

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO LEVE SEM ARMADURA NA ALMA COM ADIÇÃO DE
FIBRAS DE AÇO**

ALLONSO CURTY DA SILVA PEREIRA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF

**CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ
JULHO-2019**

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO LEVE SEM ARMADURA NA ALMA COM ADIÇÃO DE
FIBRAS DE AÇO**

ALLONSO CURTY DA SILVA PEREIRA

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciências e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF

**CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO-2019**

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE VIGAS-PAREDE DE
CONCRETO LEVE SEM ARMADURA NA ALMA
COM ADIÇÃO DE FIBRAS DE AÇO**

ALLONSO CURTY DA SILVA PEREIRA

"Dissertação apresentada ao Centro de Ciências e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense, como parte das exigências para obtenção de título de Mestre em Engenharia Civil".

Aprovada em 10 de julho de 2019.

Comissão Examinadora:

Prof. Daniel Carlos Taissum Cardoso, D. Sc. - PUC - Rio

Rancés Castillo Lara, D. Sc. - LECIV – UENF

Prof^a Vânia José Karam, D. Sc. - LECIV - UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia, D. Sc. - LECIV - UENF

Orientador

*Dedico esse trabalho ao meu pai Gilson Pereira
(in memoriam)*

AGRADECIMENTOS

A Deus, acima de tudo, e a Nossa Senhora por me guardarem na fé e por me darem forças para concluir mais uma etapa da minha vida.

Em especial a minha mãe Rosemar, ao meu irmão Lucas, aos meus avós Agostinho e Severina e por toda minha família, por sempre acreditarem em mim, sendo o meu porto seguro em todas as circunstâncias.

As pessoas que me aproximei durante o período do mestrado e que se tornaram minha família em Campos dos Goytacazes, de modo especial Ana Amélia Mota, Charles Prado, Dayana França, Luisa Muylaert, Marina Ferreira e Raphaela Fernandes.

Aos amigos de sempre: Jaine Alves, José Mauricio Azevedo, Patricia Pereira, que mesmo não estando fisicamente juntos, há algo maior que nos une. De modo especial agradeço ao Diogo Pereira por toda ajuda.

Aos meus amigos de São José de Ubá: João Vitor Pires, Kaique Estephaneli, Matheus lack, Thaís Oliveira, Thayane Ramos e Thiago Felix. Obrigado por sempre estarem comigo mesmo quando a distancia nos separava.

Ao meu orientador, Sergio Luis González Garcia, que não mediu esforços para execução desse trabalho. Obrigado por todo apoio, motivação e conhecimentos passados!

Aos técnicos dos laboratórios de estruturas e de materiais, José Renato e Renan, por toda ajuda prestada na execução do programa experimental.

A empresa SEUMA pela doação da forma metálica.

Aos professores e técnicos do LECIV que contribuíram para a minha formação acadêmica.

A todos que em algum momento me ajudou a pesar os materiais, a concretar, a desformar e a ensaiar as vigas.

À CAPES pelo apoio financeiro.

ÍNDICE

ÍNDICE	vi
LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS	xx
RESUMO	xxiv
ABSTRACT	xxv
1. CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Objetivos	3
1.2.1 Geral.....	3
1.2.2 Específicos	3
1.3 Justificativa.....	4
1.4 Estrutura da dissertação	4
2. CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 Considerações iniciais e aspectos normativos.....	6
2.2 Concreto leve	7
2.2.1 Mecanismo de transferência de tensão de cisalhamento em concreto leve.....	10
2.3 Fibras de aço	11
2.3.1 Mecanismo de transferência de tensões no concreto com adição de fibras de aço	13
2.4 Modos de ruptura de vigas-paredes.....	14
2.4.1 Ruptura por flexão	15
2.4.2 Ruptura por cisalhamento.....	15
2.4.3 Ruptura por flexão-cisalhamento	16

2.4.4	Ruptura por esmagamento do concreto sobre o apoio ou sob cargas concentradas (ruptura local)	17
2.5	Distribuição de tensões em vigas-parede de um só vão com cargas distribuídas.....	17
2.5.1	Ação de viga e ação de arco	19
2.6	Efeito de tamanho	20
2.7	Modelo de bielas e tirantes	20
2.7.1	Nós	22
2.7.2	Bielas.....	23
2.7.3	Tirantes.....	25
2.7.4	CAST® (2004).....	26
2.8	Prescrições normativas sobre dimensionamento de vigas-parede de concreto leve.....	27
2.8.1	ABNT NBR 6118 (2014)	27
2.8.2	ACI 318-08 (2014)	28
2.8.3	CSA-A23.3 (2014)	29
2.8.4	CEB-FIP (2010)	30
2.9	Prescrições normativas sobre dimensionamento de vigas-parede de concreto leve com fibras	32
2.9.1	ACI 544.4R-88 (1988).....	32
2.9.2	Li, Ward e Hamza (1992).....	32
2.9.3	Shahnewaz e Alam (2014)	32
2.10	Pesquisas experimentais de vigas paredes.....	33
2.10.1	Narayanan e Darwish (1988).....	34
2.10.2	Mansur e Ong (1991).....	36
2.10.3	Yang (2010).....	39
2.10.4	Ali e Lazim (2016).....	45
2.10.5	Considerações finais dos estudos existentes	49

3. CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
3.1 Materiais.....	51
3.1.1 Cimento Portland	51
3.1.2 Agregado Graúdo	52
3.1.3 Agregado Miúdo	53
3.1.4 Fibras de aço	54
3.1.5 Água	54
3.1.6 Superplastificante	54
3.1.7 Armaduras	54
3.1.8 Forma	56
3.2 Detalhes das vigas-parede.....	57
3.3 Confeção das vigas-parede.....	58
3.3.1 Confeção das armaduras longitudinais.....	58
3.3.2 Composição dos concretos	62
3.3.3 Concretagem e cura das vigas	63
3.4 Aquisição de dados	64
3.4.1 Instrumentação.....	64
3.4.2 Monitoramento da abertura das fissuras	64
3.5 Esquema de ensaio.....	65
4. CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	67
4.1 Propriedades do concreto no estado fresco.....	67
4.2 Propriedades do concreto no estado endurecido	67
4.3 Ensaio estruturais.....	69
4.3.1 Força cortante de fissuração diagonal e máxima experimental.....	69
4.3.2 Deslocamento vertical das vigas-parede	83
4.4 Resistência ao cisalhamento das vigas ensaiadas	90
4.5 Influência do tipo de concreto nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima normalizadas.....	91

4.6	Influência do tipo de concreto na deformação vertical experimental para o cortante de fissuração diagonal	95
4.7	Influência da altura das vigas-parede na resistência à fissuração diagonal e máxima	97
4.8	Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado	103
4.9	Abertura de fissuras	106
4.10	Capacidade teórica resistente ao cisalhamento.....	110
4.11	Comparação dos resultados experimentais deste trabalho com valores experimentais de outros pesquisadores.....	116
4.11.1	Influência do tipo de concreto nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima normalizadas	116
4.11.2	Influência da altura das vigas na resistência à fissuração diagonal e cortante máximo	118
4.11.3	Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado das vigas-parede de concreto leve sem fibra	122
4.11.4	Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado das vigas-parede de concreto com fibra	123
5.	CAPÍTULO V – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS.....	126
5.1	Conclusões	126
5.2	Sugestões para trabalhos futuros	127
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
A.	APÊNDICE A	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Fissura após ruptura em viga parede. (SHOAIB <i>et al.</i> , 2014)	2
Figura 2.1: Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento: a) carregamento superior e b) carregamento inferior. (ABNT NBR 6118, 2014).....	6
Figura 2.2: Vão de cisalhamento: a) $a_v < 2h$ (viga parede), b) $a_v = 2h$ (limite para ser considerada uma viga-parede) e c) $a_v > 2h$ (viga esbelta). (ACI 318, 2014)	7
Figura 2.3: Formas de diminuição da massa específica: a) concreto com agregados leves, b) concreto celular e c) concreto sem agregado miúdo. (ROSSIGNOLO, 2009)	8
Figura 2.4: Variações típicas da massa específica seca em kg/m^3 de concretos produzidos com diferentes agregados leves. (ACI 2013R-87, 2003)	9
Figura 2.5: Modo de ruptura de concreto leve com detalhe nos agregados partidos. (GRABOIS, 2012).....	10
Figura 2.6: Comportamento dos concretos: a) leve e b) normal, quando submetidos a forças de compressão. (Adaptada de GERRITSE, 1981)	11
Figura 2.7: a) Fibras de aço e b) Matriz de concreto com fibras de aço. (Fonte: http://awacomercial.com.br/produtos/fibra-de-aco/ ; acesso em: 16/01/2018)	12
Figura 2.8: Compatibilidade dimensional a) compatibilidade entre as fibras e o agregado e b) sem compatibilidade entre as fibras e o agregado. (FIGUEIREDO, 2000)	13
Figura 2.9: Transferência de tensões entre a matriz e as fibras. (MEDEIROS, 2012)	14
Figura 2.10: Ruptura por flexão em vigas-parede biapoiadas. (SANTOS, 1999).....	15
Figura 2.11: Modos de Ruptura por cisalhamento para uma viga-parede biapoiada: a) fendilhamento ou tração diagonal e b) compressão diagonal. (MELO, 1984).....	16
Figura 2.12: Modo de ruptura por flexão-cisalhamento em viga-parede biapoiada. (SANTOS, 1999)	17
Figura 2.13: Ruptura local de viga-parede biapoiada. (SANTOS, 1999).....	17
Figura 2.14: Tensão σ_x , valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão em vigas de um só vão com carregamento uniforme na parte superior para valores de:	

