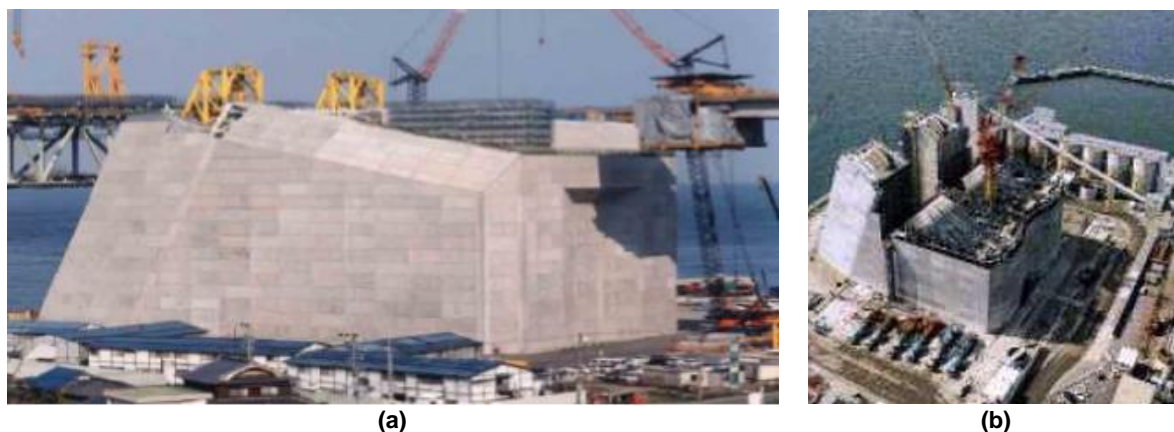


Figura 2.13 – Ponte Akashi-Kaikyo, bloco de ancoragem: a) vista lateral (Silva, 2008) e b) vista superior (Cavalcanti, 2006).

Para ser classificado como tal, um CAA deve apresentar como dito anteriormente, grande fluidez e coesão, a ponto de preencher todos os espaços das fôrmas, passando entre as barras de armadura da estrutura sem apresentar segregação nem exsudação acentuada, agindo apenas pela ação do seu peso

próprio, permitindo a confecção de estruturas com melhor acabamento superficial, maior rapidez e menor número de operários na concretagem.

O CAA é produzido com os mesmos materiais utilizados na produção do concreto convencional (água, cimento, areia e brita) acrescidos de adições minerais e aditivos químicos e, em geral, sua composição necessita de maior teor de finos passante na peneira # 0,075 mm, restrição à utilização de agregados graúdos com dimensões máximas superiores a 19 mm e maior teor de argamassa. Elementos estruturais feitos com CAA podem apresentar maior durabilidade, devido à diminuição do índice de vazios em função de suas propriedades reológicas no estado fresco (Bui *et al.*, 2002). Dentre as inúmeras vantagens do CAA, podem destacar (Camargos, 2002):

- redução do custo de aplicação por m³ de concreto;
- garantia de excelente acabamento em concreto aparente;
- otimização da mão de obra;
- agilidade durante a execução da obra, devido à redução no tempo de concretagem;
- melhoria nas condições de segurança na obra;
- eliminação do ruído provocado pelo vibrador;
- permite bombeamento em grandes distâncias horizontais e verticais;
- eliminação da necessidade de espalhamento e de vibração;
- possibilidades de trabalho com formas complexas e de pequenas dimensões;
- melhoria das condições de trabalho;
- permite o uso de grande volume de adições minerais provenientes de resíduos industriais, contribuindo para diminuição do impacto ambiental;
- redução do custo final da obra em comparação ao sistema de concretagem convencional.

Apesar de existirem aplicações práticas do CAA em obras de concreto armado, bem como a grande quantidade de estudos realizados nesta área, a prática de sua aplicação ainda é bastante restrita. Segundo Okamura e Ouchi (1999), a sua aplicação no Japão corresponde a 0,15% do concreto usado empregado e 0,55% em pré-fabricados e que, embora já existam aplicações do CAA em diversos países, onde se destacam aquelas encontradas no Japão e em

países da Europa, sua utilização ainda é muito limitada e ainda bastante direcionada para estudos experimentais. De acordo com Cavalcanti (2006), no Brasil, ainda existem poucos registros da utilização do CAA em estruturas de concreto.

A primeira experiência prática com o CAA, no Brasil, foi realizada em Goiânia, no final do ano de 2004, no Edifício Camila (Figura 2.14), com a consultoria do Professor André Geyer, da Universidade Federal de Goiás, onde foi dosado um CAA para f_{cm} de 20 MPa. Nesta obra o ganho econômico se deu devido principalmente à redução da mão de obra, bem como à eliminação do uso de vibradores durante o lançamento deste concreto (Silva, 2008).



Figura 2.14 – Detalhe da estrutura e da concretagem do Edifício Camila em Goiânia (Silva, 2008).

Com relação aos custos, apesar do CAA apresentar um acréscimo no custo dos materiais, que, segundo Juvas (2004) é de 15% a 25% em relação ao concreto convencional, a redução dos custos no final da estrutura é de 5% a 15%. Há também, segundo o autor, uma redução em torno de 10% no consumo de energia, devido à eliminação da vibração, redução em torno de 10% nos custos de manutenção e redução de doenças causadas aos trabalhadores na obra em torno de 10%.

2.2.1 PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO

A qualidade do concreto fresco é determinada por sua homogeneidade e pela facilidade com a qual este material pode ser misturado, transportado, adensado e acabado. Capacidade de escoamento, capacidade de moldagem e coesão são propriedades da trabalhabilidade que estão associadas à qualidade do

material. A capacidade de escoamento está relacionada à consistência, uma vez que essa determina a facilidade com que o concreto escoar. A coesão, que é uma medida de compatibilidade e de capacidade de acabamento, é geralmente avaliada pela facilidade de alisamento e pelo julgamento visual da resistência à segregação (Mehta e Monteiro, 2008).

Segundo o *European Federation of National Associations* (EFNARC, 2002 *apud* Verzegnassi, 2015) um concreto só é considerado autoadensável se tiver simultaneamente três características principais: fluidez, habilidade passante e resistência à segregação. Nas demais propriedades, deve apresentar resultados similares aos de um concreto convencional. Segundo Borja (2011), podemos definir:

- **fluidez:** é a habilidade de preencher completamente todas as áreas e os cantos da forma em que for lançado, valendo-se apenas do seu peso próprio (ação da gravidade), dispensando compactação ou vibração, mesmo em situações em que o espaçamento entre as barras de aço das armaduras seja estreito;
- **habilidade passante:** refere-se à habilidade de manter a homogeneidade adequada durante e após a aplicação, mesmo em áreas congestionadas com armaduras (restrições), sem separação dos seus constituintes;
- **resistência à segregação:** refere-se à habilidade de reter o agregado graúdo da mistura em suspensão, mantendo a mistura sempre como um material uniforme.

Segundo Castro (2007), as características físicas das partículas presentes na suspensão, tais como tamanho das partículas, formato, densidade, distribuição granulométrica e área superficial específica influenciam diretamente o comportamento reológico.

Reologia é a ciência que estuda o fluxo e a deformação dos materiais quando submetidos a uma determinada tensão ou solicitação mecânica externa. Em termos reológicos, o concreto pode ser entendido como uma concentração de partículas sólidas em suspensão (agregados) em um líquido viscoso (pasta de cimento).

O conhecimento das propriedades de trabalhabilidade do concreto em função do tempo é relevante para controle de qualidade e aplicabilidade desses

materiais em obras. A trabalhabilidade de um concreto é influenciada por diversos fatores:

- o tempo decorrido desde a mistura;
- as propriedades e características do cimento e dos agregados;
- a presença de qualquer adição mineral em substituição ao cimento;
- a presença de qualquer aditivo químico;
- as proporções relativas dos materiais constituintes da mistura.

2.2.1.1 ESPALHAMENTO DO TRONCO DE CONE

Este ensaio, cujos procedimentos são estabelecidos pela norma ABNT NBR 15823-2 (2010), avalia a fluidez do CAA em fluxo livre, empregando-se o cone de Abrams. A medida da fluidez da mistura é feita com base na média aritmética de pelo menos duas medidas (d_1 e d_2) de espalhamento do concreto na placa base do cone, em milímetros. O ensaio permite avaliar se a mistura apresenta segregação.

A Tabela 2.5 apresenta a classificação do espalhamento (SF) segundo a ABNT NBR 15823-2 (2010).

Tabela 2.5 – Classificação do concreto pela determinação do espalhamento segundo a ABNT NBR 15823-2 (2010).

CLASSE (SF)	ESPALHAMENTO (mm)	APLICAÇÃO
SF1	550 a 650	<i>Estruturas não armadas ou com baixa taxa de armadura; Concreto autoadensável bombeado; Estruturas que exigem uma curta distância de espalhamento.</i>
SF2	660 a 750	<i>Adequada para a maioria das aplicações correntes.</i>
SF3	760 a 850	<i>Estruturas com alta densidade de armadura e/ou de forma arquitetônica complexa.</i>

Simultaneamente ao ensaio de espalhamento é possível realizar o ensaio identificado por *Slump Flow T₅₀₀ Test* que avalia o intervalo de tempo, em segundos, que a mistura fresca escoar até atingir o círculo de 500 mm de diâmetro marcado na placa de base. Para tempos muito baixos há indicação de que a mistura está muito fluida, enquanto para tempos muito altos a mistura muito coesa. Em ambas as situações deve-se fazer correções na dosagem.

A Tabela 2.6 apresenta a classificação da viscosidade plástica aparente sob fluxo livre (T_{500}) segundo a norma ABNT NBR 15823-2 (2010).

Tabela 2.6 – Classificação do concreto pelo tempo de escoamento segundo a ABNT NBR 15823-2 (2010).

CLASSE T_{500} (VS)	VISCOSIDADE PLÁSTICA APARENTE SOB FLUXO LIVRE (s)	APLICAÇÃO
VS1	≥ 2	Adequada para elementos estruturais com alta densidade de armadura.
VS2	≤ 2	Adequada para a maioria das aplicações correntes.

A Figura 2.15 mostra uma situação esquemática do equipamento e medidas necessárias à realização do ensaio.

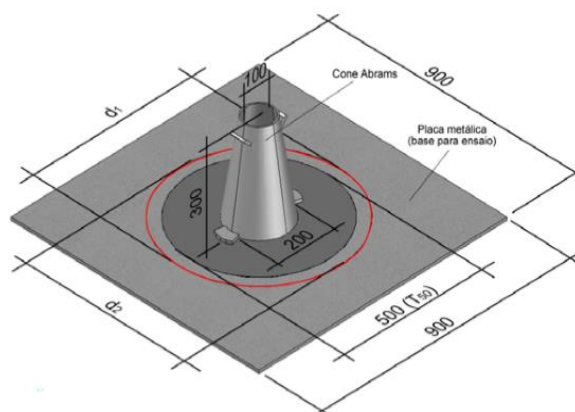


Figura 2.15 – Esquema do ensaio de espalhamento do tronco de cone, dimensões em mm (Barros, 2009).

2.2.1.2 ANEL-J

Este ensaio, cujos procedimentos são estabelecidos pela norma ABNT NBR 15823-3 (2010), avalia a habilidade passante sob fluxo livre (PJ) do CAA, pelo anel-J, em aço, de diâmetro interno de 261 mm, diâmetro externo de 337 mm e altura de 24 mm com 16 hastes (diâmetro de 10 mm e comprimento de 130 mm).

Segundo Tutikian (2004), o ensaio do anel-J é uma complementação do ensaio de espalhamento do tronco de cone, uma vez que este ensaio não representa como é o caso do ensaio do anel-J, na condição de laboratório e/ou canteiro, a presença das armaduras na condição real do elemento estrutural.

O ensaio consiste em realizar o fluxo de escoamento do concreto no anel-J com auxílio do tronco de um cone posicionando na extremidade inferior da base

onde o concreto escoar. Após o concreto ter cessado de escoar, mede-se a abertura média (d_{J1} e d_{J2}) do espalhamento manualmente. A diferença de abertura no espalhamento devida à restrição do anel-J indica a resistência do concreto ao bloqueio. O ensaio também possibilita avaliar visualmente a fluidez e a ocorrência de segregação. A Figura 2.16 mostra uma situação esquemática do dispositivo do anel-J, e a Tabela 2.7 a classificação segundo a norma.

Tabela 2.7 – Classificação do concreto pela habilidade passante sob fluxo livre segundo a ABNT NBR 15823-3 (2010).

CLASSE (PJ)	HABILIDADE PASSANTE SOB FLUXO LIVRE (mm)	APLICAÇÃO
PJ1	0 a 25	Adequada para a maioria das aplicações correntes.
PJ2	25 a 50	Adequada para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 80 mm a 100 mm

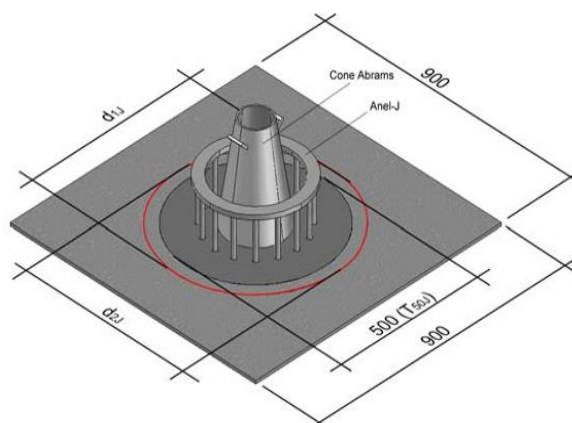


Figura 2.16 – Esquema do ensaio de anel-J, dimensões em mm (Barros, 2009).

2.2.1.3 FUNIL-V

O ensaio do funil-V busca avaliar a capacidade do concreto em fluir através de áreas restringidas na direção vertical, mediante seu próprio peso. É possível a avaliação da tendência à segregação e bloqueio mediante observação da variação da velocidade de fluxo. Este ensaio permite, então, avaliar a fluidez e a viscosidade plástica aparente (VF) do concreto, onde é medido o tempo total necessário para a mistura fresca fluir através do funil.

Os resultados deste ensaio indicam determinadas características de fluidez do concreto, pois, pouco tempo de escoamento indica grande fluidez, enquanto, muito tempo de escoamento indica baixa fluidez e o entupimento da abertura

inferior indica dificuldades no lançamento e adensamento do concreto, ou seja, permite uma avaliação visual do concreto, de modo que um fluxo contínuo e sem interrupções indica elevada resistência à segregação e ao bloqueio.

Este ensaio é regulamentado pela norma ABNT NBR 15823-5 (2010) e consiste em preencher o funil-V, de seção retangular de 65 mm x 75 mm de dimensões, com concreto, abrindo-se, em seguida, a portinhola (de dimensão mínima superior a três vezes o tamanho máximo do agregado graúdo) que veda a abertura da base, permitindo que o volume total de concreto flua através do funil, medindo-se o tempo de fluxo. Durante a medida, deve-se observar o interior do funil, de modo que a contagem do tempo é encerrada ao primeiro sinal de luz na abertura da base. Na Figura 2.17 são apresentados o esquema e as dimensões necessárias para a realização do ensaio do funil-V e na Tabela 2.8, a classificação segundo a norma.

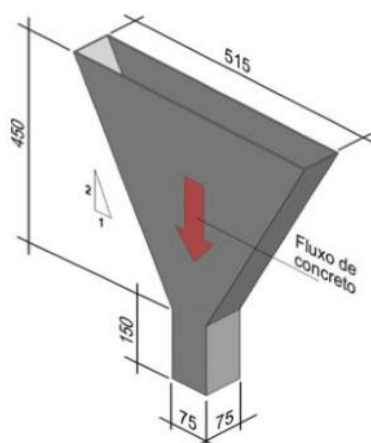


Figura 2.17 – Ensaio do funil-V, dimensões em mm (Barros, 2009).

Tabela 2.8 – Classificação do concreto pela viscosidade plástica aparente sob fluxo confinado segundo a ABNT NBR 16823-5 (2010).

CLASSE (VF)	VISCOSIDADE PLÁSTICA APARENTE SOB FLUXO CONFINADO (s)	APLICAÇÃO
VF1	< 9,0	Adequada para elementos estruturais com alta densidade de armadura.
VF2	9,0 a 25,0	Adequada para a maioria das aplicações correntes.

2.2.1.4 CAIXA-L

O ensaio de caixa-L consiste na determinação da capacidade de passagem do concreto, ou seja, a capacidade do concreto escoar dentro de um molde

retangular com barras de diâmetro pré-estabelecido devido apenas ao seu peso próprio (ação da gravidade).

Em muitos países, o ensaio da caixa-L é uma exigência para a aceitação do CAA, pois o ensaio exhibe todos os fenômenos que ocorrem durante o lançamento do concreto, por ser uma superfície escoante livre tridimensional de um fluido não newtoniano entre barras de aço que servem como obstáculo. Além disso, como o espaçamento das barras de aço é da mesma ordem de grandeza da maior partícula presente na mistura do concreto, o ensaio se mostra sensível a uma possível segregação dinâmica, contrária à segregação estática devido à ação da gravidade. Logo, o resultado deste ensaio depende tanto do comportamento reológico do concreto fresco quanto da sua capacidade de permanecer homogêneo (Castro, 2007).

O ensaio deve ser realizado em conformidade com prescrições da norma ABNT NBR 15823-4 (2010) que consiste em preencher totalmente a câmara vertical da caixa-L, de forma uniforme e sem adensamento, abrindo-se em seguida a comporta, de forma rápida, uniforme e sem interrupção, permitindo o escoamento do concreto dentro do molde retangular com 3 barras (distância mínima entre as barras de três vezes o tamanho máximo do agregado graúdo) como obstáculo. Depois de cessado o escoamento, calcula-se a habilidade passante sob fluxo confinado (PL) através da razão entre as alturas das superfícies do concreto, medidas nas extremidades da câmara, H_1 e H_2 , devendo ser superior a 0,80 e inferior a 1,0 para que a resistência ao bloqueio do concreto seja considerada satisfatória.

A classificação segundo a norma ABNT NBR 15823-4 (2010) é apresentada na Tabela 2.9 e a Figura 2.18 ilustra o esquema de ensaio.

Tabela 2.9 – Classificação do concreto pela habilidade passante sob fluxo confinado segundo a ABNT NBR 15823-4 (2010).

CLASSE (PL)	HABILIDADE PASSANTE SOB FLUXO CONFINADO (mm)	APLICAÇÃO
PL1	≥ 0,80 com 2 barras	<i>Adequada para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 800 mm a 100 mm</i>
PL2	≥ 0,80 com 3 barras	<i>Adequada para a maioria das aplicações correntes.</i>

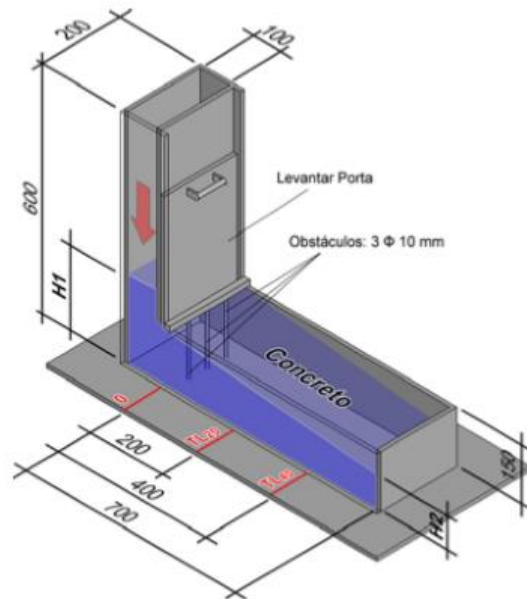


Figura 2.18 – Esquema de ensaio da caixa-L, dimensões em mm (Barros, 2009).

2.2.1.5 CAIXA-U

O ensaio da caixa “U” foi desenvolvido pela *Technology Research Centre of the Taisei Corporation* no Japão e serve para medir a fluidez e a capacidade do concreto de passar por obstáculos sem segregar. Este ensaio é regulamentado pela UNI 11044 (2003) *apud* Tutikian (2004) e consiste de uma caixa em formato “U” para ensaio de determinação da capacidade de preenchimento e altura da amostra sob o seu peso próprio.

Para o ensaio na caixa-U, é preenchido com concreto no estado fresco, sem vibração ou compactação, o compartimento esquerdo da caixa, com o portão ainda fechado. Após a colocação do concreto, o mesmo descansa por 1 minuto e o portão é aberto para que o concreto escoe através das armaduras para o compartimento direito. Assim que a mistura se estabilizar, medem-se as alturas R_1 e R_2 , altura esquerda e altura direita respectivamente, e determinada a diferença, que não deverá ultrapassar 30 mm segundo a norma japonesa.

Uma característica interessante é o fato da mistura também estar sob o efeito da pressão atmosférica, já que esta deve se comportar como um líquido. Portanto, quanto mais fluido estiver o CAA, mais próximo de zero será o resultado e maior será sua habilidade de preenchimento (Silva, 2008).

O esquema de ensaio é ilustrado na Figura 2.19 e a Tabela 2.10 mostra os limites de resultados do ensaio da caixa-U, tendo como referência alguns pesquisadores.

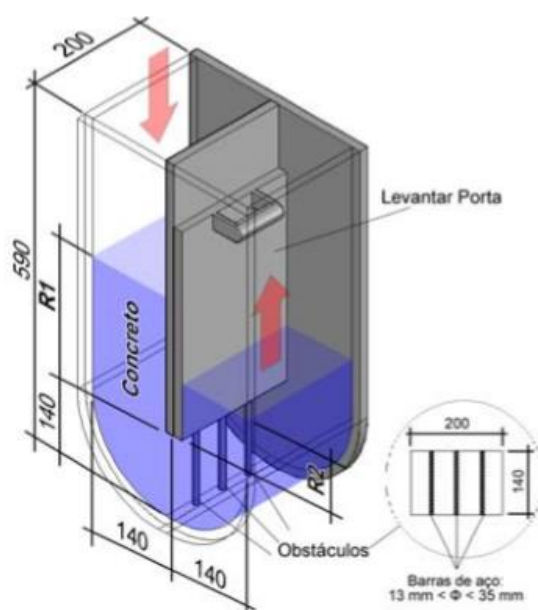


Figura 2.19 – Esquema de ensaio da caixa-U, dimensões em mm (Barros, 2009).

Tabela 2.10 – Limites dos resultados para o ensaio da caixa-U, segundo alguns pesquisadores (Silva, 2008).

REFERÊNCIAS	$R_1 - R_2$ (mm)	
	MÍNIMO	MÁXIMO
EFNARC (2002)	0	30
GOMES (2002)	0	80
ARAÚJO <i>et al.</i> (2003)	0	30
REPETTE (2005)	0	30
KIM <i>et al.</i> (2006)	0	40

2.2.2 PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO

Embora seja difícil a comparação entre as propriedades mecânicas do CAA e do concreto convencional, diversos estudos foram feitos para compreender o comportamento deste material.

Segundo Domone (2006), apesar de diversos trabalhos desenvolvidos nos últimos anos (início dos anos 90), relacionados à obtenção e avaliação das propriedades no estado fresco, são as propriedades no estado endurecido que se apresentam como de importância primordial para os projetistas estruturais.

Gomes (2002) afirma que, como os benefícios do CAA estão comumente direcionados ao estado fresco, suas propriedades no estado endurecido têm sido menos discutidas, porém, alguns estudos têm constatado o alcance de resistências superiores do CAA comparadas com a dos concretos convencionais.

2.2.2.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

Para o alcance de combinações adequadas entre alta fluidez e estabilidade, em termos reológicos, o CAA exige um elevado volume de finos, com relação água/finos relativamente baixa e quantidade significativa de aditivo superplastificante e quando necessário complementado por agentes modificadores de viscosidade. Geralmente, na composição do CAA, os finos são constituídos da combinação entre o cimento Portland e uma ou mais adições minerais como, o fíler calcário, cinza volante, escória de alto-forno e/ou sílica ativa, possibilitando assim, que a resistência tenda a ser governada mais significativamente pelo tipo e proporção dos finos adicionados do que pela relação água/finos.

De acordo com De Schutter *et al.* (2008), o CAA produzido com a mesma quantidade de cimento e água que o concreto convencional possui a mesma resistência que o concreto convencional ou maior. O leve aumento desta resistência pode ser atribuído à maior quantidade de finos.

Holschemacher e Klug (2002) concluíram, pela observação da base de dados utilizada em sua pesquisa, que após os 28 dias as resistências à compressão do CAA e do concreto convencional não apresentaram diferença significativa entre si.

Porém, Gomes e Barros (2009), através da observação de resultados de resistências à compressão do CAA em pesquisas de diversos autores, comparados com curvas de evolução da resistência à compressão para concretos convencionais, propostas por Helene e Terzian (1992) e CEB-FIP (1993), concluíram que a evolução da resistência à compressão do CAA pode obedecer às formulações sugeridas para concreto convencional.

2.2.2.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Segundo Holschemacher e Klug (2002), todos os parâmetros que influenciam as características da microestrutura da matriz cimentícia e da zona interfacial de transição são de importância decisiva no que diz respeito ao comportamento à tração. Os autores relataram que a maioria dos valores pesquisados de resistência à tração medidos em CAA está dentro da faixa válida para concretos normais vibrados, de mesma resistência à compressão, especificada pelo CEB-FIP (1993). Porém, cerca de 30% dos dados de resistência

à tração do CAA encontram-se fora dessa faixa por apresentarem valores superiores. Devido ao fato do valor da resistência à tração geralmente é desprezado em projetos estruturais de concreto armado, estudos realizados sobre esta resistência em CAA se apresentam bastante restritos.

Khayat e Morin (2003) apresentaram um trabalho sobre as propriedades do CAA no estado endurecido, chegando à conclusão que, embora ainda exista uma grande complexidade na análise das propriedades do CAA no estado endurecido, a relação entre a resistência à tração (f_t) e a resistência à compressão (f_c) para o CAA $f_t/f_c = 0,11$ se enquadra naquela fornecida para concretos convencionais.

De acordo com o estudo de Gomes *et al.* (2006), onde foram utilizados dados de resistência obtidos por diversos autores, a relação entre as resistências médias de tração e compressão (f_t/f_c) do CAA variou entre 8,3% e 11%. Tais porcentagens apresentaram-se pouco superiores às relações f_t/f_c , encontradas na literatura, para concretos convencionais, que estão entre 7% e 10%. Já no estudo de Domone (2007), tal relação para o CAA obedeceu, aproximadamente, à curva dada no CEB-FIP (1993).

2.2.2.3 MÓDULO DE ELASTICIDADE

Metha e Monteiro (2008) afirmaram que em materiais heterogêneos e multifásicos, como o concreto, a fração volumétrica, a densidade e o módulo dos principais componentes, além das características da zona de transição na interface, determinam o comportamento elástico do compósito.

Embora os concretos utilizem os mesmos materiais, são necessárias algumas alterações na composição do CAA, por exemplo, o incremento da quantidade de pasta e argamassa. Assim, segundo Holschemacher (2004), devido à maior quantidade de materiais finos e adições, associada à menor quantidade de agregados graúdos, esperam-se valores mais baixos para o módulo de elasticidade do CAA.

Além das razões apresentadas acima, o menor módulo de elasticidade do CAA pode ser atribuído também ao fato da utilização de agregados graúdos de menor tamanho (Marques, 2011).

2.3 CONCRETO LEVE AUTOADENSÁVEL

O CLAA é um tipo de concreto que combina as vantagens do CLE (redução no peso próprio, elevada capacidade de isolamento térmico, bom desempenho sob a ação do fogo e ataques químicos) com as características do CAA (fluidez, habilidade passante e resistência à segregação). Este fato o torna um produto indicado para o uso em diversas estruturas, como por exemplo, pontes e edifícios em que o peso da estrutura pode ser um limitante do projeto e onde normalmente necessita-se de armaduras bastante densas (Assunção, 2016), sendo considerada uma evolução com relação ao CAA, muito por conta das possibilidades geradas pela gama de aplicações deste tipo de concreto.

Como destaques da utilização deste tipo de material, têm-se: aplicações na indústria de pré-moldados, com redução nos custos de armazenagem e transporte, aplicações em estruturas com redução do peso próprio e consequentes reduções no custo das fundações, além de melhorias das condições de conformo termo-acústico.

São poucas as pesquisas disponíveis na literatura relacionadas ao CLAA, o que limita o conhecimento das características deste material ainda pouco estudado (Borja, 2011; Grabois, 2012; Karahan *et al.*, 2012; Assunção, 2016 etc.).

Por ser um material relativamente novo, muitas vezes existem falhas e falta de normas que estabeleçam metodologias de dosagem e experiência com o produto. Atualmente os principais centros de desenvolvimento do CAA na Europa têm elaborado diferentes diretrizes para este tipo de concreto. As diretrizes da *Specification and Guidelines for Self-compacting Concrete* (EFNARC) são as mais utilizadas no sentido de unificar os procedimentos, projetos e ensaios a aplicação do CLAA (Assunção, 2016).

Muitos questionamentos ainda estão sem respostas concretas e definitivas na literatura sobre o CLAA, com exemplos, podemos citar questões relacionadas aos tipos de agregados leves, composições entre agregados leves e normais, aditivos eficientes para garantir as características no estado fresco, medidas eficientes para impedir a segregação das partículas leves, desempenho mecânico das misturas, entre outros.

2.4 COMPORTAMENTO AO CISALHAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO

A ruptura por cisalhamento em estruturas de concreto armado é um dos modos mais indesejáveis, devido à sua rápida evolução (ruptura abrupta). Para evitar este tipo de ruptura súbita tornou-se necessário explorar formas mais eficazes para projetar os mecanismos adotados para resistir ao cisalhamento. Para isto, é importante compreender a transmissão de forças que depende da rigidez dos componentes e da aderência interna para compreender ou mesmo prever os parâmetros que espessam o comportamento do concreto ao cisalhamento.

Sabe-se que o cisalhamento é uma força que tende a produzir ruptura deslizando do concreto ao longo do plano paralelo à direção da força aplicada. Então, alterações nos diferentes tipos de concreto alteram as propriedades mecânicas de ruptura e, portanto, o conhecimento da resistência à ruptura neste plano paralelo é essencial para a definição de parâmetros como ductilidade e/ou tenacidade no desenvolvimento de um projeto estrutural.

2.4.1 MECANISMOS RESISTENTES AO CISALHAMENTO

Nas estruturas de concreto, não fissuradas, a resistência ao cisalhamento é decorrente da resistência à tração do concreto e de mecanismos resistentes alternativos. Os principais mecanismos de resistência ao cisalhamento são:

- a zona de compressão não fissurada do concreto;
- modelos físicos (“ação viga” e “efeito de arco”);
- o atrito de contato entre as superfícies das fissuras gerado pelo engrenamento entre os agregado;
- o efeito de pino da armadura longitudinal e;
- a tensão residual nas fissuras.

Porém, segundo Savaris (2016) o grau de importância de cada um destes mecanismos na resistência ao cisalhamento é tema de controvérsias entre os pesquisadores.

Ao longo das fissuras nas vigas sem armadura transversal, os parâmetros que, em geral, são considerados como principais contribuintes para a resistência à

força cortante podem ser representados de maneira esquemática pela Figura 2.20 (Wight e Macgregor, 2009).

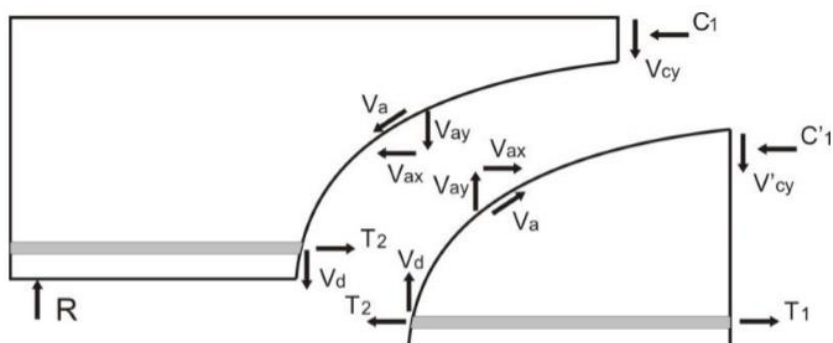


Figura 2.20 – Forças internas de uma viga fissurada sem armadura transversal depois do surgimento da fissura diagonal crítica (Wight e Macgregor, 2009).

Segundo Wight e Macgregor (2009), ao se formar a fissura diagonal crítica, a força cortante passa a ser resistida por diferentes parcelas: as referentes ao concreto não fissurado da região comprimida (V_{cy}), ao engrenamento dos agregados (V_a) na fissura diagonal e à ação de pino da armadura longitudinal de tração (V_d). Com o aumento da abertura de fissura, a parcela V_a diminui e as outras duas aumentam. Quando V_d acarreta fendilhamento do concreto ao longo da armadura longitudinal, V_d diminui e V_{cy} aumenta, até que ocorra esgotamento da capacidade resistente da região comprimida.

Segundo Resende (2014), há que se comentar que pesquisas recentes, a partir de registros fotográficos com câmera de alta velocidade, indicaram que a fissura longitudinal ao longo da armadura longitudinal tracionada e o prolongamento da fissura diagonal crítica na direção da face mais comprimida são fenômenos pós-pico de carga.

A resistência à força cortante depende, portanto, da altura da linha neutra, da existência de mesa na região comprimida e da taxa de armadura longitudinal de tração, fatores relacionados ao dimensionamento à flexão, e da capacidade de transmissão de cortante na fissura diagonal. Em vigas em que há cargas perto dos apoios, tem-se ainda o efeito benéfico da transmissão direta dessas cargas para os apoios, conhecida como efeito de arco (Resende, 2014).

Nas vigas em que a força cortante é a principal causa de ruptura, maior taxa de armadura longitudinal de tração (ρ) leva a ter-se menor tensão nessa armadura e maior efeito de pino e também menor abertura de fissuras. Como a contribuição

do engrenamento do agregado depende da abertura das fissuras, maior taxa de armadura longitudinal acarreta maior valor dessa contribuição. Ou seja, há interação entre os mecanismos resistentes à força cortante. Pelo fato da eficiência da ação de pino da armadura longitudinal ser limitada pela resistência à tração do seu revestimento de concreto, a ação de pino é menos efetiva em elementos sem armadura transversal do que naqueles com armadura transversal. Segundo Regan (1993), a resistência à força cortante depende também da aderência da armadura longitudinal, mas essa influência pode ser desconsiderada na prática.

A Tabela 2.11 dá uma ideia da ordem de grandeza das parcelas de contribuição dos diferentes mecanismos resistentes na resistência à força cortante. Nela verifica-se a relevância da parcela referente ao engrenamento dos agregados (Resende, 2014), porém mostra também certa discrepância considerável da contribuição dos mecanismos à força cortante, demonstrando a necessidade de mais investigações sobre este assunto.

Tabela 2.11 – Parcelas de contribuição dos mecanismos resistentes em vigas sem armadura transversal, de acordo com diferentes estudos (Resende, 2014).

AUTOR(S)	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DAS VIGAS ENSAIADAS	% DE CONTRIBUIÇÃO NA RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE		
		Concreto na região comprimida	Efeito de pino da armadura longitudinal	Engrenamento dos agregados
TAYLOR (1974)	a/d = 2,3 a 4,0 ρ = 1,0% d _{máx} = 20 mm f _c = 45 MPa	20% a 40%	15% a 25%	33% a 50%
SARKAR e BOSE (1999)	b _w = 150 mm h = 250 mm d = 225 mm L = 1800 mm a/d = 2,0 ρ = 2,92 % d _{máx} = 20 mm f _c = 40 MPa a 110MPa	13% a 17%	43% a 53%	34% a 40%

Nota-se que os mecanismos de resistência ao cisalhamento atuam em conjunto conforme são aplicados os carregamentos na estrutura. A seguir serão discutidos alguns destes mecanismos e suas interdependências.

2.4.1.1 MODELOS FÍSICOS (“ação viga” e “efeito de arco”)

Kani *et al.* (1964) propuseram dois modelos físicos para explicar o comportamento de elementos de concreto armado sem armadura transversal:

modelo de pente (“ação de viga”) e modelo de arco atirantado (“efeito de arco”), descritos a seguir.

Supondo uma viga sujeita a um carregamento que a leva à formação de fissuras por flexão, esta fissuração se divide em zona tracionada da viga em elementos de concreto (limitado pelas fissuras) engastados na zona comprimida. Assim, estes elementos (dentes) funcionam como pequenos consolos submetidos a uma força variável no tempo que causa momento e cortante nas suas bases, conforme ilustra a Figura 2.21.

Quando a tensão de tração devida a este momento se iguala a resistência à tração do concreto, as fissuras que se formam na base dos consolos juntam-se às fissuras inclinadas já existentes (Garcia, 2002).

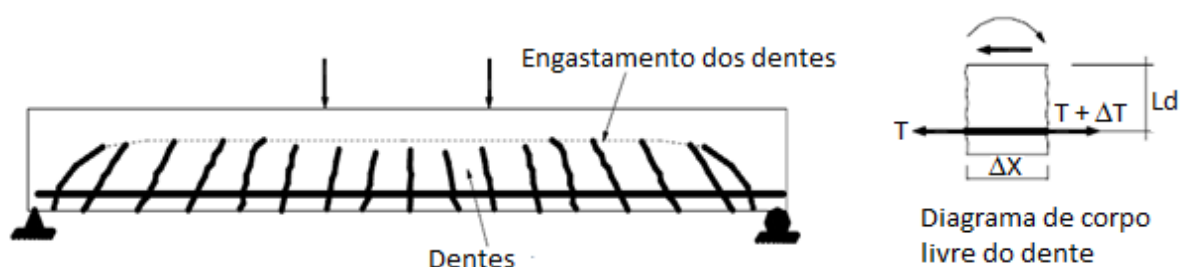


Figura 2.21 – Modelo de pente ou “ação de viga” (Kani et al., 1964).

Nota-se que este modelo físico, conhecido como modelo de pente, não considera a possibilidade de a força cortante se transmitir através das fissuras de flexão, admitindo que toda a força cortante seja resistida somente pela zona comprimida. Porém, atualmente, segundo Garcia (2002), sabe-se que parte da força cortante é resistida pelo efeito de engrenamento dos agregados ao longo da fissura diagonal e pelo efeito de pino da armadura longitudinal.

De acordo com Kani et al. (1964), existe uma transformação do modelo de pente no modelo de arco atirantado, por meio de deformações medidas na região entre a carga e o apoio, para os níveis de carga iguais a 1,0, 1,5, 1,75 vezes a carga de serviço em uma viga com relação $a/d = 2,5$. Para níveis superiores, verificou-se um decréscimo das compressões junto à face superior, além de um rápido incremento das compressões a meia altura da seção e das trações ao nível da zona inferior, mostrando uma tendência da viga se comportar como um arco. Assim, para carregamentos mais elevados são formadas fissuras inclinadas, que

vão crescendo com o incremento dos mesmos, dando origem ao modelo de arco atirantado, também conhecido como efeito de arco.

Em vigas simplesmente apoiadas que apresentam altura da seção transversal relativamente grande em relação ao vão, os esforços de cisalhamento são transferidos diretamente aos apoios, formando um arco de compressão (efeito de arco), independentemente da fissuração da alma. O efeito de arco atirantado é ilustrado na Figura 2.22.

No modelo de arco atirantado ou efeito de arco, as fissuras de cortante formam-se a partir das fissuras de flexão, enquanto que nas vigas com menor relação a/d , em geral, desenvolvem-se repentinamente e frequentemente não associadas a qualquer fissura de flexão (Castro, 2007).

A intensidade do efeito de arco e a configuração de ruptura da viga são influenciadas pela forma com que o carregamento é aplicado, seja carga concentrada ou distribuída, pela posição da carga e pela relação entre a altura e o vão da viga, denominada esbeltez.

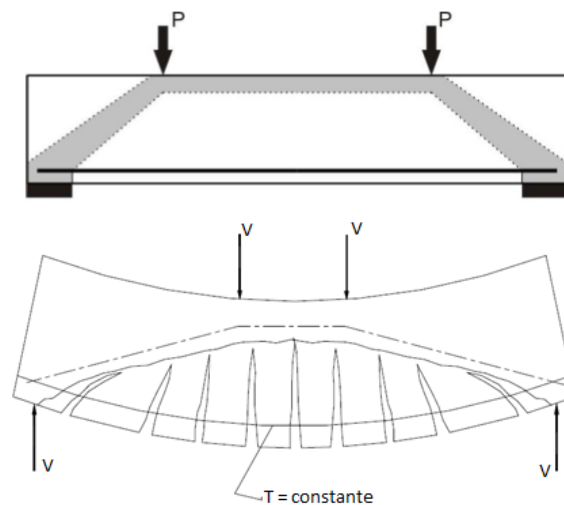


Figura 2.22 – Modelo de arco atirantado ou “ação de arco” (Kani *et al.*, 1964).

A maneira com que as cargas são aplicadas determina o fluxo de tensões na viga, de forma que, as vigas esbeltas e sem armadura de cisalhamento quando submetidas a carregamento uniformemente distribuído, podem apresentar capacidade resistente à força cortante 20% a 30% maiores que para as vigas com carga concentrada na posição mais desfavorável (Leonhardt e Mönnig, 2008).

Os efeitos da posição de aplicação da carga e da esbelteza podem ser avaliadas em vigas com cargas concentradas pela relação entre o vão cisalhante (a) e a altura efetiva da seção transversal (d) (Figura 2.23).

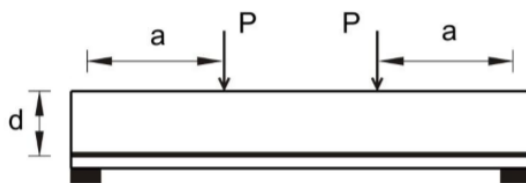


Figura 2.23 – Relação entre o vão de cisalhamento (a) e altura efetiva da viga (d) (Savaris, 2016).

Para relações muito baixas como $a/d < 1,0$, a viga é considerada muito curta, sendo a carga transmitida diretamente ao apoio por um comportamento de arco, apresentando fissuras inclinadas unindo o apoio à carga. As fissuras inclinadas quebram o fluxo de tensão da armadura longitudinal para a zona comprimida de forma que a ruptura destas vigas pode ocorrer por falha na ancoragem da armadura longitudinal ou pelo esmagamento da alma do concreto, ou seja, o colapso é causado pelo esmagamento do concreto da alma ou dividindo a diagonal do concreto que une o ponto de aplicação da carga e o apoio.

As vigas curtas, com relação a/d entre 1,0 e 2,5, como demonstra a Figura 2.24 (a), apresentam fissuras inclinadas independentes das fissuras de flexão e, após a redistribuição dos esforços internos, estas vigas passam a suportar um carregamento adicional devido ao efeito de arco. Nestas vigas, a ruptura pode ocorrer por falha na ancoragem, ruptura da armadura longitudinal ou esmagamento da zona comprimida (Menon, 2008).

Nas vigas esbeltas, com relação a/d entre 2,5 e 6,0, Figura 2.24 (b), a ruptura ocorre pela ação combinada do momento fletor e da força cortante, caracterizada pela formação de uma fissura inclinada que pode se propagar até a zona comprimida.

Para vigas com a relação $a/d > 6,0$, casos de vigas muito esbeltas, o comportamento é caracterizado pela ruptura por flexão, com fissuras perpendiculares ao eixo do elemento estrutural, muito antes da formação de fissuras inclinadas, como mostra a Figura 2.24 (c).

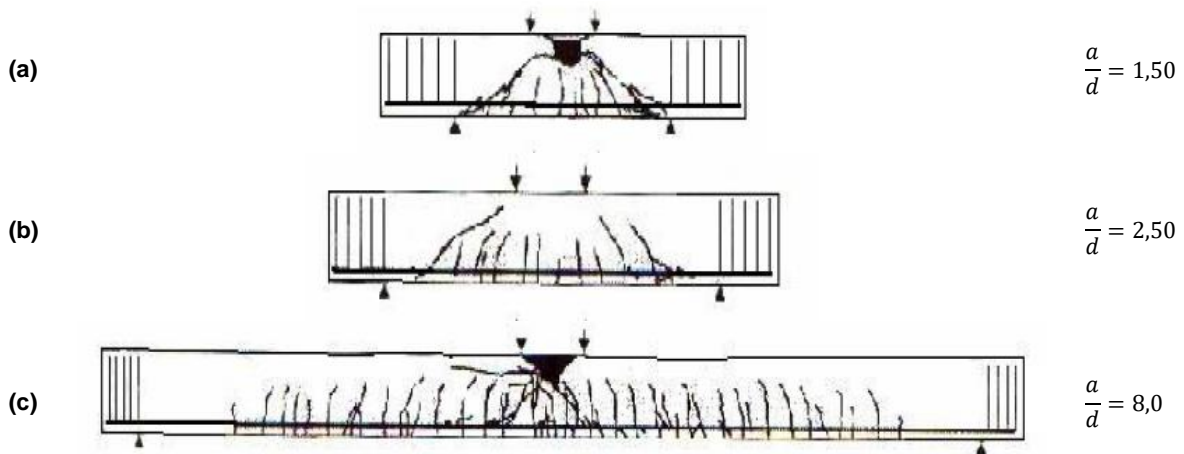


Figura 2.24 – a) Ruptura causada pelo esmagamento do concreto da alma; b) Ruptura por cisalhamento; c) Ruptura por flexão, com fissuras perpendiculares ao eixo do elemento estrutural (adaptado Menon, 2008).

Kani *et al.* (1964) ressaltou que para um valor de $a/d = 2,5$ a ruptura da viga ocorre em um momento fletor correspondente a 50% da capacidade total da viga à flexão.

Quando a relação $a/d \geq 2,5$ a resistência ao cisalhamento passa a ser governada por um comportamento de viga, o qual pode ser representado pela interação entre as tensões nas seções não fissuradas do concreto, a transferência de tensões devido ao engrenamento dos agregados nas faces das fissuras, o efeito de pino da armadura de flexão e da própria resistência à tração do concreto (Sneed e Ramirez, 2014).

Estudos experimentais efetuados ao longo dos anos (Kani *et al.*, 1964; Garcia, 2002; Birgisson, 2011 etc.), com vigas sem armadura transversal, que seguem o modelo de ensaio de Stuttgart, permitiram concluir que o comportamento das mesmas depende principalmente da relação entre o vão de cisalhamento (a) e altura útil da viga (d) e da taxa de armadura longitudinal (ρ).

Kani (1966) afirma a existência de um determinado intervalo de valores de a/d em que a capacidade resistente é influenciada pelo cortante dentro de uma zona em que o momento correspondente à ruptura por cortante (M_u) é inferior ao momento fletor resistente (M_f). Esta zona é designada de “vale de ruptura por tração diagonal”, onde nesse intervalo de valores da relação a/d , o comportamento é influenciado pela presença do cortante. Para valores de a/d fora desta faixa, o comportamento é regido pela flexão, como mostra a Figura 2.25.

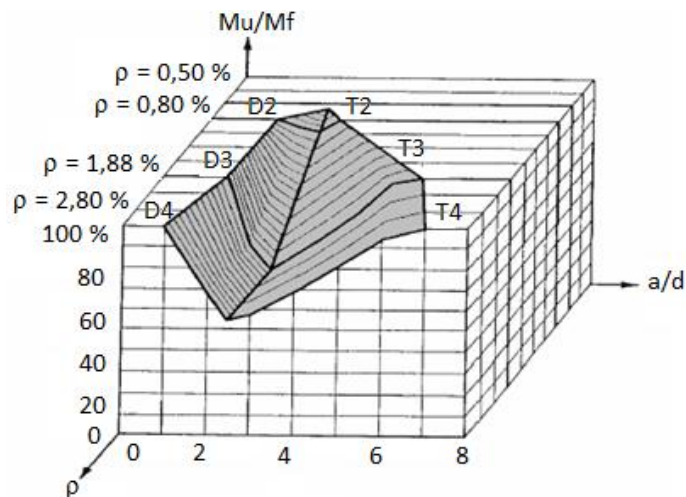


Figura 2.25– Variação de M_u/M_f com a/d , para diferentes porcentagens de armadura longitudinal (ρ) (Kani, 1966).

A Figura 2.26 proveniente do trabalho de Sneed e Ramirez (2014) representa o comportamento estrutural de vigas retangulares com variação da relação a/d em relação ao momento fletor e força cortante, respectivamente, onde o valor do momento máximo suportado pela viga é representado pela linha da capacidade à flexão e a área sombreada representa a redução da resistência devido ao cisalhamento.

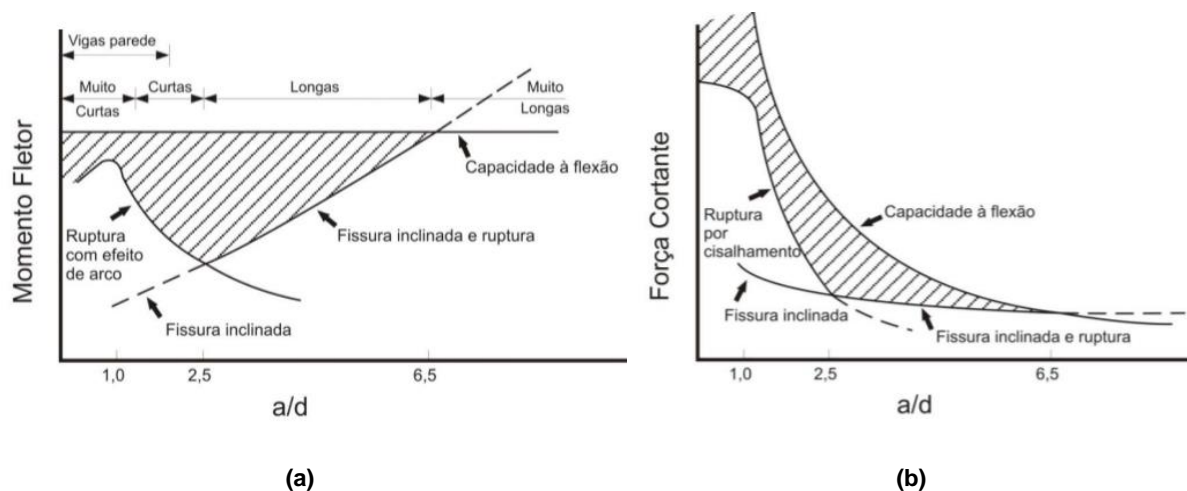


Figura 2.26 – Comportamento em relação: a) ao momento fletor e b) à força cortante considerando a fissuração e a relação a/d (Sneed e Ramirez, 2014).

Evidencia-se assim que quando as cargas são dispostas próximas aos apoios ($a/d < 2,5$) há uma redução da força cortante efetiva, devido à transmissão de esforços diretamente para o apoio por meio da formação do arco comprimido.

2.4.1.2 EFEITO DE PINO

A ação de pino de uma barra de aço inserida no concreto proporciona um mecanismo de transferência de força cortante que foi percebida na década dos anos de 1930 do século passado, e ocorre em um grande número de aplicações práticas das estruturas de concreto armado, como mostrado na Figura 2.27.

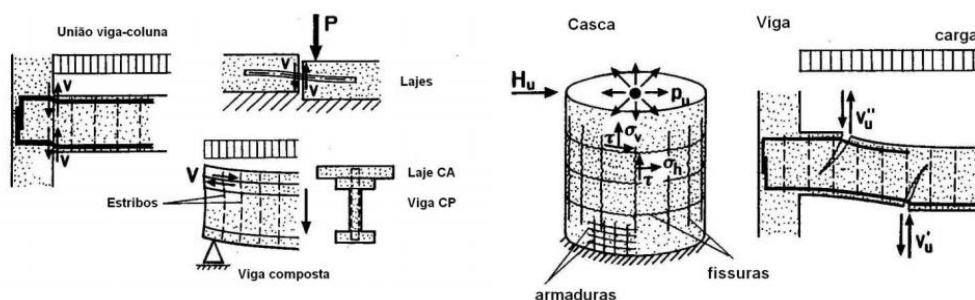


Figura 2.27 – Exemplos onde a ação de pino ocorre (Menon, 2008).

O efeito de pino gerado pela armadura longitudinal impede o deslocamento vertical das faces da fissura. Além disto, a armadura longitudinal é responsável pelo melhor controle da formação de fissuras de flexão que resulta no aumento da parcela de engrenamento do agregado na transferência de cisalhamento através das fissuras e pela transferência de esforços diagonais pela própria armadura.

A parcela de resistência devido ao efeito de pino é limitada pela resistência à tração do concreto de cobrimento da armadura longitudinal e por sua aderência à barra de aço.

A força cortante que pode ser transferida pela ação de pino depende de vários parâmetros, como: a quantidade de armadura, o diâmetro da barra, o espaçamento entre as barras, a espessura do cobrimento embaixo da barra de aço, as propriedades do concreto, as tensões axiais na armadura e a existência de armadura transversal impedindo o deslocamento da barra longitudinal. O efeito de pino da armadura longitudinal de flexão é ilustrado na Figura 2.28.

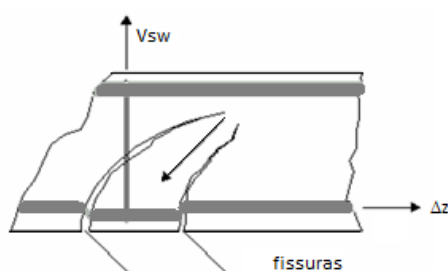


Figura 2.28 – Efeito de pino da armadura longitudinal de flexão (Sánchez, 1999 *apud* Garcia, 2002).

Kani (1966) realizou uma pesquisa em vigas sem armadura transversal, submetidas a ensaios de flexão, tendo como variáveis a altura da seção transversal, a resistência à compressão do concreto, a taxa de armadura longitudinal e a relação entre o vão cisalhante e a altura efetiva da viga (a/d). As vigas ensaiadas apresentavam relação a/d entre 1,0 e 10,0 e taxa de armadura longitudinal entre 0,5 % e 2,8%, sendo elaborada a Figura 2.29, na qual se verifica que a força cortante última V_u é influenciada pela relação a/d e pela taxa de armadura longitudinal. Dentro de um intervalo de a/d entre 1 e 8 o autor verificou que, com o aumento da taxa de armadura longitudinal, a força cortante última aumenta, principalmente em valores de a/d próximo a 2.

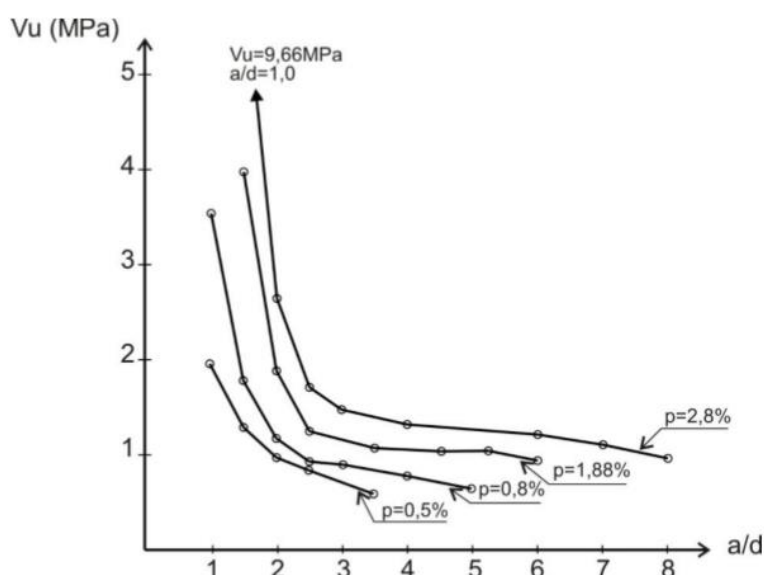


Figura 2.29 – Tensão cisalhante para vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal (ρ) (Kani, 1966).

Castro (2007) demonstrou que as vigas sem armadura transversal apresentaram um aumento da resistência ao cisalhamento com o acréscimo da taxa de armadura longitudinal, embora esta diminua com o aumento da relação a/d e aumento da resistência do concreto. Também concluiu que, em vigas sem armadura transversal, com maiores valores de a/d , a ruptura se dá por tração diagonal, enquanto em vigas com menores relações de a/d pode ocorrer ruptura da zona comprimida com altura diminuída devido ao efeito do esforço cortante, ou por esmagamento do “arco comprimido” da viga. Nas vigas com elevados valores de resistência à compressão, baixas relações a/d e sem armadura transversal a ruptura torna-se súbita e “explosiva”.

Segundo Singhe e Chintakindi (2013), o aumento da resistência ao cisalhamento provido pela maior taxa de armadura deve ser atribuído à menor abertura das fissuras, que contribui para o maior engrenamento dos agregados devido ao aumento no atrito entre as superfícies das fissuras.

Atuando entre as fissuras, a armadura de flexão se comporta como um pino de ligação entre as duas faces da fissura, solidarizando as faces separadas e ampliando a região de concreto responsável pela transmissão de força cortante por tensões oblíquas de tração. O acréscimo de tensões na armadura longitudinal, devido ao efeito de pino, conduz à fissuração do concreto ao longo desta armadura, cabendo então à zona comprimida resistir a todos os esforços, a qual se torna muito pequena e acaba rompendo. Verifica-se assim que estes mecanismos de resistência ao cisalhamento não atuam independentemente (Savaris, 2016).

2.4.1.3 ENGRENAMENTO DOS AGREGADOS

Devido à rugosidade dos agregados ocorre um intertravamento entre eles nas superfícies das fissuras, o que proporciona uma resistência ao deslizamento e a transferência de força cortante através uma fissura inclinada. O termo intertravamento dos agregados vem sendo substituído por atrito entre as superfícies, porque os concretos de alta resistência têm matriz com resistência semelhante à dos agregados, contribuindo para o mecanismo da transferência de força cortante, mesmo após a propagação da fissura entre os agregados (Teodoro, 2013).