a) $l/h=4$, b) $l/h=2$, c) $l/h=1$ e d) $l/h<1$. (Modificado de LEONHARDT & MONNIG, 1982)	18
.....	
Figura 2.15: Ação de viga e ação de arco: a) Carga concentrada e b) carga distribuída. (LEONHARDT <i>et al.</i> , 1982).....	19
Figura 2.16: Efeito de tamanho na resistência ao cisalhamento de vigas. (apud ISMAEL, 2016).....	20
Figura 2.17: Analogia entre uma viga e uma treliça. (Adaptada de SATO, 2015).....	22
Figura 2.19: Tipos de bielas. (MOHAMMADHASSANI <i>et al.</i> , 2012).....	24
Figura 2.20: Diagrama de utilização do CAST [®] . (GONÇALO, 2009).....	26
Figura 2.21: Valores das tensões de fissuração diagonal e máxima normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$. (NARAYANAN e DARWISH, 1988).....	35
Figura 2.22: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas com 1% de inserção de fibras de aço. (NARAYANAN e DARWISH, 1988).....	35
Figura 2.23: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados para vigas-parede. (NARAYANAN e DARWISH, 1988).....	36
Figura 2.24: Influência da inserção de fibras de aço nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máximas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$. (MANSUR e ONG, 1991).37	
Figura 2.25: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas com 1% de inserção de fibras de aço. (MANSUR e ONG, 1991).....	38
Figura 2.26: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados para vigas-parede com 1% de inserção de fibras de aço. (MANSUR e ONG, 1991).....	38
Figura 2.27: Detalhes da geometria da viga e arranjo das armaduras (YANG, 2010).	39
Figura 2.28: Carga total vs flecha para vigas de concreto semi leve, com relação: a) $a/h=0,5$, b) $a/h=1$; para vigas de concreto todo leve e com relação: c) $a/h=0,5$ e d) $a/h=1$. (YANG, 2010).....	40
Figura 2.29: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas de concreto normal, semi leve e todo leve, com relação $a/h=0,5$. (YANG, 2010).....	42

Figura 2.30: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas de concreto normal, semi leve e todo leve, com relação $a/h=1,0$. (YANG, 2010).....	42
Figura 2.31: $\text{Log. } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ e $\text{Log. } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas com $a/h=0,5$. (YANG, 2010).....	44
Figura 2.32: $\text{Log. } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ e $\text{Log. } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas com $a/h=1,0$. (YANG, 2010).....	44
Figura 2.33: Influência nas curvas carga vs flecha de diferentes parâmetros: a) do tipo de concreto (CB1 e CB2), b) da altura útil das vigas (CB2, TB1 e TB2) c) da densidade do concreto (CB2, TB3 e TB4) e d) da relação a/h (CB2, TB9 e TB10). (ALI e LAZIM, 2016)	47
Figura 2.34: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados das vigas de concreto com $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$. (ALI e LAZIM, 2016)	48
Figura 2.35: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas de concreto com $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$. (ALI e LAZIM, 2016)	48
Figura 3.1: Curva granulométrica da argila expandida CINEXPAN 1506.....	52
Figura 3.2: Curva Granulométrica da areia.	53
Figura 3.3: Fibra metálica Wirand FS7.....	54
Figura 3.4: Curva tensão vs deformação das barras ensaiadas: a) $\phi=16 \text{ mm}$ e b) $\phi=12,5 \text{ mm}$	55
Figura 3.5: Desenho em perspectiva da forma com suas principais dimensões (mm).	56
Figura 3.6: Forma metálica para concretagem das vigas-parede.	56
Figura 3.7: Principais variáveis e nomenclatura das vigas-parede.....	57
Figura 3.8: Modelo de bielas e tirantes adotado para o dimensionamento das vigas-parede.	58
Figura 3.9: Detalhamento da armadura longitudinal das vigas: a) forma da seção transversal e posicionamento da chapa de aço, b) relação $a/h=0,5$ e $h=400 \text{ mm}$, c) relação $a/h=0,5$ e $h=600 \text{ mm}$, d) relação $a/h=0,5$ e $h=700 \text{ mm}$, e) relação $a/h=1,0$ e $h=400 \text{ mm}$, f) relação $a/h=1,0$ e $h=600 \text{ mm}$ e g) relação $a/h=0,8$ e $h= 700 \text{ mm}$. (Dimensões em cm)	60

Figura 3.10: Etapas iniciais da confecção das armaduras: a) corte das chapas de aço em placas e b) realização de furos nas placas.	61
Figura 3.11: Processo de realização da ancoragem: a) soldagem das barras nas chapas de aço, b) posição final das barras soldadas na placa de aço e c) aspecto final das armaduras longitudinais.	62
Figura 3.12: Sequencia da produção dos concretos: a) agregados leves absorvendo parte da água, b) homogeneização do agregado com o cimento e c) inserção do restante dos materiais e aspecto final da mistura.	63
Figura 3.13: Processo de cura das vigas-parede: a) desforma das vigas-parede e b) umidificação da manta.	64
Figura 3.14: Esquema de instrumentação das vigas-parede.	64
Figura 3.15: <i>Set up</i> para aquisição dos dados.	65
Figura 3.16: Esquema do ensaio de flexão em 4 pontos e diagrama de esforços (dimensão em mm).	65
Figura 3.17: Esquema de ensaio (visão frontal).	66
Figura 4.1: Determinação da massa específica real do concreto: a) pesagem da amostra após secagem em estufa e b) pesagem da amostra em balança hidrostática.	67
Figura 4.2: Viga com h=400 mm.	69
Figura 4.3: Esquema de fissuração da viga VCL054.	69
Figura 4.4: Ruptura da viga VCL054.	70
Figura 4.5: Esquema de fissuração da viga VCLF054.	70
Figura 4.6: Ruptura da viga VCLF054.	70
Figura 4.7: Viga com h=600 mm.	71
Figura 4.8: Esquema de fissuração da viga VCL056.	71
Figura 4.9: Ruptura da viga VCL056.	72
Figura 4.10: Esquema de fissuração da viga VCLF056.	72
Figura 4.11: VCLF056.	72
Figura 4.12: Viga com h=700 mm.	73
Figura 4.13: Esquema de fissuração da viga VCL057.	73
Figura 4.14: Ruptura da viga VCL057.	74
Figura 4.15: Esquema de fissuração da viga VCLF057.	74
Figura 4.16: Viga VCLF057.	74
Figura 4.17: Viga com h=400 mm.	75

Figura 4.18: Esquema de fissuração da viga VCL104.	75
Figura 4.19: Ruptura da viga VCL104.	76
Figura 4.20: Esquema de fissuração da viga VCLF104.	76
Figura 4.21: Ruptura da viga VCLF104.	76
Figura 4.22: Viga com h=600 mm.	77
Figura 4.23: Esquema de fissuração da viga VCL106.	77
Figura 4.24: Ruptura da viga VCL106.	78
Figura 4.25: Esquema de fissuração da viga VCLF106.	78
Figura 4.26: Ruptura da viga VCLF106.	78
Figura 4.27: Viga com h=700 mm.	79
Figura 4.28: Esquema de fissuração da viga VCL087.	79
Figura 4.29: Ruptura da viga VCL087.	80
Figura 4.30: Esquema de fissuração da viga VCLF087.	80
Figura 4.31: Ruptura da viga VCLF087.	80
Figura 4.32: Ruptura por compressão diagonal: a) formação das fissuras, b) biela de concreto e c) medição da largura de uma biela.	82
Figura 4.33: Ruptura por fendilhamento ou tração diagonal.	83
Figura 4.34: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL054.	83
Figura 4.35: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL056.	84
Figura 4.36: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL057.	84
Figura 4.37: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL104.	85
Figura 4.38: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL106.	85
Figura 4.39: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL087.	86
Figura 4.40: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF054.	86
Figura 4.41: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF056.	87
Figura 4.42: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF057.	87
Figura 4.43: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF104.	88
Figura 4.44: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF106.	88
Figura 4.45: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF087.	89
Figura 4.46: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação a/h=0,5 e h=400 mm.	91
Figura 4.47: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação a/h=0,5 e h=600 mm.	92

Figura 4.48: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,5$ e $h=700$ mm.....	92
Figura 4.49: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=400$ mm.....	93
Figura 4.50: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=600$ mm.....	94
Figura 4.51: Valores tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,8$ e $h=700$ mm.....	94
Figura 4.52: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=0,5$, submetidas às tensões de fissuração diagonal das vigas-parede sem fibras.	95
Figura 4.53: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$, submetidas às tensões de fissuração diagonal das vigas-parede sem fibras.....	95
Figura 4.54: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=0,5$, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras.....	96
Figura 4.55: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras.	96
Figura 4.56: Influência da altura na tensão de fissuração diagonal normalizada das vigas-parede com $a/h=0,5$	97
Figura 4.57: Influência da altura na tensão máxima normalizada das vigas-parede com $a/h=0,5$	98
Figura 4.58: Influência da altura no cortante de fissuração diagonal normalizado das vigas-parede com $a/h=1,0$	99
Figura 4.59: Influência da altura no cortante máximo normalizado das vigas-parede com $a/h=1,0$	99
Figura 4.60: Log. $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas-parede com $a/h=0,5$	100
Figura 4.61: Log. $\tau_{máx}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas-parede com $a/h=0,5$	100
Figura 4.62: Log. $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas-parede com $a/h=1,0$	101
Figura 4.63: Log. $\tau_{máx}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas-parede com $a/h=1,0$	101
Figura 4.64: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=400$ mm.	103

Figura 4.65: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=400$ mm.....	103
Figura 4.66: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=600$ mm.	104
Figura 4.67: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=600$ mm.....	104
Figura 4.68: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=700$ mm.	105
Figura 4.69: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=700$ mm.....	105
Figura 4.70: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL054 e b) VCLF054.	107
Figura 4.71: Evolução da abertura de fissuras na viga-parede VCL056.	107
Figura 4.72: Evolução da abertura de fissuras na viga-parede VCL057.	108
Figura 4.73: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL104 e b) VCLF104.	108
Figura 4.74: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL106 e b) VCLF106.	109
Figura 4.75: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL087 e b) VCLF087.	109
Figura 4.76: Comparação entre as cargas calculadas pela norma ABNT NBR 6118 (2014) e experimentais.....	111
Figura 4.77: Comparação entre as cargas calculadas pelo código ACI 318 (2014) e experimentais.	111
Figura 4.78: Comparação entre as cargas calculadas pelo código CSA A23.3 (2014) e experimentais.	111
Figura 4.79: Comparação entre as cargas calculadas pelo código CEB (2010) e experimentais.	112
Figura 4.80: Comparação entre as cargas calculadas pelo modelo de bielas e tirantes do ACI 318 (2014) e experimentais.	113
Figura 4.81: Comparação entre as cargas calculadas pelo ACI 544.4R-88 (1988) e experimentais.	115
Figura 4.82: Comparação entre as cargas calculadas por Li <i>et al.</i> (1992) e experimentais.	115

Figura 4.83: Comparação entre as cargas calculadas Shahnewaz e Alam (2014) e experimentais.....	115
Figura 4.84: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede de concreto com e sem fibras com h=400 mm.	117
Figura 4.85: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede de concreto com e sem fibras, com h=500 mm e relação a/h=1,14 e h=400 mm e relação a/h=1,0.....	118
Figura 4.86: Influência da altura no cortante de fissuração diagonal normalizado das vigas-parede com a/h=0,5.	119
Figura 4.87: Influência da altura no cortante máximo normalizado das vigas-parede com a/h=0,5.	119
Figura 4.88: Influência da altura na tensão de fissuração diagonal normalizada das vigas-parede com a/h=1,0.	120
Figura 4.89: Influência da altura na tensão máxima normalizada das vigas-parede com a/h=1,0.	120
Figura 4.90: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede de concreto leve com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.....	122
Figura 4.91: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede de concreto leve com h=400 mm, segundo vários pesquisadores. ...	122
Figura 4.92: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede de concreto com fibras com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.	124
Figura 4.93: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede de concreto com fibras com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.	124
Figura A.1: Análise da viga VCL054.....	134
Figura A.2: Análise da viga VCL056.....	134
Figura A.3: Análise da viga VCL057.....	135
Figura A.4: Análise da viga VCL104.....	135
Figura A.5: Análise da viga VCL106.....	136
Figura A.6: Análise da viga VCL087.....	136

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Principais limites da relação l/h segundo diversas normas e códigos.	6
Tabela 2.2: Valores de β_s para cada tipo de nó.....	23
Tabela 2.3: Valores de β_s para cada tipo de biela.....	25
Tabela 2.4: Equações para determinar a compressão máxima nas bielas. (ABNT NBR 6118, 2014).....	27
Tabela 2.5: Valores de λ . (ACI 318-08, 2014).....	29
Tabela 2.6: Tensões nas zonas nodais. (CSA-A23.3, 2014).....	30
Tabela 2.7: Fator de redução da resistência do concreto. (Adotado do CEB-FIP 2010).....	31
Tabela 2.8: Detalhes das vigas e resultado dos ensaios. (NARAYANAN e DARWISH, 1988).....	34
Tabela 2.9: Detalhes das vigas e resultado dos ensaios. (MANSUR e ONG, 1991).37	
Tabela 2.10: Resultados dos ensaios.	41
Tabela 2.11: Valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de Log h vs Log $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e Log h vs Log $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$	45
Tabela 2.12: Valores de cortante de fissuração e máximo e suas respectivas tensões de cisalhamento normalizadas. (ALI e LAZIM, 2016).....	46
Tabela 2.13: Relação das armaduras	46
Tabela 2.14: Trabalhos relacionadas ao tema.	49
Tabela 3.1: Composição química do cimento CPV ARI RS.	51
Tabela 3.2: Propriedades físico-químicas do cimento CPV ARI RS.....	52
Tabela 3.3: Principais características da argila expandida.....	53
Tabela 3.4: Principais características do agregado miúdo.....	53
Tabela 3.5: Principais características da fibra de aço.	54
Tabela 3.6: Propriedades físicas e mecânicas das barras nervuradas.	55
Tabela 3.7: Detalhes das vigas-parede.....	58
Tabela 3.8: Resumo do consumo de aço.....	59
Tabela 3.9: Quantidade de materiais para produzir um metro cúbico de concreto. ..	62
Tabela 4.1: Propriedades do concreto no estado fresco.	67
Tabela 4.2: Massa específica dos concretos com e sem fibras.	68