Em uma fissura inclinada existe uma resistência ao deslizamento entre as duas superfícies do concreto, de um lado e do outro da fissura, devido à rugosidade e engrenamento dos agregados e da própria matriz do concreto, que proporcionam uma transferência de força cortante através da fissura inclinada. O mecanismo de engrenamento dos agregados na interface das fissuras proporciona uma contribuição significativa à resistência à força cortante de vigas de concreto armado e protendido. Algumas considerações relevantes são descritas a seguir segundo Barros (2009):

- os fatores que mais influenciam o fenômeno são, a abertura da fissura e o tamanho dos agregados. A resistência diminui com o aumento da abertura da fissura e a diminuição do tamanho dos agregados. Concretos com maiores

resistências tendem a apresentar superfícies menos rugosas, e conseqüentemente uma menor transferência de força cortante;

- quanto menor a abertura da fissura maior é a área de contato e, conseqüentemente, maior a transferência de força cortante;
- a contribuição do engrenamento dos agregados é maior nas seções onde as fissuras por força cortante desenvolvem-se dentro da alma da viga, e menor nas fissuras inclinadas que são continuidade de fissuras de flexão, iniciadas na borda tracionada da viga. A porcentagem da contribuição é maior para valores baixos e médios da tensão ou resistência última à força cortante, mas é ainda notada em valores maiores, quando o efeito do engrenamento dos agregados diminui;
- o uso de estribos de pequeno diâmetro (menor espaçamento) favorecem o engrenamento dos agregados.

A Figura 2.30 representa a transferência de tensões cisalhantes através de uma fissura. Observa-se que faces de fissuras com superfícies irregulares e mais rugosas resultam na maior transferência de tensões cisalhantes através das fissuras devido ao engrenamento dos agregados, sendo, segundo Desnerck *et al.* (2009) o único mecanismo no qual as propriedades do concreto, tais como a granulometria do agregado e as resistências à compressão e tração, apresentam influência.

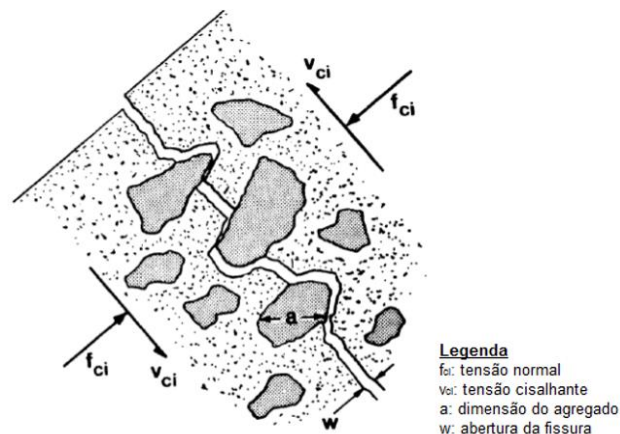


Figura 2.30 – Engrenamento dos agregados (Vecchio e Collins, 1986).

Quando a resistência da argamassa é superior à resistência dos agregados, como no caso dos concretos de alta resistência, a ruptura ocorre no agregado, conforme Figura 2.31 (a), reduzindo o efeito do engrenamento. Este efeito também ocorre em estruturas de CAA, devido à redução do volume e dimensão do agregado graúdo e melhorias na argamassa (Lachemi *et al.*, 2005), conforme pode ser verificado na Figura 2.31 (b), onde o plano de cisalhamento para concretos com menor dimensão de agregado torna-se menos rugoso.

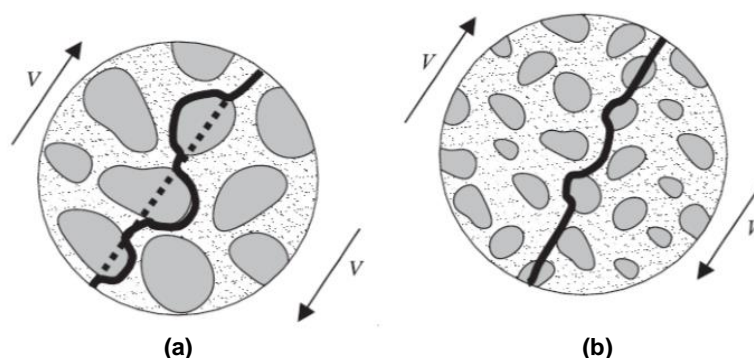


Figura 2.31 – Influência da dimensão do agregado no plano de cisalhamento do concreto: a) plano de ruptura atravessando o agregado e b) plano de ruptura circundando o agregado (Lachemi *et al.*, 2005).

Um dos fatores limitantes na parcela de engrenamento dos agregados é a abertura das fissuras. Desta forma, a altura da peça passa a influenciar o controle da abertura das fissuras de flexão. À medida que a altura da viga aumenta, os espaçamentos entre as fissuras e suas aberturas tendem a aumentar, diminuindo assim o atrito entre as faces das fissuras e reduzindo consideravelmente a tensão cisalhante nominal última (Wight e Macgregor, 2009).

O formato dos grãos dos agregados influencia o plano de fissuração. Os agregados de formato cúbico e com arestas arredondadas geram maior engrenamento, devido ao plano de cisalhamento circundar o agregado mais facilmente. Isto pode ser verificado no trabalho desenvolvido por Kim *et al.* (2010), que compararam vigas de concreto armado produzidas com seixo rolado e rocha calcária britada submetidas às tensões cisalhantes, nas quais os concretos confeccionados com seixo rolado apresentaram maior resistência ao cisalhamento.

O emprego de agregados de maior dimensão, desde que o agregado possua maior resistência que a argamassa, acarreta em maior engrenamento entre as faces das fissuras. A resistência mecânica dos agregados torna-se um fator preponderante no plano de ruptura do concreto, já que a utilização de agregados

mais resistentes que a argamassa acarreta a ruptura na interface entre a pasta e o agregado, melhorando o engrenamento.

Observa-se que a composição do concreto influencia diretamente a resistência ao cisalhamento, devido ao tipo, dimensão máxima e volume de agregados graúdos empregado na composição. Dentre as normas internacionais, destaca-se para o dimensionamento ao cisalhamento de vigas a norma canadense CSA A23.3 (2004), por considerar em sua formulação, além do tipo de agregado, a dimensão máxima do agregado e um parâmetro de espaçamento equivalente das fissuras de cisalhamento.

2.4.2 VIGAS COM ARMADURA TRANSVERSAL

A ruptura de vigas de concreto armado por ação da força cortante ocorre quando a tensão atuante na armadura de cisalhamento ou na diagonal comprimida de concreto supera a resistência de um dos materiais, sendo influenciada pela redistribuição de esforços internos, da quantidade e direção da armadura de cisalhamento e também das propriedades dos materiais. De acordo com a literatura, as vigas de concreto armado submetidas às forças cortantes podem apresentar ruptura física de três diferentes modos (Savaris, 2016):

- ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes;
- ruptura na presença de armaduras transversais eficazes (cortante-compressão, cortante-tração, cortante-flexão, por flexão da armadura longitudinal);
- ruptura por deficiência das ancoragens.

Considerando o fato de que a armadura de cisalhamento em vigas é obrigatória pela maioria das normas de dimensionamento como forma de evitar a ruptura “frágil” da viga, a ruptura por falta de armadura de cisalhamento ocorre somente em lajes ou cascas, nas quais a resistência da peça depende da resistência à tração do concreto e de outros mecanismos resistentes associados à estrutura interna da peça. Nos casos das vigas, esta forma de ruptura pode ocorrer por espaçamento excessivo das barras das armaduras transversais, devido a erros de dimensionamento, ou pela adoção de arranjos inadequados das armaduras (Figura 2.32).

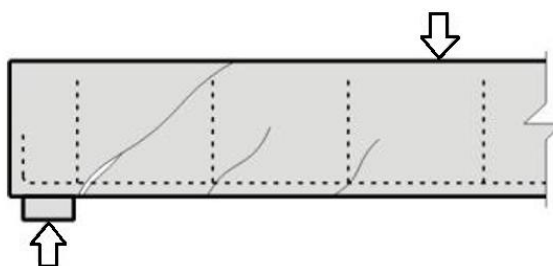


Figura 2.32 – Ruptura na ausência de armaduras transversais eficazes (Fusco, 2008).

Em alguns casos, mesmo apresentando armadura transversal, pode ocorrer a ruptura da seção transversal por resistência insuficiente do aço ou do concreto das seguintes formas:

- **ruptura força cortante-compressão:** ocorre quando a resistência das diagonais comprimidas de concreto é superada. No caso de seções com pequenas larguras para as solicitações atuantes, as tensões principais de compressão podem atingir valores elevados, incompatíveis com a resistência do concreto à compressão com tração perpendicular (estado duplo). Tem-se, então, uma ruptura por esmagamento da biela. A ruptura da diagonal comprimida determina o limite superior da capacidade resistente da viga à força cortante, cujo limite depende, portanto, da resistência do concreto à compressão, Figura 2.33 (a);
- **ruptura força cortante-tração:** ocorre quando é superada a resistência à tração da armadura transversal. É o tipo mais comum de ruptura por cisalhamento, resultante da deficiência da armadura transversal para resistir às tensões de tração devidas à força cortante, o que faz com que a peça tenha a tendência de se dividir em duas partes, Figura 2.33 (b);
- **ruptura força cortante-flexão:** ocorre nas proximidades de cargas concentradas elevadas onde há a interação entre a força cortante e o momento fletor. No caso de armadura de cisalhamento insuficiente, essa armadura pode entrar em escoamento, provocando intensa fissuração (fissuras inclinadas), invadindo a região comprimida pela flexão. Isto diminui a altura dessa região comprimida e sobrecarrega o concreto, que pode sofrer esmagamento, mesmo com momento fletor inferior àquele que provocaria a ruptura do concreto por flexão, Figura 2.33 (c).

- **ruptura por flexão da armadura longitudinal:** pode ocorrer devido às tensões geradas pelas bielas de compressão quando se apoiam no banzo tracionado sobre a barra longitudinal, ou seja, a deformação exagerada da armadura transversal pode provocar grandes aberturas das fissuras de cisalhamento, provocando tensões de flexão muito elevadas nessas armaduras. O deslocamento relativo das seções adjacentes pode acarretar na flexão localizada da armadura longitudinal, levando a viga a um tipo de ruína que também decorre do cisalhamento geralmente devido aos espaçamentos excessivos dos estribos ou ancoragem deficiente dos estribos no banzo tracionado da viga, Figura 2.33 (d).

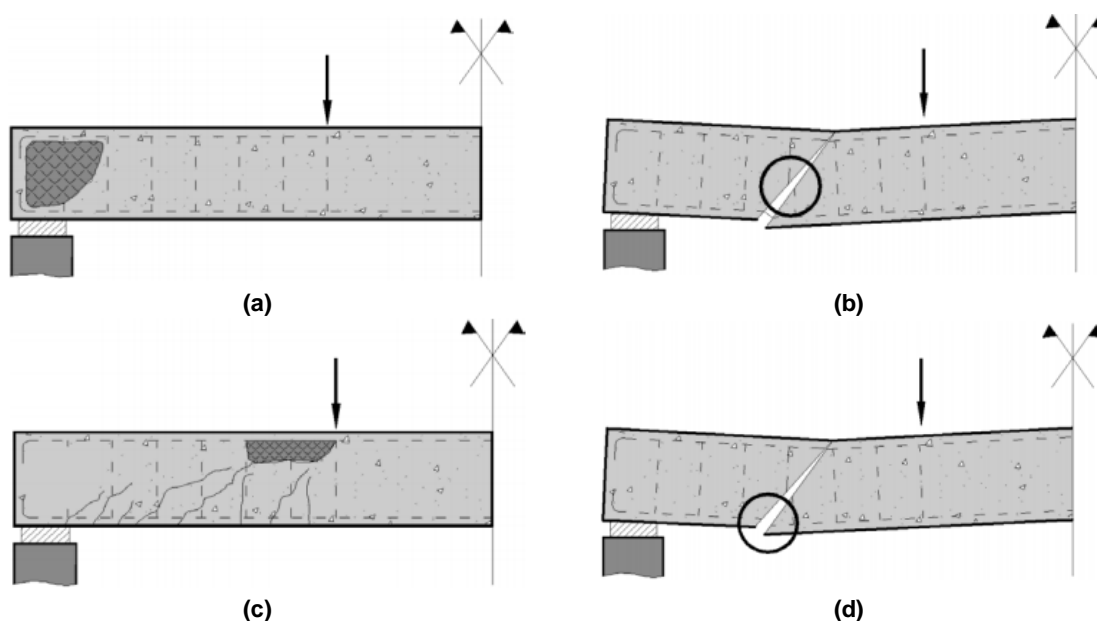


Figura 2.33 – Ruptura na presença de armaduras transversais eficazes: a) força cortante-compressão; b) força cortante-tração; c) força cortante-flexão e d) flexão da armadura longitudinal de tração (adaptado Fusco, 2008).

A armadura longitudinal é altamente solicitada no apoio, em decorrência do efeito de arco. No caso de ancoragem insuficiente, pode ocorrer o colapso na junção da diagonal comprimida com o banzo tracionado, junto ao apoio. A ruptura por deficiência da ancoragem ocorre principalmente nas extremidades das vigas e em locais de grande variação do momento fletor onde, devido ao cisalhamento horizontal na interface entre o aço das barras longitudinais e o concreto que as envolve, ocorre o fendilhamento horizontal do concreto e, conseqüente, perda de aderência, facilitando o escorregamento da armadura (Figura 2.34).

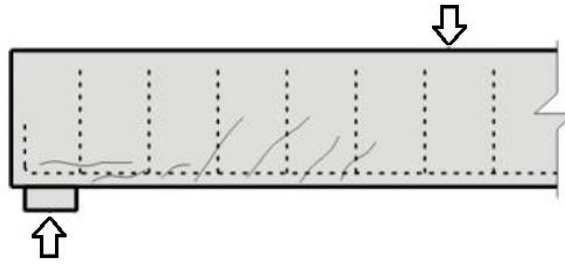


Figura 2.34 – Fissuração na região de aderência das barras longitudinais devido ao cisalhamento (adaptado Fusco, 2008).

A forma com que a ruptura ocorre depende da ação dos mecanismos de resistência aos esforços de cisalhamento, influenciados por diversos fatores, entre eles as dimensões e geometria da seção transversal, o tipo de carregamento, os níveis de tensões a que a viga está submetida, às taxas de armadura transversal e longitudinal e as propriedades dos materiais.

Entender o comportamento do cisalhamento no concreto armado sempre foi e ainda está sendo um desafio aos pesquisadores, onde muitos destes estudos buscam uma estimativa da capacidade resistente do elemento estrutural. Apesar do intenso interesse, em razão do complexo comportamento global das estruturas de concreto e da dificuldade de se estimar com precisão a parcela de contribuição de cada um dos diferentes mecanismos resistentes à força cortante, o colapso por cisalhamento ainda não foi completamente desvendado (Garcia, 2002).

Nas estruturas de concreto, não fissuradas, a resistência ao cisalhamento é decorrente da resistência à tração do concreto e de mecanismos resistentes alternativos. Os principais mecanismos de resistência ao cisalhamento são: a compressão da zona não fissurada do concreto, o efeito de arco, o atrito de contato entre as superfícies das fissuras gerado pelo engrenamento entre os agregados, o efeito de pino da armadura longitudinal e a tensão residual nas fissuras.

O grau de importância de cada um destes mecanismos na resistência ao cisalhamento é tema de controvérsias entre os pesquisadores (Savaris, 2016).

2.4.3 VIGAS SEM ARMADURA TRANSVERSAL

As vigas de concreto armado se comportam de forma mais complexa que as de material homogêneo e isótropo. Para uma melhor sistematização, segue uma análise dos tipos de ruptura de uma viga biapoiada com uma carga concentrada, armada longitudinalmente, porém sem de armadura transversal (Menon, 2008):

- **ruptura por flexão:** é uma ruptura dúctil, onde as fissuras originam-se aproximadamente ortogonais à armadura de flexão, em uma região em que a tensão de tração alcança seu máximo, superando a resistência à tração do concreto, conforme ilustra a Figura 2.35;

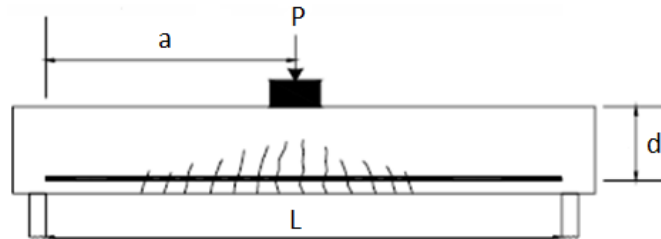


Figura 2.35 – Ilustração da ruptura por flexão (Sánchez, 1999 *apud* Garcia, 2002).

- **ruptura por tração diagonal:** após a formação das fissuras da flexão, fissuras inclinadas, advindas de uma tração diagonal, ocorrem nas seções intermediárias entre os apoios e o centro do vão, pois a tensão principal de tração supera a resistência à tração do concreto, como ilustra a Figura 2.36;

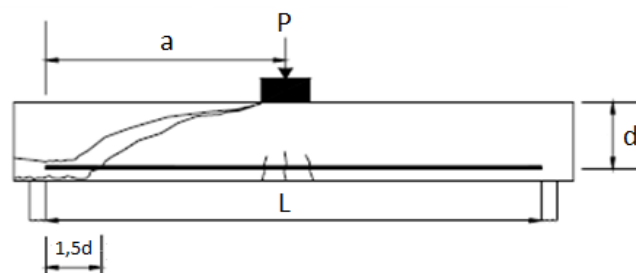


Figura 2.36 – Ilustração da ruptura por tração diagonal (Sánchez, 1999 *apud* Garcia, 2002).

- **ruptura por compressão no topo e tração diagonal:** primeiramente originam-se as fissuras de flexão, logo após surgem às fissuras diagonais (tração diagonal) que se manifestam em direção ao topo da viga, causando a diminuição da zona comprimida de concreto, esse processo leva a ruptura dessa região pelo esmagamento do concreto, ou seja, a tensão principal de compressão supera a resistência à compressão do concreto, conforme mostra a Figura 2.37.

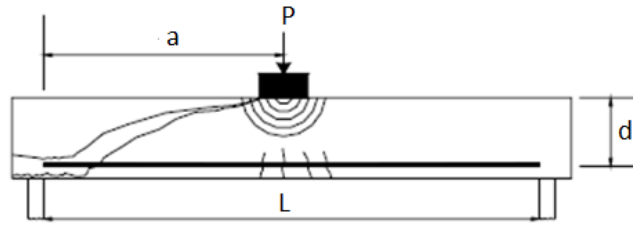


Figura 2.37 – Ilustração da ruptura por compressão no topo e tração diagonal (Sánchez, 1999 *apud* García, 2002).

Nos casos de ruptura por tração diagonal e por compressão no topo, a fissura diagonal pode manifestar-se em direção à armadura longitudinal, resultando no deslocamento dessa armadura, caso haja uma ancoragem deficiente, ocasionando a ruptura por ancoragem da armadura de flexão. Os mecanismos internos que atuam na resistência das vigas ao cortante e suas principais características são descritos a seguir (Kani *et. al.*, 1964).

2.5 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO E AO ESFORÇO CORTANTE

Nos itens a seguir são apresentados os requisitos para o dimensionamento de vigas submetidas a esforços de flexão e cortante da norma ABNT NBR 6118 (2014), na qual foram baseados os dimensionamentos das vigas deste trabalho. São apresentadas também, algumas normas internacionais, com ênfase na resistência ao cisalhamento. Os valores segundo tais normas foram obtidos com o intuito de compará-los aos resultados provenientes do programa experimental desenvolvido neste trabalho.

2.5.1 ABNT NBR 6118 (2014)

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014), baseada no modelo de treliça, se aplica aos concretos com resistência à compressão entre 20 MPa e 90 MPa.

Sabendo que esta pesquisa visou analisar o comportamento ao cisalhamento de vigas de concreto armado, as mesmas precisaram ser dimensionadas para que a ruptura não ocorresse por flexão. As relações a/d foram escolhidas para que a ruptura ocorresse por cisalhamento. Nos itens a seguir, são apresentados os procedimentos da norma ABNT NBR 6118 (2014) para elementos

sujeitos à força cortante, eventualmente combinada com outros esforços solicitantes na ruptura.

A resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as condições das Equações 2.3 e 2.4:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (2.3)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2.4)$$

onde:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, na seção;

V_{Rd2} = a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruptura das diagonais comprimidas e concreto;

V_{Rd3} = força cortante resistente de cálculo, relativa a ruptura por tração diagonal;

V_c = parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} = parcela resistida pela armadura transversal.

No caso em estudo, a viga não foi dotada de armadura transversal, assim, foi desprezada a parcela V_{sw} .

O dimensionamento, pela norma ABNT NBR 6118 (2014), pode ser realizado optando-se pelo modelo I ou pelo modelo II, para o cálculo da resistência através da verificação do estado limite último. Usou-se o modelo I de dimensionamento para esta pesquisa.

O modelo de cálculo I admite diagonais de compressão inclinadas de 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independente de V_{sd} . A verificação da compressão diagonal do concreto, para o modelo de cálculo I, é feita pela Equação 2.5.

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.5)$$

A parcela de contribuição da resistência do concreto (V_c) no modelo de cálculo I assume o valor de V_{c0} na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção, conforme a Equação 2.6:

$$V_c = V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (2.6)$$

onde:

f_{ctd} = resistência à compressão de cálculo do concreto, considerada

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c;$$

α_{v2} = coeficiente adimensional que representa o índice de fragilidade do concreto dado por (Equação 2.7):

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (2.7)$$

No dimensionamento ao esforço cortante é usual trabalhar com tensões ao invés de esforços. As tensões (τ) são calculadas dividindo-se os esforços de cisalhamento por " $b_w \cdot d$ ". Assim, podemos resumir que a contribuição dos mecanismos complementares é dada pela Equação 2.8:

$$\tau_c = \tau_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \quad (2.8)$$

No caso da ausência de ensaios é permitida pela norma ABNT NBR 6118 (2014) a avaliação de f_{ctd} através das relações encontradas nas Equações 2.9, 2.10 e 2.11:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (2.9)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (2.10)$$

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ctk}^{3/2} \quad (2.11)$$

Assim, encontramos o valor de V_c através da Equação 2.12:

$$V_c = \tau_c \cdot (b_w \cdot d) \quad (2.12)$$

As vigas foram dimensionadas à flexão adotando a simplificação do diagrama parábola-retângulo por um diagrama retangular equivalente de tensões, com o uso das Equações 2.13 e 2.14.

$$M_d = \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad (2.13)$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma_{sd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)} \quad (2.14)$$

onde:

M_d = momento fletor de cálculo;

A_s = área de armadura longitudinal;

x = altura da linha neutra;

d = altura efetiva da seção;

σ_{sd} = tensão na armadura tracionada.

A geometria da viga usada nesta pesquisa é apresentada na Figura 2.38.

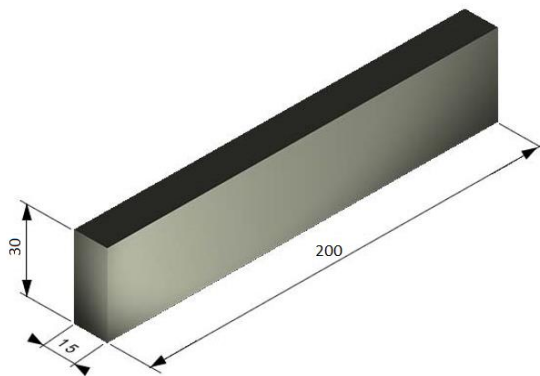


Figura 2.38 – Valores adotados para as dimensões das vigas, em centímetros.

Vale ressaltar que os elementos submetidos à flexão devem ser dimensionados de modo que a linha neutra se encontre dentro dos domínios 2 e 3, para que a armadura seja bem aproveitada e a ruptura ocorra com aviso prévio. Os limites dos domínios para a posição da linha neutra dentro da seção pode ser encontrada por semelhança de triângulos dentro da relação x/d (altura de linha neutra/altura útil da seção). Assim, foram fixados para a linha neutra na ruptura os limites de x_{lim2-3} e x_{lim3-4} , obtidos pela Lei de Hooke, através da Equação 2.15:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{sy}} \quad (2.15)$$

onde:

x_{lim} = limite para a fronteira do diagrama de domínios;

ε_{cu} = deformação máxima do concreto;

ε_{sy} = deformação de escoamento do aço.

Sabe-se que nos domínios 2 e 3 a tensão da armadura tracionada (σ_{sd}) é igual a máxima tensão possível, isto é f_{yd} , que depende exclusivamente da escolha do aço. Na Tabela 2.12 constam os valores da deformação de início de escoamento do aço (ε_{yd}), o limite da posição da linha neutra entre os domínios 3 e 4 (x_{lim3-4}) e $\beta_{x_{lim3-4}}$ ($\beta_x = x/d$), para os diferentes tipos de aço e para os concretos do grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa).

Tabela 2.12 – Valores de ε_{yd} , x_{lim3-4} e $\beta_{x_{lim3-4}}$ para concretos do grupo I de resistência ($f_{ck} \leq 50$ MPa) em função da categoria do aço.

AÇO	ε_{yd} (%)	x_{lim3-4}	$\beta_{x_{lim3-4}}$
CA-25	1,04	0,77d	0,77
CA-50	2,07	0,63d	0,63
CA-60	2,48	0,59d	0,59

Para complementar a análise do domínio da viga, deve também ser analisada a relação entre a posição da linha neutra e a altura útil (x/d), para obedecer a limites impostos pela norma que recomenda a redistribuição de momentos fletores e condições de ductilidade, afirmando que a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra na ruptura. Quanto menor for x/d , tanto maior será essa capacidade. E para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra na ruptura deve obedecer aos seguintes limites:

- $x/d \leq 0,45$ para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- $x/d \leq 0,35$ para concretos com $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa.

A taxa de armadura longitudinal balanceada, desta pesquisa, foi admitida utilizando como limite x_{lim3-4} e é obtida da Equação 2.16:

$$\rho_b = \frac{A_{s,lim3-4}}{b_w \cdot d} \quad (2.16)$$

onde:

ρ_b = taxa de armadura longitudinal balanceada;

$A_{s,lim3-4}$ = área de armadura longitudinal no limite dos domínios 3-4.

b_w = largura da seção transversal;

d = altura útil.

Foram então escolhidas as relações entre a taxa de armadura balanceada e uma taxa de armadura qualquer, inferior ao valor calculado, variando assim a armadura longitudinal tracionada com o objetivo de identificar a contribuição do efeito de pino na resistência ao esforço cortante. As taxas então escolhidas foram: 80%, 60% e 40% da armadura longitudinal balanceada (limite entre os domínios 2 e 3).

2.5.2 CSA A23.3 (2004)

A norma canadense apresenta para dimensionamento ao cisalhamento um modelo baseado no método geral da teoria do campo de compressão modificada.

Com o intuito de eliminar a necessidade de um processo iterativo, as equações desta norma foram desenvolvidas simplificadaamente para os fatores β , referentes à resistência do concreto fissurado, θ , relativo ao ângulo de inclinação da fissura, e ε_x , correspondente à deformação longitudinal.

A principal hipótese adotada neste método é que o engrenamento do agregado governa a ruptura por cisalhamento em elementos sem armadura transversal, sendo considerada a influência da dimensão máxima do agregado neste engrenamento. Vale ressaltar que, para o dimensionamento de estruturas de concreto segundo esta norma, a resistência à compressão considerada não deve ser superior a 80 MPa.

Assim, os elementos devem ser dimensionados de forma a atender a condição dada pelas Equações 2.17 e 2.18):

$$V_r \geq V_f \quad (2.17)$$

$$V_f \leq 0,25 \cdot \phi_c \cdot f_c \cdot b_w \cdot d_v \quad (2.18)$$

onde:

V_r = força cortante resistiva minorada;

V_f = força cortante atuante majorada;

ϕ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto;

b_w = largura da seção transversal;

d_v = altura efetiva de cisalhamento, considerada o maior entre os valores: 0,9d ou 0,72h.

A parcela resistiva (V_r) é formada pela soma de duas componentes: V_s , resistência fatorada da armadura transversal, e V_c , relativa à resistência fatorada do concreto ao cisalhamento, válida somente para estruturas não protendidas.

A parcela resistente ao cisalhamento conferida pelos estribos é determinada por uma equação advinda do modelo de treliça generalizado (Equação 2.19), que por ventura, no estudo realizado não será considerada:

$$V_s = \frac{\phi_s \cdot A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \text{sen}\alpha}{s} \quad (2.19)$$

Enquanto que, a parcela atribuída à resistência do concreto ao cisalhamento deve ser calculada por meio da Equação 2.20:

$$V_c = \phi_c \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d_v \quad (2.20)$$

onde:

ϕ_c = coeficiente de redução para o concreto com agregados leves, com densidade de até 1850 kg/m³ (0,75), concreto com agregado miúdo leve, com densidade entre 1850 kg/m³ e 2150 kg/m³ (0,85) e concreto com densidade normal (1,0).

β = coeficiente relativo à resistência ao cisalhamento do concreto fissurado, dado pela Equação 2.21:

$$\beta = \frac{520}{(1 + 500 \cdot \varepsilon_x) \cdot (1000 + \varepsilon_{ze})} \quad (2.21)$$

O coeficiente β leva em consideração a resistência ao cisalhamento do concreto fissurado, podendo ser adotado igual a 0,21, nos casos de vigas com largura da seção transversal inferior a 25 cm, desde que a inclinação da biela comprimida seja adotada igual a 42°, para as demais estruturas deve ser determinado por métodos simplificado ou geral. Como as dimensões das vigas ensaiadas se enquadram nestas exigências, não houve a necessidade de determinação de outros valores para β .

2.5.3 ACI 318 (2014)

A norma americana define uma formulação para dimensionamento de estruturas de concreto ao cisalhamento válida para concretos com resistência à compressão inferior a 70 MPa, baseada no modelo de treliça, considerando o ângulo de inclinação da biela comprimida igual a 45° e assumindo que existe uma parcela de contribuição da resistência do concreto (V_c) e o excedente é absorvido pela armadura transversal (V_s). De forma simplificada o dimensionamento deve atender às Equações 2.22 e 2.23:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.22)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.23)$$

onde:

ϕ = fator de redução da resistência ao cisalhamento para concretos com agregados graúdos e miúdos leves (0,75), para agregados graúdos leves (0,85) e agregados de peso normal (1,0);

V_n = resistência nominal ao cisalhamento;

V_u = força cortante fatorada na seção considerada;

V_c = resistência nominal ao cisalhamento provida pelo concreto;

V_s = resistência nominal ao cisalhamento provida pela armadura.

A parcela de contribuição do concreto (V_c), para elementos estruturais de concreto não protendido submetidos a momentos fletores e forças cortantes, é dada pela Equação 2.24:

$$V_c = \lambda \cdot 0,3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.24)$$

Onde:

λ = coeficiente de minoração da resistência do concreto;

f'_c = resistência do concreto à compressão;

b_w = largura da seção transversal;

d = altura efetiva da seção transversal.

A parcela resistida pela armadura transversal (V_s) é obtida pela Equação 2.25, sendo limitada como forma de evitar a abertura excessiva das fissuras, porém não foi utilizada para este trabalho, uma vez que não houve armadura transversal nas vigas ensaiadas.

$$V_s = \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}{s} \leq \frac{2}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad (2.25)$$

onde:

A_{sw} = área de aço da armadura transversal (mm²);

f_{yw} = tensão de escoamento da armadura transversal (MPa);

s = espaçamento dos estribos da armadura transversal (mm);

b_w = largura da seção transversal;

d = altura efetiva da seção transversal.

Segundo Wight e Macgregor (2009), a limitação da força cortante máxima suportada pelos estribos promove, além de um controle da fissuração, a segurança adequada contra o esmagamento da biela de concreto comprimida.

2.5.4 CEN EC-2 (2004)

A norma europeia considera, para vigas moldadas em concreto com resistência a compressão inferior a 90 MPa e também baseada no modelo de treliça, a resistência das bielas comprimidas de concreto, com inclinação variável entre 21,8° e 45°, e a armadura transversal atuando sob tração. Assim, a força cortante máxima atuante em uma seção transversal é determinada pela resistência da biela comprimida, segundo as Equações 2.26 e 2.27:

$$V_{Rd} = V_{Sd} \quad (2.26)$$

$$V_{Rd,máx} = \frac{b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)} \quad (2.27)$$

onde:

V_{Rd} = força cortante resistente de cálculo;

V_{Sd} = força cortante atuante na seção;

$V_{Rd,max}$ = força cortante resistente máxima;

z = braço de alavanca das forças internas;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto;

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

θ = ângulo de inclinação das bielas comprimidas;

α = ângulo de inclinação dos estribos.

Nos elementos estruturais com armadura transversal, o dimensionamento considera que a força cortante é totalmente resistida pela armadura transversal, sendo desprezada qualquer parcela de resistência dos mecanismos alternativos da treliça. A armadura transversal é determinada a partir da força cortante resistida pela armadura, demonstrada aqui apenas como complemento da normatização, porém não foi calculada neste trabalho, pois não foram utilizadas armaduras transversais nas vigas ensaiadas (Equação 2.28):

$$V_{swd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \text{sen}\alpha \quad (2.28)$$

onde:

V_{swd} = força cortante de cálculo resistida pela armadura transversal;

A_{sw} = área de aço da armadura transversal contida no espaçamento "s";

f_{ywd} = resistência de projeto de escoamento da armadura transversal;

θ = ângulo de inclinação das bielas comprimidas;

α = ângulo de inclinação dos estribos.

Quando se trata de elementos estruturais sem armadura transversal, esta norma considera a presença de uma resistência do concreto ao cisalhamento (V_c) de acordo com a Equação 2.29:

$$V_c = 0,18 \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{cd}} \cdot b_w \cdot d \quad (2.29)$$

onde:

ρ_l = taxa de armadura longitudinal;

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

b_w = largura da seção transversal;

d = altura efetiva da seção transversal.

Sendo, o valor de k obtido através da Equação 2.30:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \quad (2.30)$$

onde:

d = altura efetiva da seção transversal.

2.6 PESQUISAS RELACIONADAS AO TEMA

Nos próximos itens serão apresentadas, de forma sucinta, algumas pesquisas mais recentes, relacionadas, direta ou indiretamente ao tema deste trabalho, comprovando a necessidade de estudos mais aprofundados para os mecanismos de resistência ao esforço cortante em CLAA, entre outros.

2.6.1 ESTUDO DE HASSAN *et al.* (2010)

Hassan *et al.* (2010) realizaram uma investigação experimental para avaliar a resistência ao cortante, comportamento à fissuração e flechas para vigas de concreto armado moldadas com CAA e concreto convencional (CC). As variáveis foram: o tipo de concreto, altura das vigas (150 mm a 750 mm) e taxa de armadura longitudinal de 1,0% a 2,0%. Segundo o autor, o mecanismo de engrenamento dos agregados afeta diretamente a resistência ao cisalhamento e a fissuração, e os deslocamentos verticais são influenciados pelas dimensões da viga.

Foram investigadas 20 vigas de concreto armado (10 com CAA e 10 com CC) sem armadura de cisalhamento. As vigas tinham 400 mm de altura e a relação entre o vão de cisalhamento e altura efetiva foi mantida constante ($a/d = 2,50$). As

10 vigas de concreto armado de cada tipo de concreto formaram dois grupos idênticos de cinco vigas com altura total (h) variável de 150 mm a 750 mm, e uma taxa de armadura longitudinal (ρ_s) de 1,0% ou 2,0%. A Tabela 2.13 mostra as características de cada viga, sendo, comprimento (L), vão efetivo (S), altura útil (d) e altura (h).

Tabela 2.13 – Detalhes das vigas do programa experimental de Hassan *et al.* (2010).

VIGA	L (mm)	S (mm)	h (mm)	d (mm)	ρ_s (%)	ARMADURA LONGITUDINAL	
						COMPRESSÃO	TRAÇÃO
1CAA150 1CC150	1050	750	150	102,5	1	–	3 ϕ 15
2CAA150 2CC150	1050	750	150	100,5	2	–	4 ϕ 20
1CAA250 1CC250	1750	1250	250	200,5	1	2 ϕ 10	5 ϕ 15
2CAA250 2CC250	750	1250	250	197,5	2	2 ϕ 10	4 ϕ 25
1CAA363 1CC363	2340	1815	363	310,5	–	2 ϕ 15	3 ϕ 25
2CAA363 2CC363	2340	1815	363	305,5	2	2 ϕ 15	3 ϕ 25
1CAA500 1CC500	3200	250	500	447,5	1	2 ϕ 15	4 ϕ 25
2CAA500 2CC500	3200	250	500	442,5	–	2 ϕ 15	4 ϕ 35
1CAA750 1CC750	4500	3750	750	667,5	1	2 ϕ 15	6 ϕ 25
2CAA750 2CC750	4500	3750	750	650,5	2	2 ϕ 15	6 ϕ 35

O autor avaliou as vigas através do padrão de fissuração, abertura das fissuras, carregamento para abertura da primeira fissura e carga de fissuração diagonal, carga última ao cortante e resistência pós-ruptura ao cortante/ductilidade. Os resultados mostraram que a resistência última ao cortante de vigas de CAA foi ligeiramente inferior quando comparada à de CC. O esquema de ensaio a flexão a três pontos é apresentado na Figura 2.39.

Este estudo permitiu que o autor concluísse que houve uma similaridade geral entre as vigas de CAA e CC em termos de abertura de fissura, comprimento de fissura, ângulos de fissuras e em geral no modo de ruptura. Vigas com maior taxa de armadura longitudinal (2,0%) mostraram fissuras de menor abertura do que com menor taxa de armadura longitudinal (1,0%), tanto para vigas de CAA quanto para vigas de CC.



Figura 2.39 – Esquema de ensaio do estudo de Hassan *et al.* (2010).

A carga última de ruptura de vigas de CAA/CC aumentou com o acréscimo de armadura longitudinal, enquanto a tensão última de cisalhamento diminuiu com o aumento da altura da viga, independente de taxa de armadura longitudinal de 1,0% ou 2,0% (Tabela 2.14).

Tabela 2.14 – Resultados do programa experimental de Hassan *et al.* (2010).

VIGA	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	(V_u/V_{cr}) (%)
1CAA150	25	74	296
1CC150	26	78	300
2CAA150	27	81	300
2CC150	26	85	337
1CAA250	39	116	297
1CC250	43	123	286
2CAA250	43	128	298
2CC250	44	136	309
1CAA363	74	153	207
1CC363	71	169	238
2CAA363	77	166	216
2CC363	70	178	254
1CAA500	106	181	171
1CC500	101	209	207
2CAA500	126	206	163
2CC500	108	235	218
1CAA750	175	250	143
1CC750	177	298	178
2CAA750	210	315	150
2CC750	190	340	179

As vigas de CAA mostraram menor resistência última ao cisalhamento que vigas análogas de CC. A redução da resistência ao cisalhamento foi mais

considerável em vigas com maiores dimensões e com menor taxa de armadura. A resistência última ao cisalhamento foi 17% maior em vigas de CC. A resistência ao cisalhamento pós-fissuração diagonal e a ductilidade de vigas de CAA foram menores comparadas com as das vigas de CC, devido ao menor engrenamento entre agregados como consequência da menor quantidade de agregados em CAA.

Houve uma diferença entre a composição de CC e de CAA quanto à quantidade de agregado graúdo. As vigas de CC tinham 25% a mais de agregado graúdo com a intenção de avaliar o engrenamento entre agregados.

Os resultados dos ensaios foram comparados às estimativas de resistência última ao cisalhamento das normas americana ACI 318 (2005) e canadense CSA A23.3 (2004), as quais apresentaram valores conservadores em relação aos resultados obtidos experimentalmente.

2.6.2 ESTUDO DE JUAN (2011)

A pesquisa desenvolvida por Juan (2011) consistiu em investigar o padrão de fissuração e a resistência ao cisalhamento de vigas confeccionadas com concreto leve (com e sem agregados), pois o autor afirmou que, embora o agregado leve tenha sido introduzido no concreto para ambientes específicos com sucesso, ainda precisa ser aceito como uma alternativa viável em substituição ao concreto de peso normal.

Sua principal motivação foi o fato de normas (ACI, BS, EC-2, entre outras) recomendarem o dimensionamento ao cortante apenas levando em consideração a seção de concreto comprimida, assumindo ser a única parcela resistente juntamente com a armadura transversal, desprezando integralmente a intervenção dos outros mecanismos resistentes ao esforço cortante. E, como agravante, para o concreto leve, essa parcela ser tratada da mesma forma que para o concreto de peso normal, pois a aplicação de uma única constante como fator de redução para o concreto com agregados leves é uma simplificação grosseira considerando as propriedades dos vários agregados leves disponíveis.

O programa experimental desenvolvido por Juan (2011) incluiu 64 vigas de concreto leve (com agregados leves, sem adição de finos e concreto celular) sem armadura transversal e 22 vigas de concreto de referência com peso normal. As vigas foram ensaiadas à flexão a quatro pontos até a ruptura, conforme esquema

da Figura 2.40. Os resultados foram analisados e comparados com equações empíricas da literatura, bem como normas internacionais de concreto armado.

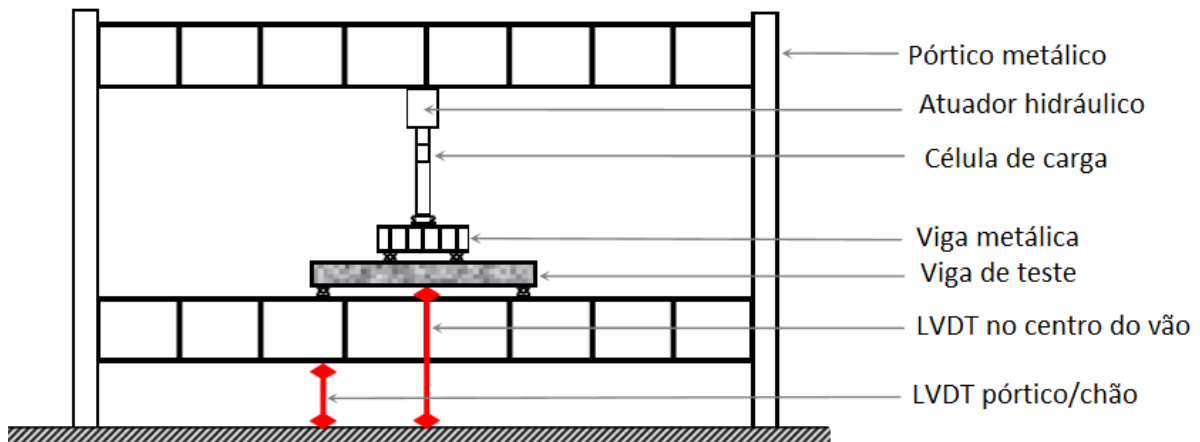


Figura 2.40 – Esquema de ensaio à flexão a 4 pontos da pesquisa de Juan (2011).

Foram moldadas 32 vigas da série-S, com seções transversais retangulares de 300 mm x 125 mm x 1350 mm (Figura 2.41), sem armadura transversal, para análise de elementos com comportamento de laje. A Tabela 2.15 apresenta as características da série-S.

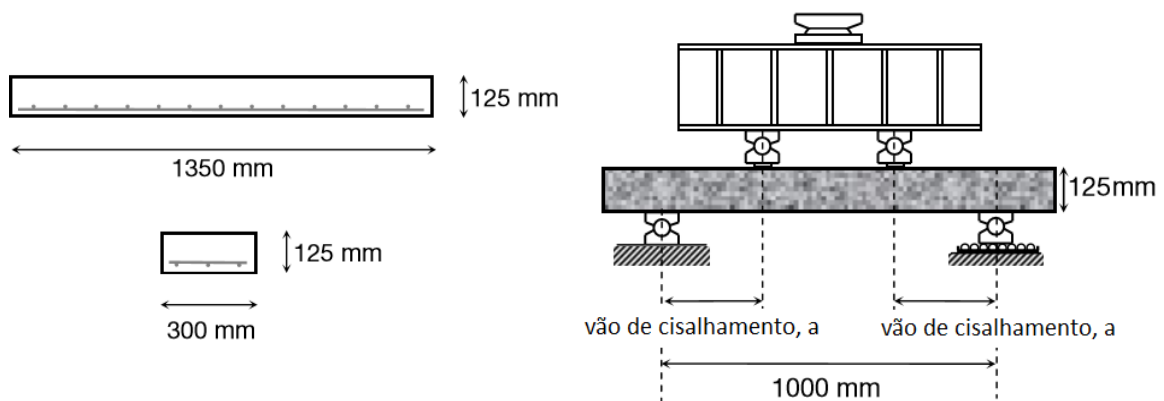


Figura 2.41 – Vigas da série-S, dimensões e setup de ensaio (Juan, 2011).

Tabela 2.15 – Programa experimental da série-S e resultados encontrados experimentalmente (Juan, 2011).

REFERÊNCIA	f_{cm} (MPa)	ARMADURA LONGITUDINAL		a/d	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	MODO DE RUPTURA
		ρ_s	número de barras				
SN AD 1.5	40	0,63	3 ϕ 10	1,5	63,0	73,5	F
SN AD 2.0	40	0,63	3 ϕ 10	2,0	30,0	58,3	F
SN AD 3.0	40	0,63	3 ϕ 10	3,0	33,0	40,0	F
SN AD 3.5	40	0,63	3 ϕ 10	3,5	27,5	35,2	F
SB AD 1.5	40	0,63	3 ϕ 10	1,5	37,5	67,0	F-C
SB AD 2.0	40	0,63	3 ϕ 10	2,0	33,5	43,7	C-C
SB AD 3.0	40	0,63	3 ϕ 10	3,0	34,3	36,1	C-C
SB AD 3.5	40	0,63	3 ϕ 10	3,5	27,5	28,3	C-C
SB C50 AD 1.5	50	0,63	3 ϕ 10	1,5	65,0	74,0	C-F
SB C50 AD 2.0	50	0,63	3 ϕ 10	2,0	37,0	56,7	C-C
SB C50 AD 3.0	50	0,63	3 ϕ 10	3,0	30,0	30,3	C-C
SB C50 AD 3.5	50	0,63	3 ϕ 10	3,5	31,5	34,1	C-C
SB C50 AD 3.0 P 0.23	50	0,23	3 ϕ 6	3,0	-	17,8	F
SB C50 AD 3.0 P 0.78	50	0,78	2 ϕ 6 + 3 ϕ 10	3,0	32,5	37,8	C
SB C70 AD 1.5	70	0,63	3 ϕ 10	1,5	67,5	72,5	F
SB C70 AD 2.0	70	0,63	3 ϕ 10	2,0	40,0	57,2	F
SB C70 AD 3.0	70	0,63	3 ϕ 10	3,0	33,0	39,4	C-C
SB C70 AD 3.5	70	0,63	3 ϕ 10	3,5	31,3	31,4	C-C
SA C50 AD 3.0	50	0,63	3 ϕ 10	3,0	35,0	35,3	C-C
SG C50 AD 3.0	50	0,63	3 ϕ 10	3,0	30,0	30,9	C-C
SXB AD 1.5	40	0,63	3 ϕ 10	1,5	21,0	68,6	C-C
SXB AD 2.0	40	0,63	3 ϕ 10	2,0	21,0	49,7	C-C
SXB AD 3.0	40	0,63	3 ϕ 10	3,0	19,2	25,2	C-C
SXB AD 3.5	40	0,63	3 ϕ 10	3,5	17,0	19,3	C-C
SX1 AD 1.5	40	0,63	3 ϕ 10	1,5	18,8	52,5	C
SX1 AD 2.0	40	0,63	3 ϕ 10	2,0	14,4	40,0	C-C
SX1 AD 3.0	40	0,63	3 ϕ 10	3,0	11,0	29,0	C-C
SX1 AD 3.5	40	0,63	3 ϕ 10	3,5	14,9	19,2	C-C
SX2 AD 1.5	40	0,63	3 ϕ 10	1,5	13,3	40,3	C
SX2 AD 2.0	40	0,63	3 ϕ 10	2,0	13,0	36,9	C
SX2 AD 3.0	4	0,63	3 ϕ 10	3,0	16,5	20,8	C
SX2 AD 3.5	40	0,63	3 ϕ 10	3,5	12,3	12,6	C

Notas: F (flexão);
C (cortante),
C-F (cortante-flexão)
C-C (cortante-compressão).

Foram moldadas também 16 vigas da série-R, sem armadura transversal no vão de cisalhamento e armadura mínima na região de flexão pura, de dimensões 125 mm x 200 mm x 2000 mm, para análise de elementos com comportamento de viga (Figura 2.42), a Tabela 2.16 apresenta as características da série-R.

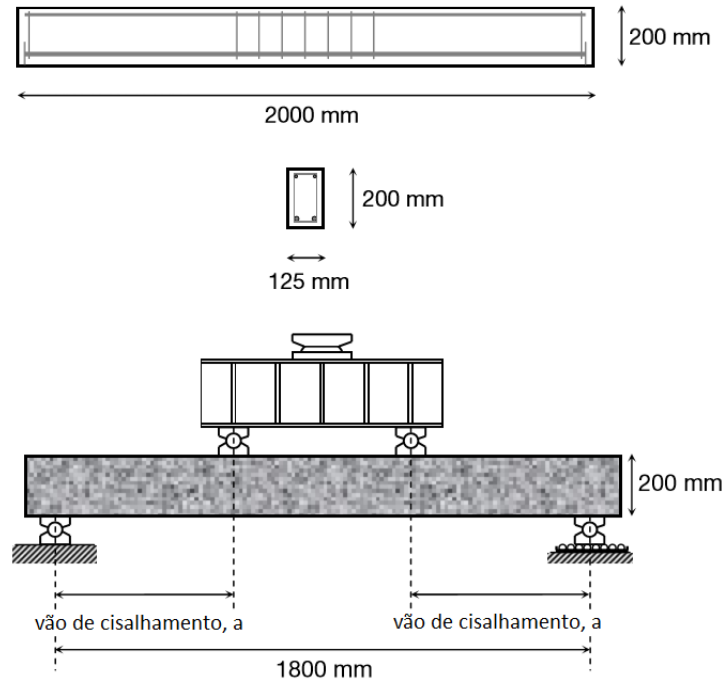


Figura 2.42 – Vigas da série-R: a) dimensões e b) setup de ensaio (Juan, 2011).

Tabela 2.16 – Programa experimental da série “R” e resultados encontrados experimentalmente (Juan, 2011).

REFERÊNCIA	f_{cm} (MPa)	ARMADURA LONGITUDINAL		a/d	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	MODO DE RUPTURA
		ρ_s	barras				
RD P1.06 T0.00	40	1,06	2 ϕ 13	3,0	15,9	17,2	C
RD P1.61 T0.00	40	1,61	2 ϕ 16	3,0	15,5	20,7	C
RD P2.51 T0.00	40	2,51	2 ϕ 20	3,0	18,2	25,7	C
RE P1.06 T0.00	40	1,06	2 ϕ 16	3,5	12,5	23,6	C
RE P1.61 T0.00	40	1,61	3 ϕ 10	1,5	14,3	26,6	C
RE P2.51 T0.00	40	2,51	2 ϕ 25	2,0	20,5	28,2	C
RE P3.93 T0.00	40	3,93	3 ϕ 10	3,0	30,0	48,2	C
RF P1.06 T0.00	40	1,06	2 ϕ 13	3,5	17,0	21,2	C
RF P1.61 T0.00	40	1,61	2 ϕ 16	1,5	12,5	24,3	C
RF P2.51 T0.00	40	2,51	2 ϕ 20	2,0	22,5	41,0	C
RN P1.06 T0.00	40	1,06	2 ϕ 13	3,0	25,8	30,8	C
RN P1.61 T0.00	40	1,6	2 ϕ 16	3,5	25,4	28,8	C
RN P2.51 T0.00	40	2,51	2 ϕ 20	3,0	-	35,2	C

A nomenclatura foi composta por: $XY\ Caa\ Pb.bb\ Tc.cc\ ADd.dd$ onde: X representa a seção transversal (série-S ou série-R), Y representa o agregado utilizado (Tabela 2.17), P é a taxa de armadura longitudinal, b.bb é a porcentagem de armadura longitudinal, T representa a taxa de armadura transversal, c.cc é a porcentagem de armadura transversal, ADd.dd a relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva (a/d) e Caa é a resistência do concreto, quando não informado possui valor de 40 MPa. A Figura 2.43 mostra os agregados utilizados e na Tabela 2.18 as composições realizadas.

Tabela 2.17 – Agregados graúdos utilizados na pesquisa de Juan (2011).

FORMA	TEXTURA DA SUPERFÍCIE	DENSIDADE APARENTE (kg/m ³)	DIÂMETRO NOMINAL (mm)	TIPO	COMPLEMENTO
Esférica - A	lisa	853	9	argila expandida	agregado leve
Esférica - B	lisa	767	8	argila expandida	agregado leve
Esférica - D	lisa	286	8	argila expandida	agregado leve
Elíptica - E	rugosa	574	12	argila expandida	agregado leve
Angular - F	rugosa	727	12	argila expandida	agregado leve
Esférica - G	lisa	818	5	argila expandida	agregado leve
Angular - N	rugosa	N/A	12	granito	britado de rocha
Esférica - X	lisa	-	-	bolhas de ar	agregado hipotético

Notas: Densidade aparente medida segundo a norma BS EN 1097 parte 3 (1998); N/A – não disponível
A – Leca. B – Liapor

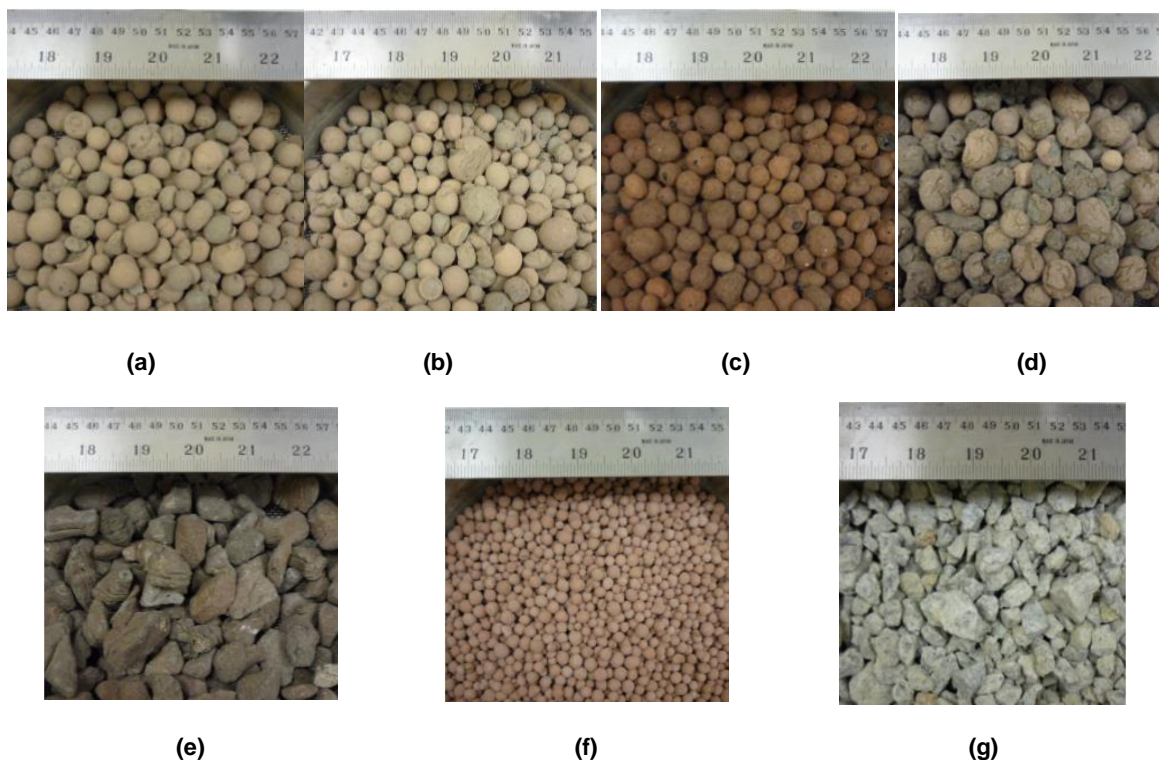


Figura 2.43 – Agregados: a) argila expandida “A”, b) argila expandida “B”, c) argila expandida “D”, d) argila expandida “E”, e) argila expandida “F”, f) argila expandida “G” e g) brita “N” (Juan, 2011).

Tabela 2.18 – Traços desenvolvidos por Juan (2011).

TIPO	f_{cm} teórico (MPa)	Cimento (kg/m ³)	Água (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Agregado graúdo (kg/m ³)	Escória de alto forno (kg/m)	Espuma (kg/m ³)	f_{cm} exper. (MPa)
SN	40	350	175	764	1040	-	-	39,3
SB	40	350	193	719	600	-	-	42,6
SB C50	50	500	160	679	600	-	-	47,0
SA	50	500	175	640	600	-	-	53,3
SG	50	450	171	692	580	-	-	57,0
SB C70	70	550	121	869	525	-	-	69,8
SXB	40	466	139,8	-	370	466	10,68	40,7
SX1	40	586	176	-	-	589	17,93	36,2
SX2	40	1097	384	-	-	-	18,90	25,0
RE	40	430	163	728	600	-	-	49,5
RF	40	430	163	728	412,5	-	-	37,3
RD	40	430	163	728	225	-	-	20,8
RN	40	415	208	730	1006	-	-	51,5

Com ênfase na análise dos resultados dos exemplares com comportamento de viga, sem armadura transversal (série-R), observou-se que todas romperam pela ação do esforço cortante. Através da Figura 2.44 observa-se que a resistência ao cisalhamento é diretamente influenciada pela resistência à compressão do concreto e pela taxa de armadura longitudinal, devido ao efeito de pino, que dificulta a abertura das fissuras, aumentando, conseqüentemente, a resistência ao esforço cortante. A Figura 2.45 apresenta o padrão de fissuração apresentado pelas vigas da série-R.