Tabela 4.3: Resistência à compressão e à tração indireta dos concretos com e sem fibras.	68
Tabela 4.4: Resumo dos resultados dos ensaios de flexão a quatro pontos.	81
Tabela 4.5: Deslocamento vertical no meio do vão.	89
Tabela 4.6: Valores das tensões de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima normalizadas.	90
Tabela 4.7: Valores de $\text{Log } h$, $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$, $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ e o coeficiente angular da linha de tendência.	102
Tabela 4.8: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h	106
Tabela 4.9: Capacidade ao cisalhamento experimental e calculada das vigas-parede segundo diversas normas.	110
Tabela 4.10: Média e desvio-padrão de γ_{cs} para as diversas normas.	112
Tabela 4.11: Valor do cortante máximo experimental e calculado pelo modelo de bielas e tirantes, média e desvio-padrão de γ_{cs}	113
Tabela 4.12: Capacidade ao cisalhamento experimental e calculada das vigas-parede de concreto leve com fibras segundo diversas normas.	114
Tabela 4.13: Média e desvio-padrão de γ_{cs} para as diversas normas, para as vigas-parede de concreto leve com fibras, com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$	116
Tabela 4.14: Valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log } h$ e $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log } h$, segundo vários pesquisadores.	121
Tabela 4.15: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , segundo vários pesquisadores.	123
Tabela 4.16: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , segundo vários pesquisadores.	125

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS

- **Letras romanas maiúsculas**

A_c : Área da seção transversal da biela

A_h : Armadura de cisalhamento horizontal

A_n : Área da seção transversal do nó

A_s : Área de aço necessário para o tirante (armadura de flexão)

A_v : Armadura de cisalhamento vertical

C : Resultante das forças de compressão

E_s : Módulo de elasticidade do aço

F_{nn} : Resistência à compressão da zona nodal

F_{ns} : Resistência à compressão de uma biela

F_{nt} : Resistência nominal de um tirante

F_u : Resistência máxima do nó, biela ou tirante

H : Altura da chapa

T : Resultante das forças de tração

V : Força cortante

$V_c, V_{R,dc}$: Contribuição da resistência do concreto ao cisalhamento

V_{cr} : Força cortante de fissuração diagonal

V_f : Volume de fibras

$V_u, V_{r,máx}, V_{R,d}$: Força cortante máxima

- **Letras romanas minúsculas**

a: Vão de cisalhamento

b_w : Largura da viga

d: Altura útil

f_c, f'_c, f_{ck} : Resistência característica do concreto

f_{cd} : Força de compressão máxima na biela

f_{cm} : Resistência à compressão média do concreto

f_{cu} : Tensão resistente das bielas comprimidas de concreto

$f_{ct,sp}$: Tração por compressão diametral

f_{yd} : Resistência ao escoamento de cálculo do aço

h: Altura da seção transversal

k_c : Coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto

k_v : Coeficiente de redução da resistência à tração do concreto

l: Vão de cálculo

l_f/d_f : Fator de forma das fibras

z: Braço de alavanca

- **Letras gregas**

α : Ângulo entre a armadura de cisalhamento e o eixo longitudinal

β_s : Fator que leva em consideração o tipo de biela

ε_s : Deformação de tração no tirante inclinado θ_s em relação à biela

ε_x : Deformação horizontal

ε_{yd} : deformação de escoamento correspondente a diagrama tensão vs deformação

ϕ : Fator de minoração da resistência

ϕ_c : Fator de resistência do material

λ : Coeficiente que leva em consideração o tipo de concreto

ρ_r : massa específica real

ρ_s : Taxa de armadura longitudinal

σ_x : Tensão horizontal

τ_{cr} : Tensão de cisalhamento de fissuração diagonal

τ_n : Tensão de cisalhamento normalizada

$\tau_{m\acute{a}x}$: Tensão de cisalhamento máxima

- **Abreviaturas brasileiras**

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

CL: Concreto leve

CLE: Concreto leve estrutural

CLF: Concreto leve fibroso

LAMAV: Laboratório de Materiais Avançados

LECIV: Laboratório de Engenharia Civil

UENF: Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro

VCL: Viga-parede de concreto leve

VCLF: Viga-parede de concreto leve com fibras

- **Abreviaturas estrangeiras**

ACI: American Concrete Institute

ALWC: All-lightweight Concrete (concreto todo leve)

CAN: Canadian Standards Association

CAST: Computer Aided Strut-and-Tie

CEB: Comité Euro-Internacional du Béton

CSA: Canadian Standards Association

LVDT: Linear Variable Differential Transformer

NWC: Normal Weight Concrete (concreto convencional)

SLWC: Sand-lightweight Concrete (concreto semi leve)

RESUMO

Muitas são as vantagens da utilização de concreto leve estrutural, tais como: diminuir a seção transversal dos elementos, inclusive das fundações, favorecer a construção em solos com baixa capacidade de suporte, produzir menos pressões sob as formas nas quais o concreto será moldado, aumentar a produtividade da mão de obra devido à redução no peso do material. Porém, o concreto leve estrutural apresenta ruptura mais frágil ao cisalhamento do que o concreto convencional. Uma das formas de corrigir esse problema é inserindo fibras na matriz cimentícia. Sendo assim, esse trabalho teve como objetivo avaliar a influência da inserção de 1% de fibras de aço na resistência ao cisalhamento de vigas-parede sem armadura na alma. Para tanto, foram fabricadas 12 vigas-parede biapoiadas, 6 de concreto estrutural leve e 6 de concreto estrutural leve com fibras, ensaiadas sob carregamento constante simétrico em dois pontos. As principais variáveis analisadas foram: o tipo de concreto (concreto leve estrutural e concreto leve estrutural com de fibras de aço), a altura das vigas de 400, 600 e 700 mm e a relação entre o vão de cisalhamento e a altura (a/h) com valores de 0,5, 0,8 e 1,0. Após a execução dos ensaios, concluiu-se que as variáveis associadas aos mecanismos resistentes ao cisalhamento apresentaram menores valores em vigas-paredes de maiores vãos. A incorporação das fibras de aço não influenciou somente no aumento da resistência máxima, mas também favoreceu significativamente na resistência à fissuração diagonal das vigas-parede. O acréscimo de carga máxima de cisalhamento nas vigas-parede com fibras de aço foi da ordem de 20%. O efeito de tamanho se mostrou mais significativo nas vigas-parede sem adição de fibras.

Palavras-chave: cisalhamento, concreto leve, fibras de aço, viga-parede.

ABSTRACT

There are many advantages in using lightweight concrete, such as: to reduce the cross-sections of elements, inclusive foundations, to favor construction over soils with low capacity, to produce less pressure under the shapes in which the concrete will be molded, to increase productivity due to the reduction in the weight of the material. However, structural lightweight concrete shows more fragile shear rupture than conventional concrete. A way to correct this problem is adding fibers into the cementitious matrix. Therefore, this work aimed to evaluate the influence of 1% steel fibers addition on the shear strength of lightweight concrete deep beams without web reinforcement. For this, 12 two-supported deep-beams, 6 made of lightweight concrete and 6 made of lightweight concrete with fibers, were tested under symmetrical two-point constant loading. The main analyzed variables were: concrete type (lightweight concrete and lightweight concrete with steel fibers), section overall depth varying between 400 mm and 700 mm and shear span-to-overall (a/h) depth ratios 0,5, 0,8 and 1,0. After the execution of the tests, it was concluded that the shear-resistant mechanisms were smaller in deep-beams with larger spans. The action of the fibers was not only in the increase of the maximum strength, but also it collaborated significantly in the resistance of the diagonal cracking of the deep-beams. The increase of maximum shear load in the steel fiber-reinforced concrete deep-beams was in order of 20%. The size effect was more significant in the deep-beams without fiber addition.

Keywords: shear strength, lightweight concrete, steel fibers, deep-beams.

CAPÍTULO I – INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

É de indispensável interesse da Engenharia Civil o estudo do comportamento dos elementos estruturais e dos materiais utilizados, a fim de que, cada vez mais, sejam otimizados os projetos, reduzindo assim, os desperdícios na quantidade e nas dimensões dos elementos estruturais.

Sendo assim, é relevante o estudo do comportamento das vigas-parede devido ao seu uso prático na engenharia estrutural em fachadas de edifícios, vigas de transição e reservatórios de caixa d'água, como também na engenharia geotécnica, em elementos de contenção em subsolos, cortina em pavimento de subsolo ou garagem e blocos de coroamento de estacas e em estruturas *offshore*.

Diante da intensa demanda dos engenheiros no dimensionamento de elementos estruturais que possuam a resistência desejada, baixo custo, atendam ao cronograma previsto e a solicitações futuras, novas tecnologias devem ser desenvolvidas e empregadas. Dessa forma, uma das tecnologias que tem sido desenvolvida é o concreto com agregados leves e a adição de fibras de aço.

A prática de uso de concreto leve teve seu início por volta de 1100 a.C., quando alguns construtores pré-colombianos misturaram pedra-pomes com um ligante à base de cinzas vulcânicas e cal como material de construção. Relatos sobre a junção feita pelos romanos de aglomerantes à base de cal e rochas vulcânicas também podem ser encontrados na literatura. Obras famosas como o Porto da Costa, o Panteão e o Coliseu de Roma são exemplos antigos da utilização de concreto com agregados leves. (ROSSIGNOLO, 2009)

Yang (2010) afirma que a diminuição da carga de peso próprio devido à menor densidade do concreto permite elementos estruturais menores e mais leves. As reduções nas dimensões das colunas e vigas resultam em mais espaço disponível e as reduções em seu peso próprio podem melhorar a capacidade da resistência sísmica das estruturas.

São muitas as vantagens do uso do concreto leve estrutural (CLE), dentre elas: proporcionam elementos estruturais de menor seção transversal, diminuição nas fundações, favorecem a construção em solos com baixa capacidade de suporte, produzem menos pressões sob as formas no qual serão moldados, acarretam aumento da produtividade da mão de obra devido à redução no peso do material.

Outras boas propriedades do concreto leve podem ser notadas, tais como: custo/benefício (boa relação entre custo e alta durabilidade), boa resistência à compressão e ao fogo, bom controle acústico e térmico, entre outras.

Um dos pontos a ser considerado como desvantagem no uso do CLE é a forma de produção dos agregados leves nos fornos rotativos, pois estes consomem mais energia que o concreto convencional. Porém, segundo Rossignolo (2009), essa energia adicional é equilibrada com a redução da massa específica do concreto, podendo reduzir a armadura e a quantidade de concreto no transporte e no processo construtivo. Outra desvantagem é que ele necessita maior consumo de cimento do que o concreto normal, fato que representa um custo adicional.

Mo *et al.* (2017) assinalam que uma característica do concreto leve é ser menos resistente ao cisalhamento que o concreto convencional e a inserção de fibras de aço é eficaz para aumentar a capacidade de cisalhamento. A Figura 1.1 ilustra a ruptura de uma viga-parede onde as fibras de aço costuram a fissura.

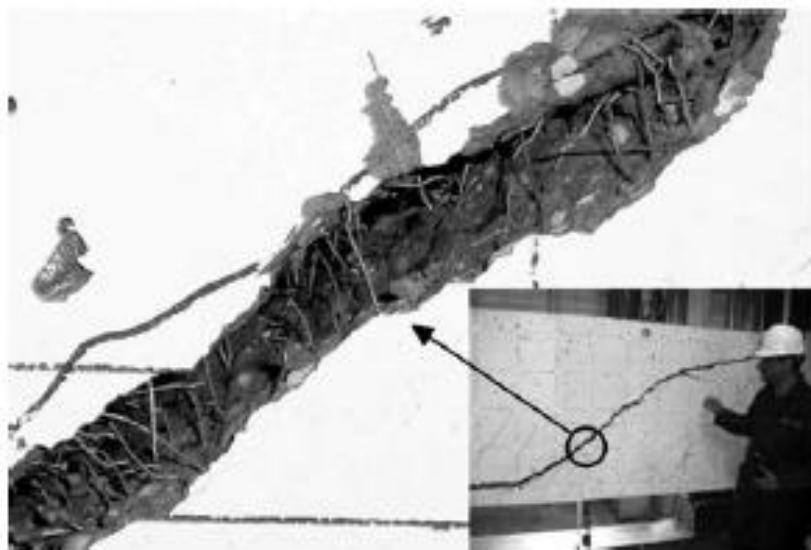


Figura 1.1: Fissura após ruptura em viga parede. (SHOAIB *et al.*, 2014)

As fibras podem ser dos tipos metálicas, poliméricas ou naturais, sendo as metálicas as mais empregadas para fins estruturais e não estruturais. A razão para o seu uso está relacionado com a economia, as instalações de fabricação, os efeitos de reforço e a resistência à agressividade ambiental. (HASSANPOUR *et al.*, 2012)

A adição de fibras na matriz cimentícia ajuda na diminuição da largura entre as fissuras e causa melhorias no comportamento pós-fissuração, deixando o concreto mais resistente a impactos, aumentando a ductilidade, a resistência à tração direta e à flexão. Porém, a adição dessas fibras pode reduzir a trabalhabilidade do concreto, aumentar o peso e prolongar o tempo de mistura.

No entanto, os resultados obtidos com uso de fibras são altamente variáveis. Essa variabilidade é devida à grande multiplicidade de propriedades mecânicas das fibras de aço, especificamente sua resistência à tração. (ARAÚJO *et al.*, 2014)

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Esta dissertação visa avaliar a influência da adição de fibras de aço nos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas-parede de CLE, sem armadura na alma.

1.2.2 Específicos

Os objetivos específicos são:

- a) avaliar o efeito de tamanho na capacidade última de cisalhamento de vigas-parede de concreto leve sem e com adição de fibras de aço;
- b) comparar o efeito de adição de fibras de aço na evolução da carga, flechas, propagação de fissuras e o modo de ruptura das vigas ensaiadas neste trabalho com os obtidos por YANG (2010);
- c) avaliar os resultados experimentais das vigas-parede de concreto leve com os obtidos pelas prescrições da ABNT NBR 6118 (2014), do ACI 318-08 (2014), do CSA A23.3 (2014) e do CEB (2010) e pelo modelos de bielas e tirantes, calculados pelo *software* CAST[®], bem como, os resultados experimentais das

vigas-parede de concreto leve com fibras com os obtidos pelas formulações do ACI544.4R-88 (1988), Li *et al.* (1992) e Shahnewaz e Alam (2014).

1.3 Justificativa

Mesmo em meio a tantos benefícios que o concreto leve apresenta, principalmente na redução de peso, o mesmo apresenta ruptura ao cisalhamento de modo mais frágil que o concreto convencional. O uso de agregados leves pode causar redução no efeito de engrenamento do mesmo, o que diminui ainda mais a resistência ao cisalhamento nos elementos de concreto leve.

Portanto, a incorporação de fibras de aço nestes tipos de elementos fabricados com CLE tem a finalidade de aumentar a capacidade ao cisalhamento e diminuir a fragilidade, quando é atingida a capacidade máxima.

1.4 Estrutura da dissertação

O capítulo 1 apresenta uma breve introdução sobre o tema pesquisado, expondo sucintamente sua relevância, os objetivos, a justificativa e a estrutura desta pesquisa.

No capítulo 2, primeiramente são discorridas algumas prescrições normativas sobre vigas-parede e o que os pesquisadores têm apontado sobre o uso de concreto leve e fibras de aço. Também são explicadas algumas formas de ruptura e comportamento característico de vigas-parede. Por fim, são apresentados trabalhos relacionados ao tema desenvolvido e modelos teóricos de cálculo de capacidade de carga de vigas-parede com e sem fibras.

No capítulo 3 é detalhado o programa experimental seguido para a realização deste trabalho, tais como os materiais utilizados, os detalhes e a confecção dos corpos de prova, o modo como foi feita a aquisição dos dados e o esquema de ensaio.

No capítulo 4 são apresentadas as características dos concretos nos estados fresco e endurecido e os resultados experimentais das vigas-parede submetidas à flexão a quatro pontos.