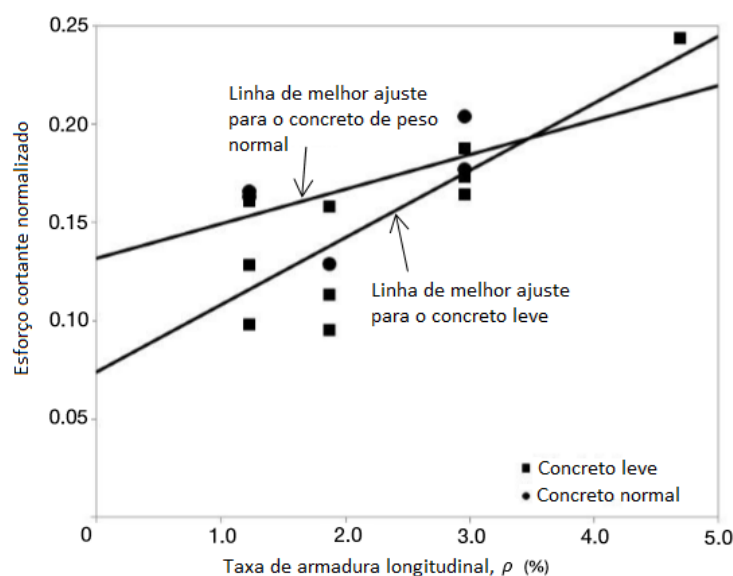


Figura 2.44 – Resultados experimentais de resistência ao cisalhamento (normalizada) vs taxa de armadura longitudinal para vigas da série “R”, sem armadura transversal (Juan, 2011).

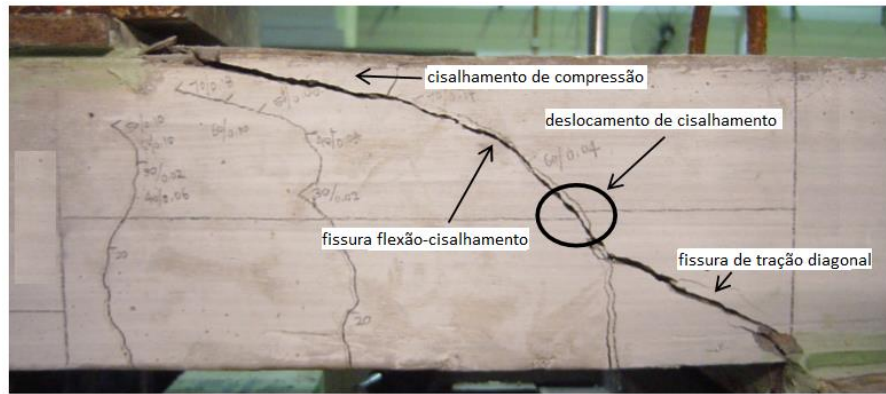


Figura 2.45 – Padrão típico de fissuração das vigas de concreto leve – série “R” (Juan, 2011).

Ainda com ênfase aos resultados experimentais nas vigas ensaiadas ao cisalhamento (série-R), o autor compara os resultados obtidos aos valores teóricos recomendados pela CEN EC-2 (2004), conforme a Figura 2.46.

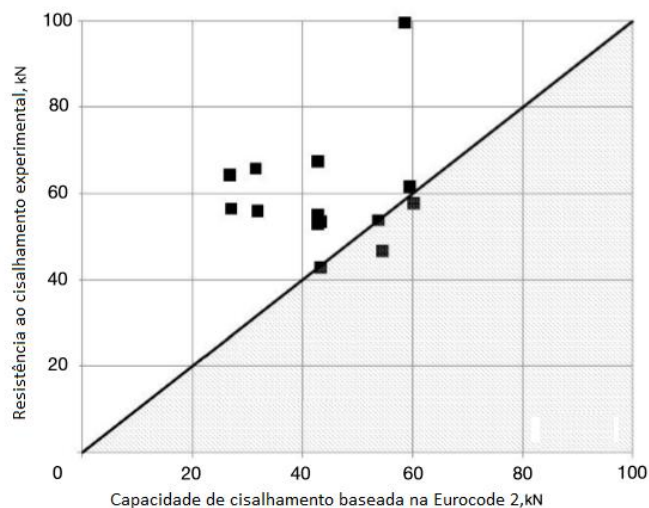


Figura 2.46 – Resultados experimentais de resistência ao cortante e valores teóricos obtidos através da norma CEN EC-2 (Juan, 2011).

Em resumo o autor comenta que os comportamentos das vigas foram similares até o início da fissuração diagonal, porém, o concreto de referência continuou resistindo ao esforço cortante após a fissuração diagonal e romperam por flexão, flexão-cortante ou flexão-compressão, o que não ocorreu com as vigas de concreto leve, que tiveram ruptura brusca devido ao esforço cortante.

A comparação entre, as cargas de serviço e carregamento limite último das vigas, moldadas com concreto com agregados leves, sem armadura de cisalhamento, mostrou que as equações das normas (BS 8110 como o CEN EC-2) podem ser usadas com confiança. No entanto, deve-se ter bastante cautela ao

considerar o comportamento ao cisalhamento deste material em elementos estruturais onde predomina o efeito da força cortante.

O autor recomendou para trabalhos futuros mais experimentos em vigas de concreto leve com variações nas taxas de armadura longitudinal inferiores que 1,0%, com instrumentação das barras longitudinais, em conjunto com a instrumentação para obtenção das deformações do concreto (na região comprimida) para especificar ainda mais o comportamento dos mecanismos de resistência ao cisalhamento, uma vez que sua pesquisa não foi muito abrangente neste assunto.

2.6.3 ESTUDO DE SHARIFI (2011)

Sharifi (2011) realizou um estudo onde foram ensaiadas vigas de CAA com resistência média à compressão de 30 MPa e taxa de armadura longitudinal (ρ/ρ_b) variando de 0,18% a 1,38%. Os resultados experimentais foram comparados aos valores teóricos baseados nas normas ACI 318 (2005) e CSA (2004). Os concretos foram, inicialmente, caracterizados no estado fresco através dos ensaios de espalhamento do tronco de cone, funil-V e caixa-L.

O programa experimental consistiu no ensaio de flexão a quatro pontos de 6 vigas, dimensionadas para uma relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva de 3,50, cujo esquema de ensaio é apresentado na Figura 2.47.

A seção típica das vigas é apresentada na Figura 2.48 e a configuração das armaduras na Figura 2.49. As Tabelas 2.19 e 2.20 resumem a composição utilizada no concreto e as características das vigas ensaiadas, respectivamente.

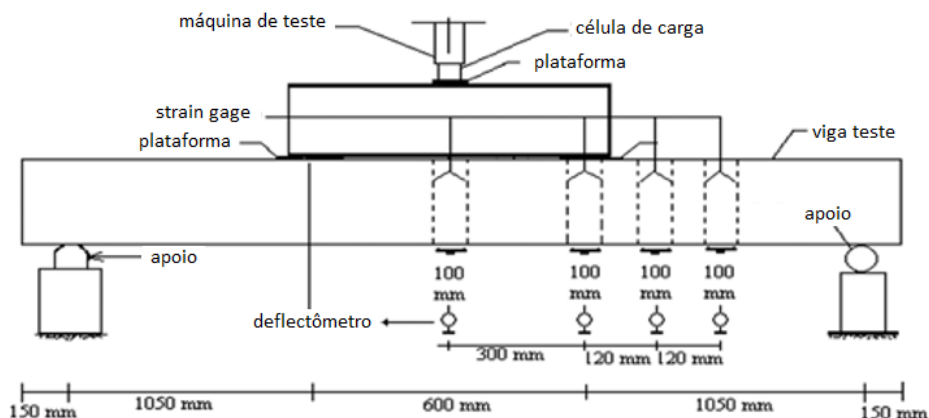


Figura 2.47 – Esquema de ensaio da pesquisa de Sharifi (2011).

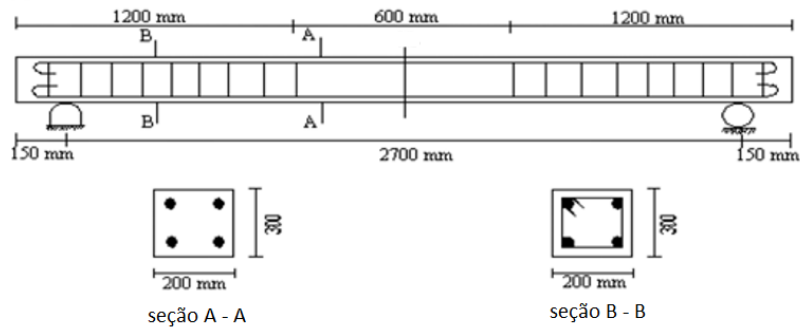


Figura 2.48 – Seção típica das vigas da pesquisa de Sharifi (2011).

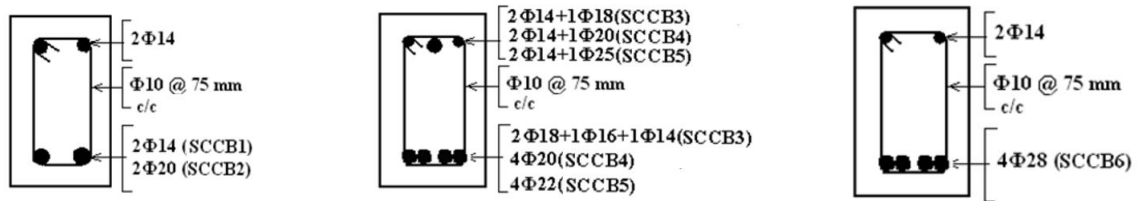


Figura 2.49 – Configuração das armaduras utilizadas na pesquisa de Sharifi (2011).

Tabela 2.19 – Traço e propriedades dos concretos estudados por Sharifi (2011).

Slump (cm)	Funil-V (s)	Caixa-L (mm)	Pó-de-pedra (kg)	Micro-silica (kg)	Areia (kg)	Brita (kg)	Cimento (kg)	SP (l)	a/c
70 – 73	6	0,83	225	30	870	750	270	4	0,39

Tabela 2.20 – Características de dimensionamento das 6 vigas ensaiadas por Sharifi (2011).

TIPO DE VIGA	f_c (MPa)	A_s	A'_s	d (mm)	d' (mm)	ρ_s	$\rho_{s'}$	ρ/ρ_b
CAAB1	31,60	2 ϕ 14	2 ϕ 14	258	42	0,0059	0,0059	0,15
CAAB2	32,84	2 ϕ 20	2 ϕ 14	255	42	0,0123	0,0060	0,30
CAAB3	28,84	2 ϕ 18 2 ϕ 16 2 ϕ 14	2 ϕ 18 2 ϕ 14	256	43	0,0168	0,0109	0,40
CAAB4	27,39	2 ϕ 20	2 ϕ 14 2 ϕ 20	255	43,5	0,0246	0,0122	0,58
CAAB5	29,53	2 ϕ 22	2 ϕ 14 2 ϕ 25	254	45	0,0299	0,0157	0,62
CAAB6	27,20	2 ϕ 28	2 ϕ 14	251	42	0,0490	0,0061	1,37

A relação entre a abertura das fissuras vs carga aplicada é apresentada na Figura 2.50 (a). De acordo com a observação do autor, todas as vigas apresentaram inicialmente fissuras de flexão, conforme mostra a Figura 2.50 (b).

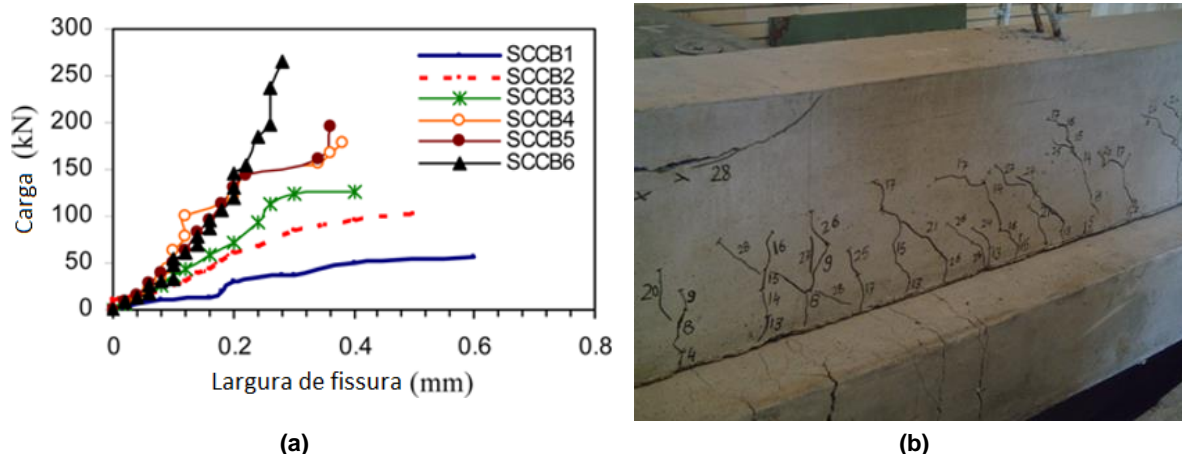


Figura 2.50 – a) Carga vs abertura das fissuras e b) Propagação das fissuras (Sharifi, 2011).

Os resultados experimentais desta pesquisa permitiram ao autor afirmar que o momento resistente último foi de 0% a 7,0% e 0% a 8,0% maior do que o baseado nos parâmetros de cálculo das normas ACI 318 (2005) e CSA (2004), respectivamente, ou seja, os cálculos teóricos provenientes destas duas normas para concretos vibrados podem ser utilizadas para vigas de CAA, devido às pequenas variações apresentadas.

No que diz respeito à fissuração, o autor afirma que as aberturas das fissuras apresentadas pelas vigas de CAA estão dentro dos limites aceitáveis para o carregamento em serviço, porém, as flechas ultrapassaram as limitações estabelecidas para um dimensionamento no Estado Limite de Serviço (ELS).

2.6.4 ESTUDO DE SAVARIS (2016)

O objetivo principal do estudo desenvolvido por Savaris (2016) foi investigar a influência da redução do volume e da dimensão máxima do agregado graúdo na resistência ao cisalhamento de vigas de CAA.

Em sua pesquisa o autor utilizou 4 composições de CAA e 2 composições de CC. Todas as composições possuíram resistência à compressão inferior a 50 MPa. Foram utilizadas 2 dimensões máximas características para os agregados graúdos, de 19,0 mm (1) e 9,5 mm (0) e 2 volumes de agregado graúdo na composição, normal (N) e reduzido (R) como mostra a Tabela 2.21.

Tabela 2.21 – Características dos traços por m³ de concreto, desenvolvidos por Savaris (2016).

MISTURAS	MATERIAIS (kg/m ³)							
	Cimento	Filer calcário	Areia natural	Areia de britagem	Brita 0	Brita 1	Água	SP
CC1	385,18	–	418,54	417,41	–	964,59	200,29	–
CC0	385,18	–	418,54	417,41	961,10	–	200,29	–
CA1N	385,18	214,77	312,88	312,04	–	964,59	200,29	0,87
CA0N	385,18	214,77	312,88	312,04	961,10	–	200,29	0,77
CA1R	385,72	215,08	456,45	455,23	–	676,02	200,57	1,15
CA0R	385,72	214,77	456,45	455,23	673,58	–	200,57	1,11

O programa experimental foi constituído de 36 vigas, sendo, 18 vigas com armadura transversal e outras 18 sem armadura transversal, cujo detalhamento é apresentado na Figura 2.51.

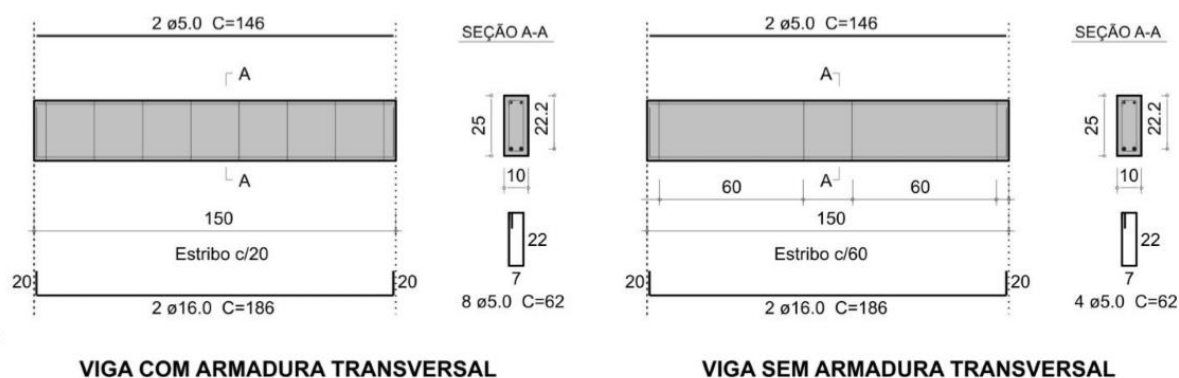


Figura 2.51 – Detalhamento das armaduras das vigas, medidas em cm, desenvolvidas por Savaris (2016).

Ensaio de flexão a 4 pontos foram realizados para a investigação dos modos de ruptura, dos padrões de fissuração e obtenção de forças últimas a cortante. Para exemplificar, a Figura 2.52 ilustra uma das séries de vigas, do concreto tipo CA0R, sem armadura transversal, após a ruptura.

Os valores provenientes dos ensaios experimentais realizados foram comparados aos valores teóricos calculados segundo as normas seguintes: ACI 318 (2011), CSA A23.3 (2004), CEN EC-2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014).

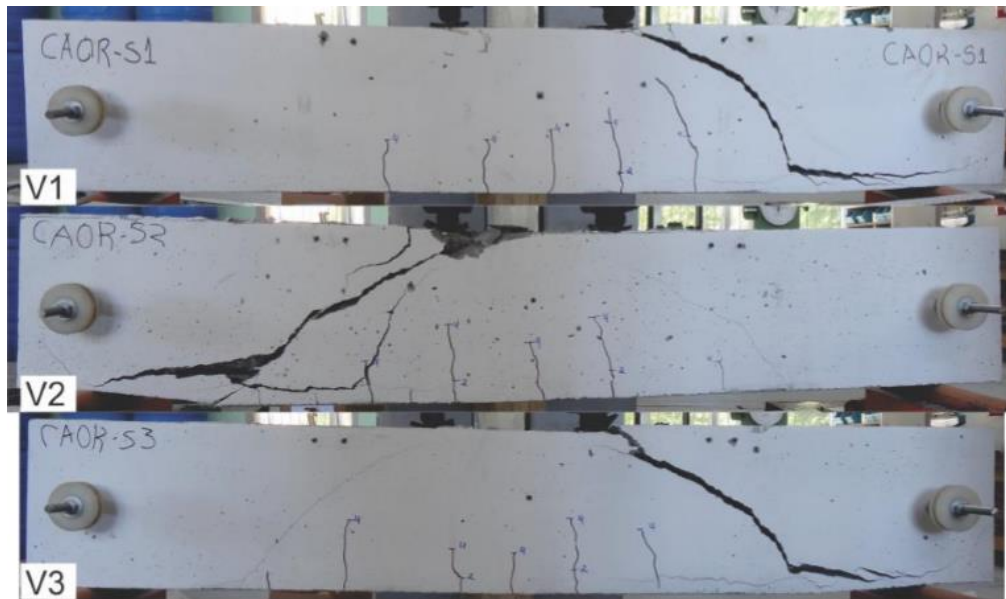


Figura 2.52 – Vigas de concreto CA0R sem armadura transversal após ruptura, ensaiadas por Savaris (2016).

Também foram realizados ensaios do tipo *push-off* (Figura 2.53) onde 18 corpos de prova contendo armaduras transversais foram rompidos com o objetivo de obter valores de força cortante última, abertura de fissura ao cisalhamento e tensões nas armaduras transversais, para posteriormente serem comparados aos encontrados nos ensaios das vigas e valores teóricos normatizados.

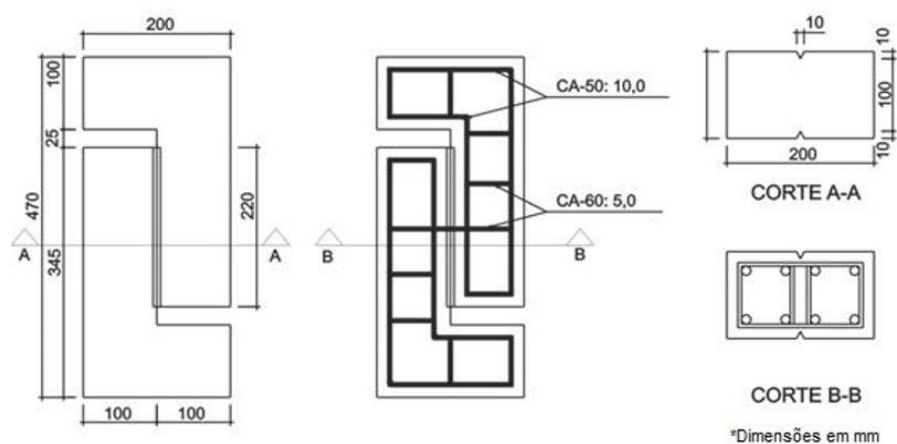


Figura 2.53 – Dimensões e detalhamento da armadura de *push-off*, desenvolvidos por Savaris (2016).

Observações importantes foram afirmadas na conclusão do trabalho como, por exemplo: as vigas das séries de CAA, sem armadura transversal, apresentaram menor resistência ao cisalhamento em relação à das séries de CC, enquanto nas vigas das séries de CAA, com armadura transversal, esta redução foi suprimida, levemente superior, quando comparadas à das séries de CC. Porém, em ambos os

casos, a redução da resistência foi maior quando reduzida a dimensão máxima do agregado. Além disso, a redução da dimensão máxima característica em um mesmo tipo de concreto resultou na redução da resistência ao cisalhamento, principalmente no CAA, porém este efeito não foi observado quando reduzido o volume de agregados graúdos.

As séries de CC apresentaram força cortante última normalizada média 18,6% superior à das séries de CAA. Segundo o autor, a redução na resistência dos CAA foi atribuída à menor granulometria dos agregados e redução do volume de agregados graúdos empregados em sua composição, acarretando na redução do engrenamento dos agregados.

A relação entre as forças cortantes últimas experimentais e estimadas pelas normas apresentou valores entre 0,46 e 0,85, considerados conservadores para estimativas da resistência ao cisalhamento das vigas, com armadura transversal. Os valores estimados pela ABNT NBR 6118 (2014) apresentaram maior aproximação com os resultados experimentais, principalmente quando utilizado o modelo II com ângulo de inclinação da biela igual a 30°, com estimativas entre 0,71 e 0,85 da carga última. Para vigas sem armadura transversal verificou-se que os dois modelos da norma ABNT NBR 6118 (2014) conduziram a resultados semelhantes devido à ruptura ocorrer para um valor de força cortante próximo à V_{c0} . Comparando as médias da relação entre as forças cortantes últimas teóricas e experimentais das vigas de CC e CAA, observou-se que as estimativas das normas são menos conservadoras para o CAA.

Observou-se nos resultados individuais de cada viga que, em alguns casos, as vigas de CAA apresentaram força cortante última inferior aos valores estimados pelas normas CEN EC-2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014). Constatando que estas normas apresentam estimativas mais conservadoras para o CC em relação ao CAA, demonstrando ser necessária a adoção de um fator corretivo nas equações, como uma forma de garantir a segurança em estruturas de CAA sem armadura transversal.

Nos ensaios de *push-off*, os resultados obtidos foram semelhantes aos das vigas. Os corpos de prova de CC obtiveram maior resistência à formação da fissura de cisalhamento e os corpos de prova de CAA apresentaram uma maior (levemente) resistência última, demonstrando assim que este tipo de ensaio é uma opção viável para avaliação da resistência ao cisalhamento.

O autor afirmou que, segundo Kim *et al.* (2010) e Harish *et al.* (2015), a redução das tensões cisalhantes, quando reduzida a granulometria do agregado graúdo em concretos com o mesmo volume deste agregado, pode ser atribuída a um menor engrenamento dos agregados, entretanto, neste trabalho não foi observada variação significativa nas tensões cisalhantes para os CAA devido à redução da granulometria do agregado graúdo, ocorrendo um aumento destas tensões nos CC.

2.6.5 ESTUDO DE ASSUNÇÃO (2016)

Esta pesquisa abordou a influência do agregado leve na dosagem e nas características físicas e mecânicas do CAA através da substituição da brita de basalto por argila expandida 1506, em teores de volume absoluto de 20%, 40%, 60% e 100%.

Foi possível, através desta pesquisa, identificar pontos relevantes à necessidade do aprofundamento no conhecimento do comportamento do CLAA e suas propriedades físicas e mecânicas, pois o autor afirmou que o teor de argila expandida 1506, em substituição ao agregado graúdo convencional, interferiu significativamente nas características de autoadensabilidade (fluidez, coesão e resistência à segregação), físicas (absorção de água e massa específica seca) e mecânicas (resistência à compressão, resistência à tração indireta e módulo de elasticidade) das misturas.

O autor afirmou que a resistência mecânica do CLAA, conforme mostra a literatura, comparada ao CAA produzido com agregados normais, é menor, principalmente por conta das características do agregado leve, pois os CLAA produzidos em sua pesquisa apresentaram a mesma tendência. Observando detalhadamente o gráfico da Figura 2.54, foi possível observar que a resistência à compressão dos CAA produzidos com argila expandida 1506 apresentou tendência de queda à medida que se aumentou o teor de substituição do agregado natural pelo agregado leve na comparação com o concreto de referência, independente da idade avaliada.

No caso dos CAA produzidos com 60% de argila expandida, esta redução foi da ordem de 30% (74,4 MPa para 53,2 MPa), em misturas produzidas com consumo de cimento muito semelhante ao do CAA de referência. Os experimentos de dosagem e comportamento reológico, de acordo com parâmetros estabelecidos

na norma ABNT NBR 15823 (2010), permitiram afirmar que as composições com substituição $\geq 60\%$ de agregados graúdos normais por agregado leve de argila expandida podem ser classificados como CLAA.

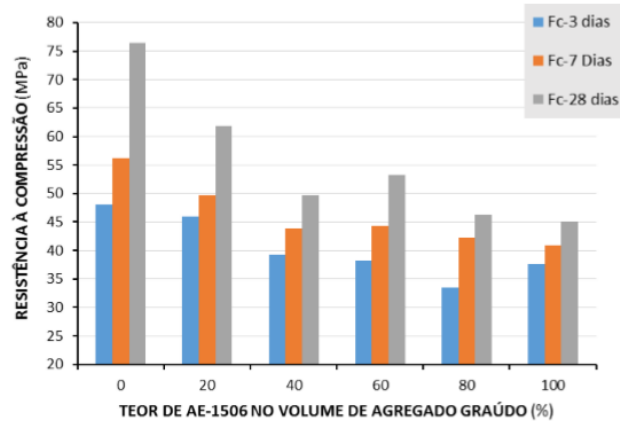


Figura 2.54 – Resistência à compressão (f_{c3} , f_{c7} e f_{c28}) em CAA argila expandida 1506, desenvolvidos por Assunção (2016).

Os resultados obtidos nos ensaios de módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson refletiram as diferenças entre o CAA e o CLAA, fazendo com que se definissem 2 modelos de comportamento diferentes. Considerando os valores médios obtidos para o módulo de elasticidade e resistência à compressão, para os diferentes teores de substituição do agregado graúdo natural pelo agregado leve, ilustrados na Figura 2.55, percebe-se o desempenho diferenciado entre as misturas.

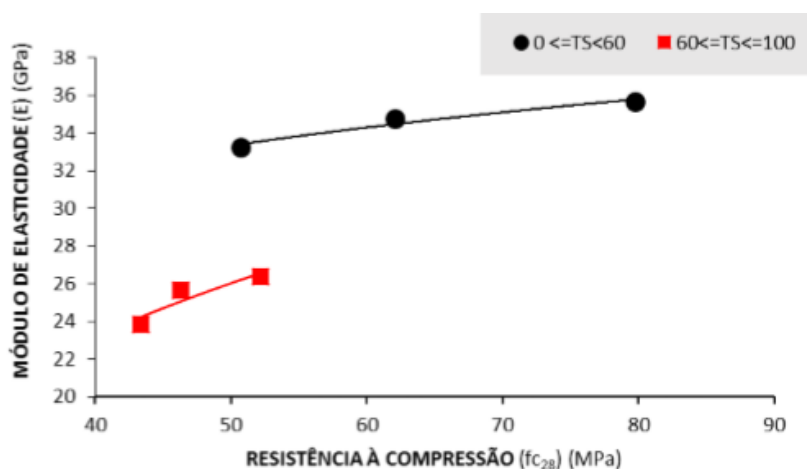


Figura 2.55 – Relação entre o módulo de elasticidade (E) e a resistência à compressão (f_{c28}) dos CAA dosados com agregado graúdo normal (até 60% de substituição) e argila expandida (60% a 100% de substituição), desenvolvidos por Assunção (2016).

O autor afirmou que os CAA com massa específica seca superior a 2000 kg/m^3 (34 GPa) apresentam módulo de elasticidade superior aos de CLAA ($\gamma_s \leq 2000 \text{ kg/m}^3$ - 26 GPa), que representam entre si, uma diferença de 23,5%. Desta forma, não parece ser prudente estabelecer uma correlação única para misturas que apresentaram valores de módulo de elasticidade tão diferentes.

Em sua pesquisa, o autor constatou que os dispositivos da norma ABNT NBR 15823 (2010) são aplicáveis na avaliação do CLAA produzido com argila expandida 1506, porém, dentre os limites de autoadensabilidade propostos por esta norma, aqueles que relacionam a classe de viscosidade plástica aparente aos tempos de espalhamento e o tempo de escoamento pelo funil-V, (VS2/VF2) mostraram-se inadequados para os CLAA produzidos com argila expandida 1506.

2.6.6 ESTUDO DE SATHIYAMOORTHY (2016)

No trabalho desenvolvido por Sathiyamoorthy (2016) foi investigado o comportamento de vigas de CLAA ao cisalhamento, feitas com agregados leves de escória de alto forno. Foram ensaiadas 6 vigas, sem armadura transversal sob carga estática a quatro pontos até a ruptura. As Figuras 2.56 e 2.57 apresentam as características das vigas ensaiadas.

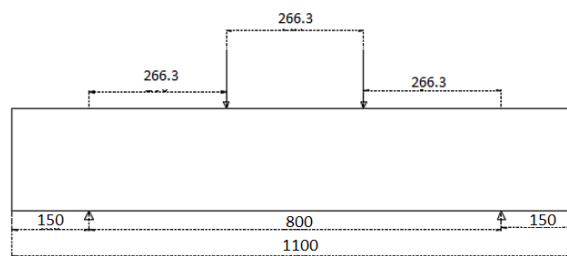


Figura 2.56 – Vigas sem armadura transversal, dimensões em mm (Sathiyamoorthy, 2016).

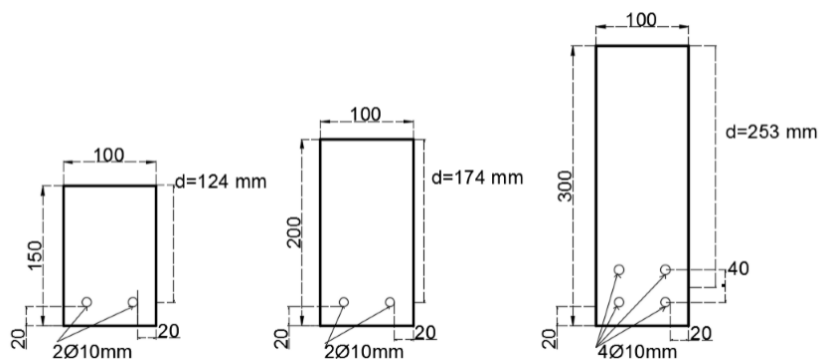


Figura 2.57 – Seções transversais das vigas sem armadura transversal, dimensões em mm (Sathiyamoorthy, 2016).

Foram utilizados 2 tipos de concreto (3 misturas CAA de referência com peso normal e 3 misturas de CLAA). A Tabela 2.22 resume as informações relevantes sobre as vigas ensaiadas.

Tabela 2.22 – Características das vigas ensaiadas por Sathiyamoorthy (2016).

VIGAS	ALTURA (h) (mm)	ALTURA EFETIVA (d) (mm)	a/d	ρ (%)
<i>Vigas sem armadura transversal</i>				
CLAA-150	150	124	2,14	1,60
CLAA-200	200	174	1,53	1,15
CLAA-300	300	253	1,05	1,57
CAA-150	150	124	2,14	1,60
CAA-200	200	174	1,53	1,15
CAA-300	300	253	1,05	1,57

A Figura 2.58 apresenta o aspecto físico dos agregados leves (graúdo e miúdo) com diâmetros nominais de 10 mm e 4,75 mm, respectivamente. Os agregados convencionais (brita e areia) utilizados nos traços de CAA de referência apresentavam características granulométricas semelhantes. Na Tabela 2.23 encontram-se os traços para ambos os concretos.

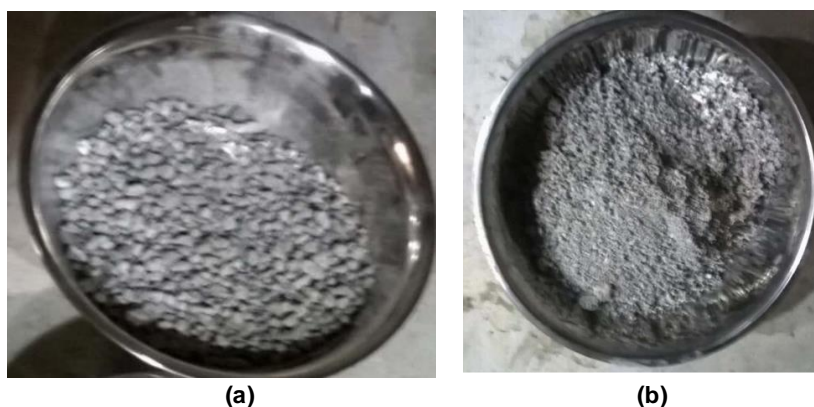


Figura 2.58 – Agregados leves: a) graúdo e b) miúdo (Sathiyamoorthy, 2016).

Tabela 2.23 – Características dos traços desenvolvidos por Sathiyamoorthy (2016).

TRAÇO	MATERIAIS								
	Cimento (kg/m ³)	Cinza Volante (kg/m ³)	Sílica Ativa (kg/m ³)	SP	Água (L/m ³)	Agreg. graúdo leve (kg/m ³)	Agreg. miúdo leve (kg/m ³)	Areia (kg/m ³)	Brita (kg/m ³)
CLAA	424	66,25	39,75	4,75 (L/m ³)	185,5	500	707	-	-
CAA	455	-	-	0,63 (%)	185,1	-	-	1052	722

As vigas de CLAA, sem armadura transversal, apresentaram um comportamento semelhante ao das vigas de CAA de agregados de peso normal até a formação das fissuras diagonais, apresentando menor resistência última. Por outro lado, as vigas CLAA apresentaram maiores flechas em relação às das vigas CAA, como pode ser observado nas Figuras 2.59 e 2.60.

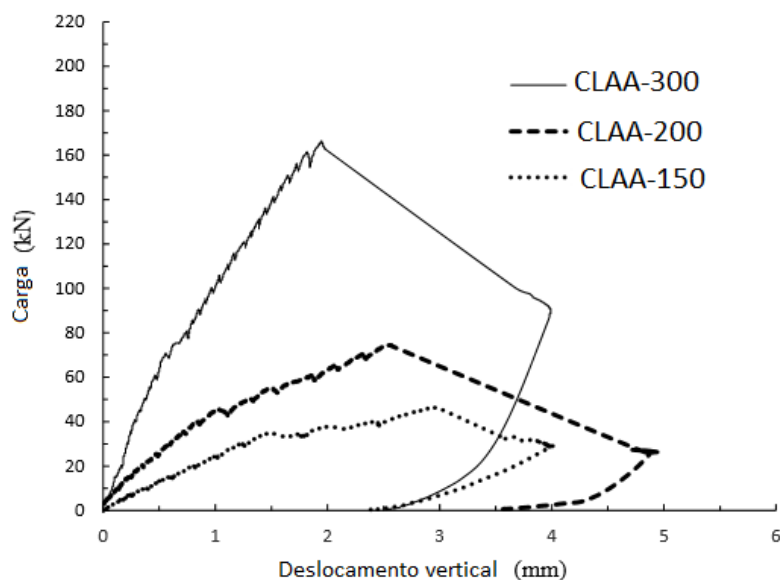


Figura 2.59 – Carregamento vs deslocamento vertical das vigas de CLAA, sem armadura transversal (Sathiyamoorthy, 2016).

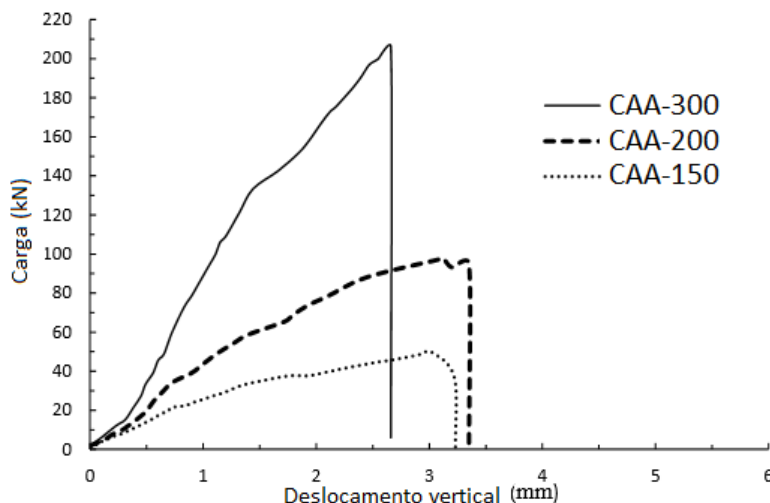


Figura 2.60 – Carregamento vs deslocamento vertical das vigas de CAA, sem armadura transversal (Sathiyamoorthy, 2016).

A Tabela 2.24 resume os resultados encontrados experimentalmente, com vigas sem armadura transversal, e as Figuras 2.61 e 2.62 apresentam o padrão de fissuração após o ensaio de flexão a 4 pontos.

Tabela 2.24 – Resultados experimentais (Sathiyamoorthy, 2016).

VIGAS	a/d	f_{cm} (MPa)	Modo de ruptura	Fissura de flexão - V_{fi} (kN)	V_c (kN)	V_u (kN)	FLECHA	
							Δ_c (mm)	Δ_u (mm)
CLAA-150	2,14	33,5	cortante	3,0	16,0	23,5	0,7	2,8
CLAA-200	1,53	33,5	cortante	5,0	22,5	37,5	0,9	2,5
CLAA-300	1,05	33,5	cortante	10,0	40,0	83,0	0,7	1,9
CAA-150	2,14	53,0	cortante	8,8	16,5	25,0	0,6	2,9
CAA-200	1,53	53,0	cortante	17,0	27,5	53,0	0,6	3,1
CAA-300	1,05	53,0	cortante	22,0	48,0	103,0	0,1	2,5

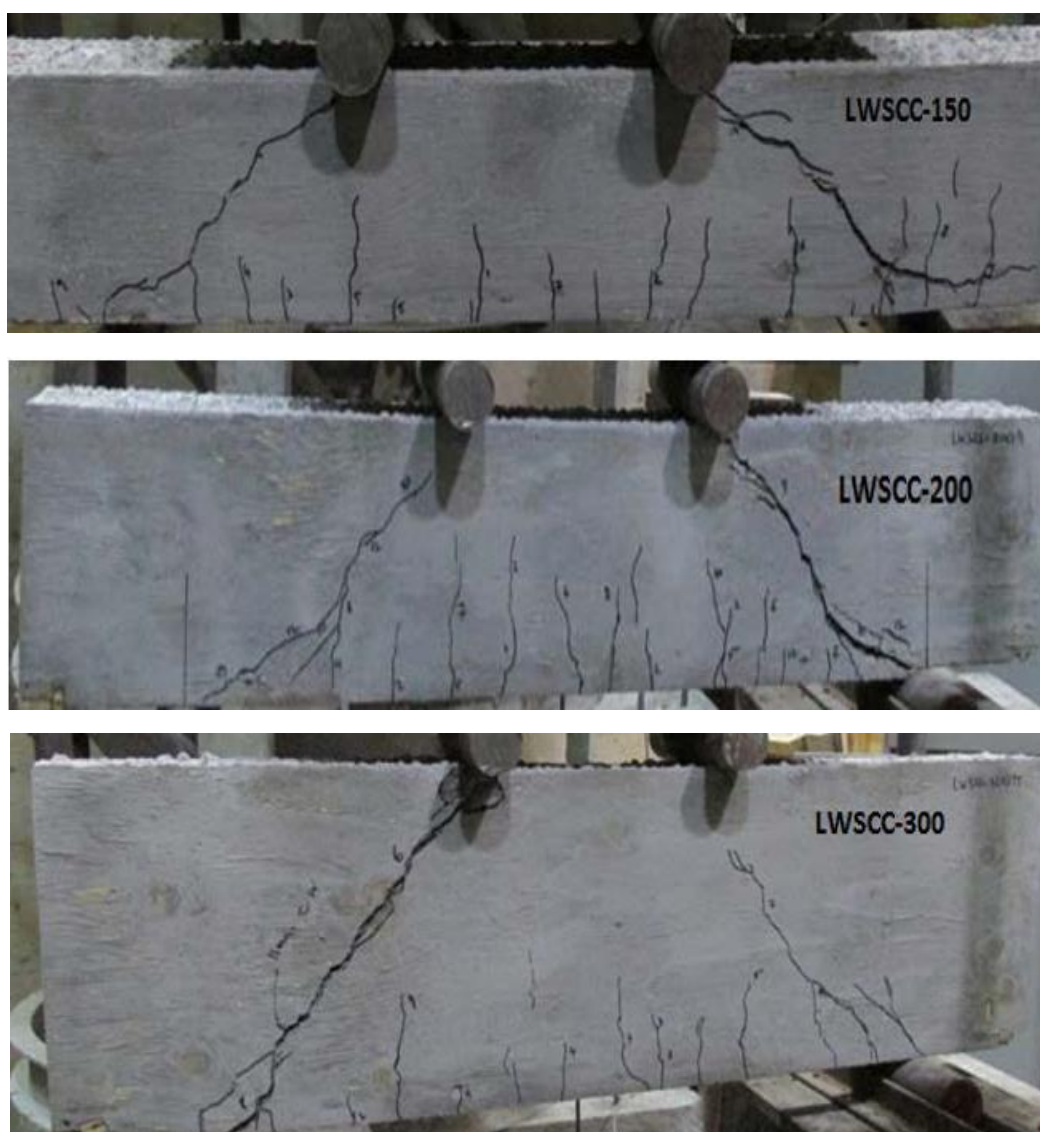


Figura 2.61 – Padrão de fissuração das vigas de CLAA-150, CLAA-200 e CLAA-300 (Sathiyamoorthy, 2016).

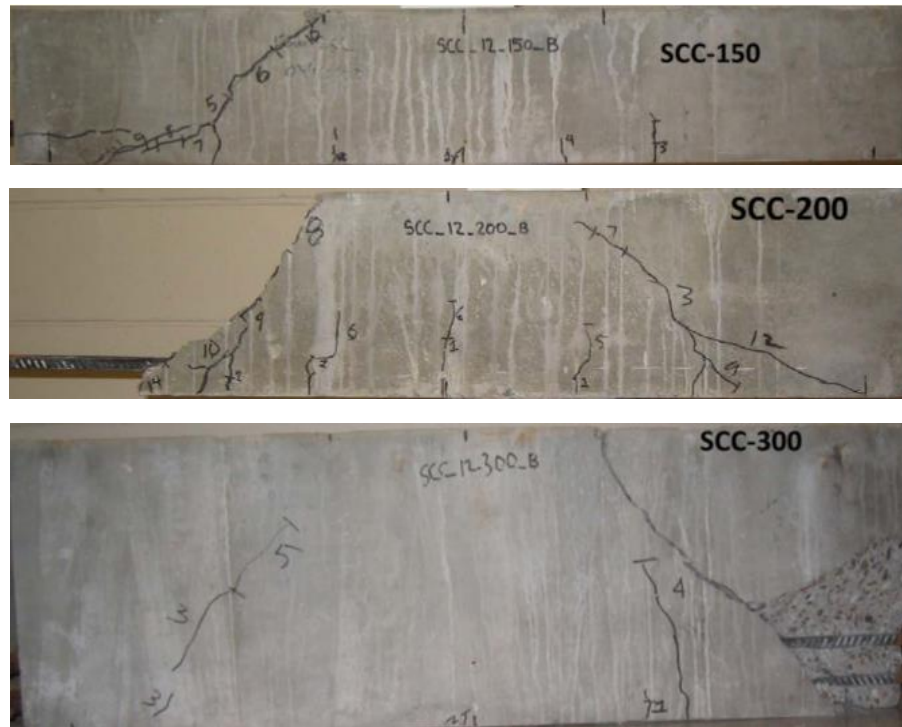


Figura 2.62 – Padrão de fissuração das vigas de CAA-150, CAA-200 e CAA-300 (Sathiyamoorthy, 2016).

O autor investigou a influência entre a relação do vão de cisalhamento e a altura efetiva (a/d) e a capacidade de resistência ao cisalhamento (V_c) e concluiu através dos resultados apresentados na Figura 2.63, como esperado, que a capacidade de resistência dos CLAA e CAA diminuiu com o aumento de a/d .

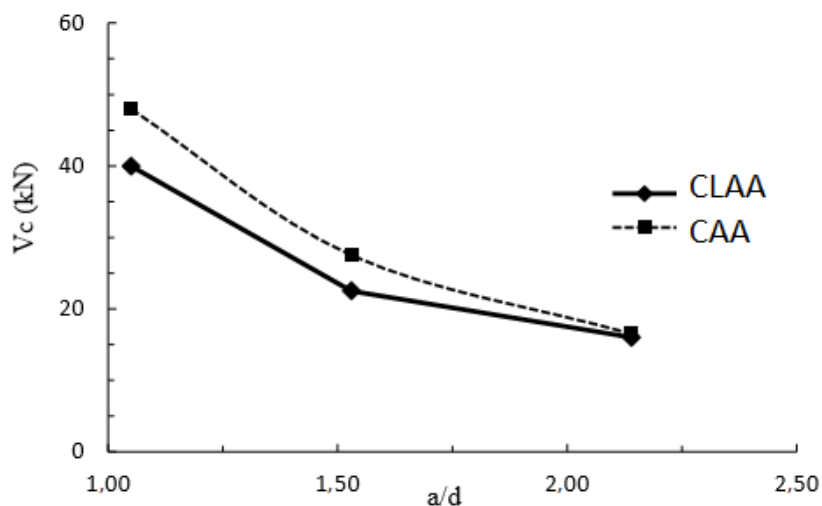


Figura 2.63 – Influência da relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva (a/d) na resistência ao cisalhamento do concreto (V_c) (Sathiyamoorthy, 2016).

Os resultados experimentais ainda foram comparados às normas disponíveis, que são apresentadas na Tabela 2.25, o autor concluiu que as normas

apresentaram resultados conservadores em relação à capacidade resistente para o CLAA ao cisalhamento.

Tabela 2.25 – Resultados experimentais e teóricos provenientes de normas de dimensionamento estrutural: ACI 318 (2005), CSA A23.3 (2004) e BS 8110 (1997) (Sathiyamoorthy, 2016).

VIGAS	V_c (kN)				$V_{c,exp}/V_{c,normas}$		
	Exp.	ACI 318	CSA A23.3	BS 8110	Exp./ACI	Exp./CSA	Exp./BS 8110
CLAA-150	16,0	10,2	10,7	12,5	1,5	1,4	1,2
CLAA-200	22,5	13,3	13,4	14,4	1,6	1,6	1,5
CLAA-300	40,0	20,8	21,4	21,3	1,9	1,8	1,8
CAA-150	16,5	16,3	17,9	17,9	1,0	0,9	0,9
CAA-200	27,5	21,4	20,3	20,6	1,2	1,3	1,3
CAA-300	48,0	33,1	33,5	30,4	1,4	1,4	1,5

Sathiyamoorthy (2016) recomendou a investigação experimental e teórica (usando análises baseadas em normas) das capacidades de cisalhamento do CLAA com diferentes tipos de agregados leves, como xisto expandido, argila expandida, pedra-pomes e outros.

2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS DOS ESTUDOS EXISTENTES

A partir da observação dos trabalhos apresentados anteriormente, e resumidos na Tabela 2.26, é possível esclarecer alguns pontos relevantes que levaram a produção deste trabalho como complemento e aprimoramento aos estudos desenvolvidos até o momento para desvendar o comportamento ao cisalhamento do CLE e CLAA.

Pereira (2016) afirmou que embora algumas pesquisas sobre transferência de tensão de cisalhamento vêm sendo relatadas nos últimos anos, existem ainda poucos estudos relacionados ao comportamento de CLE e CAD, menos ainda relacionados ao CLAA. Não há um consenso neste assunto, pois na pesquisa de Sells *et al.* (2013) os concretos convencionais e autoadensáveis, para uma mesma classe de resistência à compressão, submetidos ao ensaio de cisalhamento direto, apresentaram resistências ao cisalhamento semelhantes, independente do tipo e

volume de agregado graúdo. E que, para maiores valores de resistência à compressão, os resultados demonstraram uma leve queda na resistência ao cisalhamento, ocasionada, segundo os autores, pela redução da parcela do engrenamento dos agregados, que sofreram fragmentação.

Pereira (2016), estudando o cisalhamento direto para o CLE e CAD, concluiu que o CLE apresentou menor resistência ao cisalhamento quando comparado ao CAD e que esta diferença foi da ordem de 22% a 38,4%. Segundo o autor, esta diferença, para o CLE, se deu pelo fato da ruptura do agregado leve por tração, enquanto, o CAD foi influenciado pelo confinamento provocado pela armadura transversal, causando um efeito de confinamento, que aproximou os valores resistentes ao cisalhamento da matriz e do agregado, diminuindo consequentemente o efeito de engrenamento dos agregados.

Tabela 2.26 – Algumas pesquisas relacionadas ao tema.

Autor (ano)	Material estudado	Variáveis estudadas	Resultados
HASSAN et al. (2010)	CC/CAA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ tipo de concreto; ✓ altura das vigas (150 a 750 mm); ✓ taxa de armadura longitudinal. 	As vigas de CAA mostraram menor resistência última ao cisalhamento que vigas análogas de CC. O mecanismo de engrenamento dos agregados afeta diretamente a resistência ao cisalhamento e a fissuração, e os deslocamentos verticais são influenciados pelas dimensões da viga.
JUAN (2011)	CC/CLE	<ul style="list-style-type: none"> ✓ concreto: tipo de agregado; ✓ elemento estrutural: viga e laje; ✓ taxa de armadura longitudinal. 	A resistência ao cisalhamento é diretamente influenciada pela resistência à compressão do concreto e pela taxa de armadura longitudinal, devido ao efeito de pino.
SHARIFI (2011)	CC/CAA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ tipo de concreto; ✓ taxa de armadura longitudinal. 	O momento resistente último foi de 0% a 7,0% e 0% a 8,0% maior do que o baseado nos parâmetros de cálculo das normas ACI 318 (2005) e CSA (2004).
SAVARIS (2016)	CC/CAA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ tipo de concreto; ✓ volume e dimensão dos agregados; ✓ com e sem armadura transversal. 	A redução das tensões cisalhantes, reduzida a granulometria do agregado graúdo em concretos com o mesmo volume deste agregado, pode ser atribuída a um menor engrenamento dos agregados, em vigas sem armadura transversal.
ASSUNÇÃO (2016)	CAA/CLAA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ tipo de concreto; ✓ volume de agregado leve. 	Necessidade do aprofundamento no conhecimento do comportamento do CLAA e suas propriedades físicas e mecânicas.
SATHIYAMOORTHY (2016)	CAA/CLAA	<ul style="list-style-type: none"> ✓ tipo de concreto (escória de alto forno); ✓ relação a/d; ✓ taxa de armadura longitudinal. 	As vigas de CLAA, sem armadura transversal, apresentaram um comportamento semelhante às de CAA de agregados de peso normal até a formação das fissuras diagonais, apresentando menor resistência última, por outro lado, as vigas CLAA apresentaram maiores flechas em relação às CAA.

Dentre as normas de dimensionamento apresentadas que propõem equações para a estimativa da resistência ao cisalhamento por atrito entre superfícies, verifica-se a utilização pela norma ACI 318 (2011) de uma equação simplificada empregando um coeficiente relacionado à forma de lançamento do concreto e acabamento da superfície base, considerando a redução de resistência quando utilizados agregados leves. Enquanto, a norma CSA A23.3 (2004) utiliza equações mais refinadas, compostas de parcelas independentes referentes à coesão entre as partículas e atrito entre as superfícies, cujos coeficientes também dependem da forma de lançamento e do acabamento da superfície base, prevendo a possibilidade de utilização de agregado leve, semelhante ao proposto pela norma ACI 318 (2011).

Verifica-se assim, a necessidade de mais estudos que avaliem o efeito das particularidades da composição do CLE e, conseqüentemente, do CLAA, em relação ao convencionalmente vibrado, no que diz respeito ao comportamento ao cisalhamento e à contribuição dos mecanismos complementares (engrenamento dos agregados, efeito de pino), visando estabelecer critérios para sua aplicação de forma segura em obras e complementando as normas atuais de dimensionamento de estruturas de concreto armado.

Programa Experimental

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental realizado visou obter informações sobre a resistência ao cisalhamento de vigas de CLE e CLAA, comparativamente ao CCR, investigando o comportamento de vigas sem armadura transversal, com a finalidade de se observar e comparar a influência dos mecanismos resistentes ao esforço cortante.

Para este estudo foram produzidos cinco composições de concreto, uma delas para o CCR, obtido através do trabalho de Garcia (2002), outra composição utilizada foi para o CLE, da pesquisa de Pereira (2016), e outras três composições para o CLAA, provenientes da pesquisa de Grabois (2012).

As propriedades físicas no estado fresco e as propriedades mecânicas no estado endurecido foram avaliadas para cada composição.

Empregando as composições supracitadas, foram moldadas 26 vigas, sem armadura transversal, dimensionadas para ruptura ao cisalhamento, quando submetidas ao ensaio de flexão a quatro pontos, avaliando principalmente o padrão de fissuração, a flecha no meio do vão e a força cortante última.

Finalmente, visando avaliar a transferência de força cortante devido ao engrenamento dos agregados, foram realizados ensaios de cisalhamento direto (*push-off*) em 9 exemplares produzidos com os concretos estudados, onde a força cortante última no plano de cisalhamento foi obtida para cada corpo de prova.

Nos itens a seguir é descrito todo o programa experimental realizado durante esta pesquisa: a caracterização dos materiais utilizados, composição e produção dos concretos, propriedades nos estados fresco e endurecido, detalhamento das armaduras, confecção das fôrmas, moldagem e cura dos concretos, cálculo das resistências teóricas, esquema de ensaio e aquisição de dados.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Neste estudo foram utilizados os materiais comumente empregados nas construções na região do estado do Rio de Janeiro, com exceção da cinza volante, que foi proveniente do estado de Santa Catarina, e da argila expandida, do estado de São Paulo.

3.2.1 CIMENTO PORTLAND

A produção dos concretos utilizou o Cimento de Alta Resistência Inicial e Resistente a Sulfatos, CP-V ARI RS, da marca MIZU, que possui alta reatividade em baixas idades em função do grau de moagem a que é submetido, produzido em conformidade com a norma ABNT NBR 5733 (1991), não contendo adições (porém podendo conter até 5% em massa de material carbonático).

O CP-V ARI RS foi utilizado devido principalmente à maior finura em relação aos demais, contribuindo com o aumento da fluidez, além de possibilitar a desforma após 24 horas da moldagem. Este material foi proveniente de um único lote de produção e estocado no Laboratório de Engenharia Civil da UENF, em local seco e coberto, envoltos em sacos plásticos vedados, garantindo assim, as propriedades deste material até o momento de sua utilização. Suas principais características físicas e químicas foram obtidas segundo informações do fabricante e encontram-se nas Tabelas 3.1 e 3.2, respectivamente.

Tabela 3.1 – Composição química do cimento CP-V ARI RS.

COMPOSIÇÃO QUÍMICA – CP-V ARI RS	
Componentes	Faixa de concentração (%)
Silicato Tricálcico	20 - 70
Silicato Dicálcico	10 – 60
Ferro-Aluminato de Cálcio	5 - 15
Aluminato Tricálcico	1 -15
Sulfato de Cálcio	2 – 10
Carbonato de Cálcio	2 – 10
Óxido de Magnésio	0 – 8
Óxido de Cálcio	0 – 2
Resíduo insolúvel (%)	< 1,0
Perda ao fogo (%)	< 4,5

Tabela 3.2 – Propriedades físico-químicas do cimento CP-V ARI RS.

PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS - CP-V ARI RS	
pH em solução aquosa	11 – 14 pH
Blaine (cm ² /g)	≥ 3000
Massa específica absoluta	2,8 – 3,2 g/cm ³ a 25°C
Massa específica aparente	0,88 – 0,93 g/cm ³ a 25°C
Superfície específica	> 380 m ² .kg ⁻¹
solubilidade em água	até 1,6 g/l a 25°C
Tempo de início de pega (h/min)	≥ 1
Tempo de fim de pega (h/min)	≤ 1
Resistência à compressão (1 dia)	≥ 14 MPa
Resistência à compressão (3 dia)	≥ 24 MPa
Resistência à compressão (7 dia)	≥ 34 MPa
Expansibilidade à quente (mm)	≤ 5,0
Finura na peneira # 200 (%)	≤ 6,0

3.2.2 ADIÇÃO MINERAL

Nos CLAA utilizou-se a cinza volante FLY ASH como uma adição mineral substituto parcial do cimento Portland, como forma de promover maior viscosidade sem interferência na resistência à compressão do concreto.

Este material foi proveniente da empresa POZO FLY, localizada em Santa Catarina. É um material pozolânico classe C, moído em moinhos vibratórios de barras, produzido através da queima de carvão mineral em usinas termoelétricas, em conformidade com a norma ABNT NBR 12653 (2014). Foi proveniente de um único lote de produção e estocada no Laboratório de Engenharia Civil da UENF em local seco e coberto, envoltos em sacos plásticos vedados, garantindo as propriedades do material até o momento de sua utilização.

Segundo Assunção (2016), a substituição parcial do cimento por esta adição mineral, na condição fresca, aumenta a coesão, reduz os efeitos da exsudação e segregação, melhora as condições de fluidez em função do formato esférico das partículas, além de, normalmente, reduzir o consumo de superplastificante. Já na

condição endurecida, interfere pouco na resistência à compressão e aumenta a durabilidade do concreto.