No capítulo 5 é analisada a influência das fibras de aço na capacidade de carga das vigas-parede, o efeito de tamanho, a influência da relação a/h (vão de

cisalhamento/altura) e, por fim, as cargas máximas experimentais são comparadas às cargas teóricas máximas obtidas por meio das equações propostas por normas e pesquisadores.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões dessa pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras.

CAPÍTULO II – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Considerações iniciais e aspectos normativos

As vigas-parede, ou vigas altas, se caracterizam por serem elementos estruturais planos, onde os carregamentos atuam em seu próprio plano e cujas deformações decorrentes não são lineares.

A diferença entre uma viga-parede e uma viga esbelta está na chamada relação ℓ/h , sendo ℓ o vão de cálculo e h a altura da viga. Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), as vigas-parede devem ter relação entre o vão de cálculo e a altura (ℓ/h) inferior a 2 em vigas biapoiadas e inferior a 3 em vigas contínuas. A mesma norma prescreve que essas vigas podem receber carregamentos superior ou inferior, como mostrado na Figura 2.1.

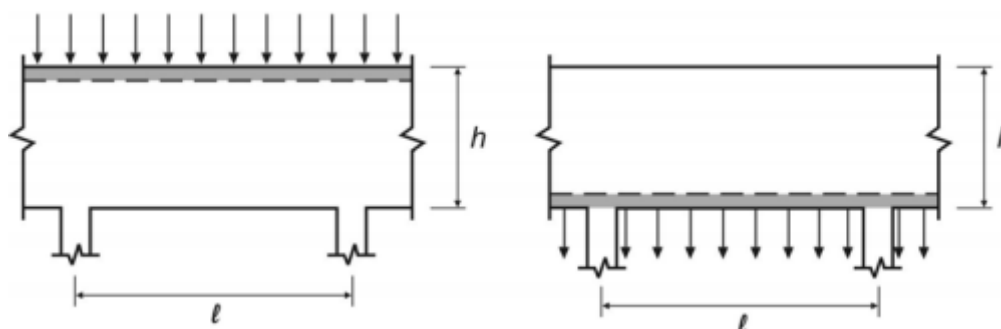


Figura 2.1: Dois tipos mais comuns de vigas-parede em relação ao carregamento: a) carregamento superior e b) carregamento inferior. (ABNT NBR 6118, 2014)

Porém, não há um consenso dessa relação entre as normas e códigos internacionais, que também possuem suas definições próprias. A Tabela 2.1 apresenta algumas dessas definições.

Tabela 2.1: Principais limites da relação ℓ/h segundo diversas normas e códigos.

	Simplemente apoiada	Contínuas
ACI 318-05 (2014)	$\ell/h \leq 5,0$	$\ell/h \leq 5,0$
CAN3-A23.3 (2004)	$\ell/h \leq 1,25$	$\ell/h \leq 2,5$
GUIA nº 2 da CIRIA (1984)	$\ell/h \leq 2,0$	$\ell/h \leq 2,5$
CEP-FIP (1990)	$\ell/h \leq 2,0$	$\ell/h \leq 2,5$

Contudo, segundo o ACI 318 (2014), vigas-parede são definidas como vigas na qual uma parcela significativa da carga aplicada é transferida aos apoios por uma biela que une a carga e a reação de apoio. Isso acontece quando uma carga concentrada age a uma distância menor ou igual a $2d$ do apoio, sendo d a altura útil da viga, ou quando o carregamento é uniformemente distribuído em viga com relação l/h (comprimento pela altura) menor que 5. A Figura 2.2 ilustra as situações em que o vão de cisalhamento é menor, igual e maior a $2h$.

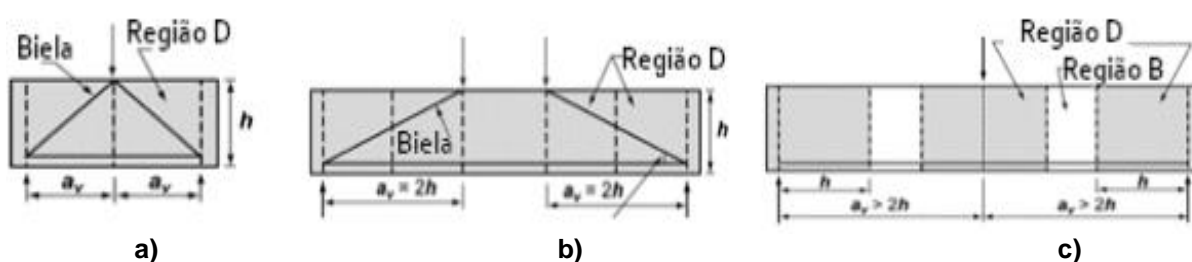


Figura 2.2: Vão de cisalhamento: a) $a_v < 2h$ (viga parede), b) $a_v = 2h$ (limite para ser considerada uma viga-parede) e c) $a_v > 2h$ (viga esbelta). (ACI 318, 2014)

Vãos muito pequenos, onde a relação a/d (vão de cisalhamento pela altura útil da viga) varia entre 0 a 1,0, desenvolvem fissuras inclinadas entre os pontos de aplicação da carga e apoios. Vãos pequenos com $1,0 < a/d < 2,5$ desenvolvem fissuras inclinadas e, depois da redistribuição das forças internas, são capazes de suportar uma carga adicional, em parte pela ação de arco. Nas chamadas vigas esbeltas, em que a relação a/d varia de 2,5 a 6,0, as fissuras inclinadas quebram o equilíbrio, a tal ponto que a viga rompe com a carga para a qual aparece a primeira fissura inclinada. Para vigas com $a/d > 6$, a viga irá romper por flexão antes da formação das fissuras inclinadas. (MACGREGOR, 2012)

2.2 Concreto leve

A utilização de agregados expandidos teve início com o engenheiro norte-americano Stephen Hayde, no século XX. Ele observou, em sua fábrica de tijolos cerâmicos, que, quando a etapa de aquecimento dos fornos acontecia de forma mais rápida que o normal, os tijolos tomavam uma aparência diferente da normal, tornando-se expandidos, deformados e extremamente leves. Hayde observou então que, reduzindo o tamanho dos “tijolos expandidos”, estes poderiam ser usados como agregado na produção de concretos com propriedades mecânicas semelhantes às do concreto convencional (ACI 213R-03, 2003).

Para a obtenção de concretos leves, a escolha do tipo de agregado é fundamental, pois este deve ser de menor densidade em relação aos agregados convencionais de areias e rochas. Outras propriedades também devem ser verificadas na escolha de um bom agregado leve, tais como: inerência química entre o cimento e as adições, resistência mecânica, durabilidade, custo e que sejam bons isolantes acústico e térmico.

Para Neville (2016), a principal característica dos agregados leves é a elevada porosidade, que resulta em baixa massa específica. Segundo o autor, os agregados leves destinados ao uso em concreto estrutural, produzidos a partir de materiais naturais, são: argila expandida, folhelho e ardósia. Estes são obtidos pelo aquecimento, em fornos rotativos, de matérias-primas adequadas, até a fusão incipiente (temperatura entre 1000 e 1200°C), quando ocorre a expansão dos materiais devido aos gases gerados e aprisionados na massa pirolástica viscosa. Essa estrutura porosa é mantida no resfriamento, de modo que a massa específica do material expandido é menor do que antes do aquecimento.

A técnica para diminuição da massa específica do concreto se baseia na troca de parte do material sólido na mistura por vazios. A fim de que isso aconteça, o ar deve-se encontrar nos seguintes lugares: nas partículas dos agregados, quando se utiliza agregados leves, na pasta de cimento, resultando num concreto chamado concreto celular e entre as partículas de agregados graúdos, sem a utilização dos agregados miúdos. A Figura 2.3 ilustra cada uma das três formas citadas.

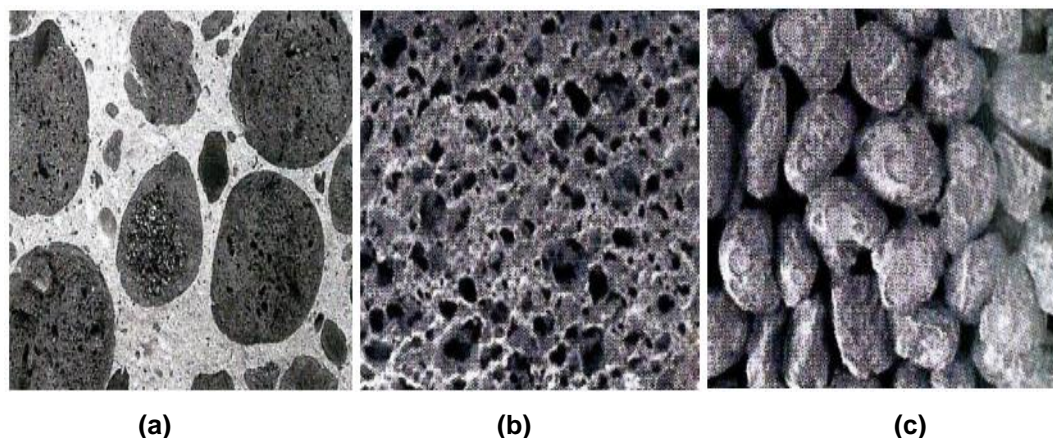


Figura 2.3: Formas de diminuição da massa específica: a) concreto com agregados leves, b) concreto celular e c) concreto sem agregado miúdo. (ROSSIGNOLO, 2009)

A ABNT NBR 8953 (2015) define três tipos de concretos, de acordo com sua massa específica:

- concreto pesado ou denso: massa específica seca superior a 2800 kg/m³;
- concreto normal: massa específica seca entre 2000 e 2800 kg/m³;
- concreto leve: massa específica seca inferior a 2000 kg/m³.

Na prática, a massa específica do concreto leve varia de 300 a 1850 kg/m³. Deve-se levar em conta a classificação de cada concreto devido a sua massa específica, pois sua resistência está bastante vinculada a mesma. O ACI 213R-87 (2003) classifica os concretos de acordo com sua massa específica para um determinado uso (Figura 2.4).

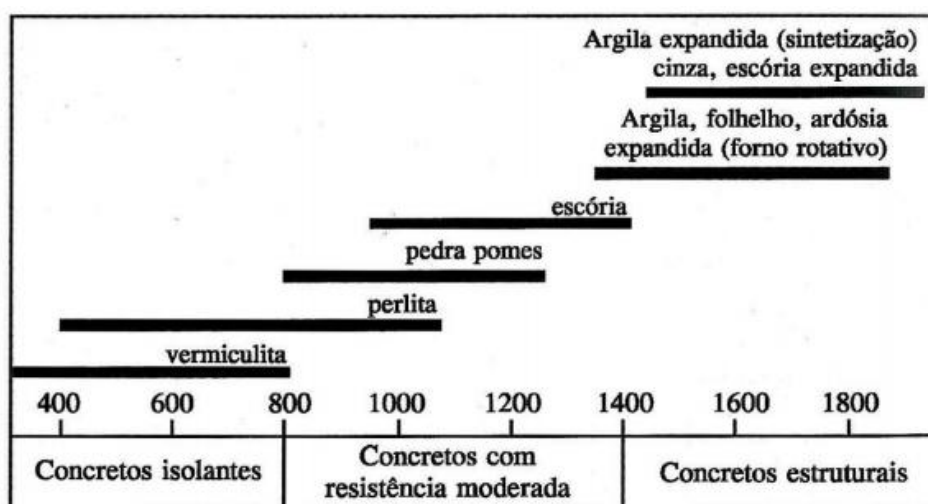


Figura 2.4: Variações típicas da massa específica seca em kg/m³ de concretos produzidos com diferentes agregados leves. (ACI 2013R-87, 2003)

Os concretos isolantes, também chamados de concretos de baixa massa específica, possuem massa específica entre 300 e 800 kg/m³ e são utilizados principalmente para isolamento térmico e acústico. O concreto de resistência moderada, com massa específica entre 800 e 1400 kg/m³, possui resistência a compressão entre 7 e 17 MPa. O concreto leve estrutural possui massa específica entre 1400 e 1900 kg/m³ e, como o próprio nome diz, é usado para fins estruturais, com resistência mínima de 17 MPa.

A substituição dos agregados convencionais por agregados leves, além da redução da massa específica, gera também mudanças em outras propriedades tais como: trabalhabilidade, resistência mecânica, módulo de deformação, durabilidade,

estabilidade dimensional, condutividade térmica, resistência a altas temperaturas e na espessura da zona de transição entre o agregado e a pasta de cimento.

O uso desse tipo de agregado requer cuidados especiais, pois este apresenta elevada capacidade de absorção, o que irá influenciar a resistência do concreto se isso não for avaliado no momento da mistura. A quantidade de água disponível para hidratação do cimento será dependente da quantidade de água absorvida pelo agregado. Se o agregado estiver seco e o concreto for adensado antes que se complete a absorção pelo agregado, aparecerão vazios no concreto devido à secagem. (NEVILLE, 2016)

2.2.1 Mecanismo de transferência de tensão de cisalhamento em concreto leve

A resistência ao deslizamento ao longo de um plano de cisalhamento em concreto leve é menor do que em concreto de peso normal. Isto se deve ao fato de que o agregado leve permite que as fissuras penetrem mais facilmente através do agregado, em vez de ocorrer em torno do agregado, como acontece em concreto de peso normal.

No concreto leve, a fissuração está associada com a fragmentação do agregado, uma vez que a resistência do agregado é comparável à resistência da matriz e a “fissura de face-lisa” resultante é menos eficaz na transmissão de tensão de cisalhamento (EMIKO *et al.*, 2011). A Figura 2.5 ilustra o modo de ruptura desse tipo de material.

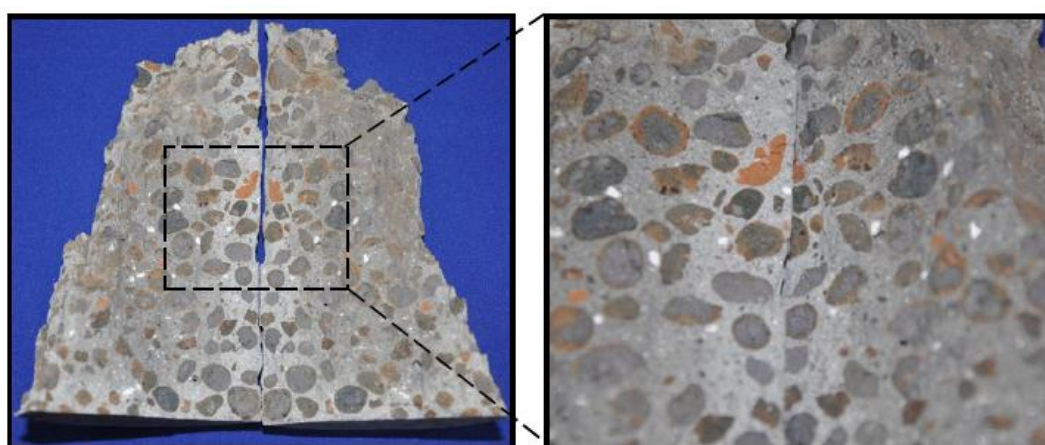


Figura 2.5: Modo de ruptura de concreto leve com detalhe nos agregados partidos. (GRABOIS, 2012)

No concreto convencional, as tensões na argamassa são menores, pois a adesão entre a argamassa e os agregados é menor do que a resistência do agregado. Dessa forma, as fissuras se propagam inicialmente em torno dos agregados. A Figura 2.6 ilustra a transferência de forças na matriz de concreto leve e de concreto convencional e o modo de ruptura do agregado em cada uma delas.