As principais características físicas e químicas da cinza volante FLY ASH foram obtidas segundo o fabricante e encontra-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Propriedades físico-químicas da cinza FLY ASH.

PROPRIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS – FLY ASH		
Propriedades	Especificações ABNT NBR 12653	Especificações FLY ASH
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃	> 70,0%	> 70,0%
SO ₃	< 5,0%	< 5,0%
Teor de umidade	< 3,0%	< 0,05%
Perda ao fogo	< 6,0%	< 1,5%
Álcalis disponíveis em Na ₂ O	< 1,5%	< 1,5%
Índice de atividade pozolânica (IAP) com cimento aos 28 dias	> 75,0%	> 75,0%
Índice de atividade pozolânica (IAP) com o cal aos 7 dias	> 6,0 MPa	> 6,0 MPa
Água requerida	< 110,0%	< 110,0%

3.2.3 AGREGADOS

O agregado miúdo convencional utilizado no programa experimental foi a areia quartzosa originária do rio Paraíba do Sul em Campos dos Goytacazes/RJ, classificada como areia média, de acordo com a norma ABNT NBR 7211 (2009). A utilização do agregado miúdo na dosagem de todas as misturas procedeu-se com a utilização de 100% de areia natural.

Foram utilizados dois tipos de agregados graúdos, um deles proveniente de britagem de rocha granítica, denominada comercialmente como brita 0, de acordo com a norma ABNT NBR 7211 (2009), na produção do CCR, e a argila expandida para a produção do CLE e CLAA, da empresa CINEXPAN e comercialmente conhecida como argila expandida 1506. Na Figura 3.1, observa-se o aspecto físico dos agregados utilizados.

A composição granulométrica foi realizada por peneiramento de acordo com especificações da norma ABNT NBR NM 248 (2003), no Laboratório de Resistência dos Materiais do Instituto Federal Fluminense *campus* Campos-Centro, e é apresentada na Tabela 3.4.



Figura 3.1 – Aspecto físico dos agregados utilizados: a) areia média; b) brita “0” e c) argila expandida 1506.

Para a determinação da dimensão máxima característica dos agregados, a norma ABNT NBR NM 248 (2003) considera somente abertura nominal da malha da peneira na qual o agregado apresenta uma porcentagem retida acumulada igual ou imediatamente inferior a 5%, não sendo avaliada a distribuição granulométrica do agregado. As curvas granulométricas geradas, após os ensaios, constam na Figura 3.2.

Tabela 3.4 – Composição granulométrica dos agregados.

Peneiras (mm)	% retida acumulada		
	Areia média	Brita “0”	Argila expandida 1506
25,4	-	-	-
19,1	-	-	0,2
12,5	-	0,3	10,3
9,5	-	18,0	72,9
4,75	-	91,5	99,3
2,36	0,8	99,8	99,4
1,18	10,1	99,9	99,4
0,60	78,2	99,9	99,4
0,30	93,6	99,9	99,5
0,15	99,4	99,9	99,8
fundo	100	100	100
Dimensão máxima característica do agregado (mm)	2,4	12,5	12,5
Módulo de finura	2,82	6,09	6,7

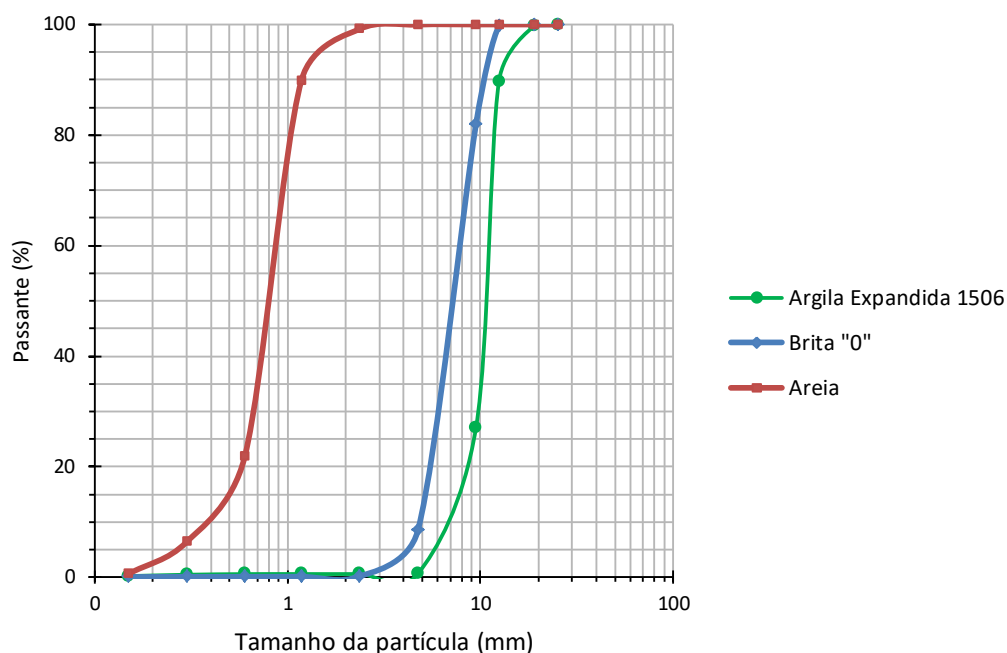


Figura 3.2 – Curvas granulométricas dos agregados.

3.2.4 ADITIVO SUPERPLASTIFICANTE

Na produção dos CLE e CLAA, foi utilizado o aditivo PLASTOL 6040, um aditivo líquido, superplastificante de pega normal, composto por policarboxilatos, isento de cloretos, fabricado pela empresa VIAPOL, compatível com todos os tipos de cimento Portland, recomendado para fabricação de todos os tipos de concreto, principalmente CAA, onde se busca grande poder de dispersão com maior trabalhabilidade. O produto foi armazenado em local coberto, ventilado, nas embalagens originais e intactas conservando suas propriedades até o momento de utilização.

Este aditivo químico atende aos requisitos da norma ABNT NBR 11768 (2011) nos tipos SP-I N (DR 0,10% a 0,30%) e SP-II N (DR 0,35% à 1,50%), e atua através dos efeitos de absorção superficial e separação estérica nas partículas de cimento durante seu processo de hidratação.

O aditivo PLASTOL 6040 deve ser utilizado nas dosagens de 0,10% a 1,50% em relação ao peso do cimento, sendo imprescindível a realização de testes laboratoriais e/ou de campo.

Suas principais características técnicas foram obtidas através do fabricante e se encontram na Tabela 3.5.

Tabela 3.5–Características técnicas do superplastificante PLASTOL 6040.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS – PLASTOL 6040	
Tipo	Aditivo superplastificante tipo SPN
Ação principal	Redutor de água de amassamento (a/c)
Base química	Solução de policarboxilatos em meio aquoso
Aspecto	Líquido
Massa específica	≈ 1,08 g/cm ³
pH	≈ 5,7
Cor	Castanho claro
Teor de cloretos	Não contém adição de cloretos
Teor de sólidos	40%
Percentual de utilização	0,10% a 1,50%

O comportamento reológico das pastas de cimento em função do tempo e da dosagem de superplastificante pode fornecer informações relevantes sobre alguns de seus parâmetros, como o abatimento e a perda desse abatimento, os quais podem ser transferidos para o concreto. Para misturas com baixa relação água/cimento, a compatibilidade cimento/aditivo não pode ser determinada apenas a partir das especificações de cada material. É, então, necessária a verificação experimental da mistura devido aos complexos fenômenos químicos envolvidos. Para isso, diversos métodos de ensaio de fácil implementação e que envolvem pequenas quantidades foram desenvolvidos e são baseados no comportamento reológico de pastas de cimento no estado fresco (Castro, 2007).

Segundo informações do fabricante, a dosagem ideal para o PLASTOL 6040 pode variar de acordo com o tipo de concreto, tipo de cimento utilizado e a redução de água pretendida, graças ao comportamento linear único obtido com a variação de dosagens, diferentemente dos superplastificantes comuns à base de naftalenossulfonatos ou melaminas sulfonadas.

A compatibilidade entre o superplastificante (PLASTOL 6040) e os materiais cimentícios (CP V-ARI RS e FLY ASH) foi avaliada pelo método de mini-abatimento de Kantro (Mehta e Monteiro, 2008).

O ensaio de mini-abatimento assemelha-se com o de espalhamento do concreto e tem como principal função a dosagem “ótima” de adição mineral e de aditivo químico. A realização deste ensaio é simples e requer pouco material, além de permitir uma melhor avaliação da coesão e espalhamento da pasta. Para a

realização do ensaio, utilizaram-se um molde cilíndrico de interior cônico, cujas dimensões apresentam diâmetros de 22,5mm e 41,7mm e altura de 60,7mm, uma placa de acrílico, papel milimetrado, régua para medição do espalhamento e cronômetro para medição do tempo de espalhamento da pasta.

Sobre uma mesa nivelada, marcou-se um círculo com diâmetro de 115 mm em uma folha de papel milimetrado, e a placa de acrílico completamente lisa foi colocada sobre a folha. O molde de tronco de cone foi colocado sobre a placa de acrílico e preenchido com pasta em uma única camada e sem compactação, retirando o excesso no topo do molde com o auxílio de uma espátula. O molde foi, então, retirado verticalmente para cima, permitindo que a pasta fluísse sobre a placa de acrílico, conforme apresentado na Figura 3.3. O ensaio foi realizado no laboratório de Resistência dos Materiais do Instituto Federal Fluminense *campus* Campos-Centro.

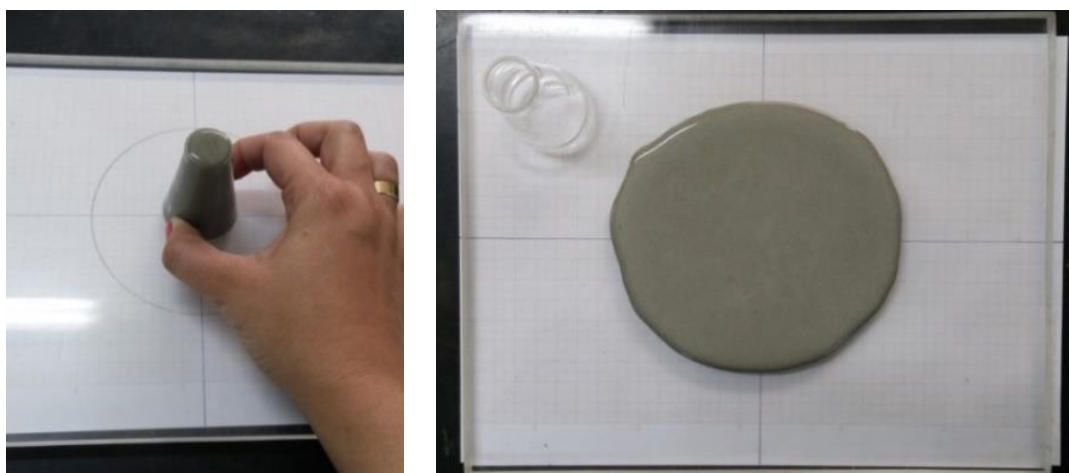


Figura 3.3 – Ensaio de mini-abatimento de Kantro.

A medida do espalhamento final foi considerada como a média dos dois diâmetros perpendiculares medidos junto com o tempo de espalhamento para alcançar um diâmetro de 115 mm (T_{115}). O teste foi realizado em pastas com diferentes percentuais de superplastificante. A pasta com a adição de finos que exibiu um diâmetro médio de espalhamento de 127,5 mm, um valor de T_{115} de 4 segundos, e com percentual de utilização de superplastificante de 0,6% foi escolhida como “ótima”, devido, principalmente, à análise visual da consistência da mistura e ausência de aspectos de segregação.

Durante a confecção dos CLAA desta pesquisa, foram seguidas algumas instruções do fabricante que recomenda que o aditivo superplastificante PLASTOL

6040 deva ser adicionado preferencialmente após o final da mistura dos componentes do concreto, ou diluído na segunda adição de água de amassamento. Nunca deve ser adicionado ao cimento ou agregado seco com tempo de mistura de no mínimo 5 minutos em misturador tipo betoneira (eixo horizontal) para perfeita ação do produto.

3.2.5 ÁGUA

A água utilizada na confecção dos concretos foi proveniente da rede de abastecimento do Município de Campos dos Goytacazes/RJ, através da concessionária Águas do Paraíba, que possui concordância com os requisitos da norma ABNT NBR 15900-1 (2009).

3.2.6 AÇOS

O dimensionamento das armaduras longitudinais dos elementos estruturais estudados (vigas) foi tal que garantisse a ruptura ao cisalhamento, tomando como base procedimentos descritos na norma ABNT NBR 6118 (2014).

As armaduras transversais foram inseridas em pontos estratégicos (entre as cargas aplicadas e nos apoios), consideradas apenas como complementares, evitando a possibilidade de outros tipos de ruptura que inviabilizariam o estudo específico do comportamento ao cisalhamento das vigas.

Os aços utilizados foram produzidos pela empresa ARCELORMITTAL em conformidade com as normas ABNT NBR 7480 (2007) e ABNT NBR 6118 (2014), provenientes de um mesmo lote de fabricação. Algumas características técnicas foram obtidas junto ao fabricante e são apresentadas na Tabela 3.6.

O aço empregado para as armaduras longitudinais foi o CA-50 soldável, com diâmetros de 8,0 mm, 10,0 mm e 12,5 mm. Um aço laminado a quente e resfriado em água, com superfície nervurada e soldabilidade superior ao CA-50 convencional por possuir processo de fabricação diferente, em conformidade com a norma ABNT NBR 14931 (2004).

Para as armaduras transversais complementares (estribos) foi usado o CA-60, com diâmetro de 4,2 mm, produzido com aço de baixo teor de carbono, apresentando ótima soldabilidade, além de maior aderência do aço ao concreto, melhor ancoragem nas estruturas e melhor combate à fissuração do concreto.

Tabela 3.6– Características técnicas dos aços CA-50 e CA-60.

CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DOS AÇOS – CA-50 E CA-60						
Bitola (mm)	Massa nominal		Seção nominal (mm ²)	Limite de escoamento (f_y) kgf/mm ² (MPa)	Limite de resistência (MPa)	Alongamento em 10 ϕ (%)
	kg/m	tolerância (%)				
CA-60						
4.2	0,109	± 6,0	13,9	60 (600)	1,05 f_y	5,0
CA-50						
8.0	0,395	± 7,0	50,3	50 (500)	1,08 f_y	8,0
10.0	0,617	± 6,0	78,5	50 (500)	1,08 f_y	8,0
12.5	0,963	± 6,0	122,7	50 (500)	1,08 f_y	8,0

Para as armaduras dos ensaios de cisalhamento direto (*push-off*) foram utilizados os aços CA-50 com diâmetro de 8,0 mm e o CA-60 com diâmetro de 4,2 mm.

As características geométricas e o detalhamento das armaduras longitudinal e transversal complementar das vigas, juntamente com as armaduras confeccionadas para os corpos de prova de *push-off*, são apresentados mais adiante.

Amostras dos aços foram retiradas e ensaiadas em temperatura ambiente na prensa universal da marca INSTRON[®], no Laboratório de Engenharia Metalúrgica e de Materiais (LAMAV) da Universidade do Norte Fluminense, conforme recomendações da norma ABNT NBR ISO 6891-1 (2015) que especifica o método de ensaio de tração de materiais metálicos e define as propriedades mecânicas que podem ser determinadas à temperatura ambiente.

As barras foram instrumentadas com extensores eletrônicos (*clip gages*) para a aquisição dos dados de deformação, durante o ensaio de tração, sendo determinadas as tensões de escoamento, de ruptura e as deformações específicas no início do escoamento, conforme apresentado na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Propriedades físicas e mecânicas do aço através do ensaio de tração.

PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DO AÇO – CA-50						
Aço	ϕ (mm ²)	f_y (MPa)	E (GPa)	ϵ_Y (‰)	ϵ_u (‰)	f_u (MPa)
CA-50	12.5	510	200	2,6	61	660

A Figura 3.4 mostra a curva de tensão vs deformação gerada através do ensaio de tração para o aço 12.5 mm, único aço instrumentado, localizado no meio do vão das vigas.

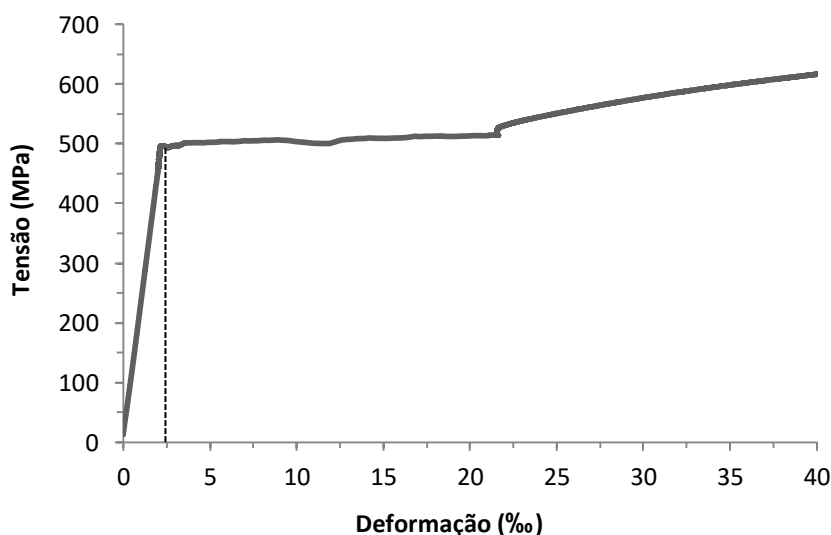


Figura 3.4 – Curva tensão vs deformação do aço CA-50 de ϕ 12.5 mm.

3.3 COMPOSIÇÕES DOS CONCRETOS

As composições apresentadas na Tabela 3.8 foram escolhidas inicialmente por apresentarem em suas respectivas literaturas, resistências médias à compressão de aproximadamente 30 MPa aos 28 dias e características no estado fresco condizentes com os objetivos desta pesquisa, de analisar o cisalhamento de concretos leves e com característica de autoadensabilidade, necessitando de um concreto convencional para servir de parâmetro de referência. A quantidade de material por m^3 de cada composição é apresentada na Tabela 3.9.

Tabela 3.8 – Composição iniciais adotadas para os concretos.

TRAÇOS LITERÁRIOS INICIAIS				
Tipo de Concreto	Autor (a)	Relação a/mc	f_{cm} (MPa)	Tipo de cimento/ (fabricante)
CCR	GARCIA (2002)	0,58	32,0	CP-II F 32 / (-)*
CLE	PEREIRA (2016)	0,38	30,9	CP-V ARI RS / (Mizu)
CLAA_100_00	GRABOIS (2012)	0,33	36,4	CP-V ARI / (Lafarge)

* Fabricante do cimento CP-II F 32, não foi informado pelo autor. Materiais cimentícios (mc).

Tabela 3.9 – Composição dos traços iniciais adotadas.

COMPOSIÇÃO DOS TRAÇOS LITERÁRIOS INICIAIS							
Tipo de Concreto	Consumo de materiais (kg/m ³)						
	<i>Cimento</i>	<i>Cinza volante</i>	<i>Areia</i>	<i>Brita</i>	<i>Argila Expandida*</i>	<i>Água</i>	<i>SP**</i>
CCR	329	–	740	1069	–	191	–
CLE	517	–	672,1	–	361,9	196,5	–
CLAA_100_00	357	153	702	–	371	170,8	12,9

* Valores da dosagem de superplastificante GLENIUM 160 SCC, da empresa BASF, equivalem a 2,5% da massa total de material cimentício.

As composições dos concretos supracitadas foram previamente estudadas para que correções pudessem ser realizadas, uma vez que alguns materiais originais foram substituídos, devido principalmente à disponibilidade.

Na composição do CLAA, foram necessários pequenos ajustes nas quantidades de superplastificante, devido à diferença tanto do fabricante, quanto das características dos produtos, como, por exemplo, o percentual de sólidos em suspensão.

Houve também um ajuste na composição do CLE de Pereira (2016) que foi acrescido um percentual de superplastificante de 0,2% da massa de cimento (1,03 kg/m³), uma pequena correção que se fez necessária para melhorar a sua trabalhabilidade.

Durante o processo de moldagem das vigas, foi observado certo grau de segregação no concreto realizado usando o traço CLAA_100_00, provocando pequena fuga de nata de cimento pelas frestas da forma. Em virtude disto, executaram-se dois novos traços, descritos na Tabela 3.10, aumentando o volume de agregados miúdos (areia). Para o traço CLAA_70_30_M, onde a letra M representa “modificado”, só foi possível moldar duas vigas devido ao baixo volume de material disponível.

Tabela 3.10 – Traços modificados do original CLAA_100_00.

COMPOSIÇÃO DOS TRAÇOS							
Tipo de Concreto	Consumo de materiais (kg/m ³)						
	<i>Cimento</i>	<i>Cinza volante</i>	<i>Areia</i>	<i>Brita</i>	<i>Argila</i>	<i>Água</i>	<i>SP</i>
CLAA_70_30	329	141	778,6	–	280	188,5	8,9
CLAA_70_30_M	347	123	778,6	–	280	188,5	7,05

3.4 PRODUÇÃO DOS CONCRETOS

Na produção dos concretos foi utilizada uma betoneira (eixo horizontal) disponível no Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF. A concretagem foi dividida em cinco etapas (5 etapas), sendo moldadas 6 vigas em cada etapa para uma mesma composição de concreto, com exceção da última, que foram duas (uma betonada era suficiente para o preenchimento de 1 viga por vez). Os procedimentos de mistura para cada um dos concretos são descritos nos itens a seguir.

3.4.1 PRODUÇÃO DO CCR

Para a produção do CCR foram seguidas as seguintes etapas ilustradas na Figura 3.5:

- 1) umedecimento da betoneira com água, retirando o excesso com um pano;
- 2) lançamento dos agregados graúdos;
- 3) em seguida, foi adicionada cerca de 50% da água de amassamento;
- 4) mistura realizada por 1 minuto;
- 5) adição do cimento e mistura por mais 1 minuto;
- 6) adição do agregado miúdo;
- 7) acréscimo do restante da água de amassamento;
- 8) após a adição de todos os materiais, o tempo de mistura foi de 3 a 5 minutos.

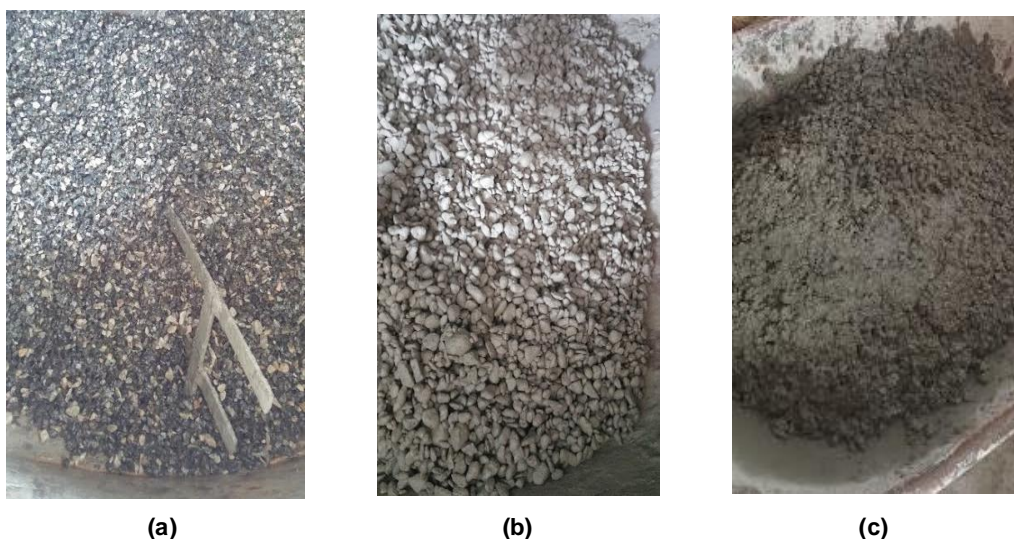


Figura 3.5 – Sequência do procedimento de mistura do CCR: a) agregados graúdos e metade da água; b) adição do cimento e homogeneização; c) aspecto final da mistura.

3.4.2 PRODUÇÃO DO CLE

Para a produção do CLE foram seguidas as seguintes etapas ilustradas na Figura 3.6:

- 1) umedecimento da betoneira com água, retirando o excesso com um pano;
- 2) acréscimo do agregado leve e aproximadamente metade da água de amassamento e mistura por 1 minuto;
- 3) repouso por 10 minutos, com a betoneira desligada, para que os agregados absorvam parte da água de amassamento;
- 4) adição do cimento e mistura por mais 1 minuto;
- 5) acréscimo do agregado miúdo e do restante da água de amassamento com o aditivo químico diluído, cujo lançamento foi gradual com a betoneira ligada;
- 6) após a adição de todos os materiais, o tempo de mistura foi de 3 a 5 minutos.

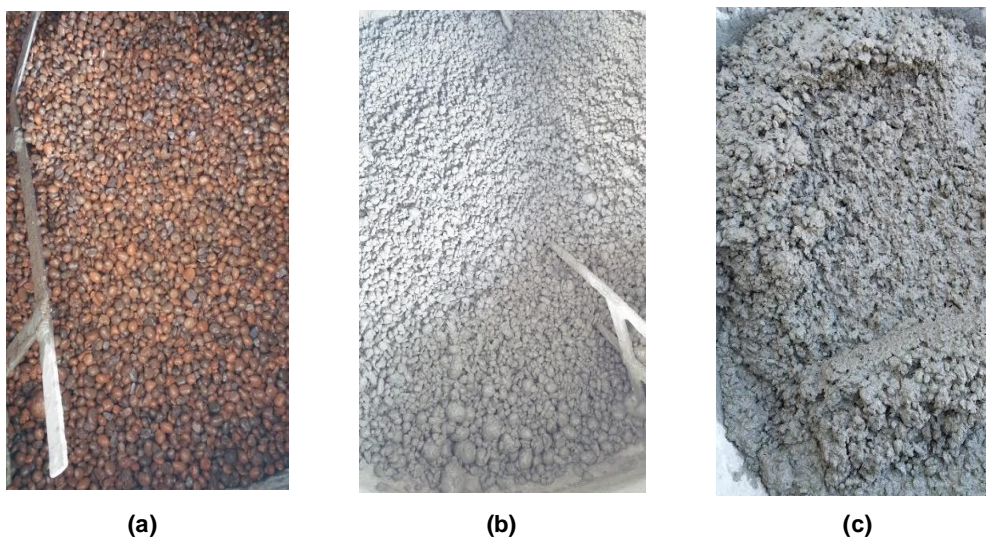


Figura 3.6 – Sequência do procedimento de mistura do CLE: a) agregados leves e metade da água; b) adição do cimento e homogeneização; c) aspecto final da mistura.

3.4.3 PRODUÇÃO DOS CLAA

Para a produção dos CLAA foram seguidas as seguintes etapas, ilustradas na Figura 3.7:

- 1) umedecimento da betoneira com água, retirando-se o excesso com um pano;
- 2) lançamento dos agregados leves pré-umedecidos por 24 horas e agregado miúdo (areia) misturando-os por um minuto para perfeita homogeneização;

- 3) em seguida, lançamento dos materiais cimentícios (cimento e cinza volante), mistura por 3 minutos;
- 4) acréscimo de aproximadamente 50% da água total de amassamento e mistura por mais 1 minuto para devida homogeneização;
- 5) acréscimo dos agregados miúdos e mistura por 1 minuto;
- 6) após esta etapa, o restante da água de amassamento foi acrescentada com o aditivo superplastificante diluído, cujo lançamento foi gradual com a betoneira ligada;
- 7) concluída a adição de todos os materiais, o tempo de mistura foi de aproximadamente 3 a 5 minutos para a total ação do superplastificante.

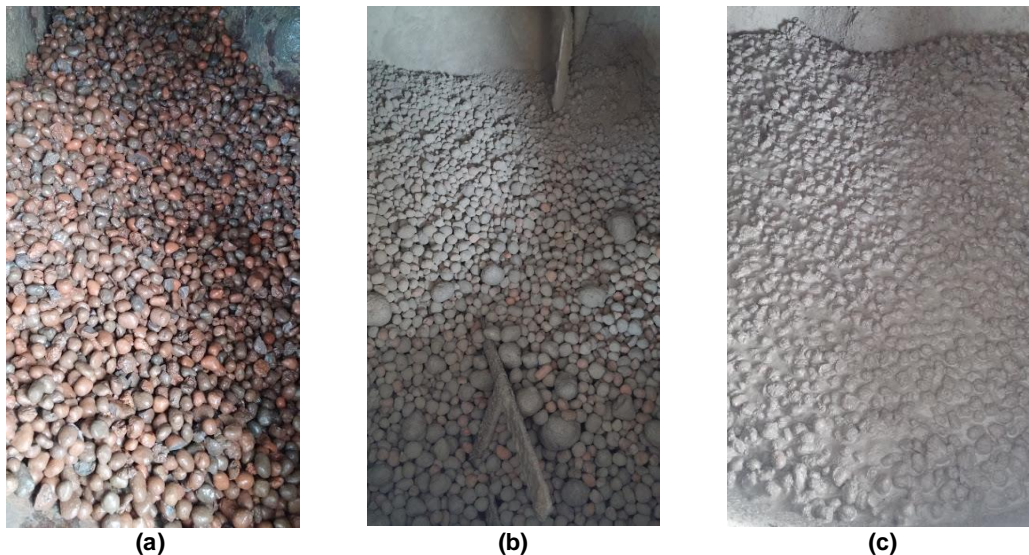


Figura 3.7 – Sequência do procedimento de mistura do CLAA_100_00: a) agregados leves pré-umedecidos; b) homogeneização dos agregados leves, areia e materiais cimentícios; c) aspecto final da mistura.

3.5 PROPRIEDADES NO ESTADO FRESCO

Os ensaios adotados para avaliar o comportamento dos concretos no estado fresco foram: abatimento do tronco de cone, para os concretos CCR e CLE, e para os concretos CLAA foram o espalhamento do tronco de cone, anel-J, caixa-L, caixa-U e funil-V. Todos os ensaios realizados no estado fresco, incluindo a moldagem e cura dos corpos de prova foram feitos no Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF. Os mesmos são descritos a seguir.

Sabe-se que, devido à facilidade de execução, o ensaio de abatimento do tronco de cone de Abrams é o método mais comum para a avaliação das

propriedades do concreto no estado fresco. Ele é usado como uma boa ferramenta para o controle da qualidade do concreto, pois pode detectar pequenas mudanças na composição da mistura.

O procedimento de ensaio de abatimento do tronco de cone, pra avaliar a consistência do concreto (S), foi realizado em conformidade com a norma ABNT NBR NM 67 (1998). A Figura 3.8 ilustra a sequência do ensaio realizado para o CCR e para o CLE. A Tabela 3.11 classifica a consistência segundo esta norma.

Tabela 3.11 – Classificação do concreto pela consistência segundo a norma ABNT NBR NM 67 (1998).

CLASSE (S)	ABATIMENTO (mm)	APLICAÇÃO
S10	10 a 50	Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado.
S50	50 a 100	Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundações.
S100	100 a 160	Elementos estruturais com lançamento convencional do concreto.
S160	160 a 220	Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto.
S220	≥ 220	Elementos estruturais esbeltos o com alta densidade de armaduras.



Figura 3.8 – Procedimento de ensaio de abatimento do tronco de cone realizado para os concretos: a) CCR e b) CLE.

O ensaio de espalhamento do tronco de cone para os CLAA, ilustrado na Figura 3.9 (a), foi realizado seguindo os procedimentos da norma ABNT NBR 16823-2 (2010), que se utiliza da mesma instrumentação do ensaio para concretos convencionais, avaliando o fluxo livre do material (SF).

O tempo medido em segundos para o CLAA alcançar um diâmetro de 500 mm foi determinado (T_{500}), avaliando assim a viscosidade plástica aparente (VS) sob fluxo livre do material.

O ensaio de anel-J, apresentado na Figura 3.9 (b), foi realizado para os CLAA seguindo as recomendações descritas pela norma ABNT NBR 15823-3 (2010), com o propósito de avaliar a habilidade passante sob fluxo confinado (PJ) do material.

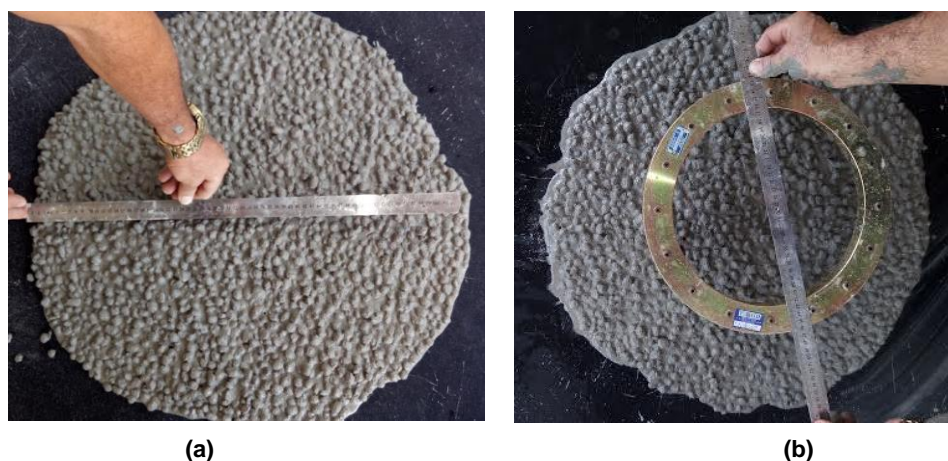


Figura 3.9 – Procedimento de ensaio: a) espalhamento do tronco de cone e b) anel-J, realizado para os CLAA.

O ensaio do funil-V também foi realizado para os CLAA, e seguiu os procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR 15823-5 (2010), sendo possível avaliar a viscosidade plástica aparente sob fluxo confinado (VF) do material. Na Figura 3.10 é possível observar o ensaio realizado.



Figura 3.10 – Procedimento de ensaio do funil-V realizado para os CLAA.

Em conformidade com prescrições da norma ABNT NBR 15823-4 (2010), realizou-se nos CLAA o ensaio da caixa-L, que caracteriza a habilidade passante sob fluxo confinado (PL) do material. Na Figura 3.11 observa-se o ensaio realizado.



Figura 3.11 – Procedimento de ensaio da caixa-L realizado para os CLAA.

Foi por fim realizado o ensaio da caixa-U, conforme procedimento indicado por Gomes (2002), que avalia a fluidez e habilidade passando sob fluxo confinado do material e que, segundo o autor, não deve ultrapassar 80 mm. O ensaio realizado é ilustrado na Figura 3.12.

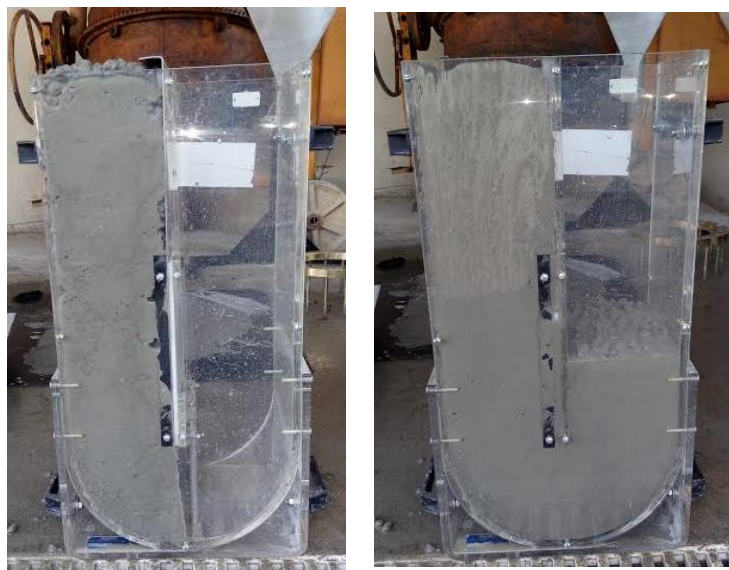


Figura 3.12 – Procedimento de ensaio da caixa-U realizado para os CLAA.

3.5.1 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Foram moldados 6 corpos de prova cilíndricos com dimensões de 100 mm x 200 mm para as três primeiras composições (Tabela 3.8), para a realização de ensaios de determinação de resistência à compressão e à tração diagonal após 28 dias.

Também foram moldados 3 corpos de prova prismáticos de dimensões de 150 mm x 150 mm x 500 mm as mesmas composições, para posterior ruptura após 28 dias, por tração na flexão.

A moldagem dos corpos de prova para os concretos CCR e CLE, cilíndricos e prismáticos, foi executada conforme procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR 5738 (2015), de forma monolítica e em mesa vibratória, conforme apresentado na Figura 3.13. Os corpos de prova do CLAA, como previsto, não necessitaram de nenhum tipo de adensamento mecânico.

Além destes, foram moldados também 3 corpos de prova *push-off* para cada um dos concretos, para posterior ruptura após 28 dias, com o objetivo de determinar a resistência do concreto ao cisalhamento direto. Os corpos de prova *push-off* para o CLAA não necessitaram de adensamento mecânico.



Figura 3.13 – Moldagem dos corpos de prova cilíndricos e prismáticos para o concreto CCR em mesa vibratória.

Para a moldagem dos corpos de prova de *push-off*, foram utilizadas formas fabricadas com chapas metálicas possuindo no fundo e na parte superior uma saliência com o objetivo de deixar uma hachura, delimitando desta forma o plano de cisalhamento. Duas placas de isopor foram fixadas à forma para a abertura nas extremidades.

As dimensões e os detalhes das armaduras são apresentados na Figura 3.14. Na Figura 3.15 (a) é ilustrada uma das armaduras confeccionadas. O cobrimento foi garantido mediante espaçadores plásticos de 1,5 cm, conforme Figura 3.15 (b). A moldagem foi realizada de forma monolítica e em mesa vibratória conforme ilustra a Figura 3.16, exceto para o CLAA que não necessitou de adensamento mecânico.

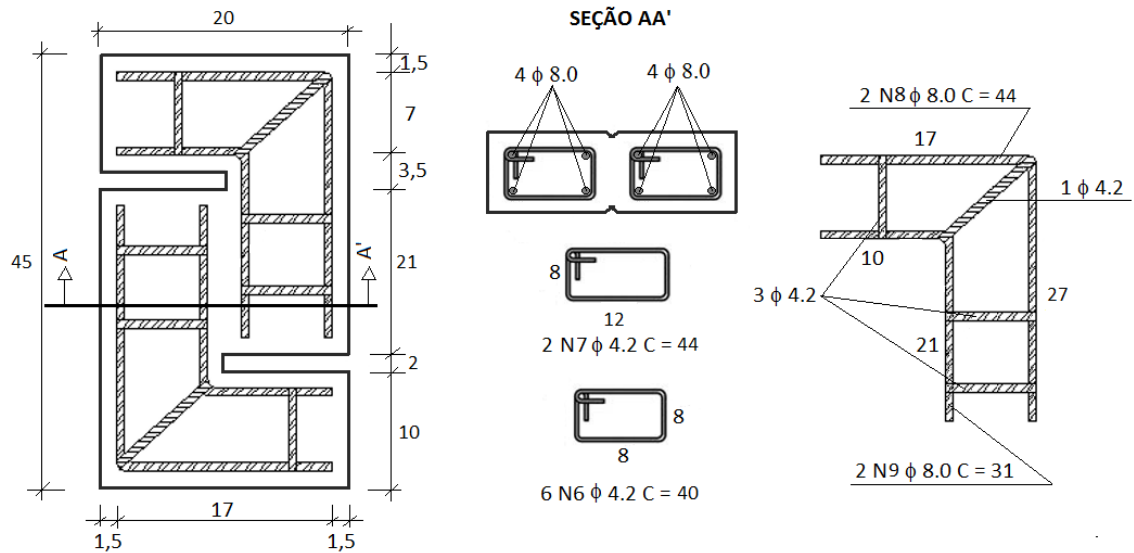
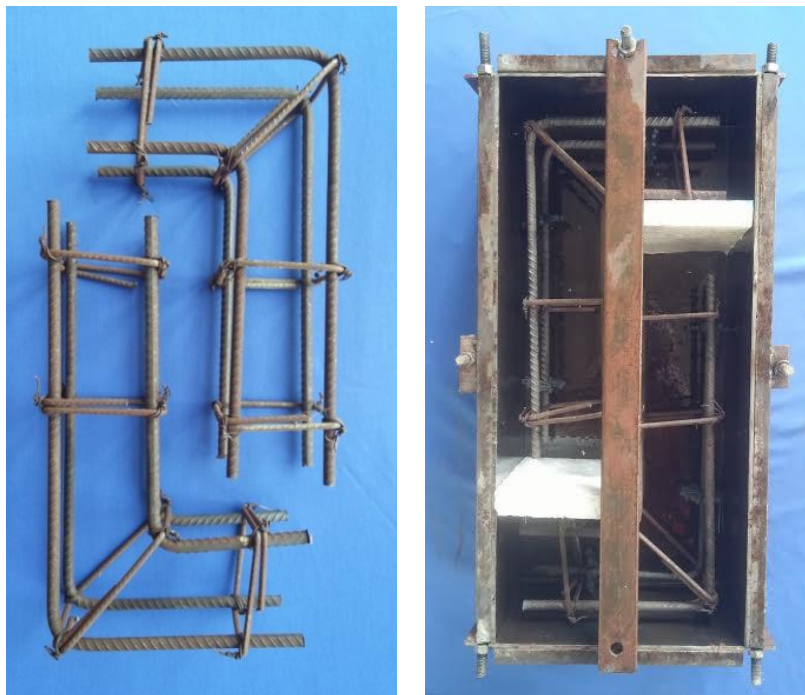


Figura 3.14 – Dimensões e distribuição das armaduras dos corpos de prova do ensaio de *push-off*.



(a)

(b)

Figura 3.15 – a) Armadura do ensaio de *push-off* e b) forma metálica e armadura posicionada com espaçadores.



Figura 3.16 – Formas metálicas e moldagem dos corpos de prova do ensaio de *push-off* em mesa vibratória.

3.5.2 CURA DOS CORPOS DE PROVA

A cura dos corpos de prova cilíndricos, prismáticos e *push-off* para o CCR foi realizada nas primeiras 24 horas envoltos em plástico para evitar a perda de água, sendo em seguida desmoldados e mantidos em tanque com água saturada de hidróxido de cálcio, permanecendo submersos até 24h antes da realização dos ensaios, seguindo os procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR 5738 (2015), conforme mostra a Figura 3.17.



Figura 3.17 – Cura dos corpos de prova em tanque saturada de hidróxido de cálcio.

Assim, a cura dos corpos de prova cilíndricos, prismáticos e *push-off* para os concretos CLE e CLAA foi realizada nas primeiras 24 horas, envoltos em plástico para evitar a perda de água, sendo em seguida desmoldados e mantidos submersos em tanque com água saturada de hidróxido de cálcio apenas nos primeiros 7 dias de cura. Em seguida, foram retirados do tanque e conservados ao ar até o momento dos ensaios, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 5738 (2015).

3.6 PROPRIEDADES NO ESTADO ENDURECIDO

As propriedades mecânicas do concreto avaliadas nesta pesquisa foram: resistência à compressão, resistência à tração na flexão, resistência à tração por compressão diametral.

Após períodos de cura, conforme descritos no item anterior, os corpos de prova cilíndricos tiveram suas bases retificadas com o retificador de corpos de prova I-3064 da marca CONTENCO. A regularização foi fundamental para evitar a concentração de tensões na face do corpo de prova. O retificador e alguns dos corpos de prova retificados são apresentados na Figura 3.18.



Figura 3.18 – Retificação dos corpos de prova.

Os ensaios foram realizados concomitantemente aos ensaios das vigas e os valores adotados para a resistência à compressão nestas idades, foram obtidos pela média aritmética dos corpos de prova. Os ensaios foram realizados de acordo com procedimentos da norma ABNT NBR 5739 (2007).

Com o objetivo de avaliar os concretos utilizados nas vigas e proporcionar ainda mais veracidade nos resultados, obter valores para as composições dos

concretos em que não foram moldados corpos de prova (CLAA_70_30 e CLAA_70_30_M), e corrigir a variabilidade dos CPs e as vigas, foi realizada também a extração de testemunhos diretamente das vigas (três exemplares para cada viga), na direção vertical da mesma, nas posições superior, media e inferior das vigas. Esta extração ocorreu em conformidade com a norma ABNT NBR 7680 (2015). A série de testemunhos extraídos, de dimensões de 47 mm de diâmetro e 100 mm de altura, pode ser observada na Figura 3.19.



Figura 3.19 – Testemunhos extraídos das vigas.

Para a realização do ensaio de tração na flexão, foram obedecidos aos procedimentos recomendados pela norma ABNT NBR12142 (2010) e foram realizados utilizando o pórtico metálico da laje de reação do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF. A carga vertical foi aplicada utilizando um atuador hidráulico modelo 244.41 com capacidade de 500 kN da MTS. A aplicação da carga e aquisição dos dados foi realizada por meio da unidade hidráulica 505.90S também da MTS, a uma taxa média de incremento de carga de 50 N/s, até a ruptura da peça, conforme apresentado na Figura 3.20.



Figura 3.20 – Configuração do ensaio de resistência à tração na flexão.

A resistência à tração na flexão do concreto foi então calculada pela Equação 4.1, válida para ruptura no vão entre as cargas concentradas do espécime prismático:

$$f_{ct,f} = \frac{Fl}{b \cdot d^2} \quad (4.1)$$

onde:

$f_{ct,f}$ = resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F = carga máxima obtida no ensaio, em N;

l = dimensão do vão entre os apoios, em mm;

b = largura média do corpo de prova, em mm;

d = altura média do corpo de prova, em mm.

As Figuras 3.21 (a) e (b) mostram alguns dos corpos de prova rompidos, onde todos dos exemplares ensaiados romperam dentro do terço médio.

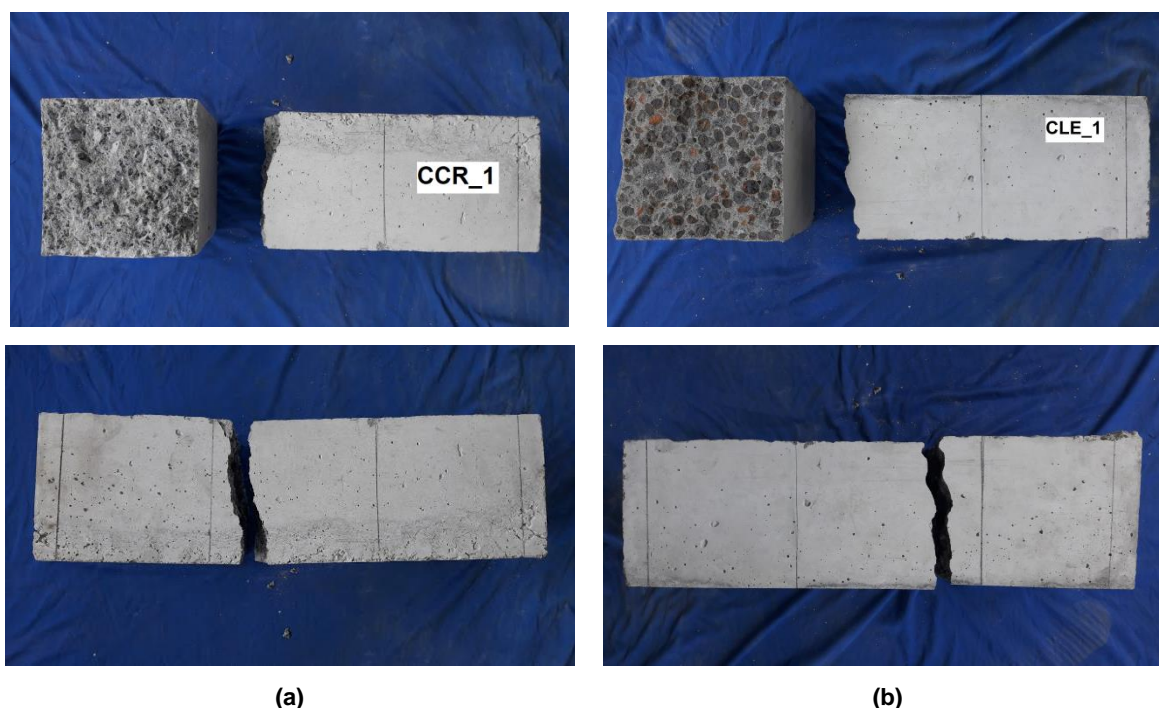


Figura 3.21 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.

O ensaio de tração por compressão diametral foi realizado concomitantemente com o ensaio das vigas (Figura 3.22), de acordo com a norma ABNT NBR 7222 (2011), utilizando-se a média dos resultados obtidos dos corpos

de prova ensaiados, para a determinação da resistência à tração indireta do concreto. A Figura 3.23 (a) e (b) mostram alguns dos corpos de prova rompidos.



Figura 3.22 – Configuração do ensaio de resistência à compressão diametral.

A resistência à tração por compressão diametral do concreto foi calculada pela Equação 4.2:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F}{\pi \cdot d \cdot l} \quad (4.2)$$

onde:

$f_{ct,sp}$ = resistência à tração por compressão diametral, em MPa;

F = carga máxima obtida no ensaio, em N;

d = diâmetro do corpo-de-prova, em mm;

l = altura do corpo-de-prova, em mm.

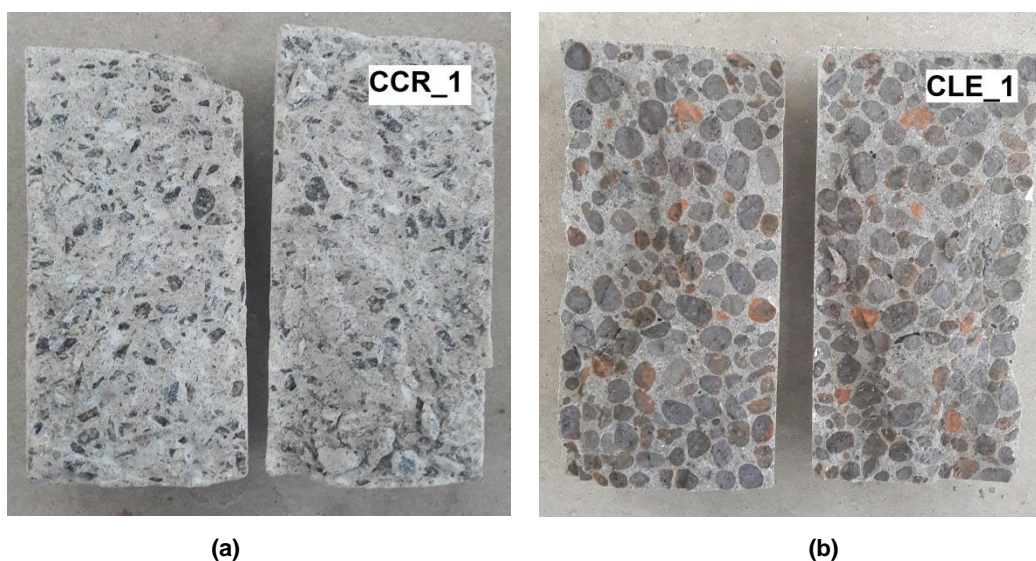


Figura 3.23 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.

Os ensaios de cisalhamento direto (*push-off*) foram realizados utilizando o pórtico metálico da laje de reação do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF. A carga vertical foi aplicada utilizando um atuador hidráulico modelo 244.41 com capacidade de 500 kN da MTS. A aplicação da carga e aquisição dos dados foi realizada por meio da unidade hidráulica 505.90S, também da MTS, a uma taxa média de incremento de carga de 50 N/s, até a ruptura da peça, conforme apresentado na Figura 3.24.



Figura 3.24 – Configuração do ensaio de resistência cisalhamento direto (*push-off*).

Nas Figuras 3.25 (a) e (b) são apresentados alguns corpos de prova após a realização do ensaio.



Figura 3.25 – Exemplo dos corpos de prova rompidos: a) CCR e b) CLE.

3.7 DESCRIÇÃO DAS VIGAS

Neste trabalho, 26 vigas foram moldadas e ensaiadas à flexão (a quatro pontos), sendo 6 vigas de cada concreto produzido, com exceção do concreto CLAA_70_30_M, que foram duas. Foram então, subdivididos em três grupos cada um, também subdivididos em três subgrupos devido a variação nas taxas de armaduras longitudinais. A Tabela 3.12 mostra as características das vigas ensaiadas.

Tabela 3.12 – Características das vigas ensaiadas.

VIGAS	TIPO DE CONCRETO	ρ_s (%)	a/d	NOMENCLATURA ADOTADA
Vigas 1	CCR	ρ_1	2,71	Viga 1_CCR
	CLE			Viga 1_CLE
	CLAA_100_00			Viga 1_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 1_CLAA_70_30
Vigas 2	CCR	ρ_1	2,00	Viga 2_CCR
	CLE			Viga 2_CLE
	CLAA_100_00			Viga 2_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 2_CLAA_70_30
Vigas 3	CCR	ρ_2	2,68	Viga 3_CCR
	CLE			Viga 3_CLE
	CLAA_100_00			Viga 3_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 3_CLAA_70_30
Vigas 4	CCR	ρ_2	1,98	Viga 4_CCR
	CLE			Viga 4_CLE
	CLAA_100_00			Viga 4_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 4_CLAA_70_30
Vigas 5	CCR	ρ_3	2,55	Viga 5_CCR
	CLE			Viga 5_CLE
	CLAA_100_00			Viga 5_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 5_CLAA_70_30
	CLAA_70_30_M			Viga 5_CLAA_70_30_M
Vigas 6	CCR	ρ_3	1,87	Viga 6_CCR
	CLE			Viga 6_CLE
	CLAA_100_00			Viga 6_CLAA_100_00
	CLAA_70_30			Viga 6_CLAA_70_30
	CLAA_70_30_M			Viga 6_CLAA_70_30_M

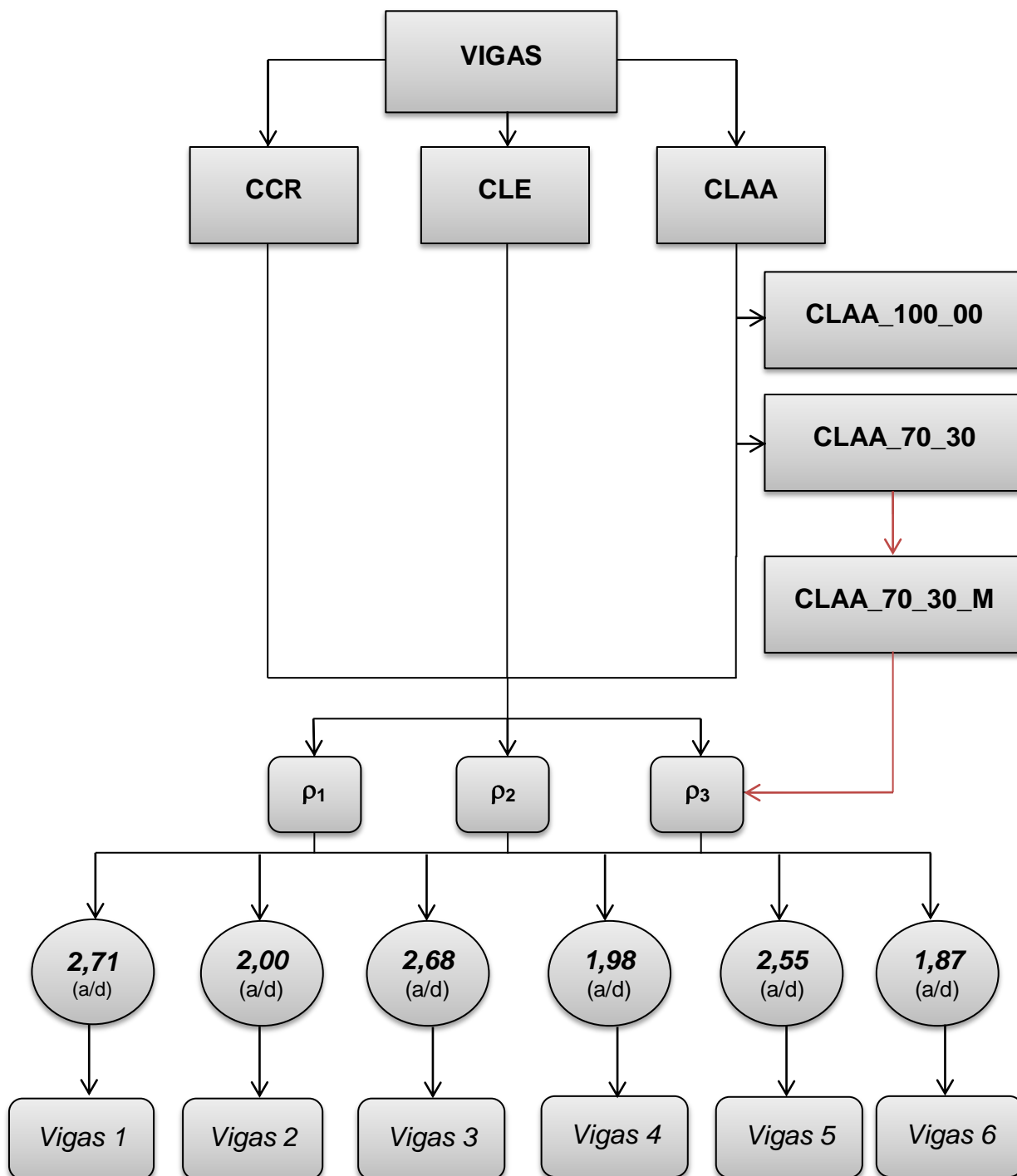


Figura 3.26 – Fluxograma de ensaio.

3.7.1 CAPACIDADE RESISTENTE TEÓRICA DAS VIGAS

As vigas foram dimensionadas para que acontecesse a ruptura ao cortante, ou seja, a taxa de armadura longitudinal foi dimensionada para que não acontecesse a ruptura por flexão. As mesmas ficaram dimensionadas para o ELU por flexão dentro dos domínios 2 e 3, considerando certa porcentagem da taxa de armadura balanceada (ρ_b).

Para o dimensionamento à flexão foi adotado o procedimento de cálculo mencionado no Capítulo III conforme prescrições da norma ABNT NBR 6118 (2014). Foram então escolhidas três taxas de armadura longitudinal, referidas à taxa de armadura balanceada (ρ_s/ρ_b), fornecendo diferentes contribuições do efeito de pino da armadura longitudinal na capacidade ao cisalhamento das vigas ensaiadas.

Como também mencionado no Capítulo II, foi utilizado o modelo de cálculo I da norma ABNT NBR 6118 (2014) para determinar a capacidade ao esforço cortante das vigas. Neste trabalho a parcela absorvida pela armadura transversal (V_{sw}) foi considerada nula, uma vez que as vigas não apresentaram armadura transversal (estribos) no vão de cisalhamento.

Os valores de área de aço definitivas para as três relações de (ρ_s/ρ_b), são apresentadas na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Armaduras longitudinais adotadas.

ARMADURAS LONGITUDINAIS ADOTADAS			
Área de aço	As ₁	As ₂	As ₃
Barras	1 ϕ 10.0 5 ϕ 12.5	2 ϕ 10.0 3 ϕ 12.5	3 ϕ 12.5
Seção nominal (mm ²)	692,0	525,1	368,1
Perímetro total (mm)	227,8	180,6	117,8

O esquema de detalhamento das armaduras longitudinais e transversais (complementares) é apresentado nas Figuras 3.27, 3.29, 3.31, 3.33, 3.35 e 3.37, enquanto as fotos das vigas confeccionadas são apresentadas nas Figuras 3.28, 3.30, 3.32, 3.34, 3.36 e 3.38.

Todas as vigas foram dotadas de armadura de montagem, composta por 2 barras de diâmetro de 8.0 mm, auxiliando a amarração das armaduras longitudinais. Além disso, na região de possível ruptura por esmagamento do concreto comprimido ou possível flambagem da armadura longitudinal comprimida (meio do vão), foram distribuídos estribos compostos de barras de diâmetro de 4,2 mm, região de flexão pura, não sendo objeto desta pesquisa. A Figura 3.43 mostra, para um melhor entendimento, uma visão tridimensional das armaduras das vigas 3 (A_{s3}), com $a = 67,5$ cm.

As capacidades de carga teóricas das vigas ao cisalhamento foram determinadas de acordo com as expressões das normas americana ACI 318 (2011), europeia CEN EC-2 (2004), canadense CSA A23.3 (2004) e brasileira ABNT NBR 6118 (2014), considerando os coeficientes de segurança unitários e posteriormente comparados aos resultados experimentais.

A Tabela 3.14 resume, para um melhor entendimento, as principais características das vigas.

Tabela 3.14 – Características das vigas ensaiadas.

VIGAS	CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS			
	d (mm)	ρ_s	a/d	A_s (cm ²)
Viga 1_CCR	24,9	1,68	2,71	6,92
Viga 2_CCR			2,00	
Viga 3_CCR	25,2	1,27	2,68	5,25
Viga 4_CCR			1,98	
Viga 5_CCR	26,5	0,89	2,55	3,68
Viga 6_CCR			1,87	
Viga 1_CLE	24,9	1,68	2,71	6,92
Viga 2_CLE			2,00	
Viga 3_CLE	25,2	1,27	2,68	5,25
Viga 4_CLE			1,98	
Viga 5_CLE	26,5	0,89	2,55	3,68
Viga 6_CLE			1,87	
Viga 1_CLAA_100_00	24,9	1,68	2,71	6,92
Viga 2_CLAA_100_00			2,00	
Viga 3_CLAA_100_00	25,2	1,27	2,68	5,25
Viga 4_CLAA_100_00			1,98	
Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	3,68
Viga 6_CLAA_100_00			1,87	
Viga 1_CLAA_70_30	24,9	1,68	2,71	6,92
Viga 2_CLAA_70_30			2,00	
Viga 3_CLAA_70_30	25,2	1,27	2,68	5,25
Viga 4_CLAA_70_30			1,98	
Viga 5_CLAA_70_30	26,5	0,89	2,55	3,68
Viga 6_CLAA_70_30			1,87	
Viga 5_CLAA_70_30_M	26,5	0,89	2,55	3,68
Viga 6_CLAA_70_30_M			1,87	

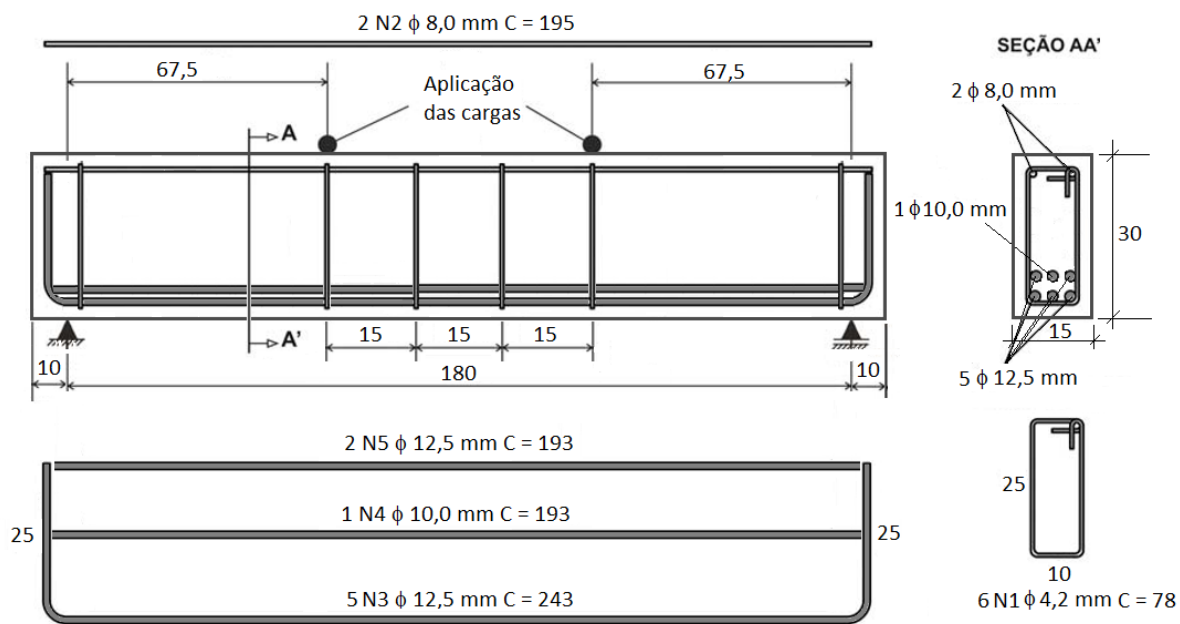


Figura 3.27 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 1 para $a = 67,5$ cm, cotas em centímetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.28 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 1 para $a = 67,5$ cm.

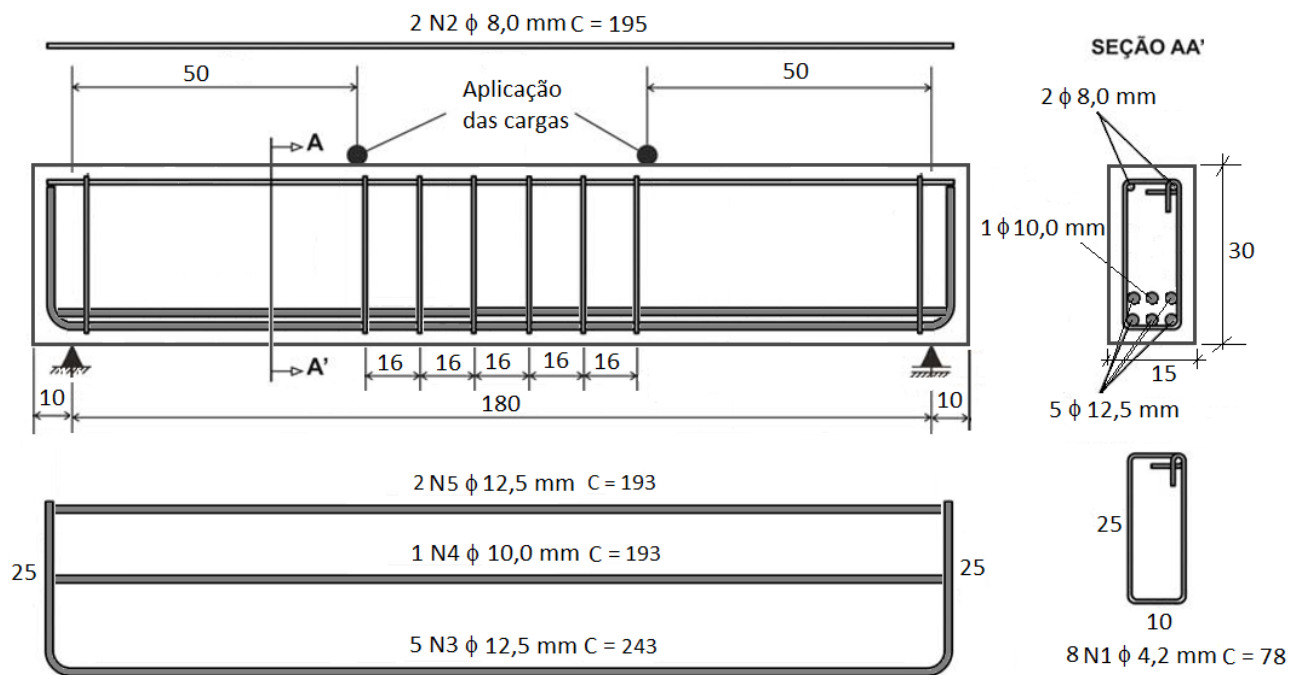


Figura 3.29 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 2 para $a = 50,0$ cm, contas em centímetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.30 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 2 para $a = 50,0$ cm.

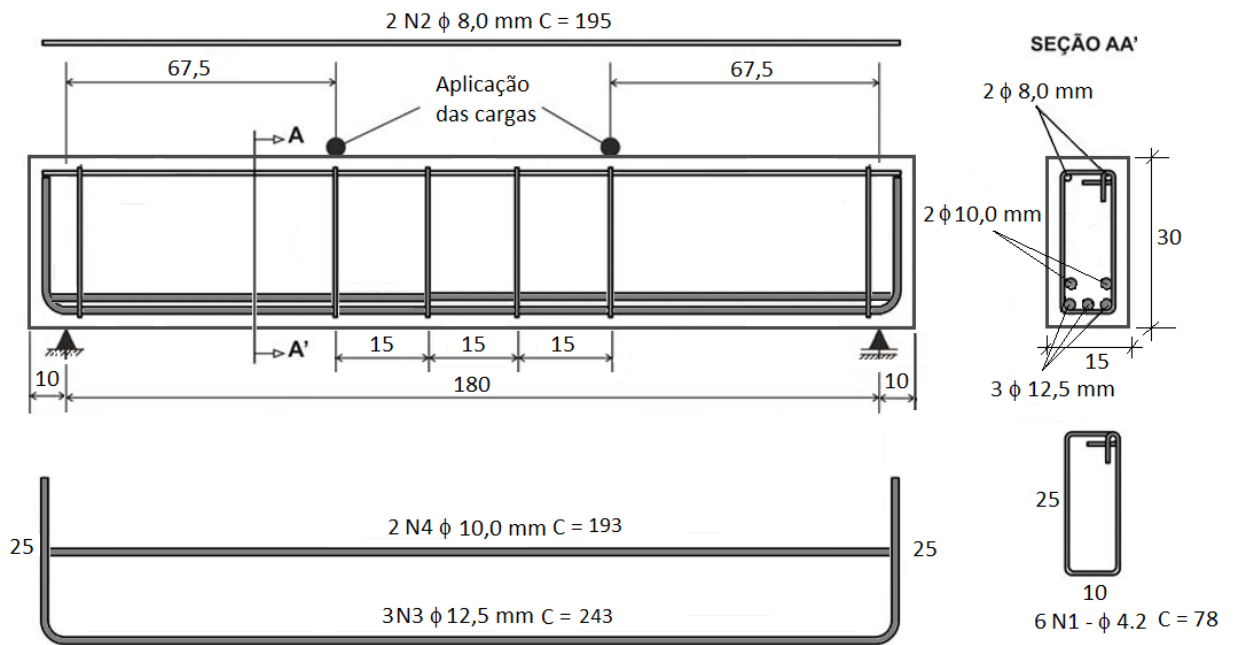
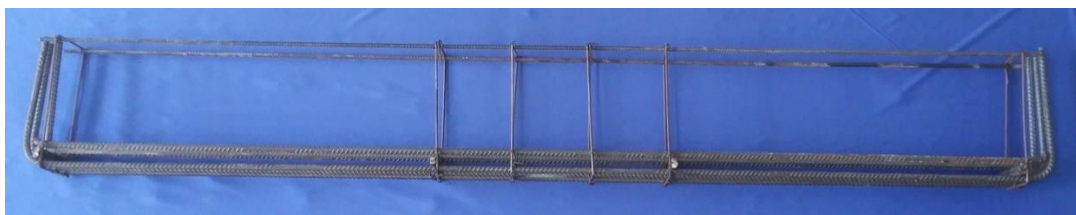


Figura 3.31 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 3 para $a = 67,5$ cm, cotas em centímetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.32 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 3 para $a = 67,5$ cm.

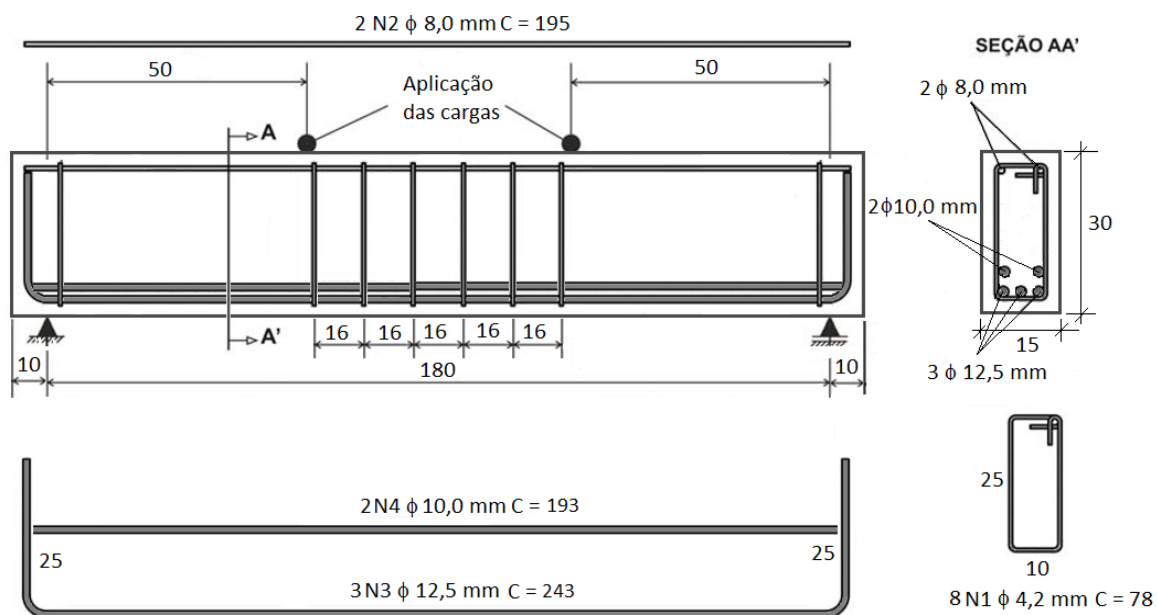


Figura 3.33 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 4 para $a = 50,0$ cm.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.34 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 4 para $a = 50,0$ cm.

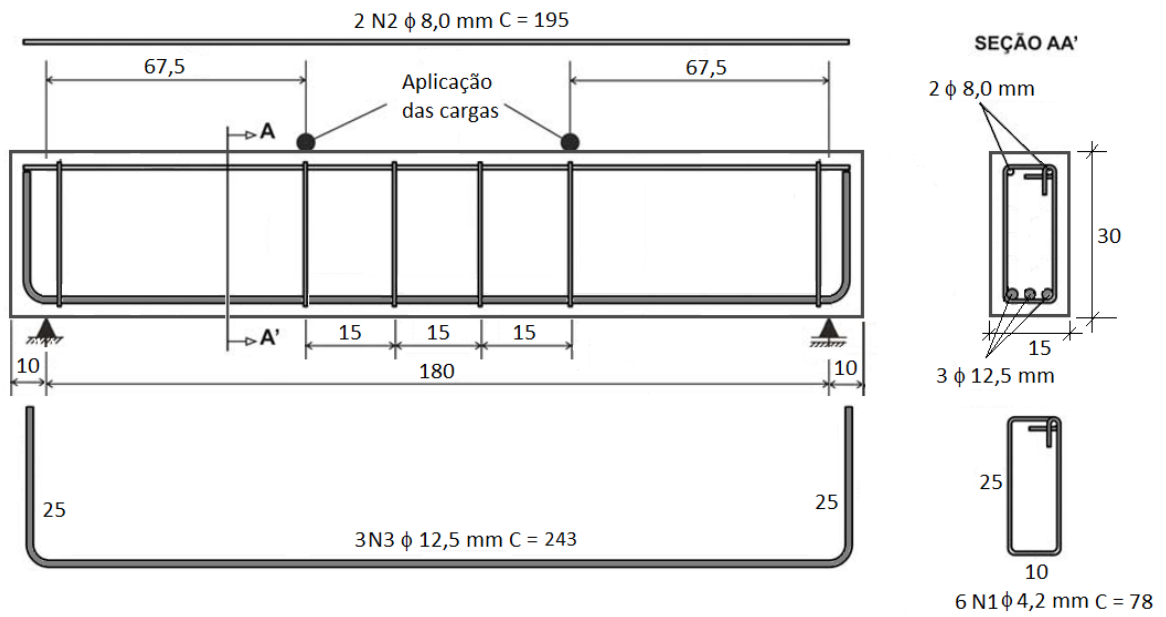
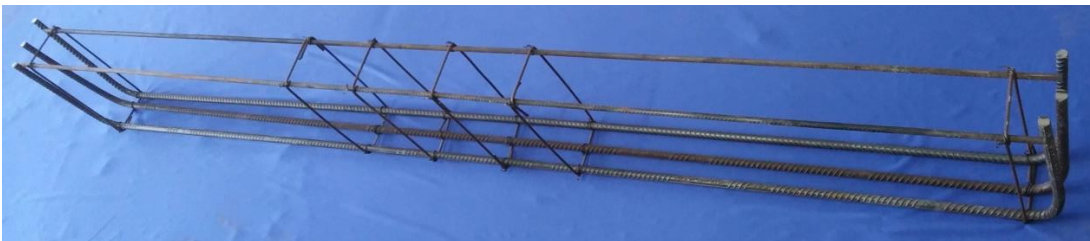


Figura 3.35 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm, cotas em centímetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.36 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm.

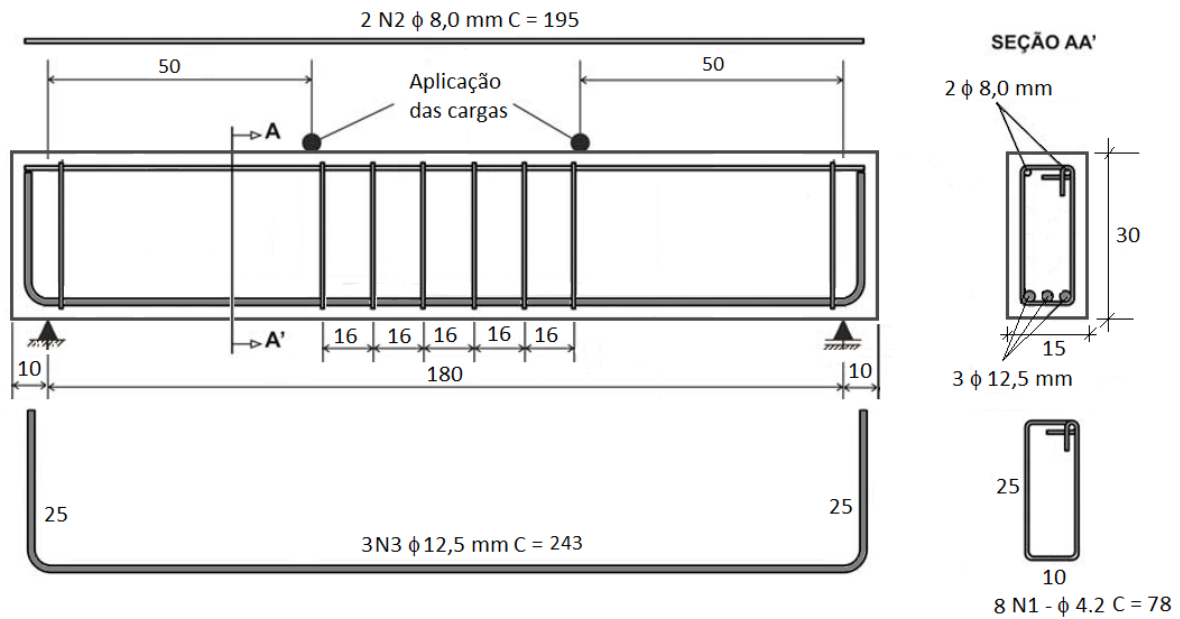


Figura 3.37 – Esquema de detalhamento das armaduras das Vigas 6 para $a = 50,0$ cm, cotas em centímetros.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.38 – a) Vista frontal, b) vista longitudinal e c) detalhes das armaduras das Vigas 6 para $a = 50,0$ cm.

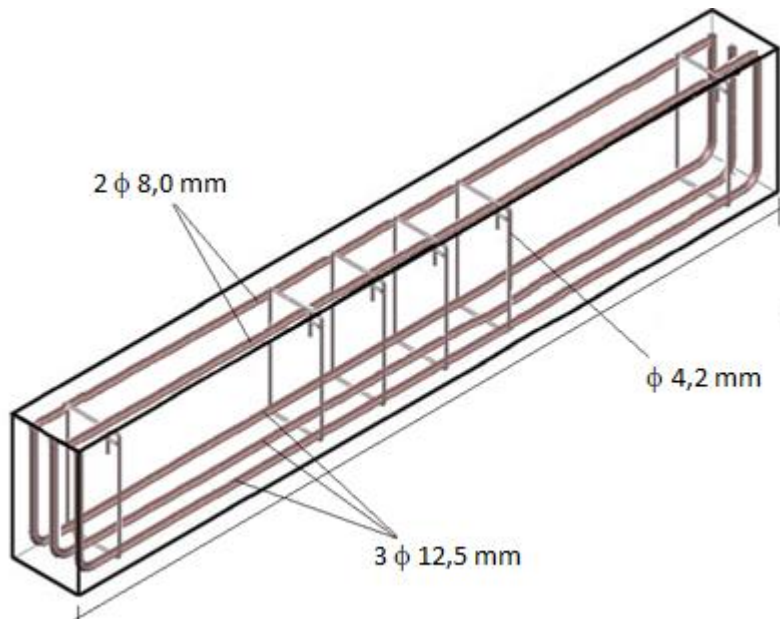


Figura 3.39 – Vista tridimensional das armaduras das Vigas 5 para $a = 67,5$ cm.

3.7.2 CONFECÇÃO DAS FORMAS E FIXAÇÃO DAS ARMADURAS

As formas para a moldagem das vigas (6 unidades) foram confeccionadas com madeira do tipo compensado naval e envoltas por sarrafos de madeira do tipo pino, parafusados para garantir a não abertura durante a concretagem. Todas as formas possuíram dimensões internas de 15 cm x 30 cm x 200 cm, respeitando os valores dimensionados. A Figura 3.40 mostra uma das formas confeccionadas.



Figura 3.40 – Forma para concretagem das vigas.

O cobrimento das armaduras foi garantido pela utilização de espaçadores de plástico de 2,5 cm, como é mostrado na Figura 3.41.



Figura 3.41 – Fixação das armaduras com espaçadores.

3.7.3 CONCRETAGEM E CURA DAS VIGAS

Os lançamentos do CCR e do CLE demandaram a utilização de vibrador de imersão, com agulha de 25 mm de diâmetro para adensamento mecânico nas formas, como mostra a Figura 3.42. O acabamento superficial foi feito com a ajuda de uma colher de pedreiro.



Figura 3.42 – Concretagem das vigas de CCR e CLE, utilização de vibrador de imersão para adensamento mecânico.

Devido a sua capacidade de fluir dentro das fôrmas e entre as armaduras, o CLAA foi lançado em toda a extensão das vigas utilizando apenas baldes e carrinho de mão, com auxílio de colher de pedreiro, sem a necessidade de adensamento mecânico, não apresentando segregação ou exsudação, conforme mostra a Figura 3.43.



Figura 3.43 – A concretagem das vigas de CLAA dispensaram adensamento mecânico.

Após as concretagens, as vigas permaneceram nas fôrmas por 24 horas cobertas com lona para evitar perda de água para o ambiente. Passadas 24 horas, foram desmoldadas e armazenadas no pátio do Laboratório de Engenharia Civil da UENF sob cobertores umedecidos diariamente durante os 28 dias de cura. Após este processo de cura, as vigas foram mantidas nas condições climáticas até a data da realização dos ensaios.

3.8 ESQUEMA DE ENSAIO

Durante os ensaios, todas as vigas foram biapoiadas, possuíram seção transversal retangular de 15,0 cm x 30,0 cm e comprimento total de 200,0 cm. Os

apoios foram de 1º e 2º gêneros, distando 180,0 cm entre si. O carregamento consistiu de duas cargas concentradas equidistantes do meio do vão, distando dos apoios 67,5 cm e 50,0 cm. A Figura 3.44 apresenta o diagrama de esforços e na Figura 3.45 o esquema do pórtico para o ensaio das vigas.

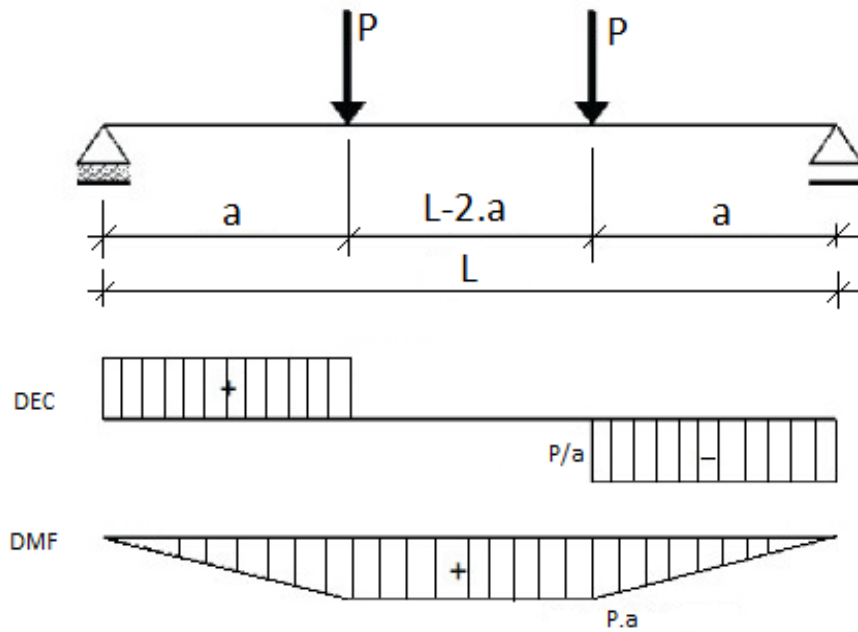


Figura 3.44 – Esquema do ensaio de flexão em 4 pontos e diagrama de esforços.

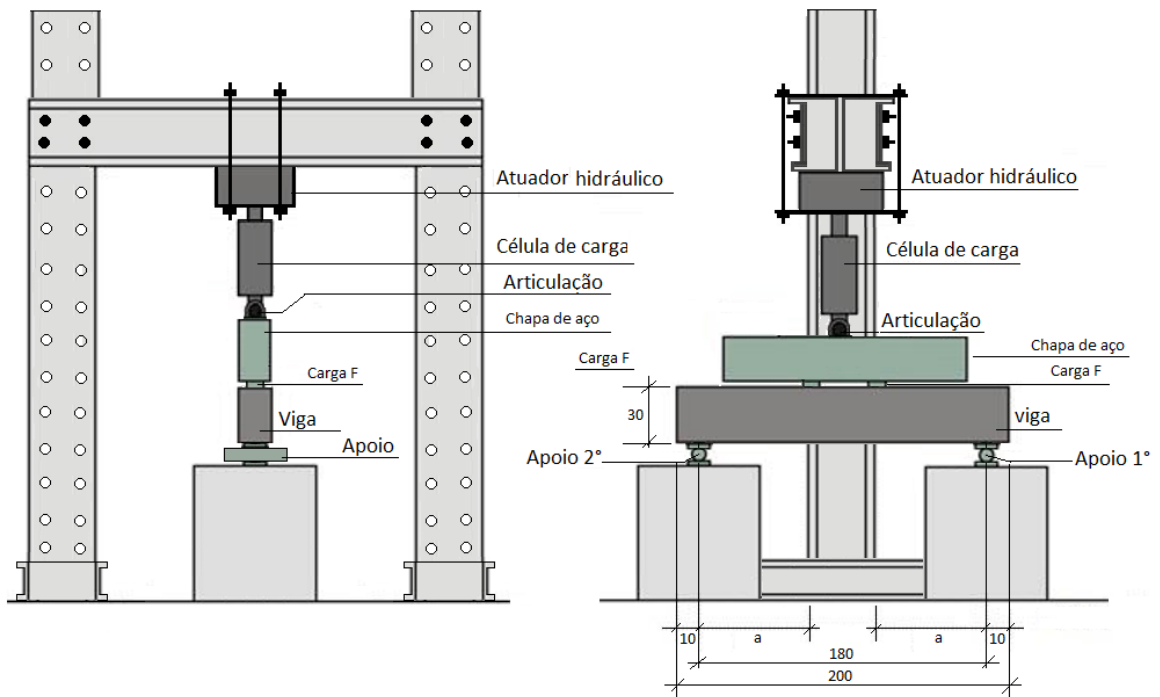


Figura 3.45 – Esquema do ensaio, vista lateral e frontal.

Os ensaios estruturais foram realizados na laje de reação de 65 m² do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da UENF, que possui 65 pontos para fixação de elementos estruturais, um pórtico metálico e um atuador hidráulico modelo 244.41, acoplado a uma célula de carga, com capacidade de 500 kN da MTS, comandados pela unidade hidráulica mostrada na Figura 3.46, que registrava em tempo real o carregamento aplicado, na frequência de aquisição de 100 Hz. Na Figura 3.47 nota-se um dos ensaios sendo realizado.



Figura 3.46 – Unidade hidráulica 505.90S da MTS.



Figura 3.47 – Ensaio de flexão em 4 pontos de uma das vigas estudadas.

3.8.1 INSTRUMENTAÇÃO E AQUISIÇÃO DE DADOS

Durante todos os ensaios, os sinais elétricos relativos à instrumentação adotada (deslocamentos, deformações e carregamentos) foram registrados no computador, em tempo real, e armazenados pelo sistema de aquisição de dados Lynx AC 2122 (Figura 3.48). O processamento dos dados foi feito no programa computacional AqDados.



Figura 3.48 – Equipamento de aquisição de sinais Lynx AC 2122.

As deformações nas armaduras longitudinais foram lidas por meio de extensômetros elétricos (*strain-gages*) uniaxiais, com resistência de 120 Ω , posicionados no centro da mesma. A Figura 3.49 mostra a instalação dos *strain-gages*, realizada 24 horas antes da concretagem das vigas. Após a instrumentação, os terminais dos mesmos foram unidos aos condutores de espera para posterior conexão ao sistema de aquisição de dados.

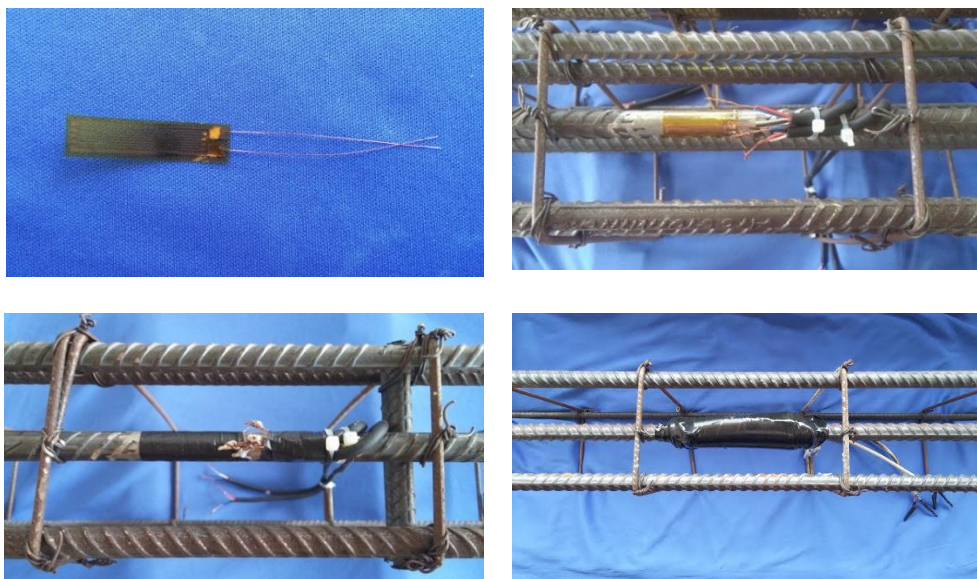


Figura 3.49 – Procedimentos de colagem dos *strain-gages* nas armaduras longitudinais.

No meio do vão das vigas foram instalados transdutores lineares de deslocamento (LVDT's), marca Gefran, com curso de 100 mm, para monitoramento dos deslocamentos verticais (flechas) durante a aplicação de cargas.

Foram posicionados também LVDTs acima da linha neutra de cada viga, um deles a 30 mm e o outro a 80 mm da face superior da viga, para leituras de deformação no concreto (Figura 3.50).

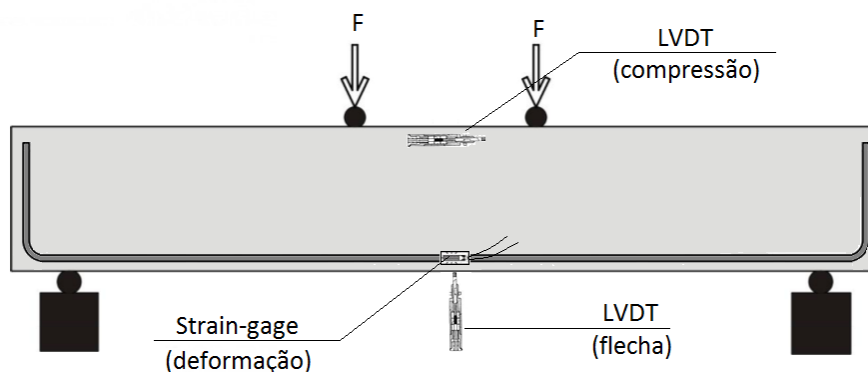


Figura 3.50 – Esquema da instrumentação adotada.

Previamente à realização dos ensaios, as vigas tiveram suas faces pintadas com tinta látex à base de acetato de polivinila (PVA) na cor branca, de forma a facilitar a visualização das fissuras.

A aplicação da carga foi realizada utilizando um atuador hidráulico acoplado a uma célula de carga, com incremento de carga de 100 N/s até se alcançar a ruptura. Visando a marcação das fissuras foram definidas paradas a cada 10 kN de carga aplicada.

Resultados experimentais

4.1 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO

Na Tabela 4.1 são apresentadas as propriedades no estado fresco dos concretos dosados, obtidas nos ensaios de abatimento e espalhamento do tronco de cone, anel-J, funil-V, caixa-L e caixa-U.

Tabela 4.1 – Propriedades dos concretos dosados no estado fresco.

PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO FRESCO							
Tipo de Concreto	Abatimento (mm)	Espalhamento (mm)	T ₅₀₀ (s)	Anel-J (mm)	Funil-V (s)	Caixa-L (mm)	Caixa-U (mm)
CCR	35	–	–	–	–	–	–
CLE	65	–	–	–	–	–	–
CLAA_100_00	–	660	5	40	7	0,80	70
CLAA_70_30	–	650	5	41	7,1	0,81	70
CLAA_70_30_M	–	640	6	39	7,4	0,81	70
Classificação	S10 e S50	SF2	VS2	PJ2	VF1	PL2	–

A partir dos resultados obtidos do ensaio de abatimento do tronco de cone, para classificação da consistência (S) segundo a norma ABNT NBR NM 67 (1998), o concretos CCR e CLE são classificados como S10 e S50, respectivamente, e como já esperado, necessitaram de adensamento mecânico eficiente para o total preenchimento das formas.

Os resultados obtidos do ensaio de espalhamento, para avaliar o fluxo livre segundo a norma ABNT NBR 16823-2 (2010), levaram os concretos CLAA serem classificados como SF2, adequados para a maioria das aplicações correntes, o que

é confirmado pelos resultados obtidos para a viscosidade plástica aparente sob fluxo livre (T_{500}), superior a 2 segundos.

Pela norma ABNT NBR 15823-3 (2010), que avalia a habilidade passante (PJ) sob fluxo livre, pelo anel-J, os concretos CLAA foram classificados como PJ2, sendo adequados para elementos estruturais com espaçamentos de armadura de 80 mm a 100 mm.

Os resultados dos ensaios do funil-V, que avalia a fluidez e viscosidade plástica aparente (VF) do concreto, permitiu classificar os concretos CLAA, segundo parâmetros da norma ABNT NBR 15823-5 (2010), como VF1, indicados para elementos estruturais com alta densidade de armadura.

O resultado obtido para o ensaio de caixa-L, regulamentado e classificado pela norma ABNT NBR 15823-4 (2010), que avalia a habilidade passante sob fluxo confinado (PL), permitiu classificar os concretos CLAA como PL2, recomendados para a maioria das aplicações correntes.

O ensaio de caixa-U, que avalia a fluidez e capacidade do concreto passar por obstáculos sem segregar, permitiu, através das referências de Gomes (2002) e Kim *et al.* (2010), confirmar a característica primordial de autoadensabilidade sem segregação dos concretos CLAA estudados.

Em suma, todos os resultados dos ensaios no estado fresco, que caracterizam um concreto como autoadensável, foram atendidos, demonstrando que os concretos CLAA produzidos nesta pesquisa apresentaram boa fluidez e viscosidade, sendo capazes de passar por armaduras e apresentar um bom acabamento final.

4.2 PROPRIEDADES DOS CONCRETOS NO ESTADO ENDURECIDO

Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados médios das resistências à compressão axial (f_{cm}), tração na flexão ($f_{ctm,f}$) e tração por compressão diametral ($f_{ctm,sp}$), dos concretos dosados, calculados a partir dos resultados de três corpos de prova ensaiados nos dias de realização dos ensaios das vigas.

As médias das resistências à compressão apresentaram valores de 35,0 MPa, 24,3 MPa e 25,6 MPa, para CCR, CLE e CLAA, respectivamente, observando pequena variação nos valores de resistência média a compressão. O

concreto CLE apresentou resistência média à compressão inferior ao CCR, mesmo com um maior volume de cimento e reduzido consumo de agregado graúdo de argila expandida em sua composição. O concreto CLAA apresentou também com resistência inferior ao de CCR, porém para um volume próximo de cimento, acréscimo de materiais finos (cinza volante) e baixo volume de agregados graúdos leves.

Tabela 4.2 – Propriedades de resistência à compressão e à tração dos concretos dosados (CPs).

Tipo de Concreto	Idade (dias)	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão	$f_{ct,f}$ (MPa)	$f_{ctm,f}$ (MPa)	Desvio padrão	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ctm,sp}$ (MPa)	Desvio padrão
CCR	373	33,5	35,0	3,6	4,2	4,4	0,2	3,6	3,5	0,1
		39,2			4,4			3,5		
		32,5			4,6			3,3		
CLE	366	25,0	24,3	0,9	2,8	3,2	0,4	2,7	2,5	0,3
		23,3			3,3			2,7		
		24,5			3,5			2,2		
CLAA_100_00	342	24,9	25,6	0,6	6,0	5,4	0,9	3,2	2,9	0,4
		25,8			5,9			2,4		
		26,0			4,4			3,0		

Os valores de resistência à tração na flexão e resistência à tração indireta dos CLE se apresentaram abaixo dos valores do CCR, de 3,2 MPa e 4,4 MPa, respectivamente, para um próximo nível de resistência à compressão, assim como os resultados encontrados por Oliveira (2010).

Os resultados do concreto CLAA_100_00 não se comportaram da mesma maneira, pois acredita-se que a leve segregação sofrida por esta traço pode ter influenciado diretamente os resultados deste parâmetro em particular.

No que diz respeito à resistência à tração por compressão diametral, os valores foram de 3,5 MPa, 2,5 MPa e 2,9 MPa para os concretos CCR, CLE e CLAA, respectivamente.

Na Tabela 4.3 são apresentados os resultados das resistências à compressão axial (f_{cm}) dos CPs moldados e dos testemunhos retirados das vigas, proporcionando assim uma comparação.

Como já era de se esperar, ocorreram pequenas discrepâncias em relação aos valores provenientes dos testemunhos das vigas e os corpos de prova moldados, fato este, explicado pela diferença da cura, onde as vigas foram curadas

através de panos úmidos, enquanto os corpos de prova ficaram submersos em água saturada de cal.

Para efeito de cálculo das vigas, foram então atribuídos os valores resultantes dos testemunhos, que garantem uma maior veracidade para os demais resultados.

Tabela 4.3 – Propriedades de resistência à compressão.

Tipo de Concreto	CPs (100 mm x 200 mm)			Testemunhos (100 mm x 47 mm)		
	Idade (dias)	Nº de CPs	f_{cm} (MPa)	Idade (dias)	Nº de Test.	f_{cm} (MPa)
CCR	373	3	35,0	468	6	28,7
CLE	366	3	24,3	461	6	23,3
CLAA_100_00	342	3	25,6	437	6	26,5
CLAA_70_30	-	-	-	339	6	31,4
CLAA_70_30_M	-	-	-	315	2	29,6

Os resultados obtidos dos ensaios de cisalhamento direto (*push off*) são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Força cortante última (V_u), dos CPs tipo *push-off*.

Tipo de Concreto	f_{cm} (MPa)	Plano cisalhante (cm ²)	$V_{u, cd}$ (kN)	$\tau_{u, cd}$ (MPa)	Média $\tau_{u, cd}/\sqrt{f_c}$	Desvio Padrão
CCR	35,0	189,0	84,3	4,5	0,61	0,15
			51,9	2,7		
			67,1	3,6		
CLE	24,3	189,0	42,3	2,2	0,63	0,17
			72,7	3,8		
			61,5	3,3		
CLAA_100_00	25,6	189,90	60,2	3,2	0,60	0,20
			73,5	3,9		
			39,1	2,1		

4.3 ENSAIOS ESTRUTURAIS

Todas as vigas ensaiadas apresentaram ruptura por tração diagonal, com formação da fissura inclinada, que se prolongou na direção do apoio e do ponto de

aplicação da carga, como observado a seguir no padrão de fissuração apresentado pelas vigas ensaiadas.

4.3.1 CAPACIDADE RESISTENTE AO CISALHAMENTO

A capacidade de carga teórica das vigas ao cisalhamento foi determinada, conforme apresentado anteriormente, de acordo com as expressões das normas americana ACI 318 (2014), europeia CEN EC-2 (2004), canadense CSA A23.3 (2004) e brasileira ABNT NBR 6118 (2014), considerando os coeficientes de segurança unitários. Os valores calculados são mostrados na Tabela 4.5 e posteriormente comparados aos resultados experimentais.

Na Tabela 4.6 são apresentados os valores de força cortante última (V_u), cortante de fissuração diagonal (V_{cr}), tensão cisalhante média de fissuração diagonal ($\tau_{cr} = V_{cr}/b_w d$) e a resistência ao cisalhamento máxima ($\tau_u = V_u/b_w d$) de cada viga ensaiada.

Tabela 4.5 – Capacidade de carga teórica das vigas ao cisalhamento segundo diferentes normas.

VIGAS	f_{cm}^* (MPa)	ρ_s (%)	a/d	$V_{u,teórico}$ (kN)																																																																																																																					
				NBR	ACI	CS	EC-2																																																																																																																		
Viga 1_CCR	28,7	1,68	2,71	44,1	33,3	42,0	43,5																																																																																																																		
Viga 2_CCR			2,00					Viga 3_CCR	28,7	1,27	2,68	44,7	33,8	42,5	40,0	Viga 4_CCR	1,98	Viga 5_CCR	28,7	0,89	2,55	46,9	35,4	44,6	36,6	Viga 6_CCR	1,87	Viga 1_CLE	23,3	1,68	2,71	38,4	30,0	37,8	40,6	Viga 2_CLE	2,00	Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	38,9	30,4	38,3	37,3	Viga 4_CLE	1,98	Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2	Viga 6_CLE	1,87	Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55
Viga 3_CCR	28,7	1,27	2,68	44,7	33,8	42,5	40,0																																																																																																																		
Viga 4_CCR			1,98					Viga 5_CCR	28,7	0,89	2,55	46,9	35,4	44,6	36,6	Viga 6_CCR	1,87	Viga 1_CLE	23,3	1,68	2,71	38,4	30,0	37,8	40,6	Viga 2_CLE	2,00	Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	38,9	30,4	38,3	37,3	Viga 4_CLE	1,98	Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2	Viga 6_CLE	1,87	Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87				
Viga 5_CCR	28,7	0,89	2,55	46,9	35,4	44,6	36,6																																																																																																																		
Viga 6_CCR			1,87					Viga 1_CLE	23,3	1,68	2,71	38,4	30,0	37,8	40,6	Viga 2_CLE	2,00	Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	38,9	30,4	38,3	37,3	Viga 4_CLE	1,98	Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2	Viga 6_CLE	1,87	Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87														
Viga 1_CLE	23,3	1,68	2,71	38,4	30,0	37,8	40,6																																																																																																																		
Viga 2_CLE			2,00					Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	38,9	30,4	38,3	37,3	Viga 4_CLE	1,98	Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2	Viga 6_CLE	1,87	Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																								
Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	38,9	30,4	38,3	37,3																																																																																																																		
Viga 4_CLE			1,98					Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2	Viga 6_CLE	1,87	Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																		
Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	40,8	31,9	40,2	34,2																																																																																																																		
Viga 6_CLE			1,87					Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4	Viga 2_CLAA_100_00	2,00	Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																												
Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	41,8	32,0	40,4	42,4																																																																																																																		
Viga 2_CLAA_100_00			2,00					Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0	Viga 4_CLAA_100_00	1,98	Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																						
Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	42,3	32,4	40,9	39,0																																																																																																																		
Viga 4_CLAA_100_00			1,98					Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7	Viga 6_CLAA_100_00	1,87	Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																																
Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	44,4	34,0	42,9	35,7																																																																																																																		
Viga 6_CLAA_100_00			1,87					Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8	Viga 2_CLAA_70_30	2,00	Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																																										
Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	46,8	34,9	43,9	44,8																																																																																																																		
Viga 2_CLAA_70_30			2,00					Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2	Viga 4_CLAA_70_30	1,98	Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																																																				
Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	47,4	35,3	44,5	41,2																																																																																																																		
Viga 4_CLAA_70_30			1,98					Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8	Viga 6_CLAA_70_30	1,87	Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																																																														
Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	49,8	37,1	46,7	37,8																																																																																																																		
Viga 6_CLAA_70_30			1,87					Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0	Viga 6_CLAA_70_30_M	1,87																																																																																																								
Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	47,8	36,0	45,3	37,0																																																																																																																		
Viga 6_CLAA_70_30_M			1,87																																																																																																																						

f_{cm}^* = resistência à compressão médias dos testemunhos.

Tabela 4.6 – Cortante de fissuração diagonal e máximo das vigas ensaiadas.

VIGAS	f_{cm}^* (MPa)	ρ_s (%)	a/d	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	τ_{cr} (MPa)	τ_u (MPa)
Viga 1_CCR	28,7	1,68	2,71	50,0	56,5	1,34	1,51
Viga 2_CCR			2,00	65,0	71,4	1,74	1,91
Viga 3_CCR	28,7	1,27	2,68	51,0	54,2	1,34	1,46
Viga 4_CCR			1,98	60,5	62,7	1,60	1,66
Viga 5_CCR	28,7	0,89	2,55	52,5	54,1	1,32	1,36
Viga 6_CCR			1,87	50,0	51,1	1,26	1,37
Viga 1_CLE	23,3	1,68	2,71	45,0	57,7	1,21	1,55
Viga 2_CLE			2,00	59,0	80,5	1,58	2,16
Viga 3_CLE	23,3	1,27	2,68	45,0	59,7	1,19	1,58
Viga 4_CLE			1,98	68,5	101,7	1,81	2,69
Viga 5_CLE	23,3	0,89	2,55	32,1	34,4	0,81	0,87
Viga 6_CLE			1,87	50,0	52,8	1,26	1,33
Viga 1_CLAA_100_00	26,5	1,68	2,71	45,0	49,2	1,21	1,32
Viga 2_CLAA_100_00			2,00	33,0	35,1	0,88	0,94
Viga 3_CLAA_100_00	26,5	1,27	2,68	–	–	–	–
Viga 4_CLAA_100_00			1,98	50,0	51,1	1,32	1,35
Viga 5_CLAA_100_00	26,5	0,89	2,55	51,4	57,4	1,29	1,45
Viga 6_CLAA_100_00			1,87	55,0	59,9	1,39	1,51
Viga 1_CLAA_70_30	31,4	1,68	2,71	45,5	47,5	1,22	1,27
Viga 2_CLAA_70_30			2,00	60,0	64,8	1,61	1,73
Viga 3_CLAA_70_30	31,4	1,27	2,68	40,0	43,1	1,06	1,14
Viga 4_CLAA_70_30			1,98	60,0	67,2	1,59	1,78
Viga 5_CLAA_70_30	31,4	0,89	2,55	37,0	41,0	0,93	1,03
Viga 6_CLAA_70_30			1,87	45,0	47,5	1,13	1,20
Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	0,89	2,55	27,5	28,4	0,69	0,72
Viga 6_CLAA_70_30_M			1,87	50,0	53,6	1,26	1,35

f_{cm}^* = resistência à compressão médias dos testemunhos.

4.3.2 FISSURAÇÃO

Durante a realização dos ensaios estruturais, observou-se inicialmente a formação de fissuras de flexão, na região central do vão da viga, as quais se propagavam verticalmente com o aumento do carregamento. Observaram-se também algumas fissuras com pequena inclinação nas regiões de cisalhamento devido à interação entre as tensões normais e cisalhantes.

Nos estágios finais de carregamento ocorreu a formação repentina da fissura inclinada, em um dos vãos cisalhantes ou em ambos, propagando-se rapidamente em direção ao ponto de aplicação da carga e dos apoios sendo seguida de uma ruptura da viga em um dos lados dos vãos de cisalhamento.

Os esquemas de fissuração das vigas ensaiadas, confeccionadas com o CCR são apresentados nas Figuras 4.1 a 4.6. As cargas demarcadas nas fissuras estão em kN, e representa a carga total exercida pelo atuador. Nos estágios iniciais as vigas apresentaram padrões particulares de fissuração.

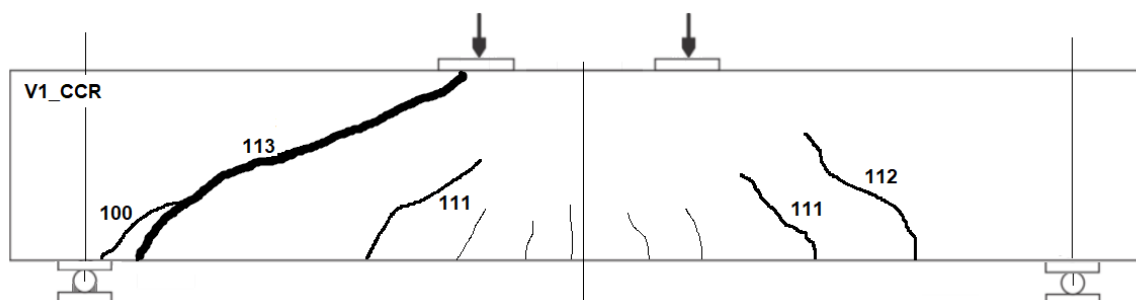


Figura 4.1 – Esquema de fissuração da Viga 1_CCR.

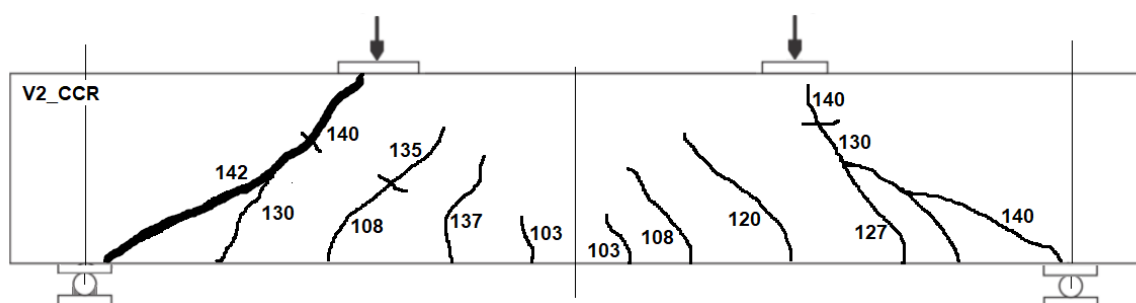


Figura 4.2 – Esquema de fissuração da Viga 2_CCR.

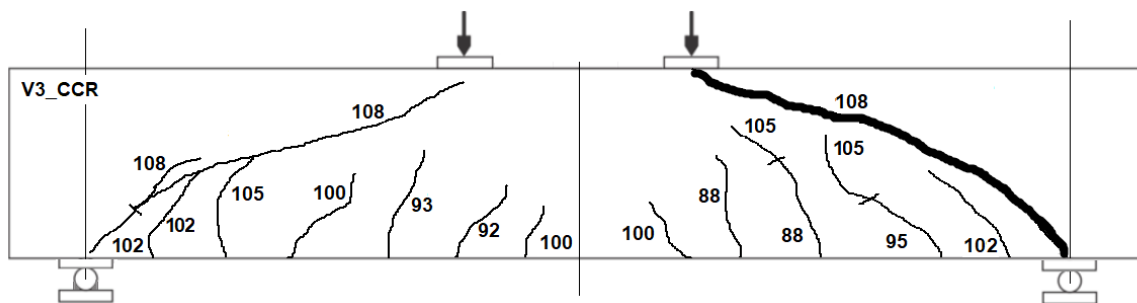


Figura 4.3 – Esquema de fissuração da Viga 3_CCR.

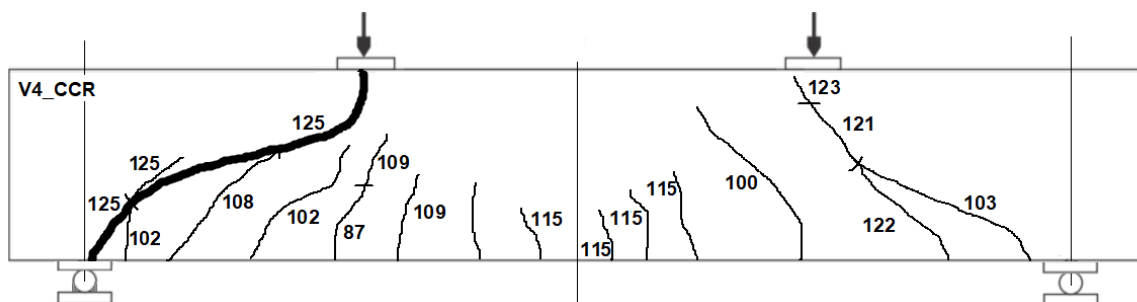


Figura 4.4 – Esquema de fissuração da Viga 4_CCR.

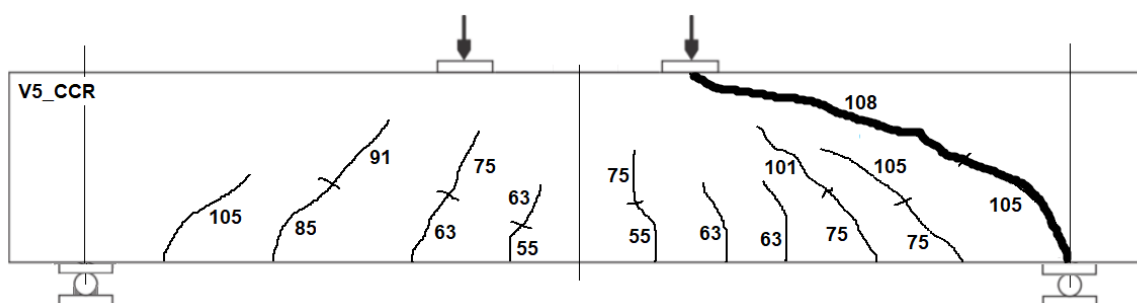


Figura 4.5 – Esquema de fissuração da Viga 5_CCR.

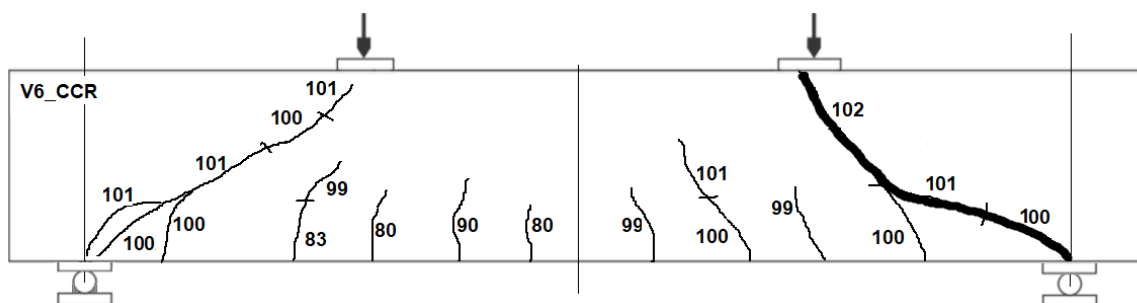


Figura 4.6 – Esquema de fissuração da Viga 6_CCR.

Os esquemas de fissuração das vigas ensaiadas, confeccionadas com o CLE são apresentados nas Figuras 4.7 a 4.12. As cargas demarcadas nas fissuras estão em kN. Observa-se uma redução no número de fissuras na região de flexão pura, em comparação às vigas de CCR.

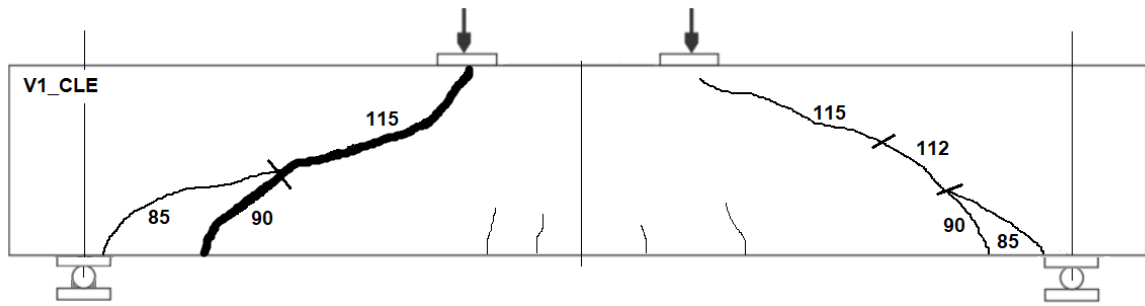


Figura 4.7 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLE.

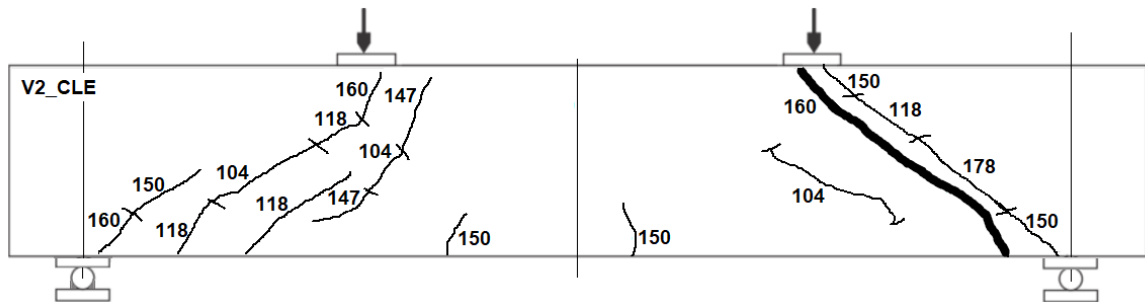


Figura 4.8 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLE.

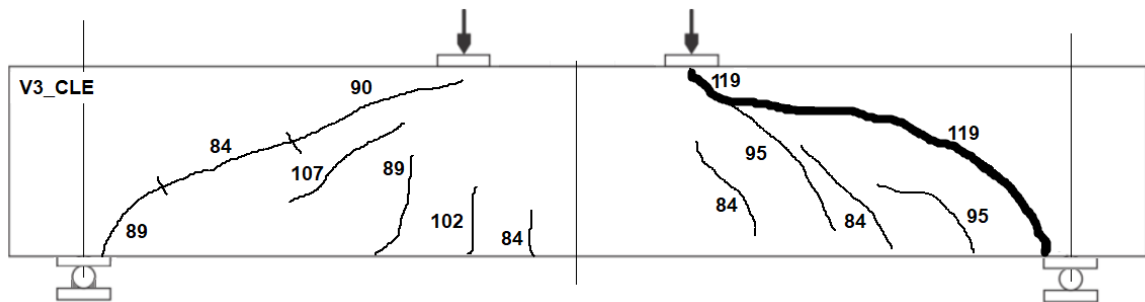


Figura 4.9 – Esquema de fissuração da Viga 3_CLE.

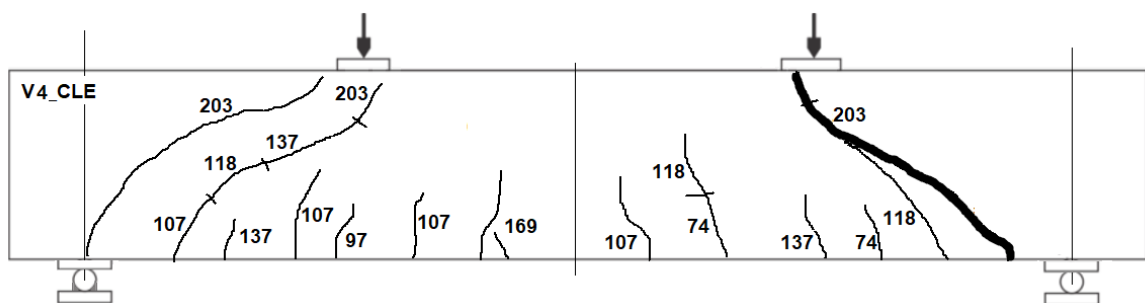


Figura 4.10 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLE.

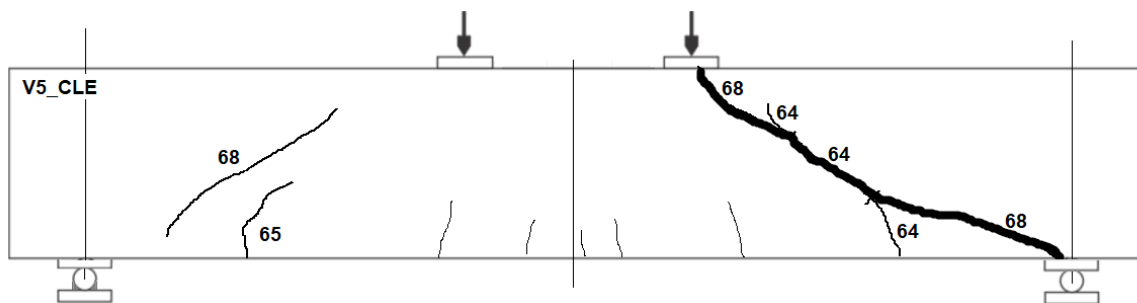


Figura 4.11 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLE.

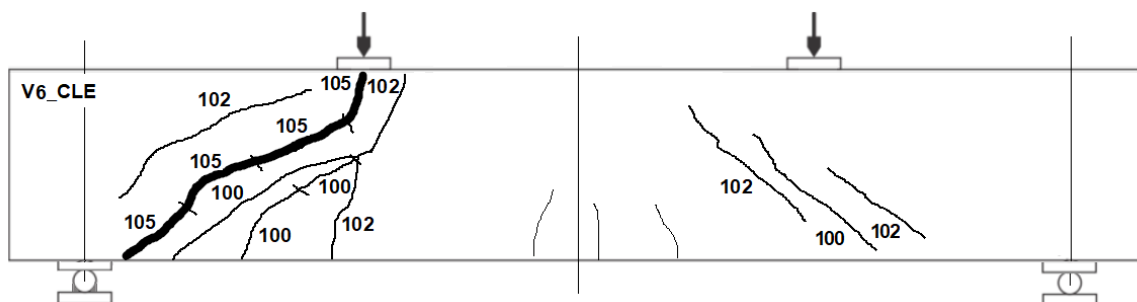


Figura 4.12 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLE.

Os esquemas de fissuração das vigas ensaiadas, confeccionadas com o CLAA_100_00 são apresentados nas Figuras 4.13 a 4.17, as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN. Houve também uma redução no número de fissuras na região de flexão pura, nos exemplares de CLAA em relação às vigas de CCR.

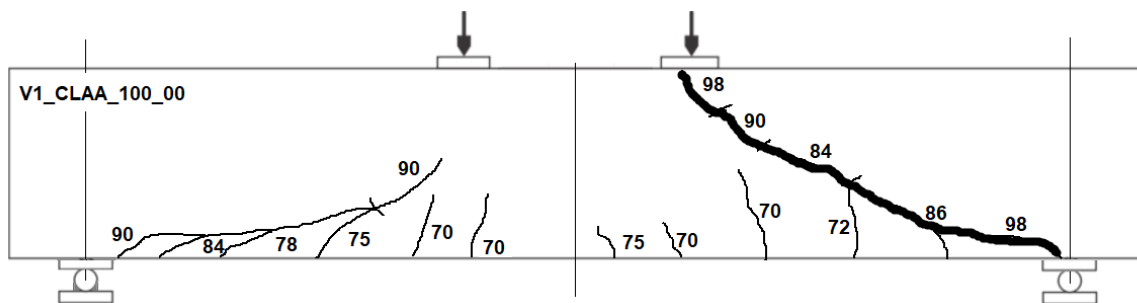


Figura 4.13 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLAA_100_00.

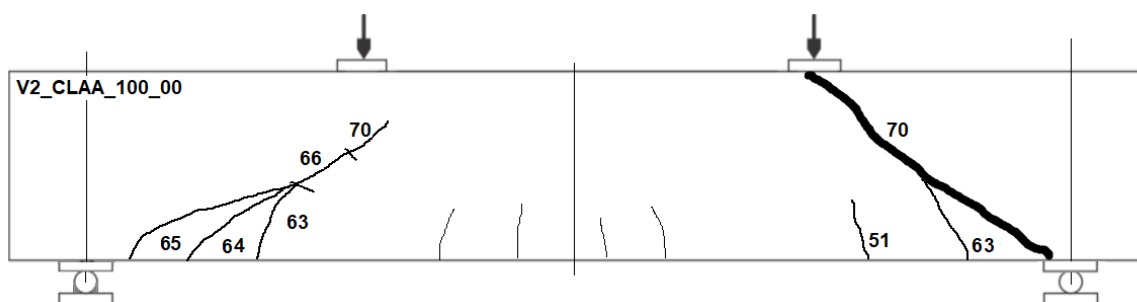


Figura 4.14 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLAA_100_00.

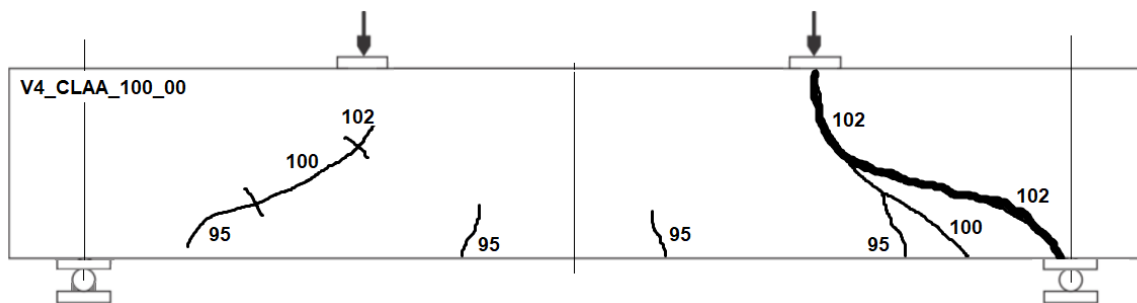


Figura 4.15 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLAA_100_00.

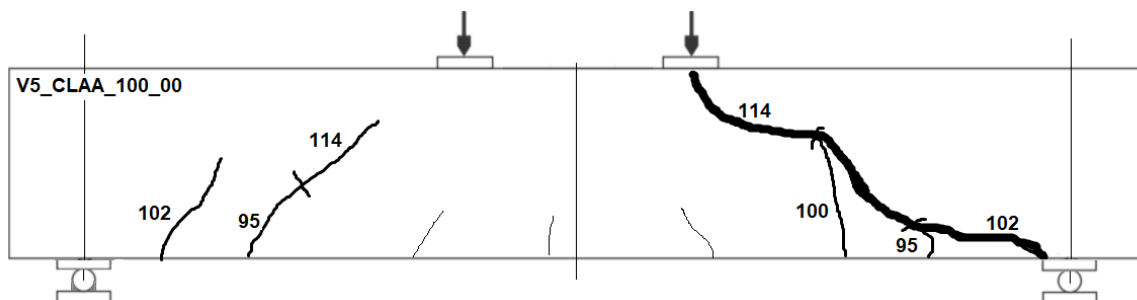


Figura 4.16 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_100_00.

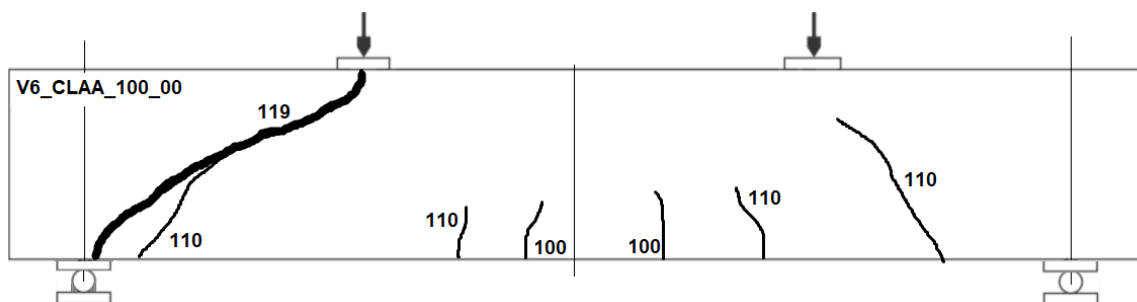


Figura 4.17 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_100_00.

Os esquemas de fissuração das vigas ensaiadas, confeccionadas com o CLAA_70_30 são apresentados nas Figuras 4.18 a 4.23, cujas cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.

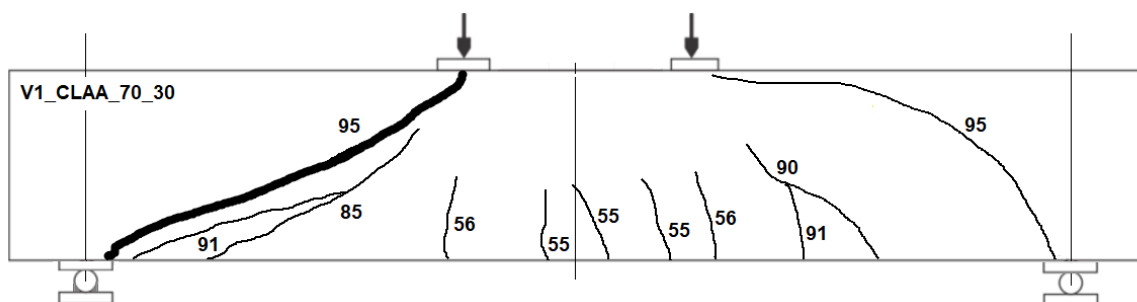


Figura 4.18 – Esquema de fissuração da Viga 1_CLAA_70_30.

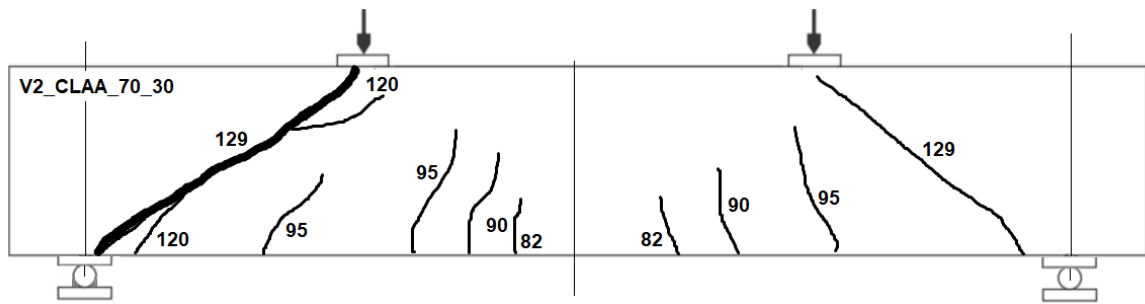


Figura 4.19 – Esquema de fissuração da Viga 2_CLAA_70_30.

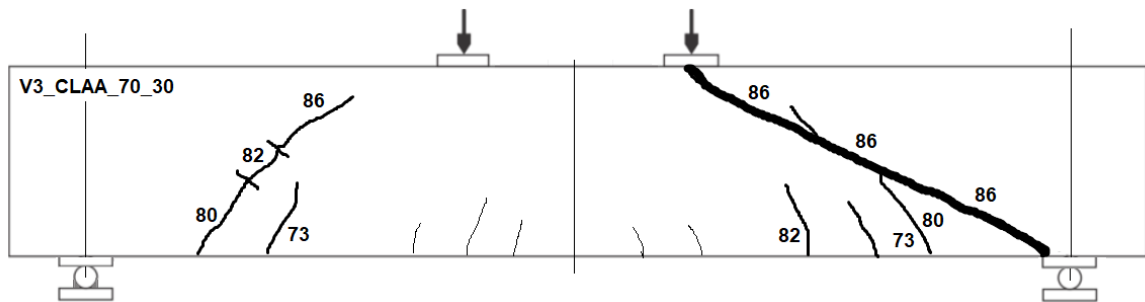


Figura 4.20 – Esquema de fissuração da Viga 3_CLAA_70_30.

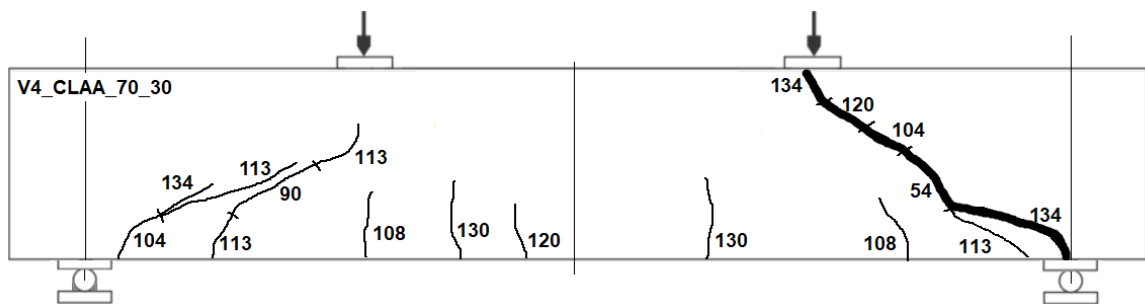


Figura 4.21 – Esquema de fissuração da Viga 4_CLAA_70_30.

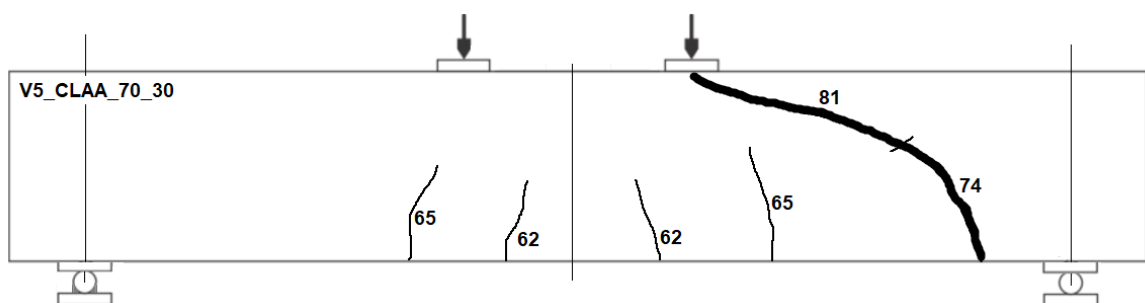


Figura 4.22 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_70_30.

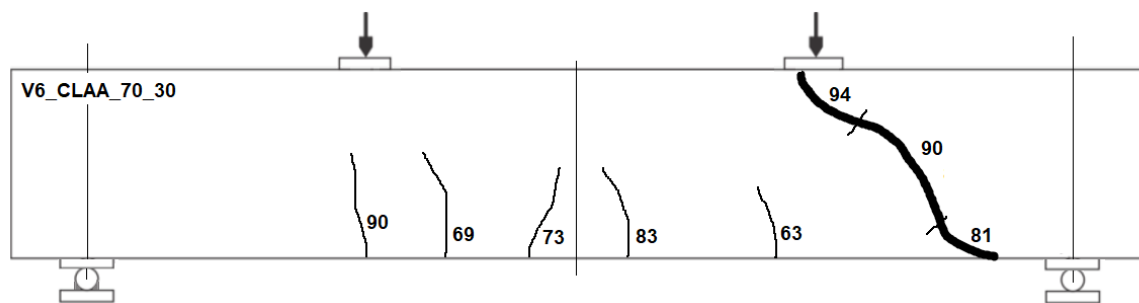


Figura 4.23 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_70_30.

Os esquemas de fissuração das vigas ensaiadas, confeccionadas com o CLAA_70_30_M são apresentados nas Figuras 4.24 e 4.25, cujas cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.

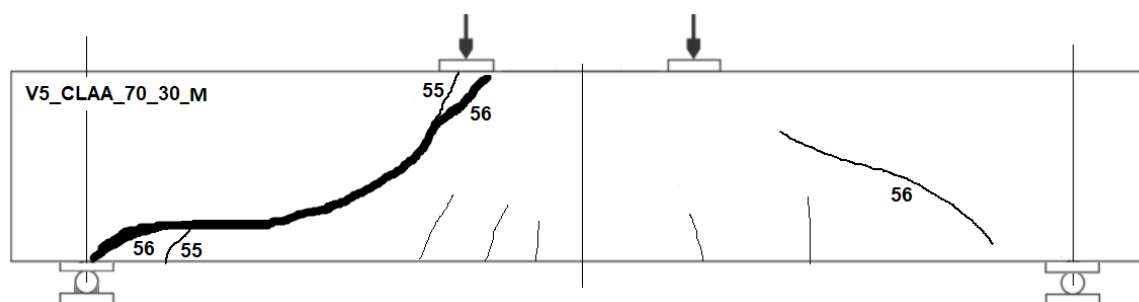


Figura 4.24 – Esquema de fissuração da Viga 5_CLAA_70_30_M.

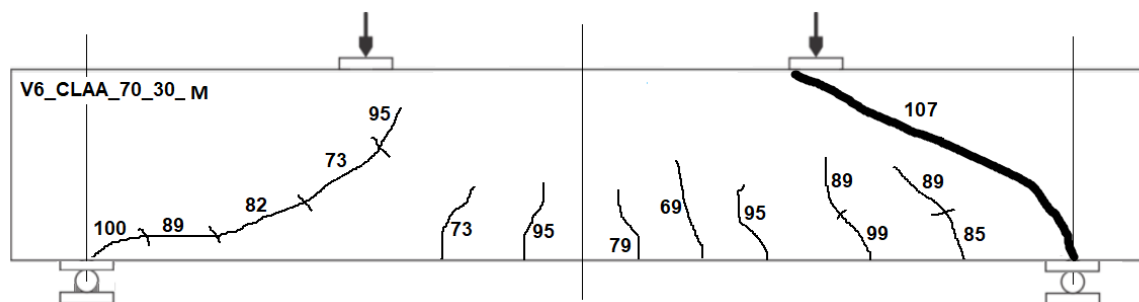


Figura 4.25 – Esquema de fissuração da Viga 6_CLAA_70_30_M.

Não foi notado um padrão de fissuração muito uniforme nas vigas de CLE e CLAA, quando comparadas com o das vigas de CCR. O mesmo foi obtido por Hassan *et al.* (2010) que relatou que em seu estudo houve uma singularidade geral entre as vigas de concreto convencional com as de concreto autoadensável, em termos de abertura de fissura, comprimento de fissura, ângulos de inclinação das fissuras e em geral no modo de ruptura.

4.3.3 DESLOCAMENTOS E DEFORMAÇÕES

Na Tabela 4.7 são mostrados os valores de deslocamento vertical (Δ) e deformações específicas do concreto comprimido (ϵ_c) e da armadura longitudinal tracionada (ϵ_s) da última medição computada, medidas no meio do vão a 30 mm da face superior da viga, e a 25,0 mm da face inferior da viga, respectivamente. Em alguns casos, não foram obtidas leituras.

Tabela 4.7 – Deformações medidas no meio do vão.

VIGAS	V_u (kN)	Δ (mm)	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)
Viga 1_CCR	56,5	2,51	0,51	1,32
Viga 2_CCR	71,4	3,71	0,50	0,85
Viga 3_CCR	54,2	3,24	0,50	1,60
Viga 4_CCR	62,7	2,53	0,30	0,60
Viga 5_CCR	54,1	1,36	0,80	2,99
Viga 6_CCR	51,1	2,83	0,10	1,46
Viga 1_CLE	57,7	2,56	0,50	-
Viga 2_CLE	80,5	4,34	-	1,36
Viga 3_CLE	59,7	3,60	0,90	1,26
Viga 4_CLE	101,7	5,98	0,80	6,46
Viga 5_CLE	34,4	-	-	-
Viga 6_CLE	52,8	-	0,50	1,05
Viga 1_CLAA_100_00	49,2	-	0,50	1,20
Viga 2_CLAA_100_00	35,1	-	0,30	0,40
Viga 3_CLAA_100_00	-	-	-	-
Viga 4_CLAA_100_00	51,1	1,65	0,80	4,07
Viga 5_CLAA_100_00	57,4	-	0,70	1,93
Viga 6_CLAA_100_00	59,9	-	0,60	1,37
Viga 1_CLAA_70_30	47,5	6,13	0,60	0,48
Viga 2_CLAA_70_30	64,8	6,68	0,80	1,16
Viga 3_CLAA_70_30	43,1	-	0,20	1,20
Viga 4_CLAA_70_30	67,2	3,77	1,12	1,57
Viga 5_CLAA_70_30	41,0	1,48	1,10	1,45
Viga 6_CLAA_70_30	47,5	2,42	0,50	2,33
Viga 5_CLAA_70_30_M	28,4	-	0,40	1,51
Viga6_CLAA_70_30_M	53,6	-	0,70	1,52

As Figuras 4.26 a 4.28 apresentam gráficos de carga vs deslocamento vertical de alguns exemplares de CLE ensaiados.

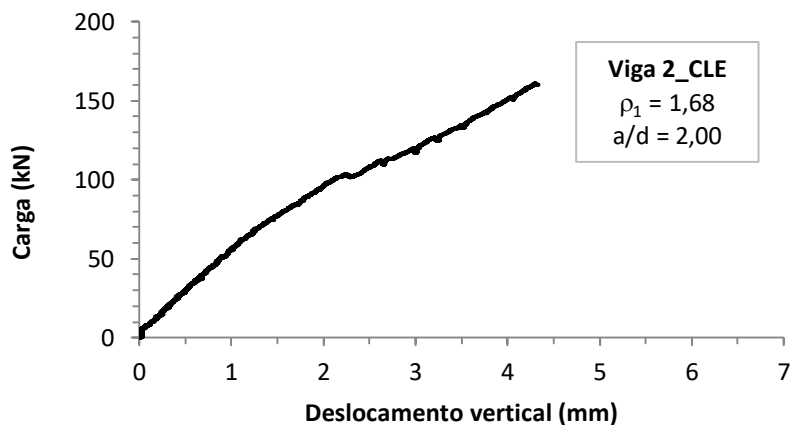


Figura 4.26 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 2_CLE.

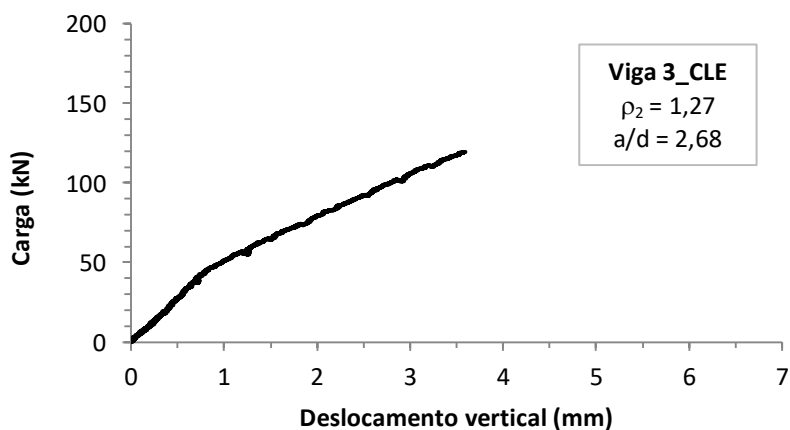


Figura 4.27 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 3_CLE.

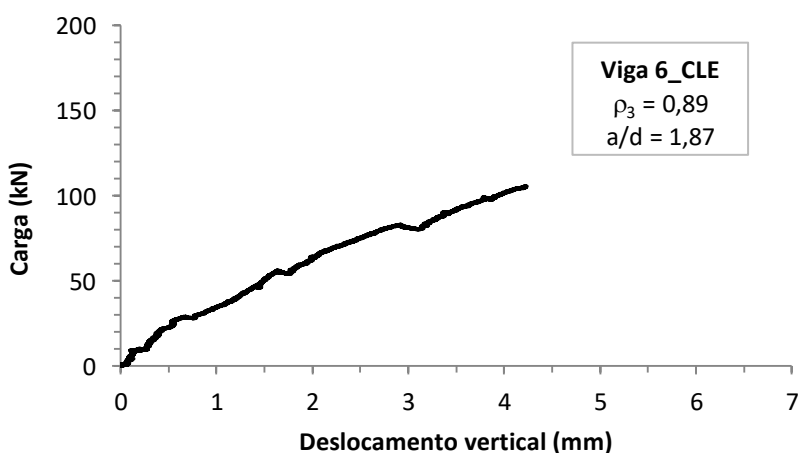


Figura 4.28 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 6_CLE.

As Figuras 4.29 a 4.31 apresentam gráficos de carga vs deslocamento vertical de alguns exemplares de CLAA_70_30 ensaiados.

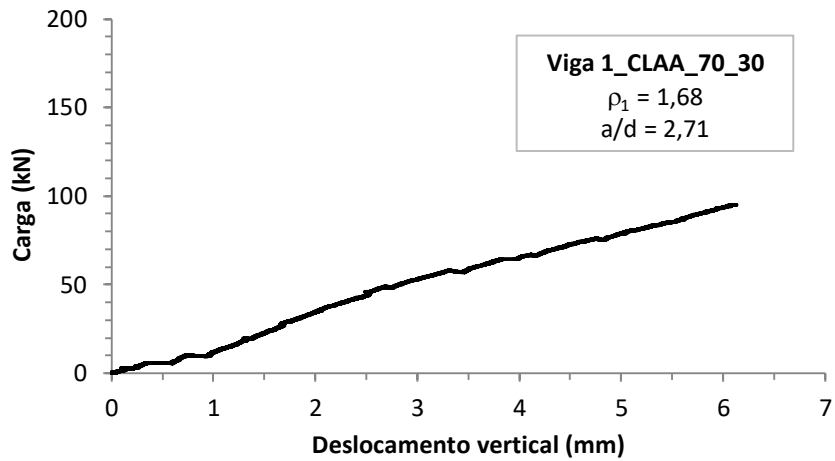


Figura 4.29 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 1_CLAA_70_30.

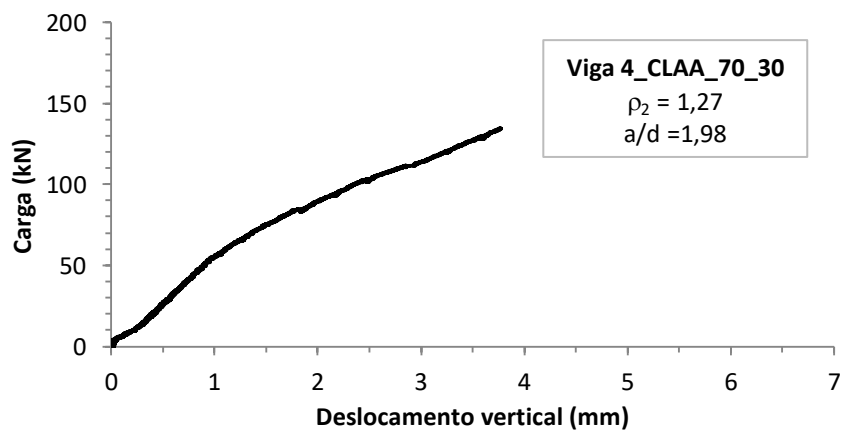


Figura 4.30 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 4_CLAA_70_30.

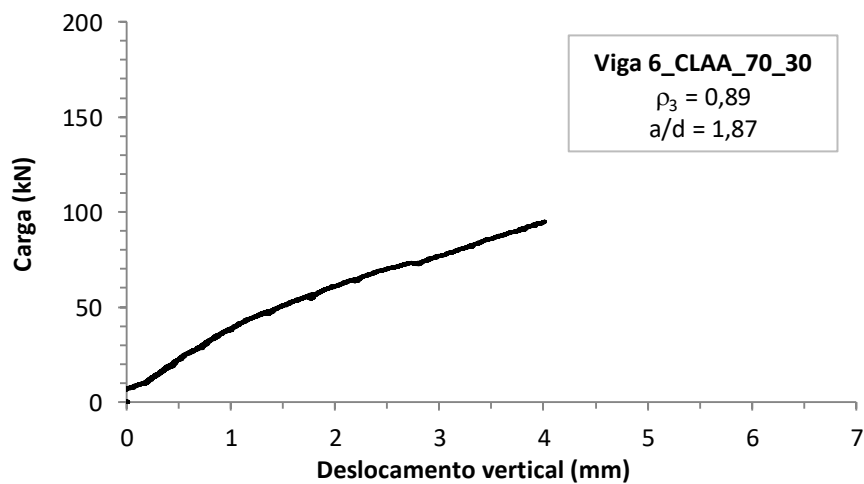


Figura 4.31 – Gráfico carga vs deslocamento vertical da Viga 6_CLAA_70_30.

Análise dos resultados

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são analisados os resultados dos ensaios das vigas, avaliando a influência dos parâmetros: tipo de concreto, taxa de armadura longitudinal e relação entre o vão de cisalhamento e altura efetiva na resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal.

Os resultados obtidos nos ensaios das vigas são comparados às estimativas de resistência calculadas por equações recomendadas por algumas normas, referente ao dimensionamento de vigas submetidas ao esforço cortante, verificando-se a abrangência das mesmas para aplicação em vigas de CLE e CLAA.

Por fim, a resistência última ao cortante no plano de cisalhamento obtida nos ensaios de cisalhamento direto (*push-off*) foi comparada à resistência última das vigas sem armadura transversal, visando observar a forma de atuação do engrenamento dos agregados na resistência ao cisalhamento e a efetividade destes modelos (*push-off*) no estudo de vigas ao cisalhamento.

5.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

De acordo com a norma americana ACI 318 (2014) e alguns pesquisadores (Hassan *et al.*, 2010; Savaris, 2016 etc.), a força cortante resistida pelo concreto em vigas sem armadura transversal pode ser considerada proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão axial do concreto.

Visando considerar na análise dos resultados a variação da resistência apresentada pelos concretos deste estudo, a tensão de cisalhamento foi avaliada considerando a Equação. 5.1.

$$\tau_n = (V/b_w \cdot d)/\sqrt{f_{cm}} \quad (5.1)$$

onde:

τ_n = tensão cisalhante normalizada;

V = força cortante;

b_w = largura da seção transversal;

d = altura útil da seção transversal;

f_{cm} = resistência à compressão axial média do concreto.

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores das tensões ao cisalhamento de fissuração diagonal e máxima, medidas e normalizadas, juntamente com o chamado coeficiente de ductilidade (τ_u/τ_{cr}).

De maneira geral, as vigas de concreto CCR apresentaram resistência ao cisalhamento máxima normalizada média 19,7% superior a das vigas de concreto CLAA. Resultados semelhantes foram apresentados por Savaris (2016) em CAA, onde a força cortante última teve uma redução ao redor de 18,6%. Afirmou o autores citado que a redução na resistência dos concretos autoadensáveis pode ser atribuída à menor granulometria dos agregados e à redução do volume de agregados graúdos empregados em sua composição, acarretando na redução do engrenamento dos agregados. Em sua pesquisa, Hassan *et al.* (2010) constataram uma redução média de 17% na resistência ao cisalhamento em se tratando de CAA.

Em se tratando das vigas de concreto CLE, de maneira geral, ocorreu um acréscimo de 23,1% na resistência ao cortante normalizada em relação a das vigas de concreto CCR.

Para avaliar a influência de algumas das variáveis envolvidas neste trabalho, tais como, as características dos concretos, a taxa de armadura longitudinal e a relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva na resistência ao cisalhamento das vigas, os resultados foram agrupados de acordo com estes parâmetros.

Tabela 5.1 – Valores de tensões cisalhantes de fissuração diagonal e última das vigas ensaiada.

VIGAS	f_{cm} (MPa)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	τ_{cr} (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{0,5})	$\tau_u/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{0,5})	τ_u/τ_{cr}
Viga 1_CCR	28,7	50,0	56,5	1,34	1,51	0,25	0,28	1,13
Viga 2_CCR		65,0	71,4	1,74	1,91	0,32	0,36	1,10
Viga 3_CCR		51,0	54,2	1,35	1,43	0,25	0,27	1,06
Viga 4_CCR	28,7	60,5	62,7	1,60	1,66	0,30	0,31	1,04
Viga 5_CCR		52,5	54,1	1,32	1,36	0,25	0,25	1,03
Viga 6_CCR		50,0	51,1	1,26	1,29	0,24	0,24	1,02
Viga 1_CLE	23,3	45,0	57,7	1,21	1,55	0,25	0,32	1,28
Viga 2_CLE		59,0	80,5	1,58	2,16	0,33	0,45	1,36
Viga 3_CLE		45,0	59,7	1,19	1,58	0,25	0,33	1,33
Viga 4_CLE	23,3	68,5	101,7	1,81	2,69	0,38	0,56	1,48
Viga 5_CLE		32,1	34,4	0,81	0,87	0,17	0,18	1,07
Viga 6_CLE		50,0	52,8	1,26	1,33	0,26	0,28	1,06
Viga 1_CLAA_100_00	26,5	45,0	49,2	1,21	1,32	0,23	0,26	1,09
Viga 2_CLAA_100_00		33,0	35,1	0,88	0,94	0,17	0,18	1,06
Viga 3_CLAA_100_00		-	-	-	-	-	-	-
Viga 4_CLAA_100_00	26,5	50,0	51,1	1,32	1,35	0,26	0,26	1,02
Viga 5_CLAA_100_00		51,4	57,4	1,29	1,45	0,25	0,28	1,12
Viga 6_CLAA_100_00		55,0	59,9	1,39	1,51	0,27	0,29	1,09
Viga 1_CLAA_70_30	31,4	45,5	47,5	1,22	1,27	0,22	0,23	1,04
Viga 2_CLAA_70_30		60,0	64,8	1,61	1,73	0,29	0,31	1,08
Viga 3_CLAA_70_30		40,0	43,1	1,06	1,14	0,19	0,20	1,08
Viga 4_CLAA_70_30	31,4	60,0	67,2	1,59	1,78	0,28	0,32	1,12
Viga 5_CLAA_70_30		37,0	41,0	0,93	1,03	0,17	0,18	1,11
Viga 6_CLAA_70_30		45,0	47,5	1,13	1,20	0,20	0,21	1,06
Viga 5_CLAA_70_30_M	29,6	27,5	28,4	0,69	0,72	0,13	0,13	1,03
Viga 6_CLAA_70_30_M		50,0	53,6	1,26	1,35	0,23	0,25	1,07

5.2.1 INFLUÊNCIA DO TIPO DE CONCRETO

Os efeitos do adensamento do concreto podem ser avaliados comparando os concretos vibrados (CCR e CLE) e autoadensáveis (CLAA) produzidos nesta pesquisa.

Na Figura 5.1 são apresentados os valores normalizados de tensões cisalhantes de fissuração diagonal e o cortante máximo das vigas do grupo 1, que

incluem as vigas de ($\rho_1 = 1,68\%$ e $a/d = 2,71$). Constata-se uma redução de aproximadamente 14,5%, em média, na resistência ao cisalhamento normalizada das vigas de CLAA em relação à de referência (CCR). Nota-se também que a viga de CLE apresentou uma resistência ao cisalhamento máximo 13,3% superior.

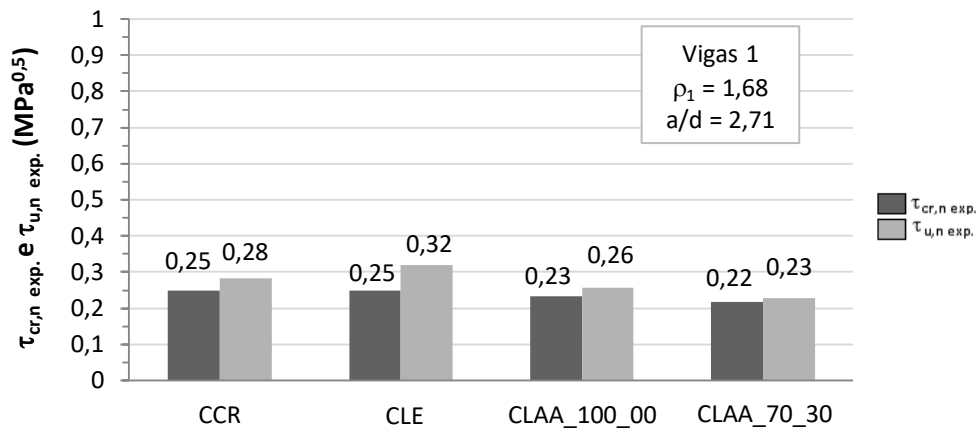


Figura 5.1 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 1.

No grupo de vigas 2 ($\rho_1 = 1,68\%$ e $a/d = 2,00$), as vigas de concreto CLAA apresentaram, mais uma vez, resistência ao cisalhamento normalizada inferiores à das vigas de concreto CCR, em média, 31,1%, enquanto a viga de concreto CLE alcançou uma resistência 25,1% superior à mesma viga de referência (Figura 5.2).

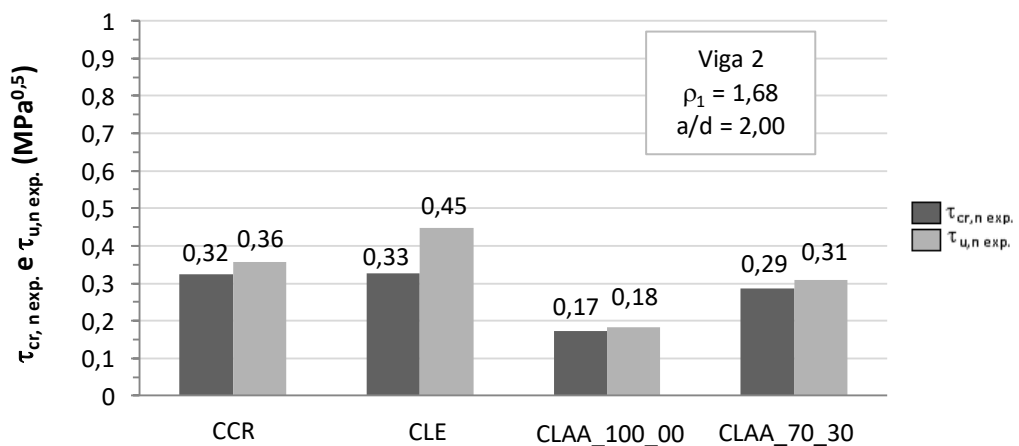


Figura 5.2 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 2.

A Figura 5.3 apresenta os resultados do grupo de vigas 3 ($\rho_2 = 1,27\%$ e $a/d = 2,68$). Nota-se uma redução de 23,9% na resistência ao cisalhamento normalizada da viga de concreto CLAA em relação a sua correspondente viga de

referência. Mais uma vez a resistência ao cisalhamento da viga de concreto CLE superou em 22,4% à da viga de referência. Não foram registrados resultados para a Viga 3 de concreto CLAA_100_00, por problemas no ensaio da mesma.

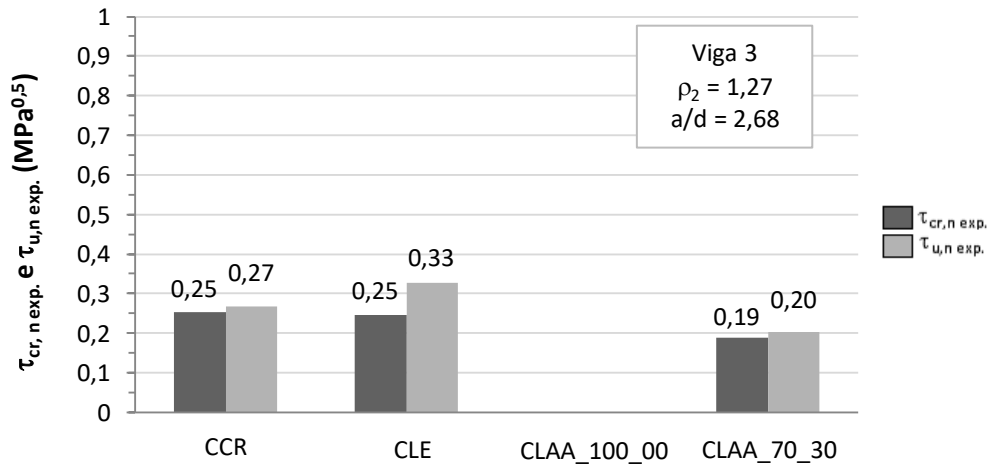


Figura 5.3 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 3.

A Figura 5.4 apresenta os resultados do grupo de vigas 4 ($\rho_2 = 1,27\%$ e $a/d = 1,98$). Este grupo manteve a tendência parecida a dos grupos anteriores, que foi a perda na resistência ao cisalhamento normalizada quando comparadas as vigas de concreto CLAA com as das vigas de concreto CCR, neste caso de 6,4%, valor um pouco inferior aos demais apresentados. A Viga 4_CLE apresentou um valor de resistência ao cisalhamento normalizada muito superior ao das demais, e de 80,0% superior ao da viga de referência, levando a resultados incoerentes.

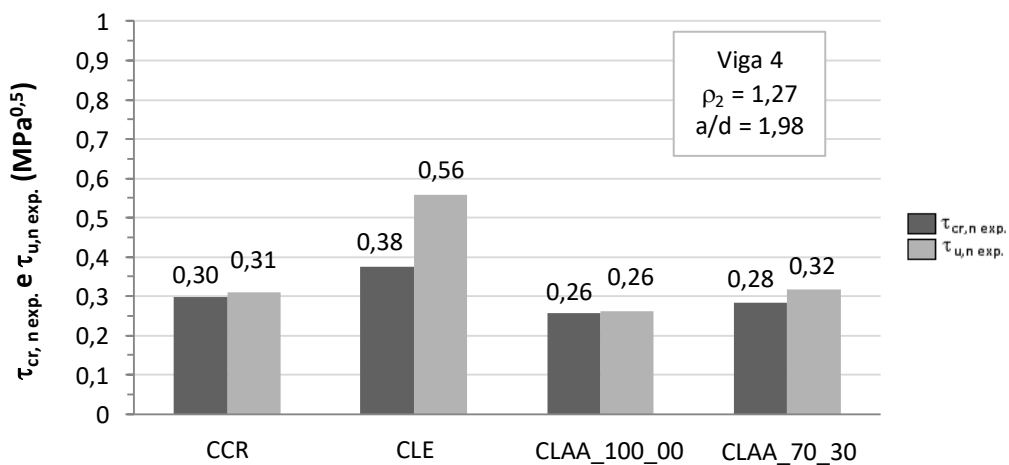


Figura 5.4 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 4.

Na Figura 5.5 são apresentados os resultados das vigas grupo 5 ($\rho_3 = 0,89\%$ e $a/d = 2,55$). Constata-se mais uma vez a redução da resistência ao cisalhamento normalizada das vigas de concreto CLAA com relação à das vigas de referência (CCR) em 21,8%. Observa-se que a Viga 5_CLE se comporta de maneira deferente, quando comparadas às de seu próprio grupo (CLE), apresentando valor 29,5% inferior à da viga de referência.

Por fim, a Figura 5.6 apresenta os resultados do grupo de vigas 6 ($\rho_3 = 0,89\%$ e $a/d = 1,87$). Como nos demais resultados, a resistência ao cisalhamento normalizada média das vigas de CLAA permaneceu inferior à da viga de referência, neste caso em 4,8%. A Viga 6_CLE apresentou resultado condizente com os dos grupos de vigas 1, 2 e 3, apresentando anteriormente, com valor 14,0% superior ao da viga referência.

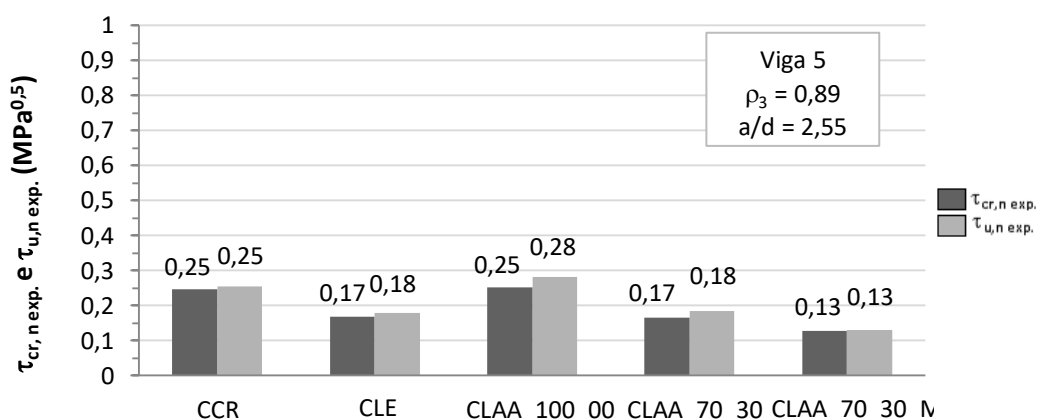


Figura 5.5 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 5.

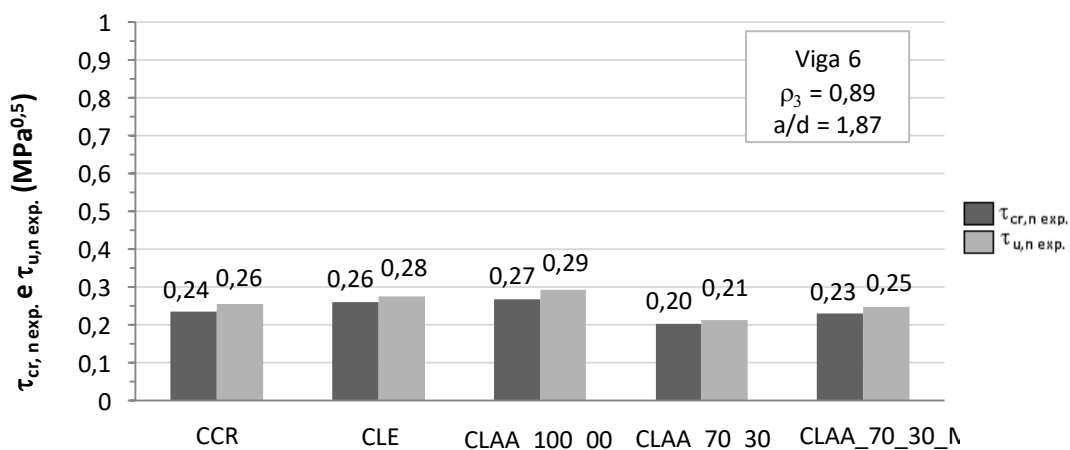


Figura 5.6 – Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para o grupo de Vigas 6.

Observa-se que para as características dos grupos das Vigas 1 (ρ_1), na Figura 5.1, das Vigas 3 (ρ_2) na Figura 5.3 e das Vigas 5 (ρ_3) na Figura 5.5, a autoadensabilidade do concreto proporcionou uma redução na resistência ao cisalhamento normalizada, o que não foi constatado para os concretos de CLE, que permaneceu em média bastante próxima às do concreto CCR. A resistência ao cisalhamento normalizada dos concretos de CLE no caso das Vigas 1 e 2, foi ligeiramente superior, na Viga 4, bastante superior e no caso da Viga 5, inferior.

Nos resultados apresentados para as características do grupo das Vigas 2 (ρ_1) na Figura 5.2, das Vigas 4 (ρ_2) na Figura 5.4 e das Vigas 6 (ρ_3), na Figura 5.6, também constatou-se uma redução na resistência ao cisalhamento normalizada para os concretos com características de autoadensabilidade.

O padrão de comportamento entre as vigas confeccionadas com concreto CCR e com concreto CLE pode ser atribuído ao fato de haver diferença considerável no teor de argamassa das misturas, apesar da diferença no tipo de agregado, enquanto que os concretos CLAA possuía um percentual mais elevado de finos, que garantiram a característica de autoadensabilidade, porém diminuiu a resistência ao cisalhamento, através da redução do engrenamento dos agregados, fato este ainda agravado pela presença do agregado leve em sua composição.

Uma comparação entre a resistência ao cisalhamento direto, por meio do ensaio do tipo *push-off*, foi de grande relevância para esta pesquisa. O cisalhamento é uma força que tende a produzir ruptura deslizando do concreto ao longo do plano paralelo à direção da força aplicada. Diferentes tipos de concreto possuem propriedades mecânicas de ruptura distintas, portanto, o conhecimento da resistência à ruptura neste plano paralelo é essencial para a definição de parâmetros como ductilidade e/ou tenacidade no desenvolvimento de um projeto estrutural.

A Tabela 5.2 apresenta as médias das resistências últimas normalizadas para os ensaios de cisalhamento direto (*push-off*) e das vigas ensaiadas, além da relação entre estas para três tipos de concreto: os CCR, CLE e CLAA_100_00. Para os outros concretos, não foram moldados corpos de prova do tipo *push-off*.

Tabela 5.2 – Relação entre as tensões cisalhantes últimas normalizadas obtidas em ensaios de vigas e de cisalhamento direto.

Tipo de concreto	Médias		$\tau_{u,vigas}/\sqrt{f_c}$ $/\tau_{u,cd}/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{0,5})
	$\tau_{u,cd}/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{0,5})	$\tau_{u,vigas}/\sqrt{f_c}$ (MPa ^{0,5})	
CCR	0,61	0,29	0,47
CLE	0,63	0,35	0,55
CLAA_100_00	0,60	0,26	0,43

As tensões de cisalhamento últimas normalizadas obtidas nos ensaios com vigas apresentaram resultados em torno de 52,5% para o CCR, de 44,5% para o CLE e 56,5% para o CLAA, inferiores às tensões últimas normalizadas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto. Verificam-se pequenas variações nos resultados, indicando um comportamento semelhante das composições dos concretos nos dois tipos de ensaios.

Resultados próximos foram encontrados por Savaris (2016) para misturas de CAA. As tensões últimas normalizadas obtidas nos ensaios com vigas apresentaram resultados em torno de 40% inferiores às tensões últimas normalizadas obtidas nos ensaios de cisalhamento direto.

Quando observados os resultados do ensaio de cisalhamento direto ($\tau_{u,cd}/\sqrt{f_c}$) verifica-se um acréscimo de 3,3% na resistência do concreto CLE em relação à do concreto CCR. O mesmo comportamento não foi observado para os concretos CLAA, que tiveram uma redução de 1,6% na resistência ao cisalhamento. Observando os resultados das vigas ($\tau_{u,vigas}/\sqrt{f_c}$), verifica-se uma mesma tendência de comportamento, onde as vigas de concreto CLE tiveram um acréscimo de 20,7% na resistência cortante máxima em relação à de concreto CCR, enquanto as vigas de concreto CLAA, apresentaram uma redução de 10,3% quando comparadas às vigas de concreto CCR.

Kim *et al.* (2010), ao avaliarem o plano de cisalhamento dos concretos CAA, verificaram que para as composições com menor resistência à compressão, houve um maior engrenamento dos agregados, devido ao fato de a fratura ocorrer na argamassa o que tornou a superfície mais rugosa. Este fato também foi verificado com o acréscimo do volume de agregado graúdo na composição do concreto CAA, acarretando um aumento da resistência ao cisalhamento, independentemente do tipo de agregado utilizado.

Segundo Lucas *et al.* (2011), a menor resistência ao cisalhamento apresentada pelas vigas em relação aos ensaios de cisalhamento direto advém da manutenção do equilíbrio das forças verticais geradas quando ocorrem as fissuras de flexão e cisalhamento, acarretando o aumento da força de compressão na região não fissurada, reduzindo a resistência última.

5.2.2 INFLUÊNCIA DA RELAÇÃO a/d

A Figura 5.7 mostra a relação entre as resistências cisalhantes últimas normalizadas em função das taxas de armadura longitudinal de todas as vigas ensaiadas, agrupadas para uma mesma relação a/d . Nota-se que de forma geral os valores de resistência ao cisalhamento última aumentam com a diminuição da relação a/d . A seguir apresenta-se mais detalhada esta análise.

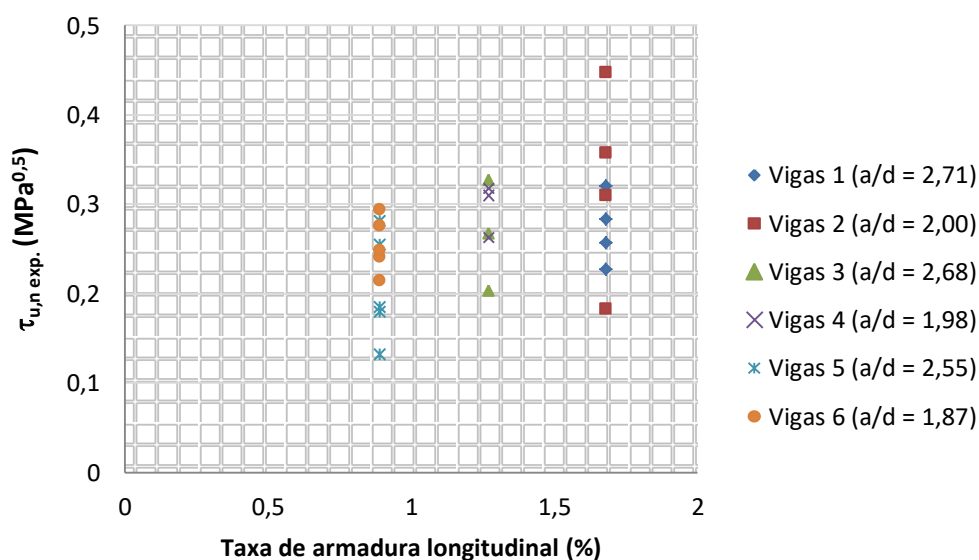


Figura 5.7 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas ensaiadas independente do tipo de concreto.

Na Figura 5.8 são apresentados os valores de resistências cisalhantes últimas normalizadas das Vigas 1 e 2, com a mesma taxa de armadura longitudinal (ρ_1), porém com diferentes relações a/d de 2,71 e 2,00, independentemente do tipo de concreto. As vigas do grupo 2 apresentaram um aumento médio na resistência ao cisalhamento de aproximadamente 18,5% em relação às vigas do grupo 1.

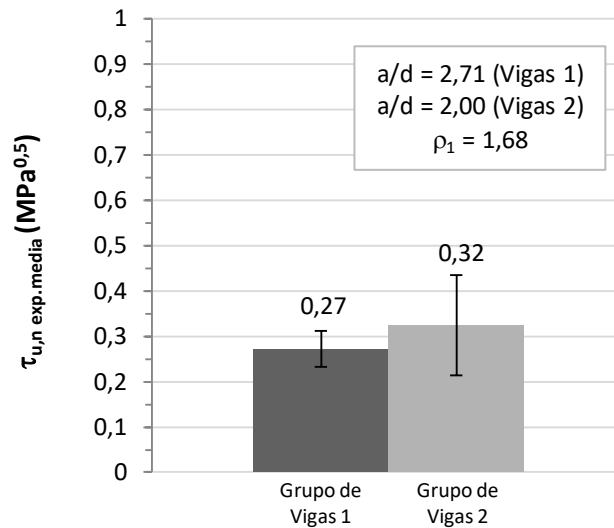


Figura 5.8 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 1 e 2.

Esse aumento médio na resistência cisalhante última normalizada é atribuído ao efeito de arco, que se torna ainda mais evidente quando comparamos o grupo das Vigas 3 ($a/d = 2,68$) e Vigas 4 ($a/d = 1,98$), que possuem a mesma taxa de armadura longitudinal (ρ_2), independentemente do tipo de concreto, que passou a ser de 33,3% (Figura 5.9).

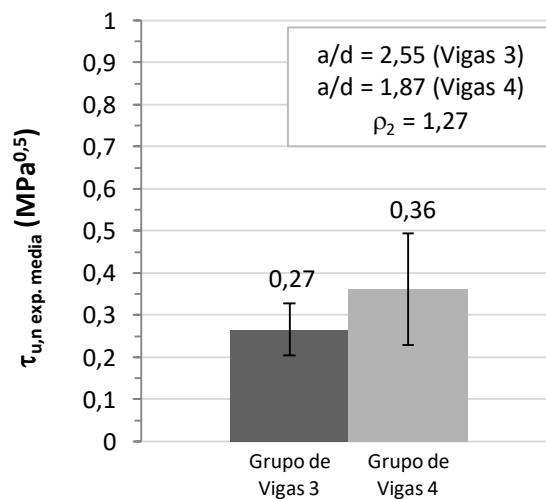


Figura 5.9 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 3 e 4.

Também se faz presente o acréscimo na resistência cisalhante última normalizada, de 19,0%, quando comparamos os grupos de Vigas 5 e 6 (Figura 5.10).

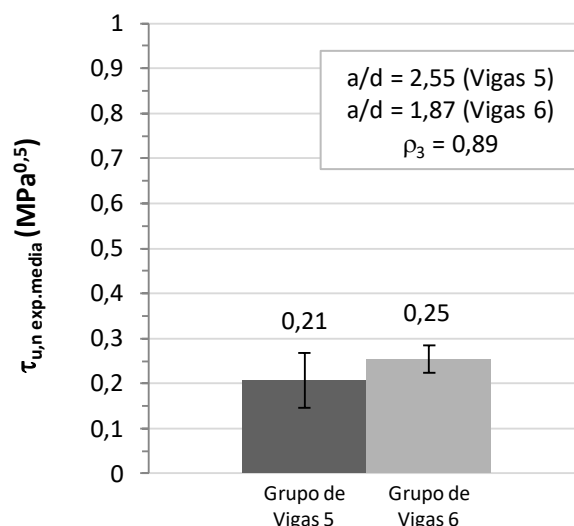


Figura 5.10 – Influência da relação entre vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d) para as vigas 5 e 6.

Isto é devido ao efeito de arco como supracitado, que tende a aumentar a resistência da viga ao cisalhamento, devido ao caminhamento da carga direto ao apoio, visto que os grupos comparados possuíam a mesma taxa de armadura longitudinal e resistências médias à compressão do concreto bastante próximas, sendo a característica discrepante apenas a posição das cargas em relação aos apoios.

Sathiyamoorthy (2016) também investigou a influência da relação a/d para vigas de CLAA com agregados leves de escória de alto forno sem armadura transversal e concluiu que a capacidade resistente ao cisalhamento diminuiu consideravelmente com o aumento da relação a/d conforme apresentado na Figura 2.63, do Capítulo II.

5.2.3 INFLUÊNCIA DA TAXA DE ARMADURA LONGITUDINAL

Quando avaliada isoladamente a taxa de armadura longitudinal para cada tipo de concreto, foi possível verificar o comportamento já conhecido do CCR, onde vigas com menor taxa de armadura longitudinal resultam em menor resistência ao cisalhamento último, devido à diminuição da contribuição da parcela do efeito de pino (Figura 5.11 e Figura 5.12).

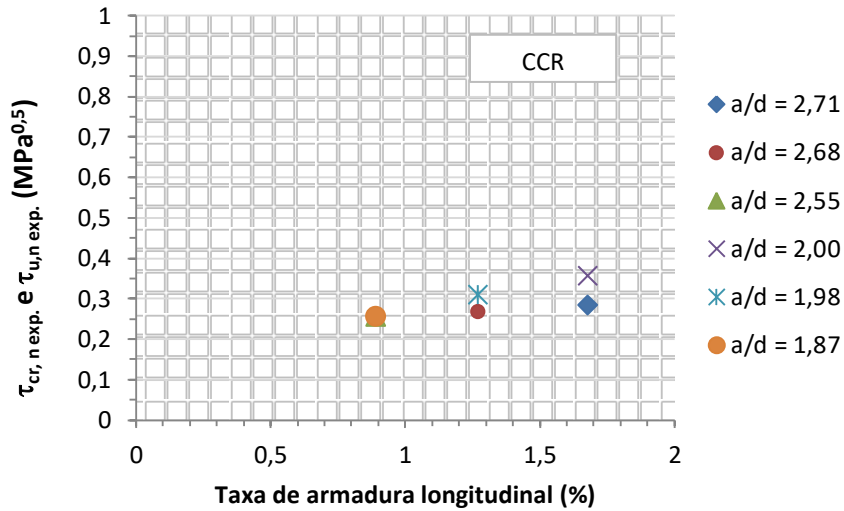


Figura 5.11 – Influencia da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CCR.

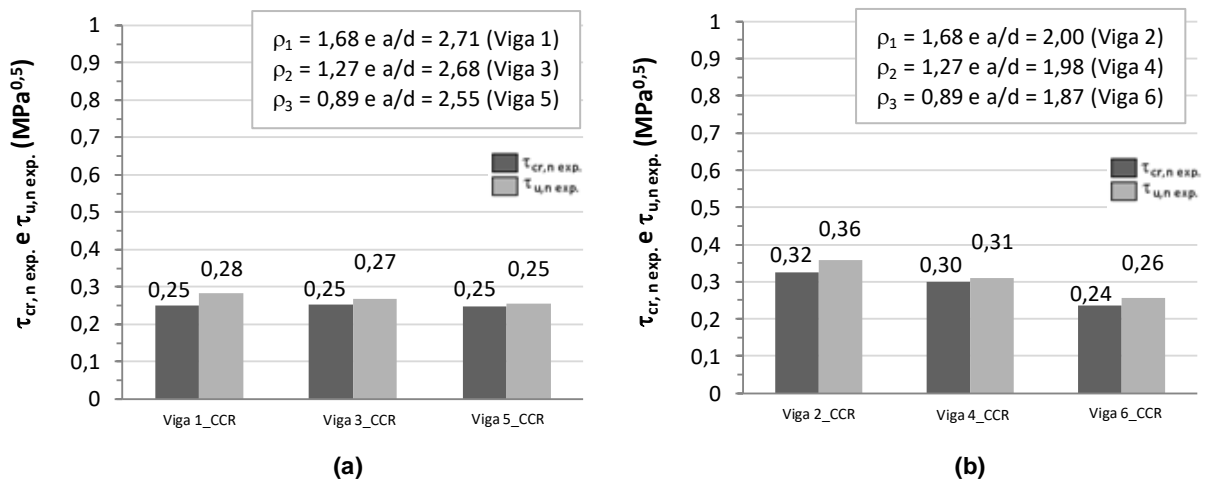


Figura 5.12 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CCR com diferentes taxas de armaduras longitudinais.

Como esperado, os demais concretos também deveriam acompanhar este comportamento. Nas Figuras 5.13 e 5.14 são apresentados os resultados para as vigas de CLE. Observa-se que um comportamento condizente com o esperado são obtidos nas vigas 1 e 2 e vigas 5 e 6, porém, há certa discrepância nos resultados para as vigas 3 e 4, onde a taxa de armadura longitudinal é a intermediária (ρ_2) das três estudadas.

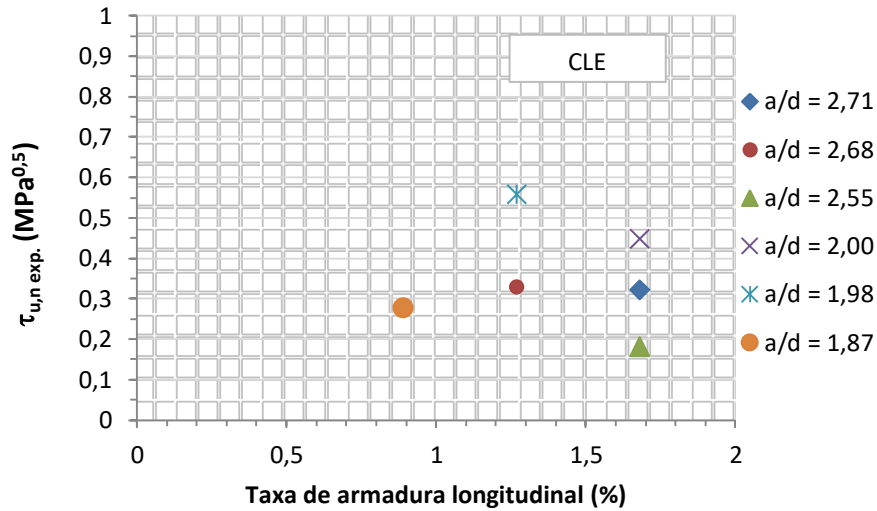


Figura 5.13 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLE.

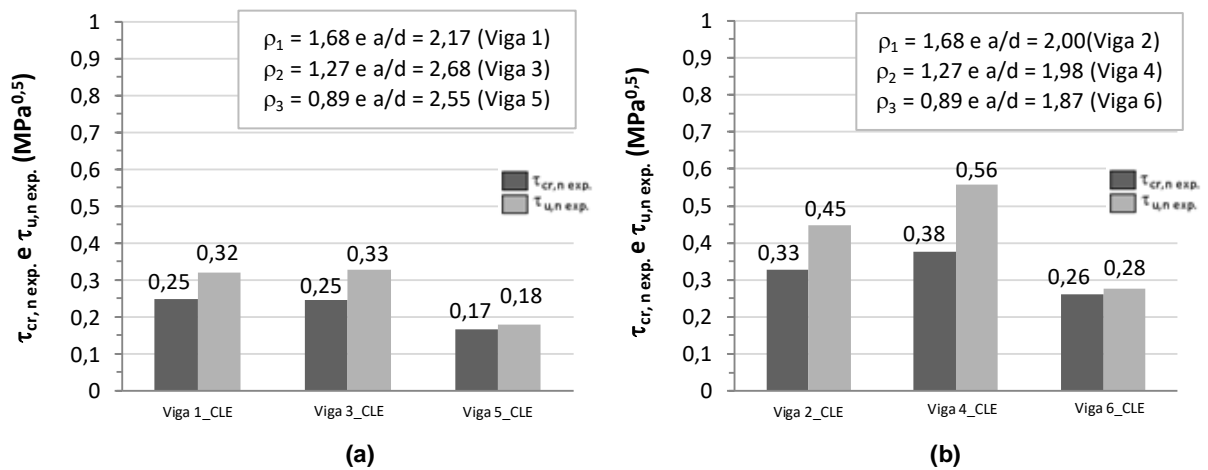


Figura 5.14 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLE com diferentes taxas de armaduras longitudinais.

As Figuras 5.15 e 5.16 mostram os resultados para as vigas confeccionadas com CLAA_100_00, apresentando um comportamento diferente ao apresentado pelas vigas de referência. Acredita-se que este comportamento inesperado seja resultado da leve segregação observada nesta mistura, fato este já comentado anteriormente.

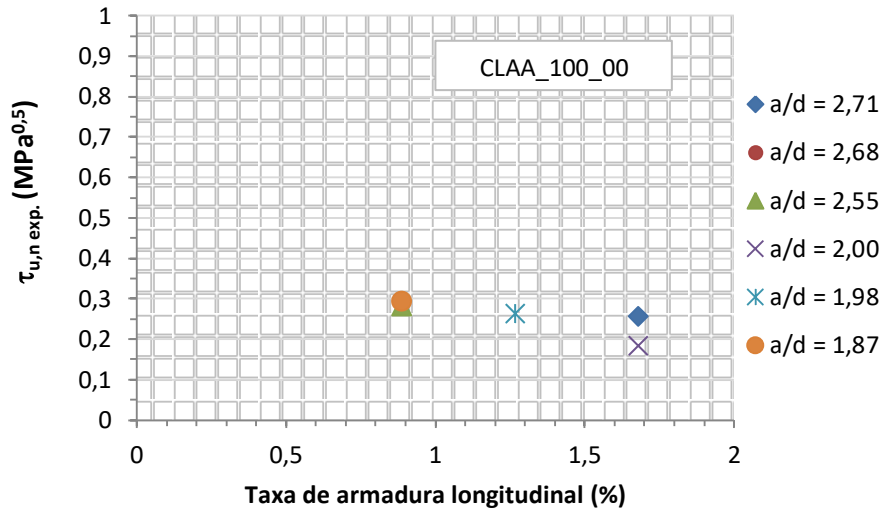


Figura 5.15 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_100_00.

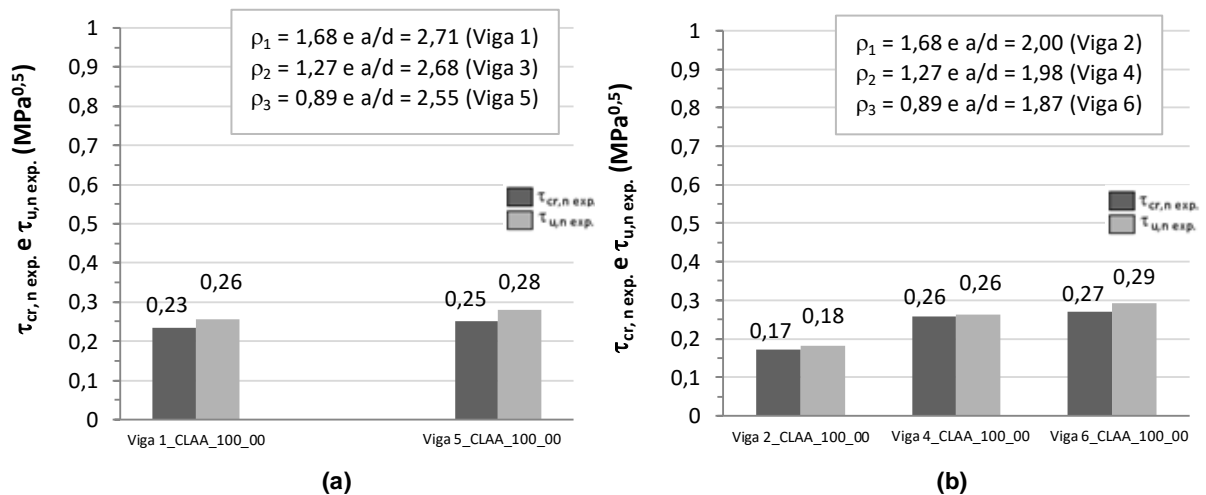


Figura 5.16 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_100_00 com diferentes taxas de armaduras longitudinais.

As Figuras 5.17 e 5.18 mostram os resultados para as vigas confeccionadas com CLAA_70_30, apresentando um comportamento semelhante ao apresentado pelas vigas de referência, com resistências ao cisalhamento máximas inferiores.

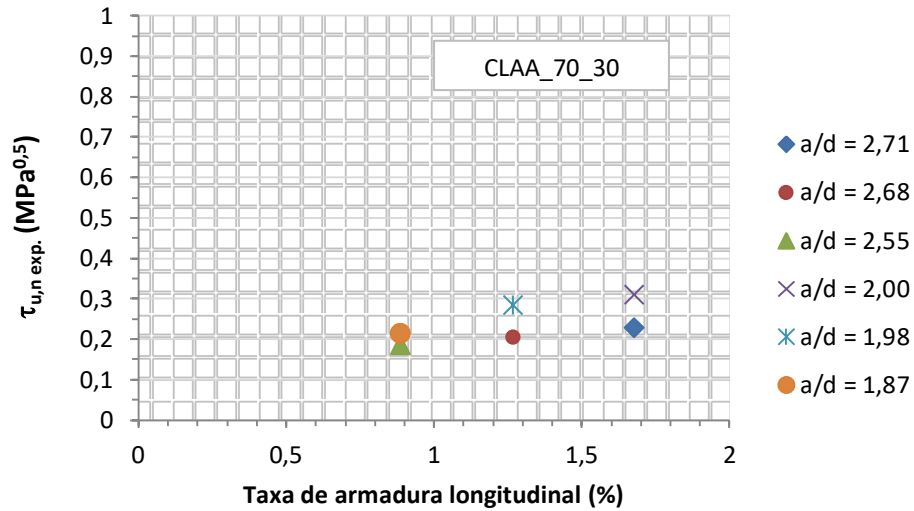


Figura 5.17 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_70_30.

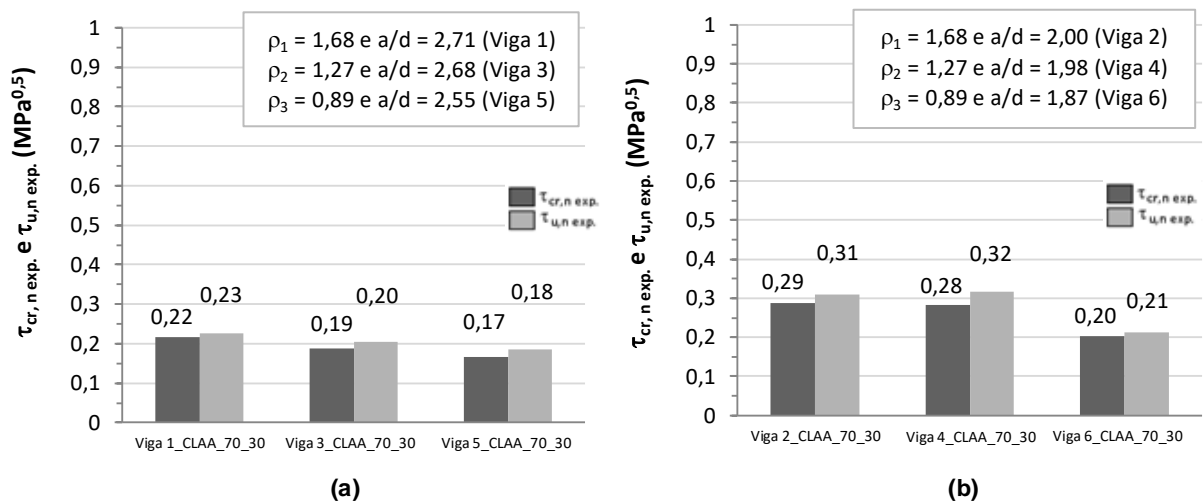


Figura 5.18 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_70_30 com diferentes taxas de armaduras longitudinais.

As Figuras 5.19 e 5.20 mostram os resultados para as vigas confeccionadas com CLAA_70_30_M, que possuem a mesma taxa de armadura transversal de 0,89%. Os resultados mostram uma tendência a um comportamento condizente ao apresentado pelas vigas de referência, com resistências máximas ao cisalhamento inferiores.

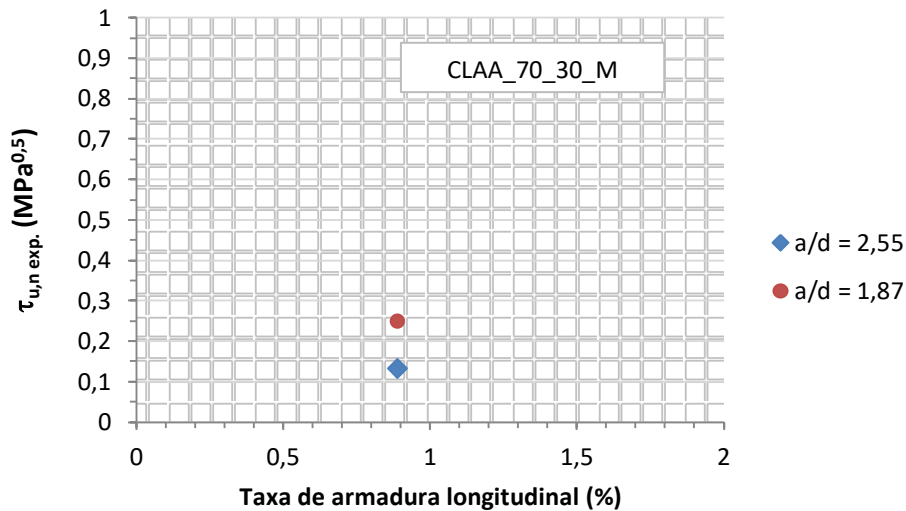


Figura 5.19 – Influência da relação a/d sobre a resistência ao cisalhamento máxima com a variação da taxa de armadura longitudinal para as vigas CLAA_70_30_M.

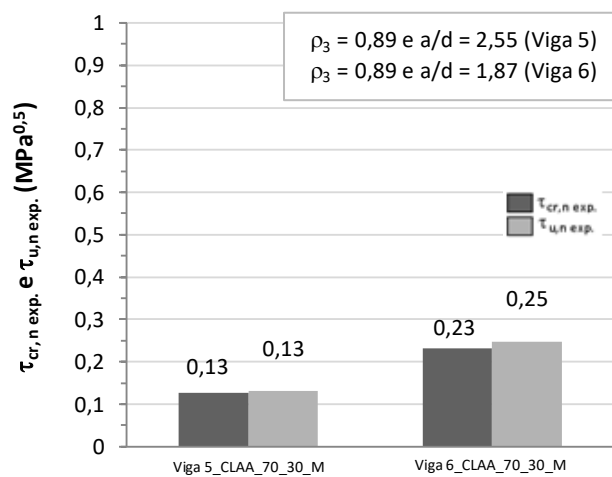


Figura 5.20 – Comparação de resistências ao cisalhamento das vigas de CLAA_70_30_M com diferentes taxas de armaduras longitudinais.

5.2.4 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

Embora as deformações no concreto e na armadura longitudinal não tenham muita importância para esta pesquisa, já que todas as vigas foram dimensionadas para romper por cisalhamento, os resultados obtidos são mostrados a seguir.

As Figuras 5.21 a 5.24 mostram as deformações da seção transversal do meio do vão das vigas, medidas no concreto comprimido e na armadura longitudinal tracionada, para o valor de cortante máximo (V_u).

Na Figura 5.21, que mostra a deformada da seção transversal das vigas do grupo CCR, nota-se que as deformações no concreto foi até 1,3%, enquanto as

deformações na armadura longitudinal alcançaram valores de 3,7‰. A Viga 5_CCR se deformou consideravelmente mais em relação às demais, inclusive proporcionando o escoamento do aço, onde o patamar de escoamento iniciou em 2,2‰, conforme apresentado na Tabela 3.7. Assim, houve uma considerável contribuição do efeito de pino para elementos de comportamento “tipo viga”, que proporciona maiores deformações às vigas com menores taxas de armadura longitudinal.

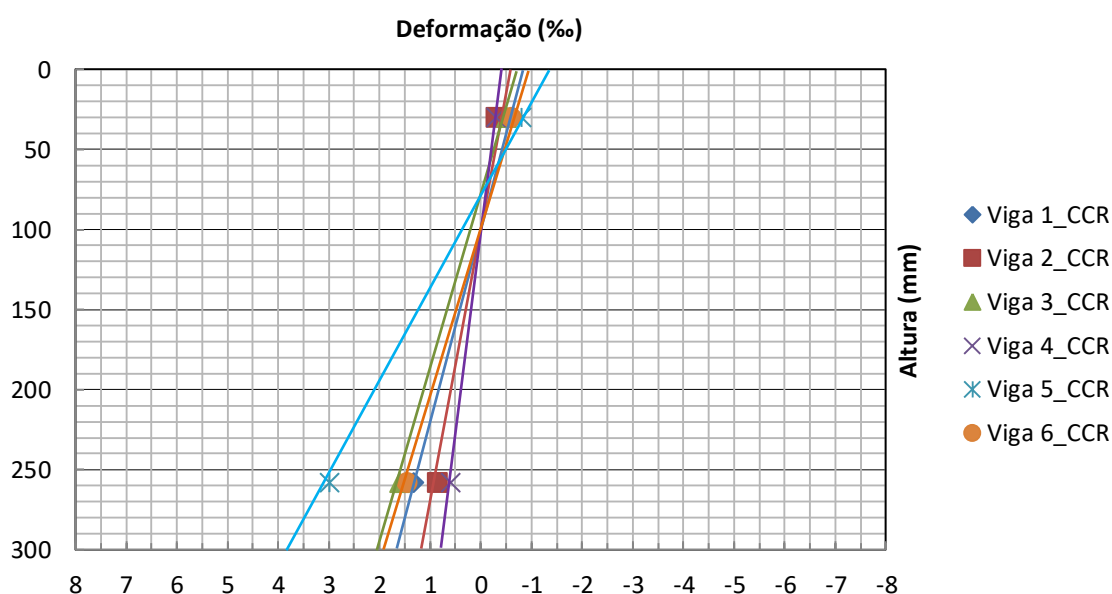


Figura 5.21 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CCR.

Constata-se a contribuição do efeito de pino da armadura longitudinal comparando-se as deformações das vigas 1, 3 e 5, que possuíam taxas de armadura $\rho_1 > \rho_2 > \rho_3$, respectivamente. A viga 5, apresentou maiores deformações quando comparada às da viga 3, que por sua vez apresentou maiores deformações quando comparada às da viga 1.

O mesmo padrão de comportamento não pôde ser afirmado para as vigas 2, 4 e 6, que apresentaram padrões diferentes, cujo comportamento foi diferente para ambas as relações (ação de viga e efeito arco) que será melhor discutido mais adiante.

Pouco pode-se concluir em relação às deformações apresentadas ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de concreto CLE (Figura 5.22) visto que não foi possível o registro de alguns exemplares de grande relevância. A Viga 4_CLE apresentou deformação na armadura longitudinal considerável (8,0‰),

atingindo o escoamento da armadura longitudinal, em relação aos outros exemplares de todos os tipos de concreto. Nota-se que foi a viga com maior capacidade ao cisalhamento (101,7 kN).

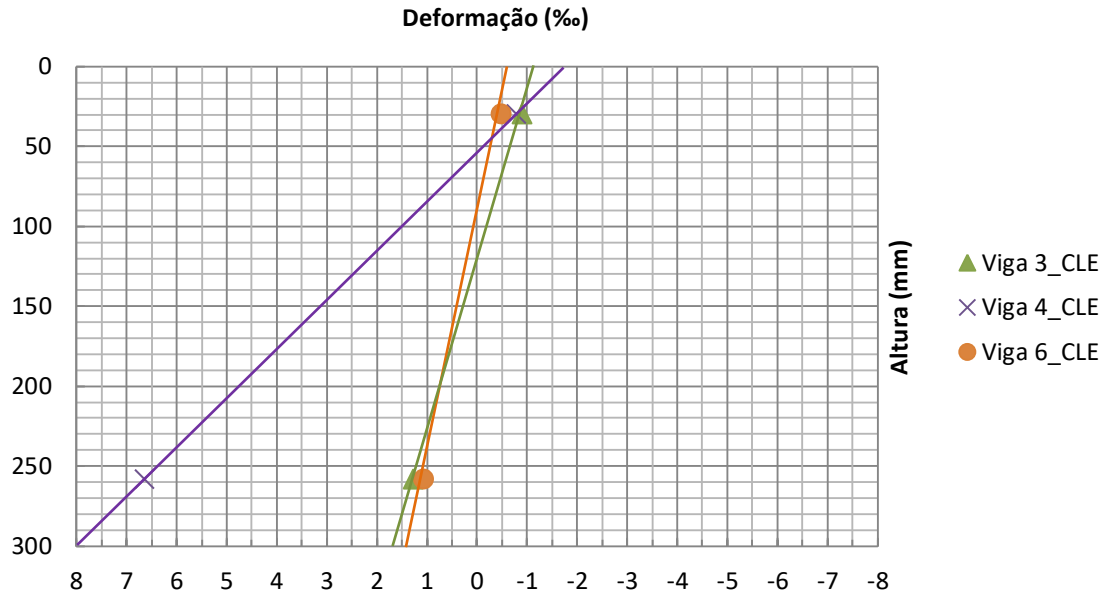


Figura 5.22 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLE.

A Figura 5.23 ilustra as deformações das vigas de CLAA_100_00. Confrontando-se o comportamento das vigas 1 e 5, nota-se que a diminuição da taxa de armadura longitudinal de ρ_1 para ρ_3 provocou uma maior deformação tanto no concreto comprimido, quanto na armadura longitudinal tracionada.

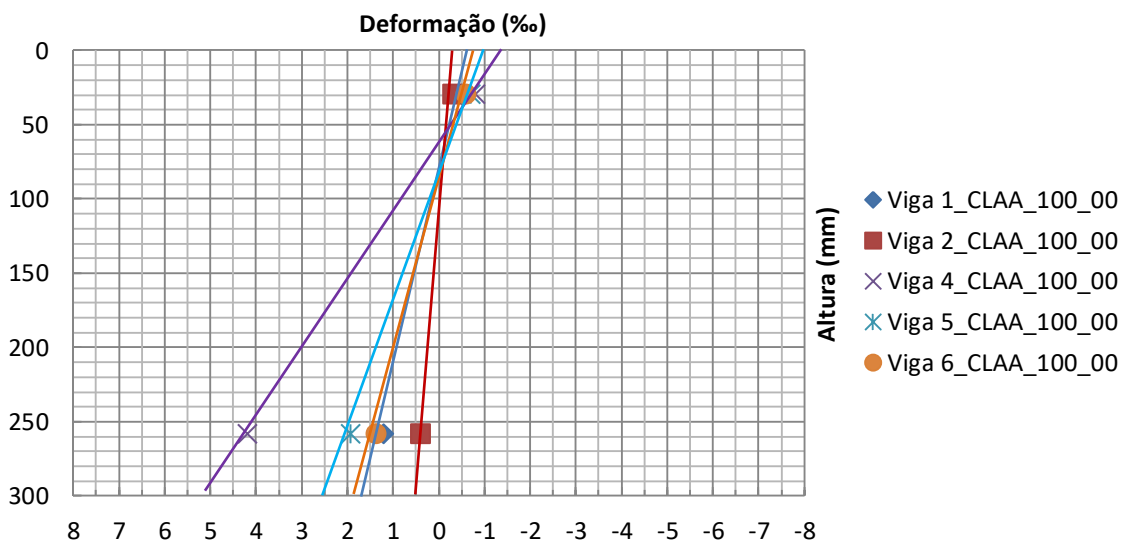


Figura 5.23 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLAA_100_00.

Para os demais exemplares (vigas 2, 4 e 6), observou-se um comportamento discrepante, condizente como o efeito arco, apresentado pelas vigas de CCR.

Os resultados dos grupos de vigas de CLAA_70_30 são mostrados na Figura 5.24. Confirma-se o padrão de maior deformação da seção no meio do vão em se tratando de menor taxa de armadura longitudinal, quando observado o padrão das vigas 1, 3 e 5. Para este tipo de concreto, observou-se esse padrão para as vigas 2, 4 e 6, onde menor taxa de armadura longitudinal levou a maior deformação da seção transversal no meio do vão.

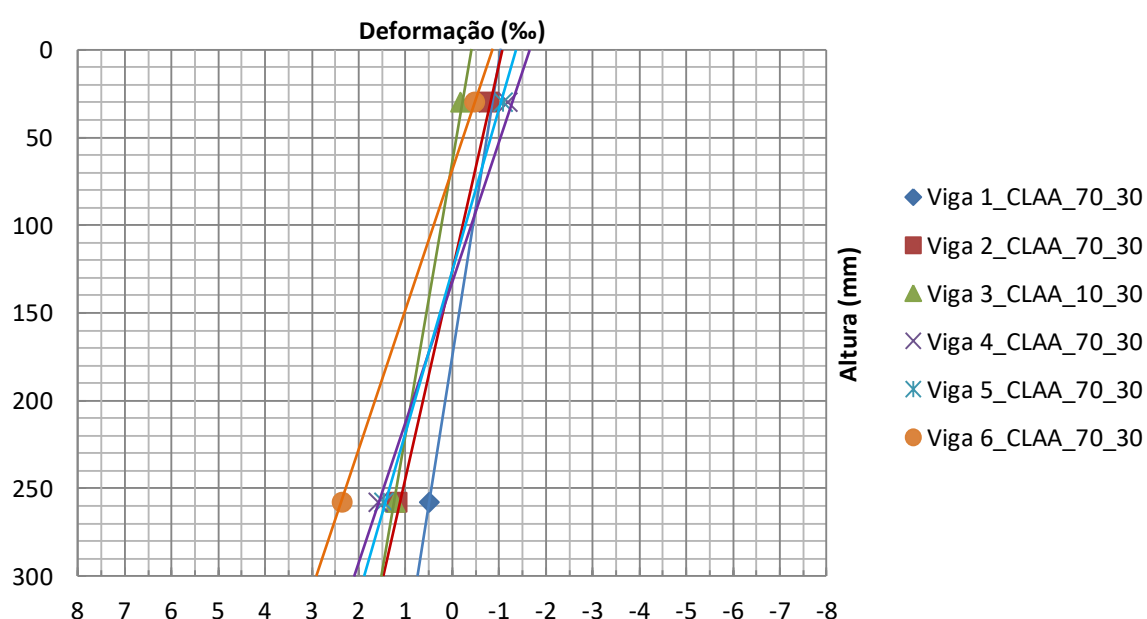


Figura 5.24 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CLAA_70_30.

A Figura 5.25 mostra as deformações máximas do concreto comprimido e o aço tracionado no meio do vão das vigas de CLAA_70_30_M. Observam-se deformações bastante próximas por se tratarem de vigas com a mesma taxa de armadura longitudinal (ρ_3). A diferença nas deformações específicas é dada pela capacidade de cisalhamento obtida pela viga 6_CLAA_70_30_M, que possuía a menor relação a/d entre as duas.

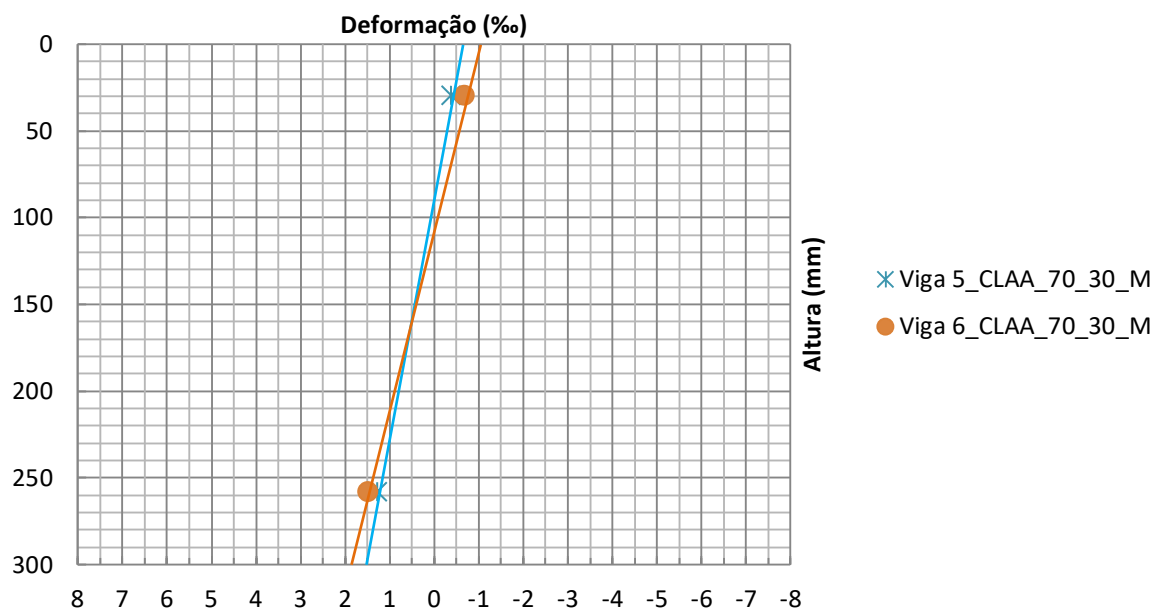


Figura 5.25 – Deformações ao longo da seção transversal no meio do vão das vigas de CCLAA_70_30_M.

5.2.5 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM AS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

As equações apresentadas pelas normas são empregadas para estimar a resistência ao cisalhamento das vigas de concreto no seu dimensionamento, devendo apresentar valores próximos aos obtidos experimentalmente, de forma que com a introdução de coeficientes de ponderação da resistência nestas equações seja garantida a segurança destas vigas.

Os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de vigas foram comparados com os valores estimados pelas equações das normas de dimensionamento de estruturas de concreto americana ACI 318 (2014), canadense CSA A23.3 (2004), europeia CEN EC-2 (2004) e brasileira ABNT NBR 6118 (2014), calculados utilizando as equações apresentadas anteriormente, considerando os coeficientes de minoração das resistências unitários.

Savaris (2016) afirmou em seu trabalho que, para vigas sem armadura transversal, verifica-se que os dois modelos da norma ABNT NBR 6118 (2014) conduzem a resultados semelhantes, devido à ruptura ocorrer para um valor de força cortante próximo à V_{c0} .

A Tabela 5.3 apresenta a resistência ao cisalhamento experimental normalizadas ($\tau_{u,n \text{ exp}}$) e a relação entre estas e as calculadas usando as prescrições das normas ($\tau_{u,n \text{ exp}}/\tau_{n \text{ teórico}}$).

Tabela 5.3 – Valores de resistências ao cisalhamento experimentais normalizadas e relação com valores teóricos calculados segundo normas.

VIGAS	$\tau_{u,n \text{ exp}}$ (MPa ^{0,5})	$\tau_{u,n \text{ exp}}/\tau_{u,n \text{ teórico}}$			
		NBR 6118	ACI-318	CSA 23.3	CEN EC-2
Viga 1_CCR	0,28	1,79	1,70	1,35	1,30
Viga 2_CCR	0,36	2,27	2,14	1,70	1,64
Viga 3_CCR	0,27	1,70	1,60	1,27	1,35
Viga 4_CCR	0,31	1,97	1,86	1,70	1,57
Viga 5_CCR	0,25	1,62	1,53	1,21	1,48
Viga 6_CCR	0,24	1,52	1,44	1,14	1,39
Viga 1_CLE	0,32	2,10	1,92	1,52	1,42
Viga 2_CLE	0,45	2,94	2,68	2,13	1,98
Viga 3_CLE	0,33	2,15	1,96	1,56	1,60
Viga 4_CLE	0,56	3,66	3,34	2,65	2,72
Viga 5_CLE	0,18	1,18	1,08	0,85	1,01
Viga 6_CLE	0,28	1,81	1,65	1,31	1,54
Viga 1_CLAA_100_00	0,26	1,65	1,54	1,22	1,16
Viga 2_CLAA_100_00	0,18	1,17	1,10	0,87	0,83
Viga 3_CLAA_100_00	-	-	-	-	-
Viga 4_CLAA_100_00	0,26	1,69	1,57	1,25	1,31
Viga 5_CLAA_100_00	0,28	1,81	1,69	1,34	1,61
Viga 6_CLAA_100_00	0,29	1,89	1,76	1,40	1,68
Viga 1_CLAA_70_30	0,23	1,42	1,36	1,08	1,06
Viga 2_CLAA_70_30	0,31	1,94	1,86	1,47	1,44
Viga 3_CLAA_70_30	0,20	1,27	1,22	0,97	1,05
Viga 4_CLAA_70_30	0,32	1,99	1,90	1,51	1,63
Viga 5_CLAA_70_30	0,18	1,15	1,11	0,88	1,09
Viga 6_CLAA_70_30	0,21	1,34	1,28	1,02	1,26
Viga 5_CLAA_70_30_M	0,13	0,83	0,79	0,63	0,77
Viga 6_CLAA_70_30_M	0,25	1,57	1,49	1,18	1,45

A Figura 5.26 mostra que a relação entre os valores médios das resistências ao cisalhamento experimentais normalizadas ($\tau_{u,n \text{ exp}}$) e estimadas pelas normas ($\tau_{u,n \text{ teórico}}$) foi de 1,21 a 1,59, para as normas ABNT NBR 6118 (2014) e ACI 318

(2014), respectivamente. Os valores obtidos experimentalmente foram 25% a 42,8% superiores aos das respectivas prescrições normativas, com coeficientes de variação de aproximadamente 27%, que são considerados conservadores para estimativas da resistência ao cisalhamento das vigas.

Sathiyamoorthy (2016) encontrou para vigas, sem armadura transversal, moldadas com CLAA de escória de alto forno como agregado leve, valores experimentais e para a normas CSA A23.3 (2004) e ACI-318 (2005) variando de 1,27 e 1,92, respectivamente, que foram considerados estimativas conservadoras pelo autor.

Valores de 1,46 e 1,85 também foram encontrados por Savaris (2016), porém para vigas de CAA sem armadura transversal, O autor afirmou que estes valores foram conservadores para as estimativas da resistência ao cisalhamento das vigas segundo as normas consideradas.

Apresentam-se a seguir os resultados experimentais comparados aos de cada norma em particular.

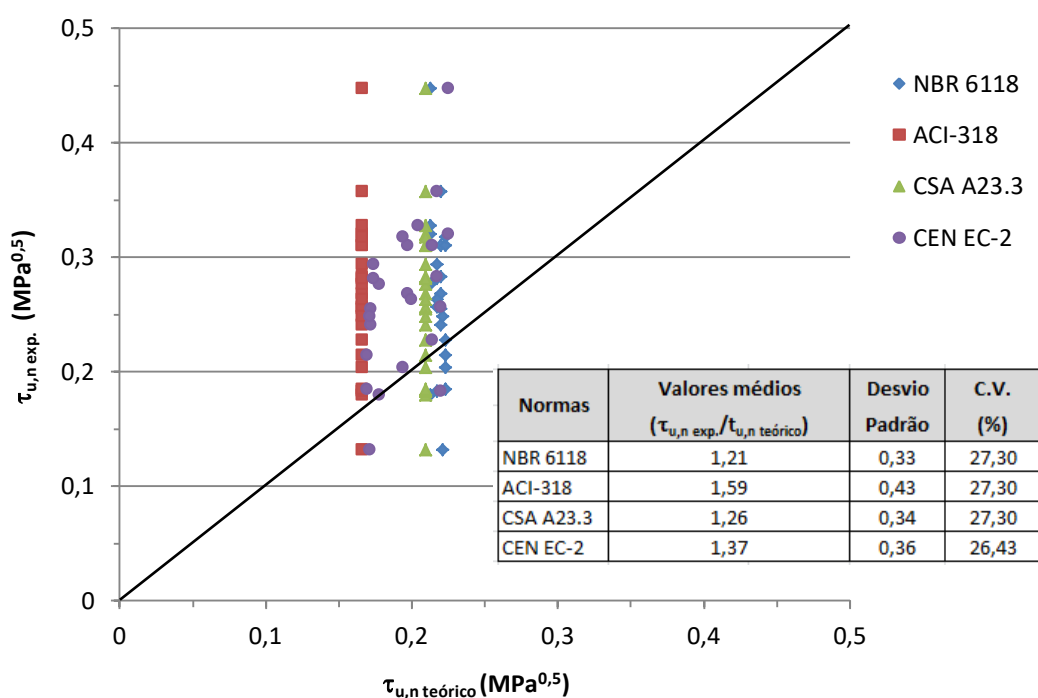


Figura 5.26 – Relação entre as resistências cisalhantes experimentais normalizadas e teóricas obtidas por diferentes normas.

A Figura 5.27 apresenta a relação entre $\tau_{u,n \text{ exp.}}/\tau_{u,n \text{ teórico}}$ conforme a norma ABNT NBR 6118 (2014). Observa-se valor médio de 1,29 para as vigas de referência (CCR), que representa 24,1% de segurança no dimensionamento ao

cisalhamento para este tipo de concreto. Para as vigas de CLE, a média foi de 1,65, representando uma margem de segurança de aproximadamente 40,0%. Já para as vigas de CLAA, esta relação diminuiu para 1,17, 1,08 representando 15,4% e 7,7%, respectivamente, percentuais inferiores aos de CCR, porém ainda consideradas conservadoras. Porém para o grupo de vigas CLAA_70_30_M, a média foi de 0,86, representando 15,7% inferior ao dimensionado pela referida norma.

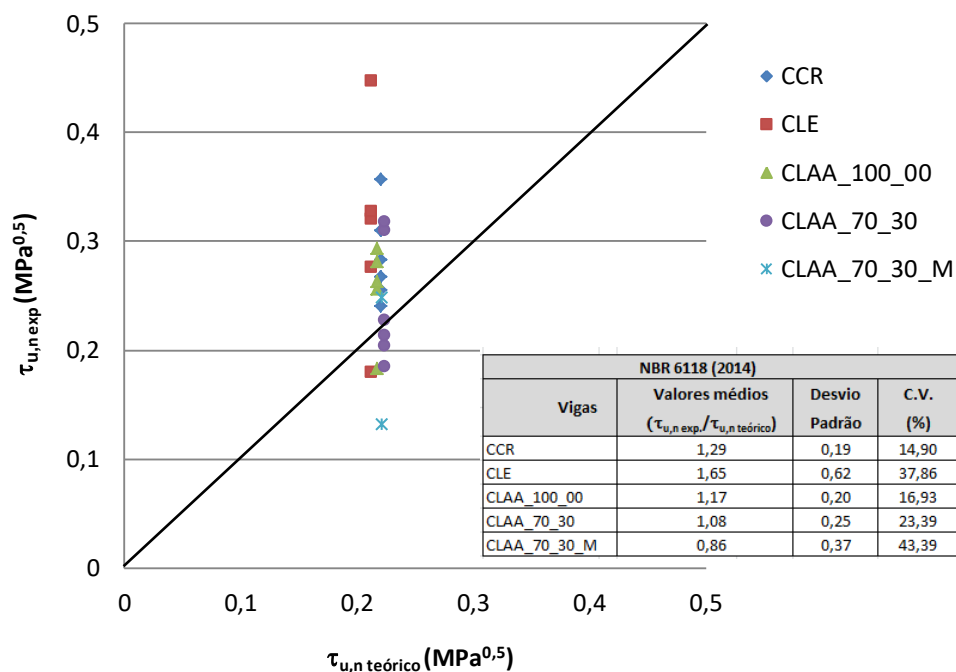


Figura 5.27 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma ABNT NBR 6118 (2014).

Na Figura 5.28 apresenta-se a comparação entre as relações de $\tau_{n,exp}/\tau_{n,teórico}$ para a norma ACI-318 (2014), sem a consideração do coeficiente de minoração para agregados leves de 0,85. As vigas de concreto CCR apresentaram relação de 1,71, representando 47,3% de margem de segurança no dimensionamento e as vigas de concreto CLE tiveram relação de 2,11, representando 51,4% de resistência experimentalmente superior à prescrição normativa, porém as vigas de concreto CLAA apresentaram valores de 1,53, 1,46 e 1,14, para estas relações, e 30,1%, 29,1% e 10,5% para a margem de segurança respectivamente, bem abaixo dos valores normativos para as vigas de referência, porém ainda consideradas conservadoras.

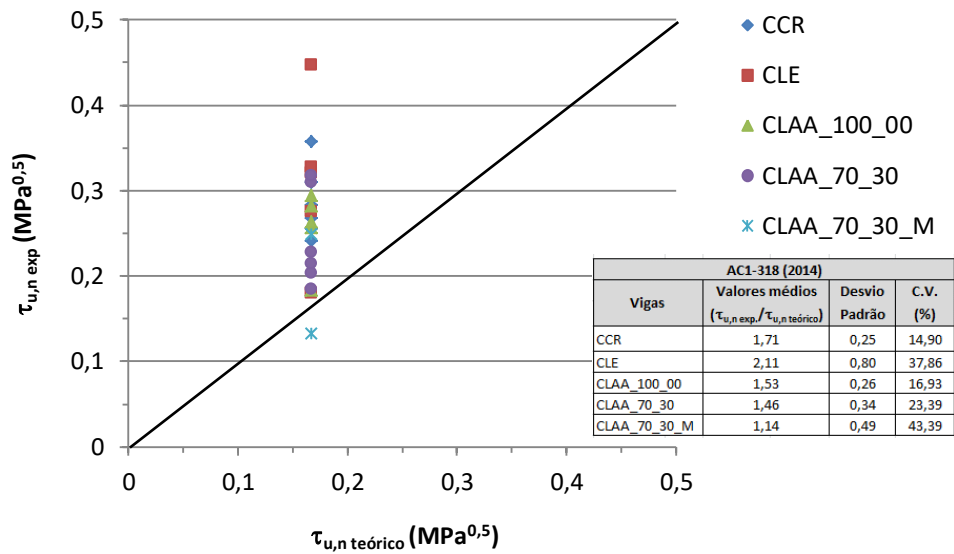


Figura 5.28 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma ACI-318 (2014).

Para casos em que são utilizados agregados graúdos leves, as considerações normativas ACI-318 (2014) preveem uma minoração da resistência ao cisalhamento de vigas por meio do fator $\lambda = 0,85$. Foram então refeitas as comparações entre as $\tau_{u,n \text{ exp}}/\tau_{u,n \text{ teórico}}$, levando-se em consideração este fator, cujos resultados estão na Figura 5.29. Notam-se valores mais conservadores para a resistência ao cisalhamento quando adotado este fator, demonstrando a eficiência em sua utilização.

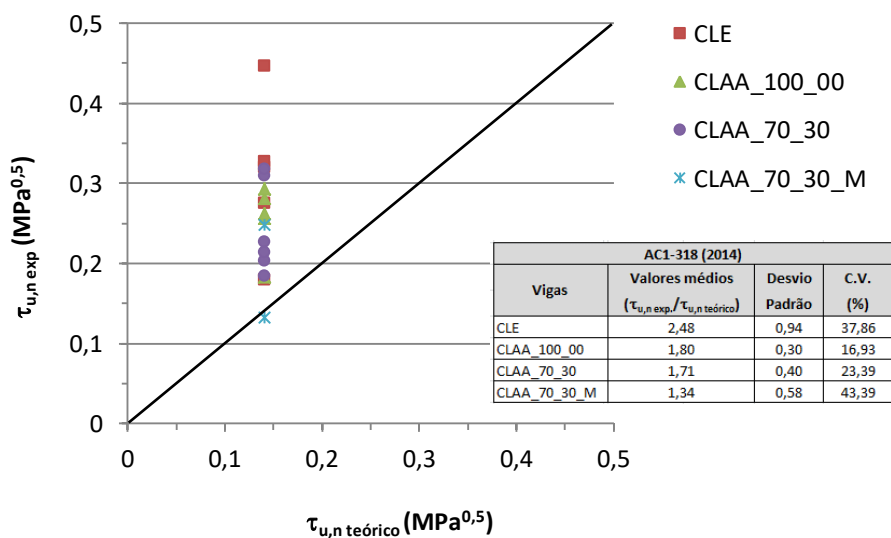


Figura 5.29 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma ACI-318 (2014) levando em consideração o coeficiente de 0,85 para agregados graúdos leves.

Adotando um modelo teórico mais refinado, baseado em campos de compressão, que leva em consideração uma série de fatores, tais como a área de aço da armadura longitudinal, a magnitude do momento fletor e da força cortante e o espaçamento entre as fissuras, os resultados da norma CSA A23.3 (2004) foram relativamente conservadores, para os CCR e CLE, o que não acontece para os CLAA.

A Figura 5.30 apresenta valores de $\tau_{u,n \text{ exp}}/\tau_{u,n \text{ teórico}}$, para a norma CSA A23.3 (2004), onde as vigas de concreto CCR apresentaram valores em média de 1,36, que representa um valor experimental 27,6% superior que o prescrito pela norma. Para as vigas de concreto CLE este valor foi de 1,67, representando uma superioridade de 40% em relação aos valores experimentais, enquanto para os concretos CLAA, os resultados foram de 1,21, 1,15 e 0,90, faixa que varia de 14,2% inferior ao valor calculado pela norma para as vigas de CLAA_70_30_M até 15,0 % superior ao calculado para as vigas de CLAA_100_00.

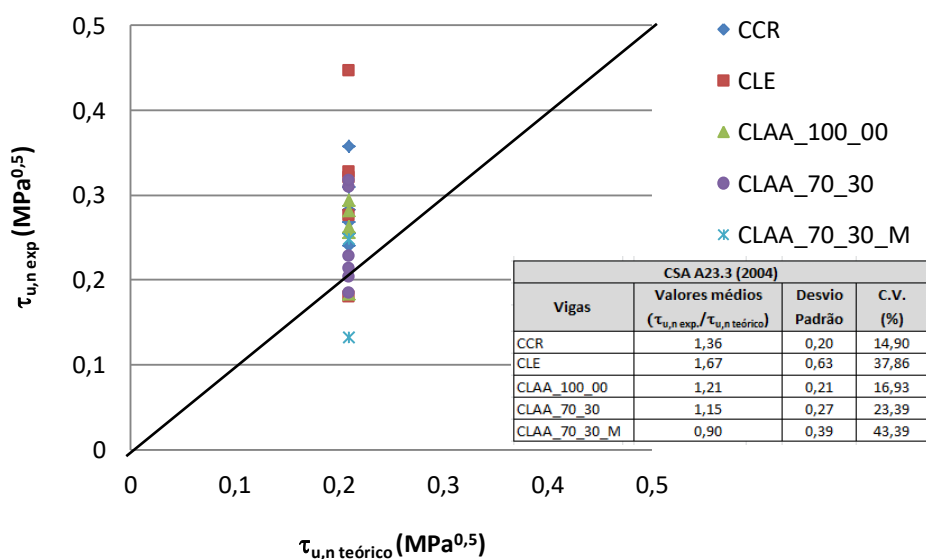


Figura 5.30 – Relação entre a resistência ao cisalhamento última experimental normalizada e teórica pela norma CSA A23.3 (2004).

Sabendo que a norma CSA A23.3 (2004) também abrange concretos com agregados graúdos leves com o uso do fator de 0,85, os cálculos foram refeitos para uma nova comparação apresentada na Figura 5.31. Nota-se nos resultados que o uso do fator de minoração dos resultados de resistência ao cisalhamento para concretos com agregados graúdos leves se faz extremamente necessário para esta prescrição normativa, caso contrário levaria a valores não conservadores,

ou insuficientes para um bom dimensionamento estrutural de elementos de CLE e principalmente CLAA.

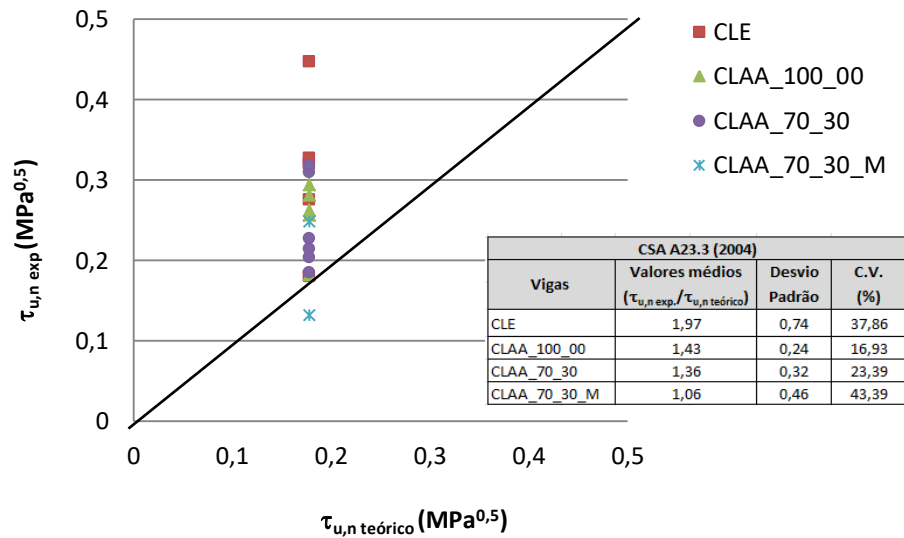


Figura 5.31 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma CSA A23.3 (2004), levando em consideração o coeficiente de 0,85 para agregados graúdos leves.

Apesar de desconsiderar a força cortante resistida pelo concreto, a norma CEN EC-2 (2004) apresentou resultados próximos aos estimados pelas outras normas. As comparações entre os valores de $\tau_{u,n \text{ exp.}}/\tau_{u,n \text{ teórico}}$ para a norma europeia são apresentados na Figura 5.32. Obteve-se um valor médio de 1,46, representando uma segurança de 31% em comparação ao resultado obtido experimentalmente, para as vigas de CCR.

Para as vigas de concreto CLE a segurança foi maior, cujo valor médio foi 1,71, o que representa um percentual de 42%. Para as vigas de concreto CLAA os valores apresentados foram de 1,32 1,25 e 1,11, 21,9, 20,8% e 10,5%, respectivamente. Observa-se uma maior dispersão na Figura 5.32 devido ao fato da norma CEN EC-2 (2004) ser a única dentre as demais apresentadas que leva em consideração em sua formulação a taxa de armadura longitudinal.

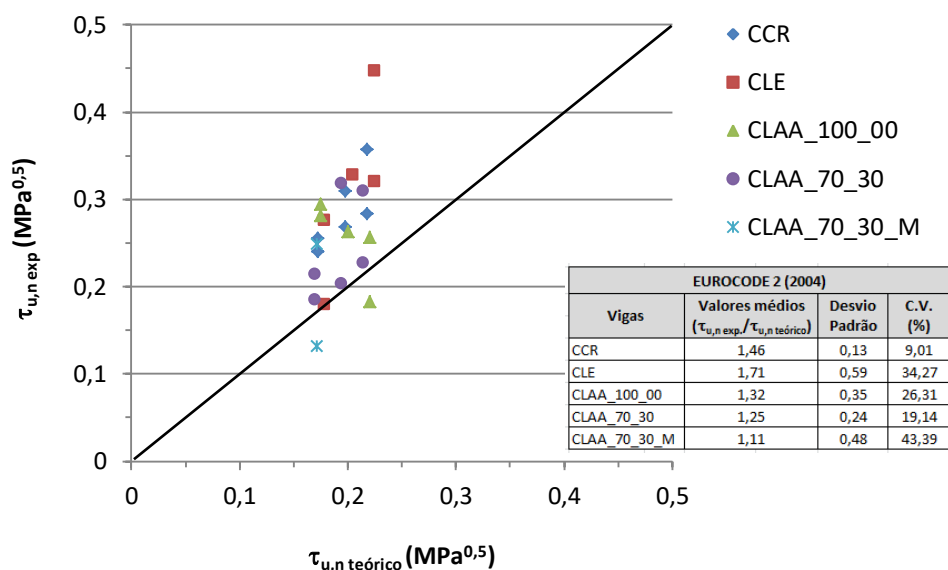


Figura 5.32 – Relação entre a resistência ao cisalhamento experimental normalizada e teórica pela norma CEN EC-2 (2004).

A norma americana (ACI-318, 2014) forneceu valores mais conservadores pela simplicidade da equação adotada, baseada na proposta de Birkeland e Birkeland (1966) que considera apenas a parcela relativa ao atrito. Esta norma apresentou valores mais conservadores, quando utilizado, nos cálculos, o fator de minoração da resistência ao cisalhamento em misturas com agregados graúdos leves.

A norma europeia (CEN EC-2, 2004) forneceu valores menos conservadores quando comparados às normas americana e brasileira, ainda assim, menos conservadores quando se trata de CLAA.

Dentre as normas comparadas, observa-se que a canadense (CSA A23.3, 2004) forneceu valores menos conservadores. A melhor aproximação dos resultados desta norma com os valores experimentais deve-se ao fato da equação considerar parcelas referentes à coesão das partículas e ao atrito entre as superfícies cisalhantes para peças moldadas monoliticamente.

Dentre as normas apresentadas anteriormente a brasileira (ABNT NBR 6118, 2014) foi a que forneceu valores menos conservadores para o dimensionamento de vigas ao esforço cortante, independentemente do tipo do concreto. Observa-se então, a necessidade de uma revisão ou complementação principalmente em se tratando da utilização de agregados leves, agravada pelas características de autoadensabilidade da mistura.

Conclusões e recomendações para trabalhos futuros

6.1 CONCLUSÕES

Neste trabalho desenvolveu-se um programa experimental visando investigar a influência do tipo de concreto, da taxa de armadura longitudinal (ρ_s) e a relação entre o vão de cisalhamento e altura efetiva (a/d), na resistência ao cisalhamento de vigas de concreto armado sem armadura transversal. Para avaliar a influência do tipo de concreto foram usadas cinco misturas de concreto, uma possuindo características de um concreto convencional vibrado (CCR), outra com características leves (CLE), porém ainda necessitando de vibração para o adensamento, e três misturas consideradas leves e com características de autoadensabilidade (CLAA).

Quando avaliado na condição fresca, segundo os parâmetros da norma ABNT NBR 15823 (2010), as misturas de CLAA apresentaram características e propriedades que mostraram sua identidade como um tipo de concreto autoadensável. Na condição endurecida tiveram o desempenho mecânico que as qualificam para uso em diversas áreas da indústria da construção civil.

Ainda para analisar a influência do tipo de concreto na resistência ao cisalhamento, foram realizados ensaios de cisalhamento direto em corpos de prova moldados para as diferentes misturas e posteriormente comparados às resistências obtidas através das vigas ensaiadas.

Para analisar a influência da taxa de armadura longitudinal (ρ_s) na resistência ao esforço cortante das vigas, foram utilizadas taxas de 1,68%, 1,27% e 0,89%, que representavam 80%, 60% e 40%, respectivamente, da armadura

longitudinal balanceada, calculada através da norma ABNT NBR 6118 (2014) para ruptura entre os domínios 3 e 4.

Com o intuito de analisar a influência da relação entre o vão de cisalhamento e a altura efetiva da viga (a/d), na resistência ao cisalhamento de vigas sem armadura transversal, relações a/d variando de 1,87 a 2,17, foram pesquisadas. Uma relação de aproximadamente 1,87, garante um comportamento influenciado pelo efeito de arco e uma relação de aproximadamente 2,71, proporciona um comportamento de ação de viga.

Para finalizar foram comparados os resultados experimentais das vigas ensaiadas aos das prescrições normativas para o dimensionamento da resistência ao cortante de vigas sem armadura transversal.

Com base nos resultados experimentais e em comparações realizadas entre as diferentes composições estudadas foi possível concluir que:

- as vigas moldadas com concreto CLE apresentaram resistências ao cisalhamento bastante próximas às das vigas moldadas com concreto CCR, e em alguns casos até ligeiramente superiores. Este fato foi atribuído à superior quantidade de cimento na composição, que garantiu uma maior resistência na interface agregado/matriz, igualando sua resistência à do agregado, aumentando a parcela de coesão;
- as vigas moldadas com CCR apresentaram, como esperado, resistência ao cisalhamento superior à das vigas com concreto CLAA. Esta redução de resistência ao cisalhamento nas vigas com CLAA foi atribuída ao tipo de agregado graúdo (argila expandida) e à redução do volume de agregados graúdos empregados em sua composição, acarretando uma redução da parcela resistente relacionada ao engrenamento dos agregados;
- os ensaios de cisalhamento direto indicaram que a utilização da argila expandida como agregado graúdo leve nas mistura de CLE e CLAA acarretou em uma ligeira redução na resistência à força cortante, onde a superfície de cisalhamento apresentou-se atravessando os agregados leves, enquanto a de CCR apenas contornou os agregados convencionais;

- os ensaios de cisalhamento direto se mostraram como uma opção viável para avaliação da resistência ao cisalhamento das diferentes composições de concreto, contudo apresentaram resistências ao cisalhamento de magnitude superior às obtidas nos ensaios de vigas;
- as maiores deformações específicas (concreto comprimido e armadura longitudinal tracionada) ocorreram nas seções transversais das vigas de relação a/d de aproximadamente 2,71, confirmando a ação de viga, que reduziu a resistência ao cisalhamento, quando comparadas às vigas com relação a/d de aproximadamente 1,87, que apresentaram resistências superiores devido ao comportamento de efeito arco;
- a taxa de armadura longitudinal influencia diretamente, através do efeito de pino, a resistência ao cisalhamento de vigas, independentemente do tipo de concreto ou da relação a/d estabelecida, ou seja, quanto maior a taxa de armadura longitudinal maior foi a resistência da viga ao cisalhamento;
- as vigas de CLAA, como esperado, apresentaram resistências máximas ao cisalhamento inferiores, quando comparadas com as de CCR e as de CLE, confirmando a necessidade de uma maior investigação e atenção no dimensionamento deste tipo de material, principalmente em elementos sem estribos;
- dentre as normas apresentadas a norma ACI 318 (2014) mostrou ser mais conservadora para o dimensionamento de vigas ao esforço cortante, independentemente do tipo do concreto, apesar de apresentar-se menos conservadora em se tratando de CLAA, seguida das normas CEN EC-2 (2004) e CSA A23.3 (2004). A norma ABNT NBR 6118 (2014) apresentou-se menos conservadora quando comparada as demais, principalmente para as vigas de CLAA, onde resistência ao cisalhamento experimental foram inferiores às calculadas por esta prescrição normativa.

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A resistência ao cisalhamento das estruturas de concreto tem sido estudada durante anos, entretanto a possibilidade de variações na composição dos concretos e o uso de adições e aditivos para melhoramento de propriedades específicas, como no caso do CAA, CLE e CLAA, ocasionam alterações no comportamento deste material.

Alguns resultados apresentados neste trabalho contribuem para reduzir incertezas sobre o assunto, porém em se tratando de CLE e CLAA, quando solicitado por tensões cisalhantes, sugere-se a continuação deste estudo, com enfoque nos seguintes parâmetros:

- realizar ensaios em vigas de CLE e CLAA tendo como variáveis mais relações entre o vão cisalhante e a altura efetiva da viga (a/d), para melhor observação dos comportamentos “ação de viga” e “efeito de arco”;
- realizar ensaios em vigas de CLE e CLAA variando as taxas de armadura longitudinal, para desvendar a parcela do efeito de pino para estes tipos de concreto na resistência ao cisalhamento;
- comparar os resultados obtidos com concretos produzidos com agregados leves de diferente litologia;
- aprimorar os ensaios de cisalhamento direto, a partir das observações apresentadas nesta tese, aumentando o número de corpos de prova ensaiados proporcionado uma melhor avaliação estatística da resistência da parcela de concreto na resistência ao cisalhamento de diferentes tipos de concreto, CLE e CLAA.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÄITCIN, P. C., **Concreto de alto desempenho**. Tradução de Geraldo G. Serra, 1ª edição, São Paulo, Ed. PINI, 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – (ACI), **ACI 213: Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete**. American Concrete Institute, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – (ACI), **ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary**. American Concrete Institute, 2011.

ANGELIN, A. F.; RIBEIRO, L. C. L. J.; PIRES, M. S. G.; JACINTHO, A. E. P. G. A.; LINTZ, R. C. C.; BARBOSA, L. A. G., **Effects of consumption of cement in mechanical properties of lightweight concrete containing Brazilian expanded clay**. Applied Mechanics and Materials, v. 368 – 370, p. 925 – 928, 2013.

ARDAKANI, A. e YAZDANI, M., **The relation between particle density and static elastic moduli of lightweight expanded clay aggregates**. Applied Clay Science, 93 – 94, 28 – 34, doi: 10.1016/j.clay.2014.02.017, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 11768: Aditivos químicos para concreto de cimento Portland - requisitos**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 12142: Concreto – determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 12653: Materiais pozolânicos - requisitos**. Incorporada a Errata 1 de 25.03.2015, Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 5738: Concreto – procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Incorporada a Errata 1 de 28.06.2016, Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 5739: Concreto – ensaios de compressão em corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 7211: Agregados para concreto - especificações**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 7222: Concreto e argamassa – determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2011.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 7680-1: Concreto – extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 8522: Concreto – determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR ISO 6892-1: Materiais metálicos – ensaio de tração. Parte 1 – Método de ensaio à temperatura ambiente.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR NM 248: Agregados: determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-2: Concreto autoadensável – Parte 2: Determinação do espalhamento e do tempo de escoamento – Método do tronco Abrams.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR NM 67: Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-3: Concreto autoadensável – Parte 3: Determinação da habilidade passante – Método do anel “J”.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-4: Concreto autoadensável – Parte 4: Determinação da habilidade passante – Método da caixa “L”.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-5: Concreto autoadensável – Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil “V”.** Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-5: Concreto autoadensável – Parte 5: Determinação da viscosidade – Método do funil “V”.** Rio de Janeiro, 2010.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR NM 35: Agregados leves para concreto estrutural – Especificações**. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15823-1: Concreto autoadensável –Parte 1: Classificação, controle e aceitação no estado fresco**. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – (ABNT), **NBR 15900: Água para amassamento do concreto – Requisitos**. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– (ABNT), **NBR 14931: Execução de estruturas de concreto - procedimento**. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS– (ABNT), **NBR NM 67: Concreto: determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

ASSUNÇÃO, J. W., **Concreto leve autoadensável: avaliação da influência da argila expandida no processo de dosagem e nas propriedades do concreto**. Tese – Arquitetura e Urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2016.

BARROS, A. R. de, **Avaliação do comportamento de vigas de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas (UFAL), Maceió, 2009.

BIRGISSON, S. R., **Shear resistance of reinforced concrete beams without stirrups**. Thesis - School of Science and Engineering, Reykjavik University. Islândia, 2011.

BORJA, E. V., **Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos estruturais leves autoadensáveis**. Tese – Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal/RN, 2011.

BUI, V. K.; AKKAYA, Y; SHAH, S., **Rheological model for self-consolidating concrete**. ACI Materials Journal, v.99, n.6, p.549-559, nov./dec.2002.

CAMARGOS, U. A., **Concreto Auto-Adensável e Autonivelante**. Revista Técnica, n. 59, fevereiro, p. 04-05, São Paulo, 2002.

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

CASTRO, A. L., **Aplicação de conceitos reológicos na tecnologia de concretos de alto desempenho**. Tese – Programa de Pós-graduação em Ciências e Engenharia de Materiais – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

CAVALCANTI, D. de J. H., **Contribuição ao estudo de propriedades do concreto auto-adensável visando sua aplicação em elementos estruturais**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas (UFAL), Maceió, 2006.

CHANDRA, S. e BERNTSSON, L., **Mix Proportioning**. In: Lightweight aggregate concrete: Science, technology and applications. Building Materials Series. Norwich/NY, 2002.

CLARKE, J. L., **Design Requirements**. In: Structural lightweight aggregate concrete. Edited by J. L. Clarke, 2005.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. Cb Bulletin d' Information, n° 213, 214, London, May 1993.

DANTAS, M. C.; MOREIRA, H. P.; TAVARES, M.; ANJOS, M. A. S.; BORJA, E. V.; PEREIRA, A. C., **Influencia do uso de cinza de biomassa da cana-de-açúcar no comportamento de concretos autoadensáveis**. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte (IFRN), Natal/RN, 2009.

DE SCHUTTER, G.; BARTOS, P. J. M.; DOMONE, P.; GIBBIS, P. J., **Self-compacting concrete**. Whittes Publishing, 288 p., 2008.

DESNERCK, P.; DE SCHUTTER, G.; TAERWE, L. **Shear friction of reinforced self-compacting concrete members**. American Concrete Institute, Special publication 261-9, p. 133-141, 2009.

DOMONE, P. L., **A review of the hardened mechanical properties of self-compacting concrete**. Cement and Concrete Composites, p. 1-12, 2007.

DOMONE, P. L., **Self-compacting concrete: An analysis of 11 years of case studies**. Cement and Concrete Composites, 28(2), 197–208. doi:10.1016/j, 2006.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION - **EUROCODE 2. Design of concrete structures: General rules and rules for buildings** - BS EN 1992-1-1:2004. British - Adopted European Standard, 23-Dec-2004, 230p.

FUSCO, P. B., **Estruturas de concreto: solicitações tangenciais**. 1ª edição, Editora Pini, 328 p., São Paulo, 2008.

GARCIA, S. G., **Taxa de armadura transversal mínima em vigas de concreto armado**. Tese – Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro (COOPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 2002.

GOMES, P. C. C. e BARROS, A. R., **Métodos de dosagem do concreto autoadensável**. PINI, São Paulo, 2009.

GOMES, P. C. C.; CAVALCANTI, D. J. H.; BARROS, A. R.; BARBOZA, A. S. R.; LIMA, F. B., **Propriedades mecânicas de concreto auto-adensável**. In: XXXII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural. 10 f., Campinas, São Paulo, 2006.

GOMES, P.C.C., **Optimization and characterization of high-strength self-compacting concrete**. Tese - Escola Técnica Superior D'Enginyers de Camins, Universitat Politècnica de Catalunya, Catalunya, 2002.

GRABOIS, T. M., **Desenvolvimento e caracterização experimental de concretos leves autoadensáveis reforçados com fibras de sisal e aço**.

Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ/COPPE), Rio de Janeiro, 2012.

GRABOIS, T. M.; TOLEDO FILHO, R. D.; CORDEIRO, G. C., **Caracterização reológica e mecânica de concretos leves autoadensáveis**. In: Conference: HAC2012 - 3º Congresso Ibérico sobre Hormigón Autocompactante - Avances y Oportunidades, At Madrid, January, 2012.

HARISH KUMAR, N. R.; PAVANKUMAR; NAGARAJA, K. P.; PRABHAKARA R., **Influence of Fibers on Crack Arrest Mechanism and Shear-Friction Behavior of Different Concrete Using push-off Specimen**. In: International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Volume: 02 Issue: 05 | Aug-2015.

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**. Department of Civil Engineering, Ryerson University, 350 Victoria Street, Toronto, ON, Canada, 2010.

HELENE, P. e ANDRADE, T., **Concreto de cimento Portland**. In: Materiais de construção civil e princípios de materiais. 1ª edição, IBRACON, v. 2, p. 905 – 944, São Paulo, 2007.

HELENE, P.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto**. PINI Brasília, 1992.

HOLSCHEMACHER, K., **Hardened material properties of self-compacting concrete**. Journal of civil engineering and management, v. X, n. 4, 261-266, 2004.

HOLSCHEMACHER, K.; KLUG, Y., **A database for the evaluation of hardened properties of SCC**. LACER, nº 7. p. 123-134, 2002.

JUAN, K. Y., **Cracking mode and shear strength of lightweight concrete beams**. Thesis. National University of Singapore, Department of Civil and Environmental Engineering, Singapura, 2011.

JUVAS, K. **Self-compacting concrete – developments in the precast industry**. Concrete Precasting Plant and Technology, v.70, n.8, p.42-52, 2004.

KANI et al., **The rational theory of diagonal failure**. Department of Engineering, University of Toronto, 1964.

KANI, G. N. J. **Basic Facts Concerning Shear Failure**. Journal of the American Concrete Institute, v. 63, p. 675-692, June, 1966.

KARAHAN, O.; HOSSAIN, K. M. A.; OZBAY, E.; LACHEMI, M.; SANCAK, E., **Effect of metakaolin content on the properties self-consolidating lightweight concrete**. Construction and Building Materials, v. 31, p. 320 – 325, June, 2012.

KHAYAT, K.H.; MORIN, R.; **Performance of self-consolidating concrete used to repair parapet wall in montreal**. Edição: O. Wallevik and I. Nielsson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 3st, Reykjavik. Proceeding, France: RILEM Publications, p.913-919, 2003.

KIM, Y. H.; HUESTE, M. B. D.; TREJO, D.; CLINE, D. B. H., **Shear Characteristics and Design for High-Strength Self-Consolidating Concrete**. In: Journal of Structural Engineering, v. 136, n° 8, p. 989-1000, August 2010.

LACHEMI, M.; HOSSAIN, K. M. A.; LAMBROS, V.; **Shear resistance of self-consolidating concrete beams – experimental investigations**. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 32, p. 1103-1113, 2005.

LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto, vol. 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

LUCAS, W.; OEHLERS, D. J.; ALI, M. **Formulation of a shear resistance mechanism for inclined cracks in RC beams**. Journal of Structural Engineering. v. 137, n. 12, p. 1480-1488, December, 2011.

MARQUES, A. C., **Concreto auto-adensável: caracterização da evolução das propriedades mecânicas e estudo da sua deformabilidade por solicitação mecânica, retração e fluência**. Tese – Ciências, Escola Politécnica de São Paulo, 2011.

MARTINS, D. das N.; **Concretos de agregados leves: absorção de água pelos agregados de argila expandida**. Dissertação - Departamento de Engenharia de Construção Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 1985.

MAYCÁ, J., CREMONINI, R. A., RECENA, F. A. P., **Contribuição ao estudo da argila expandida nacional como alternativa de agregado graúdo para Concretos Leves Estruturais (CLE)**. Especialização em Construção Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, NORIE/UFRGS, 2008.

MEHTA, P. K. e MONTEIRO, P. J. M., **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. IBRACON, 3ª edição, p.674, São Paulo, 2008.

MENON, N. V., **Estudo experimental de sistemas de reforço ao cisalhamento em vigas de concreto armado utilizando-se polímero reforçado com fibras de carbono (PRFC)**. Tese – Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2008.

MORAVIA, W. G.; OLIVEIRA, C. A. S. e GUMIERI, A. G., **Caracterização microestrutural da argila expandida para aplicação como agregado em concreto estrutural leve**. In: Cerâmica 52. Belo Horizonte. pp. 193-199, 2006.

NEVILLE, A.M., **Propriedades do Concreto**. Ed. Pini, 2ª edição, São Paulo, p.828, 1997.

NIKBIN, I. M.; BEYGI, M. H. A.; KAZEMI, M. T.; VASEGHI, A. J.; RABBANIFAR, S.; RAHMANI, E.; RAHIMI, S., **A comprehensive investigation into the effect of water to cement ratio and power content on mechanical properties of self-compacting concrete**. Construction and Building Materials, 57, 69 – 80, doi: 10.1016/j.conbuildmat. 2014.01.098, 2014.

OKAMURA, H. e OUCHI, M., **Self-compacting concrete - Development, present use and future**. Edição: A. Skarendhal; Petersson. In: INTERNATIONAL RILEM SYMPOSIUM ON SELF-COMPACTING CONCRETE, 1st, 1999, Stockholm. Proceedings. France: RILEM Publications, p.3-14, 1999.

OWENS, P. L., **Lightweight aggregates for structural concrete**. In: Structural lightweight aggregate concrete. Edited by J.L. Clarke, 2005.

PEREIRA, M. R., **Estudo da adição de argila expandida na formulação de concretos leves**. Dissertação – Engenharia Mecânica, Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), Natal/RN, 2008.

PEREIRA, P. da S., **Avaliação da teoria atrito-cisalhamento em concreto leve e de alta resistência**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), Campos dos Goytacazes/RJ, 2016.

PINHEIRO E. J. S.; **Tempos de secagem de concretos leves**. Dissertação - Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico. Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2009.

REGAN, P. E., **Research on Shear: A Benefit to Humanity or a Waste of Time?** The Structural Engineer, V. 71, No. 19, Oct., pp. 337-347, 1993.

REPETTE, W. L., **Concreto autoadensável**. In: Ciência e Tecnologia, 1^a edição, IBRACON, v. 2, p. 1768 – 1806, São Paulo, 2011.

RESENDE, T. L. de, **Resistência à força cortante de vigas de concreto autoadensável**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ/COPPE), Rio de Janeiro/RJ, 2014.

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto Leve Estrutural: influência da argila expandida na microestrutura da zona de transição pasta/agregado**. Ambiente Construído, Porto Alegre, v. 9, n. 4, p. 119-127, out./dez. 2009.

ROSSIGNOLO, J. A. e AGNESINI, M. C. V., **Concreto leve estrutural**. In: Concreto: Ciência e Tecnologia, 1^a edição, IBRACON, v. 2, p. 1531 – 1568, São Paulo, 2011.

ROSSIGNOLO, J. A., **Módulo de deformação do concreto leve estrutural de alto desempenho**. Revista Minerva, v. 2, p. 99 – 106, jan/jun. 2005.

ROSSIGNOLO, J. A., **Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos - dosagem, produção, propriedades e microestrutura**. Tese - Ciência e Engenharia de Materiais, Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 2003.

SATHIYAMOORTHY, K., **Shear end flexural behaviour of lightweight self-consolidating concrete beams**. Thesis. Ryerson University, Toronto, Ontario, Canada, 2016.

SAVARIS, G., **Resistência ao cisalhamento do concreto autoadensável**. Tese. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Florianópolis, 2016.

SELLS, E.; MYERS, J. J.; VOLZ, J. S., **Aggregate interlock push-off test results of self-consolidating concrete (SCC) for use in infrastructure elements**. In: International Structural Engineering and Construction Conference (ISEC-7), p. 917-922, Honolulu, Hawaii, 2013.

SHARIFI, Y., **Structural performance of self-consolidating concrete used in reinforced concrete beams**. KSCE Journal of Civil Engineering v. 16, p. 618-626, 2012.

SILVA, M. O. B. e, **Produção do concreto auto-adensável (CAA) com utilização de materiais da região de Belém – PA**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará (UFPA), Belém, 2008.

SINGH, B. e CHINTAKINDI, S.; **An appraisal of dowel action in reinforced concrete beams**. In: Structures and Buildings, v. 166, Issue SB5, p. 257-267, 2013.

SNEED, L. H.; RAMIREZ, J. A. **Influence of Cracking on Behavior and Shear Strength of Reinforced Concrete Beams**. ACI Structural Journal, Title n° 111-S15, p. 157-166, January/February, 2014.

SPITZNER, J., **High-strength LWA concrete**. In: High-Strength Concrete. RILEM, Cap. 2 – Aggregates, 1994.

TEODORO, H. V., **Estudos experimentais sobre cisalhamento em vigas de concreto autoadensável variando-se a altura e a taxa de armadura longitudinal**. Dissertação – Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás (UFG), Goiânia/GO, 2013.

TUTIKIAN, B. F., **Método para dosagem de concretos Auto-Adensáveis**. Dissertação - Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS/PPGEC), Porto Alegre, 2004.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P. **The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subject to Shear**. ACI Journal, v. 83, p. 219-231, March-April, 1986.

VERZEGNASSI, E., **Estudo das propriedades no estado fresco e endurecido do concreto leve autoadensável**. Dissertação - Tecnologia na Área de Concentração Tecnologia e Inovação, Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP), Limeira/SP, 2015.

WIGHT, J. K.; MACGREGOR, J. G., **Reinforced concrete: mechanics and design**. 6th ed. New Jersey: Pearson, 2009.

APÊNDICE A

Diagramas carga vs deslocamento vertical

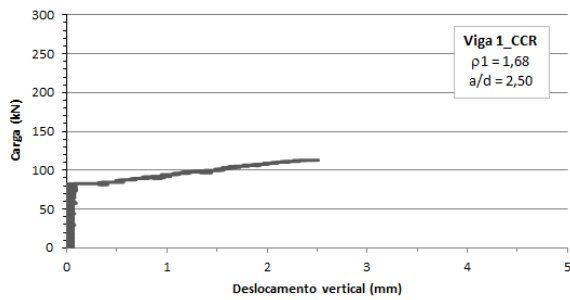


Figura A1 – Viga V1_CCR.

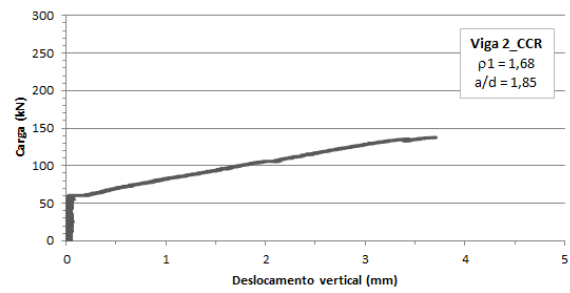


Figura A2 – Viga V2_CCR.

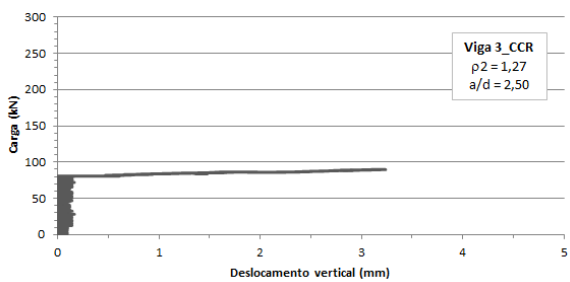


Figura A3 – Viga V3_CCR.

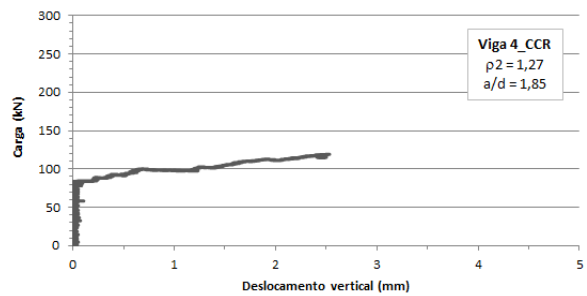


Figura A4 – Viga V4_CCR.

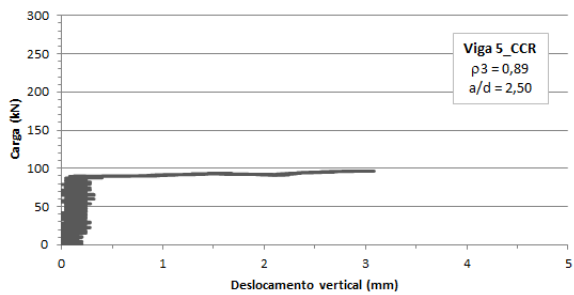


Figura A5 – Viga V5_CCR.

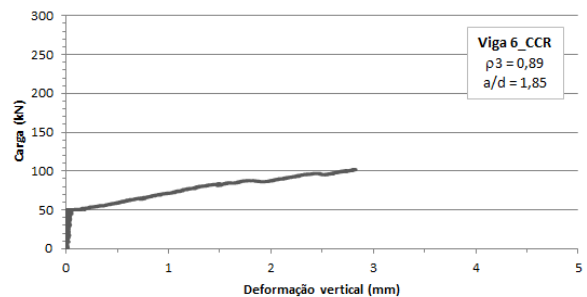


Figura A6 – Viga V6_CCR.

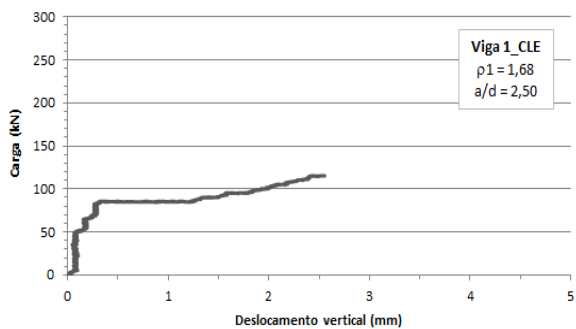


Figura A7 – Viga V1_CLE.

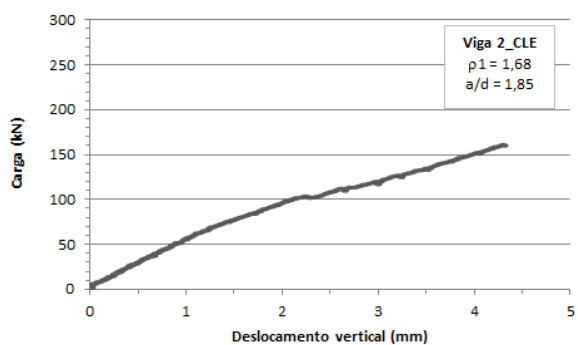


Figura A8 – Viga V2_CLE.

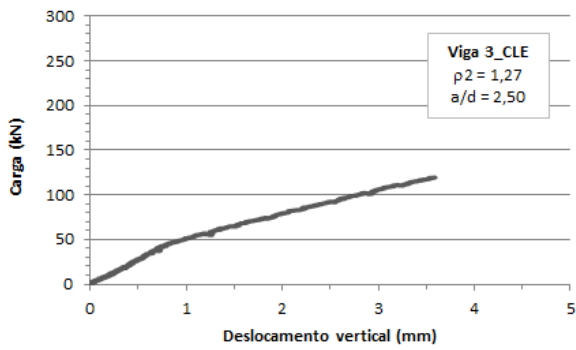


Figura A9 – Viga V3_CLE.

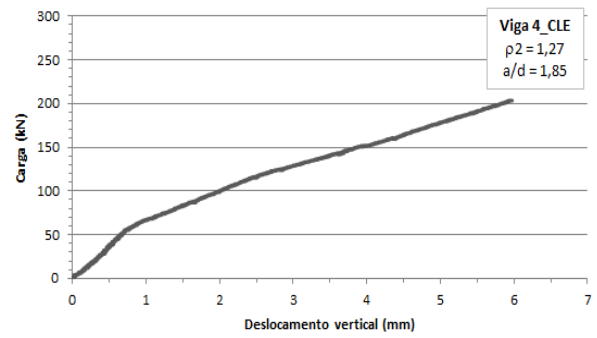


Figura A10 – Viga V4_CLE.

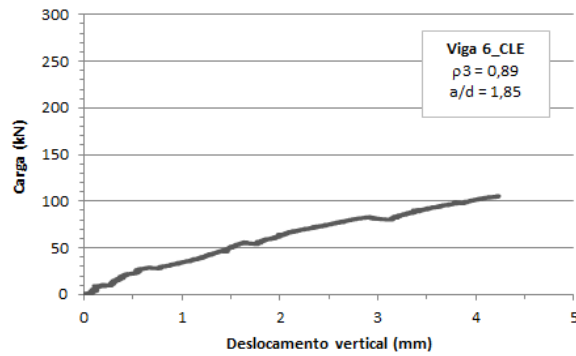


Figura A11 – Viga V6_CLE.

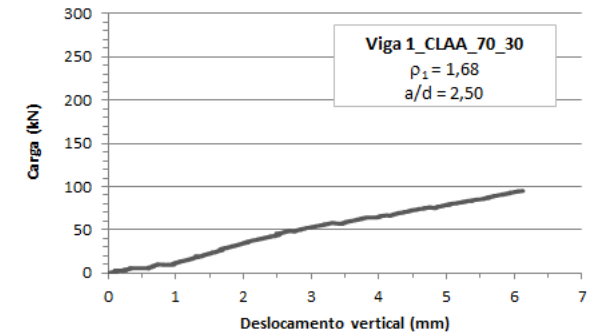


Figura A12 – Viga V1_CLAA_70_30.

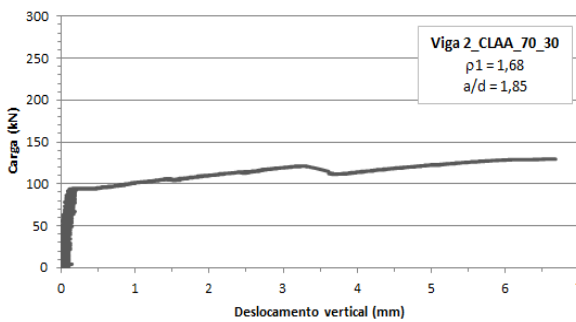


Figura A13 – Viga V2_CLAA_70_30.

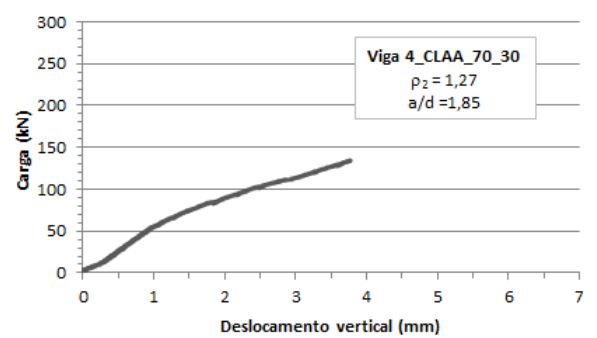


Figura A14 – Viga V4_CLAA_70_30.

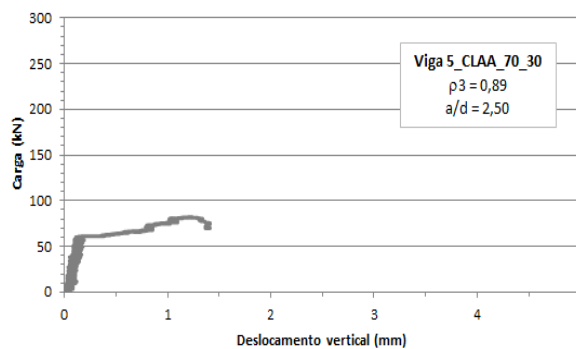


Figura A15 – Viga V5_CLAA_70_30.

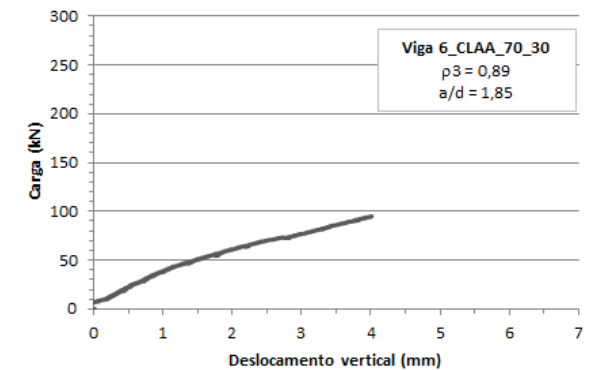


Figura A16 – Viga V6_CLAA_70_30.

APÊNDICE B

Deformação específica do aço longitudinal

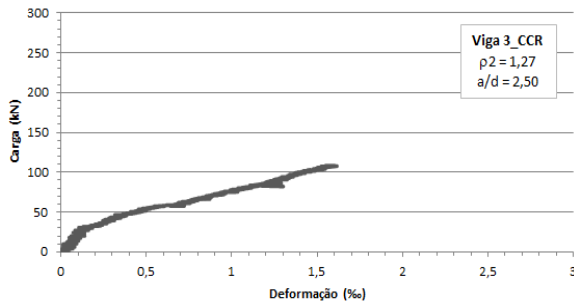


Figura B1 – Viga V3_CCR.

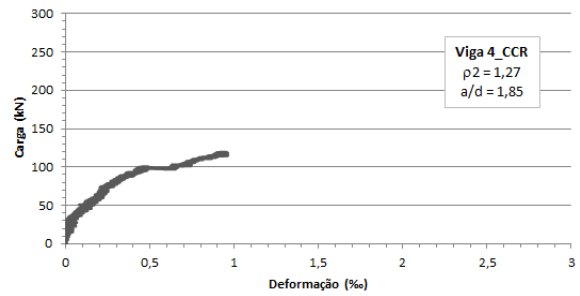


Figura B2 – Viga V4_CCR.

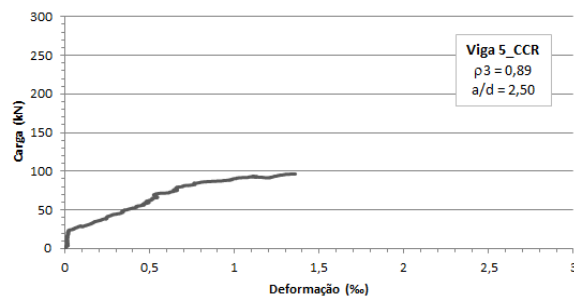


Figura B3 – Viga V5_CCR.

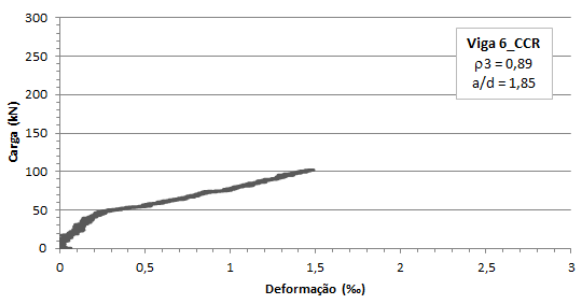


Figura B4 – Viga V6_CCR.

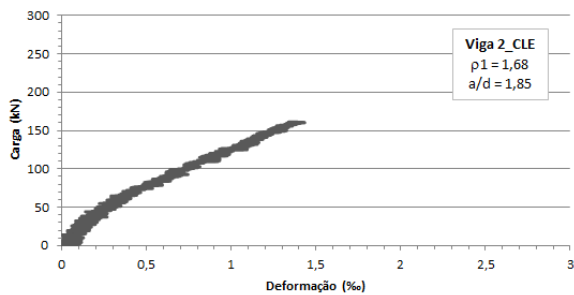


Figura B5 – Viga V2_CLE.

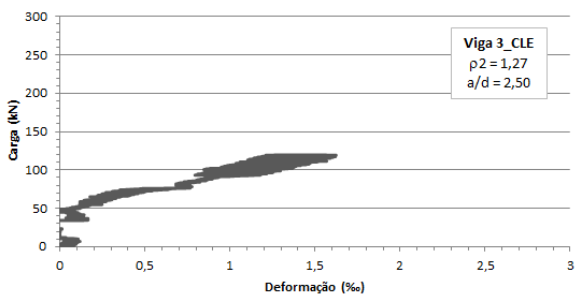


Figura B6 – Viga V3_CLE.

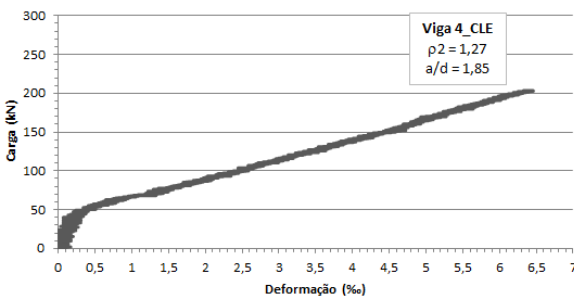


Figura B7 – Viga V4_CLE.

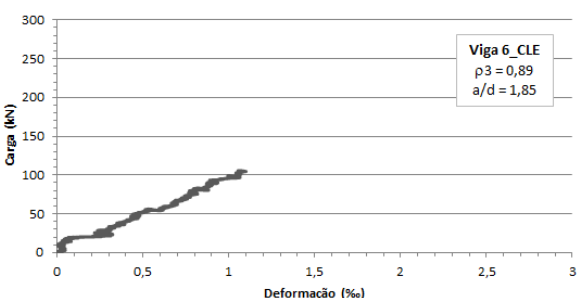


Figura B8 – Viga V6_CLE.

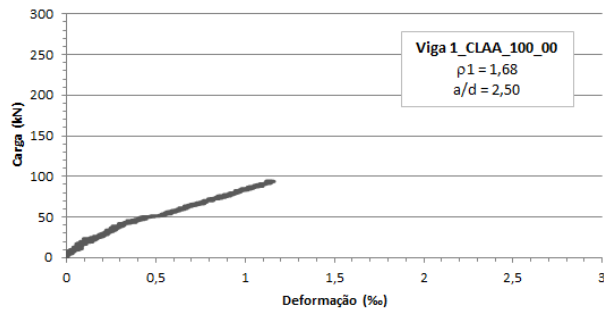


Figura B9 – Viga V1_CLAA_100_00.

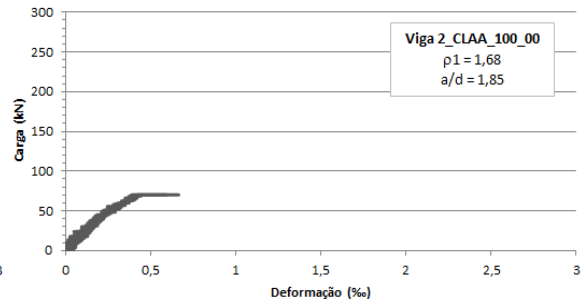


Figura B10 – Viga V2_CLAA_100_00.

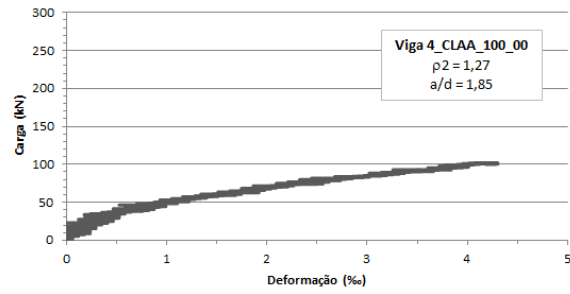


Figura B11 – Viga V4_CLAA_100_00.

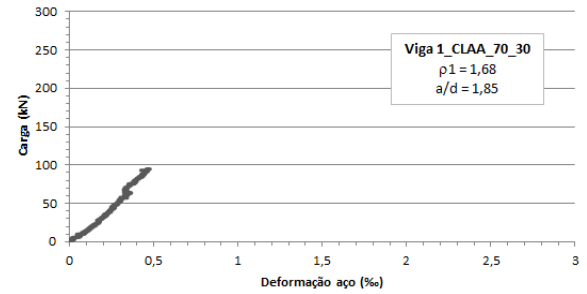


Figura B12 – Viga V1_CLAA_70_30.

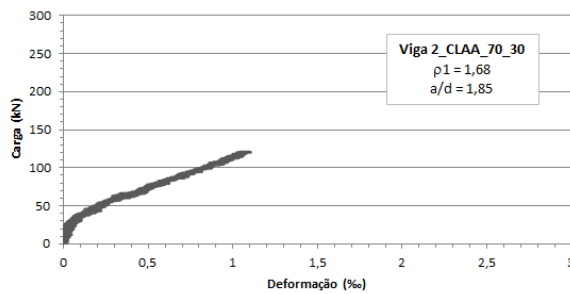


Figura B13 – Viga V2_CLAA_70_30.

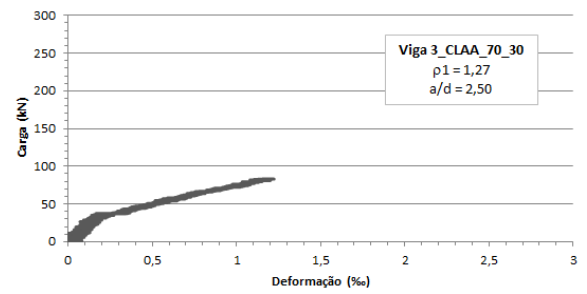


Figura B14 – Viga V3_CLAA_70_30.

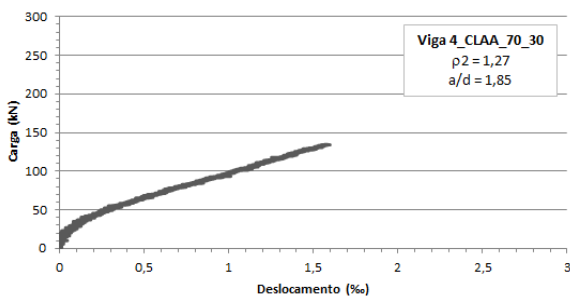


Figura B15 – Viga V4_CLAA_70_30.

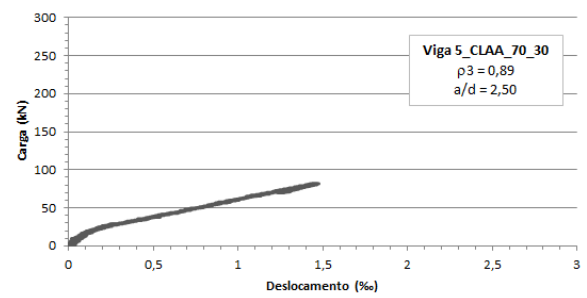


Figura B16 – Viga V5_CLAA_70_30.

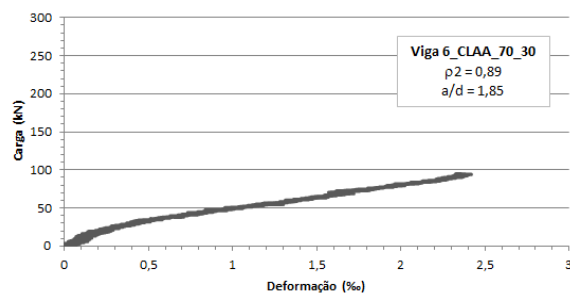


Figura B17 – Viga V6_CLAA_70_30.

Tabelas de dimensionamento

Tabela C1 – Valores calculados pelas normas.

Vigas	d (cm)	f _{cm} (MPa)	ρ (%)	a/d	V _u (kN) teóricos				f _{cm} (MPa)	τ _u = V _u /b _w .d (MPa) teóricos				τ _u /√f _c (MPa ^{0,5}) teóricos			
					NBR 6118	ACI-318	CSA A23.3	EC- 2		NBR 6118	ACI-318	CSA A23.3	EC- 2	NBR 6118	ACI-318	CSA A23.3	EC- 2
Viga 1_CCR	24,89	28,7	1,68	2,50	44,1	33,3	42,0	43,5	28,7	1,18	0,77	0,98	1,01	0,22	0,17	0,21	0,22
Viga 2_CCR	24,89			1,85	44,1	33,3	42,0	43,5	28,7	1,18	0,77	0,98	1,01	0,22	0,17	0,21	0,22
Viga 3_CCR	25,21		2,50	44,7	33,8	42,5	40,0	28,7	1,18	0,78	0,99	0,93	0,22	0,17	0,21	0,20	
Viga 4_CCR	25,21		1,85	44,7	33,8	42,5	40,0	28,7	1,18	0,78	0,99	0,93	0,22	0,17	0,21	0,20	
Viga 5_CCR	26,46		2,50	46,9	35,4	44,6	36,6	28,7	1,18	0,82	1,04	0,85	0,22	0,17	0,21	0,17	
Viga 6_CCR	26,46		1,85	46,9	35,4	44,6	36,6	28,7	1,18	0,82	1,04	0,85	0,22	0,17	0,21	0,17	
Viga 1_CLE	24,89	23,3	1,68	2,50	38,4	30,0	37,8	40,6	23,3	1,03	0,86	1,08	1,16	0,21	0,17	0,21	0,23
Viga 2_CLE	24,89			1,85	38,4	30,0	37,8	40,6	23,3	1,03	0,86	1,08	1,16	0,21	0,17	0,21	0,23
Viga 3_CLE	25,21		2,50	38,9	30,4	38,3	37,3	23,3	1,03	0,87	1,10	1,07	0,21	0,17	0,21	0,20	
Viga 4_CLE	25,21		1,85	38,9	30,4	38,3	37,3	23,3	1,03	0,87	1,10	1,07	0,21	0,17	0,21	0,20	
Viga 5_CLE	26,46		2,50	40,8	31,9	40,2	34,2	23,3	1,03	0,91	1,15	0,98	0,21	0,17	0,21	0,18	
Viga 6_CLE	26,46		1,85	40,8	31,9	40,2	34,2	23,3	1,03	0,91	1,15	0,98	0,21	0,17	0,21	0,18	
Viga 1_CLAA_100_00	24,89	26,5	1,68	2,50	41,8	32,0	40,4	42,4	26,5	1,12	0,81	1,02	1,07	0,22	0,17	0,21	0,22
Viga 2_CLAA_100_00	24,89			1,85	41,8	32,0	40,4	42,4	26,5	1,12	0,81	1,02	1,07	0,22	0,17	0,21	0,22
Viga 4_CLAA_100_00	25,21		1,85	42,3	32,4	40,9	39,0	26,5	1,12	0,82	1,03	0,98	0,22	0,17	0,21	0,20	
Viga 5_CLAA_100_00	26,46		2,50	44,4	34,0	42,9	35,7	26,5	1,12	0,86	1,08	0,90	0,22	0,17	0,21	0,17	
Viga 6_CLAA_100_00	26,46		1,85	44,4	34,0	42,9	35,7	26,5	1,12	0,86	1,08	0,90	0,22	0,17	0,21	0,17	
Viga 1_CLAA_70_30	24,89		2,50	46,8	34,9	43,9	44,8	31,4	1,25	0,74	0,93	0,95	0,22	0,17	0,21	0,21	
Viga 2_CLAA_70_30	24,89	1,85	46,8	34,9	43,9	44,8	31,4	1,25	0,74	0,93	0,95	0,22	0,17	0,21	0,21		
Viga 3_CLAA_70_30	25,21	2,50	47,4	35,3	44,5	41,2	31,4	1,25	0,75	0,94	0,88	0,22	0,17	0,21	0,19		
Viga 4_CLAA_70_30	25,21	1,85	47,4	35,3	44,5	41,2	31,4	1,25	0,75	0,94	0,88	0,22	0,17	0,21	0,19		
Viga 5_CLAA_70_30	26,46	2,50	49,8	37,1	46,7	37,8	31,4	1,25	0,79	0,99	0,80	0,22	0,17	0,21	0,17		
Viga 6_CLAA_70_30	26,46	1,85	49,8	37,1	46,7	37,8	31,4	1,25	0,79	0,99	0,80	0,22	0,17	0,21	0,17		
Viga 5_CLAA_70_30_M	26,46	29,6	0,89	2,50	47,8	36,0	45,3	37,0	29,6	1,21	0,81	1,02	0,83	0,22	0,17	0,21	0,17
Viga 6_CLAA_70_30_M	26,46			1,85	47,8	36,0	45,3	37,0	29,6	1,21	0,81	1,02	0,83	0,22	0,17	0,21	0,17

Tabela C2 – Valores experimentais.

Vigas	Valores Experim.		Valores Experim.		τ _{cr} /√f _c (MPa ^{0,5})		τ _u /τ _{cr}	τ _{u,n exp. / τ_{u,n teórico}}			
	V _{cr} (kN)	V _u (kN)	τ _{cr} (MPa)	τ _u (MPa)	exp.	exp.		Exp.	NBR 6118	ACI-318	CSA A23.3
Viga 1_CCR	50,0	56,5	1,34	1,51	0,25	0,28	1,13	1,28	1,70	1,35	1,30
Viga 2_CCR	65,0	71,4	1,74	1,91	0,32	0,36	1,10	1,62	2,14	1,70	1,64
Viga 3_CCR	51,0	54,2	1,35	1,43	0,25	0,27	1,06	1,21	1,60	1,27	1,35
Viga 4_CCR	60,5	62,7	1,60	1,66	0,30	0,31	1,04	1,40	1,86	1,47	1,57
Viga 5_CCR	52,5	54,1	1,32	1,36	0,25	0,25	1,03	1,16	1,53	1,21	1,48
Viga 6_CCR	50,0	51,1	1,26	1,29	0,24	0,24	1,02	1,09	1,44	1,14	1,39
Viga 1_CLE	45,0	57,7	1,21	1,55	0,25	0,32	1,28	1,50	1,92	1,52	1,42
Viga 2_CLE	59,0	80,5	1,58	2,16	0,33	0,45	1,36	2,10	2,68	2,13	1,98
Viga 3_CLE	45,0	59,7	1,19	1,58	0,25	0,33	1,33	1,54	1,96	1,56	1,60
Viga 4_CLE	68,5	101,7	1,81	2,69	0,38	0,56	1,48	2,62	3,34	2,65	2,72
Viga 5_CLE	32,1	34,4	0,81	0,87	0,17	0,18	1,07	0,84	1,08	0,85	1,01
Viga 6_CLE	50,0	52,8	1,26	1,33	0,26	0,28	1,06	1,29	1,65	1,31	1,54
Viga 1_CLAA_100_00	45,0	49,2	1,21	1,32	0,23	0,26	1,09	1,18	1,54	1,22	1,16
Viga 2_CLAA_100_00	33,0	35,1	0,88	0,94	0,17	0,18	1,06	0,84	1,10	0,87	0,83
Viga 4_CLAA_100_00	50,0	51,1	1,32	1,35	0,26	0,26	1,02	1,21	1,57	1,25	1,31
Viga 5_CLAA_100_00	51,4	57,4	1,29	1,45	0,25	0,28	1,12	1,29	1,69	1,34	1,61
Viga 6_CLAA_100_00	55,0	59,9	1,39	1,51	0,27	0,29	1,09	1,35	1,76	1,40	1,68
Viga 1_CLAA_70_30	45,5	47,5	1,22	1,27	0,22	0,23	1,04	1,01	1,36	1,08	1,06
Viga 2_CLAA_70_30	60,0	64,8	1,61	1,73	0,29	0,31	1,08	1,38	1,86	1,47	1,44
Viga 3_CLAA_70_30	40,0	43,1	1,06	1,14	0,19	0,20	1,08	0,91	1,22	0,97	1,05
Viga 4_CLAA_70_30	60,0	67,2	1,59	1,78	0,28	0,32	1,12	1,42	1,90	1,51	1,63
Viga 5_CLAA_70_30	37,0	41,0	0,93	1,03	0,17	0,18	1,11	0,82	1,11	0,88	1,09
Viga 6_CLAA_70_30	45,0	47,5	1,13	1,20	0,20	0,21	1,06	0,95	1,28	1,02	1,26
Viga 5_CLAA_70_30_M	27,5	28,4	0,69	0,72	0,13	0,13	1,03	0,59	0,79	0,63	0,77
Viga 6_CLAA_70_30_M	50,0	53,6	1,26	1,35	0,23	0,25	1,07	1,12	1,49	1,18	1,45

APÊNDICE D

Fotografias



Foto 1 – Aspecto da viga V1_CCR.



Foto 2 – Aspecto da viga V2_CCR.



Foto 3 – Aspecto da viga V3_CCR.



Foto 4 – Aspecto da viga V4_CCR.



Foto 5 – Aspecto da viga V5_CCR.



Foto 6 – Aspecto da viga V6_CCR.



Foto 7 – Aspecto da viga V1_CLE.



Foto 8 – Aspecto da viga V2_CLE.



Foto 9 – Aspecto da viga V3_CLE.



Foto 10 – Aspecto da viga V4_CLE.



Foto 11 – Aspecto da viga V5_CLE.

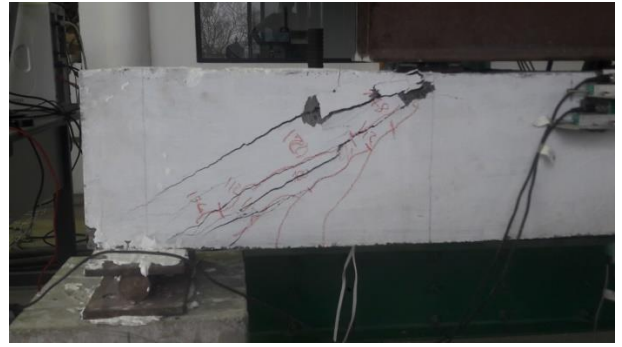


Foto 12 – Aspecto da viga V6_CLE.



Foto 13 – Aspecto da viga V1_CLAA_100_00.



Foto 14 – Aspecto da viga V2_CLAA_100_00.



Foto 15 – Aspecto da viga V4_CLAA_100_00.



Foto 16 – Aspecto da viga V5_CLAA_100_00.



Foto 17 – Aspecto da viga V6_CLAA_100_00.

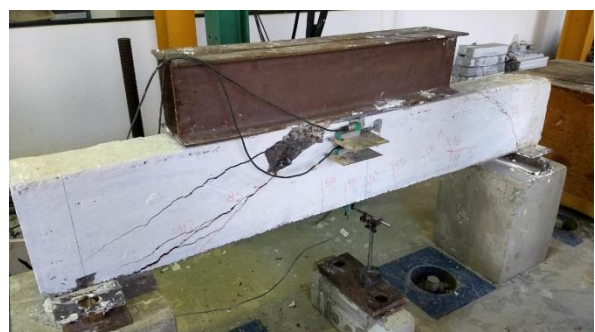


Foto 18 – Aspecto da viga V1_CLAA_70_30.



Foto 19 – Aspecto da viga V2_CLAA_70_30.



Foto 20 – Aspecto da viga V3_CLAA_70_30.



Foto 21 – Aspecto da viga V4_CLAA_70_30.



Foto 22 – Aspecto da viga V5_CLAA_70_30.



Foto 23 – Aspecto da viga V6_CLAA_70_30



Foto 24 – Aspecto da viga V5_CLAA_70_30_M.



Foto 25 – Aspecto da viga V6_CLAA_70_30_M.