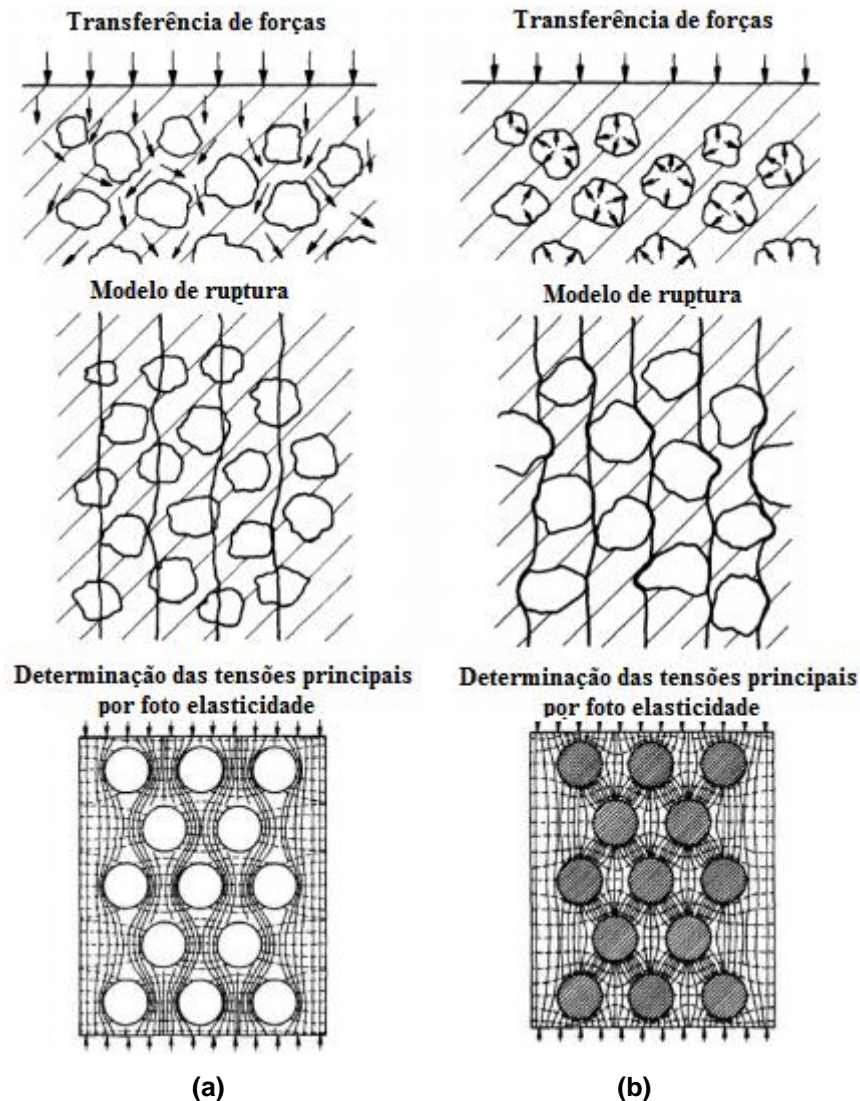


Figura 2.6: Comportamento dos concretos: a) leve e b) normal, quando submetidos a forças de compressão. (Adaptada de GERRITSE, 1981)

2.3 Fibras de aço

A ABNT NBR 15530 (2007) define fibras de aço como filamentos de aço descontínuos produzidos especificamente para uso em concreto. Elas possuem diferentes formatos, dimensões e podem ser fabricadas com diferentes tipos de aço, possuindo alto módulo de elasticidade, elevada resistência à tração, suportando bem o ambiente alcalino e, ainda, tem boa aderência ao concreto. Elas agem no concreto

como agente que reduz a propagação das fissuras e também aumentam a resistência. São também eficazes quando acontecem tremores de terra ou vibrações de máquinas.

São chamadas de macrofibras as fibras de aço inseridas no concreto para reforço estrutural. Elas possuem extremidades na forma de gancho para garantir uma melhor ancoragem na mistura (FIGUEIREDO, 2000). A Figura 2.7 ilustra as fibras de aço e também uma matriz de concreto com fibras de aço.

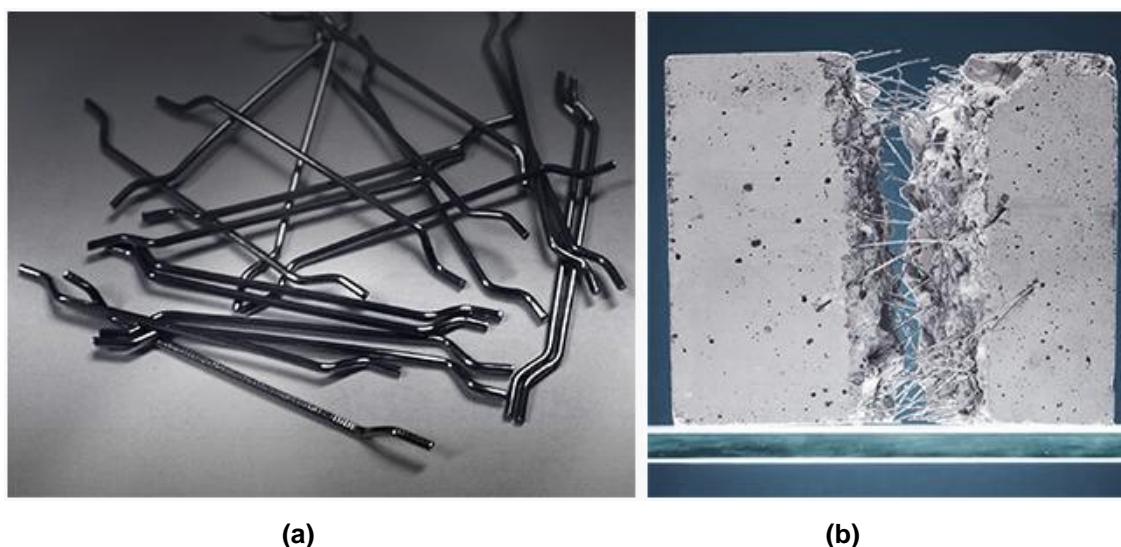


Figura 2.7: a) Fibras de aço e b) Matriz de concreto com fibras de aço.
(Fonte: <http://awacomercial.com.br/produtos/fibra-de-acol/>; acesso em: 16/01/2018)

Deve-se ter um conhecimento sobre o módulo de elasticidade, a resistência, a seção transversal, o formato, o comprimento, a área superficial e as propriedades do concreto a serem melhoradas antes da inserção das fibras no concreto.

Quanto maior a dimensão dos agregados, maiores problemas ocorrerão devido à interferência da fibra-agregado, o que pode comprometer o uso da fibra. Deve existir uma compatibilidade dimensional entre os agregados e as fibras, a fim de que as fibras interceptem as fissuras que ocorrem no concreto com a maior intensidade possível. Segundo Oliveira (2005), os agregados desse concreto não devem ser maiores que 20 mm e, de preferência, não maiores que 10 mm, para não prejudicar a distribuição uniforme das fibras. A Figura 2.8 ilustra a compatibilidade dimensional.

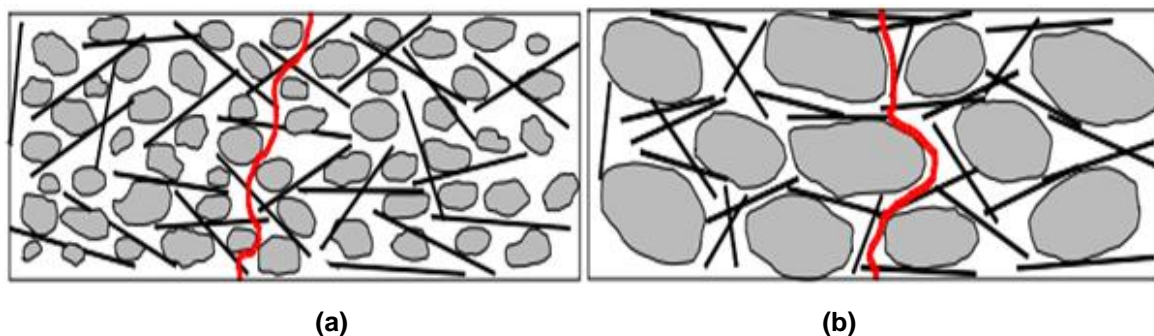


Figura 2.8: Compatibilidade dimensional a) compatibilidade entre as fibras e o agregado e b) sem compatibilidade entre as fibras e o agregado. (FIGUEIREDO, 2000)

O comprimento das fibras deve ser pelo menos duas vezes a dimensão máxima do agregado, sendo usuais 2,5 a 3 vezes para que elas possam atuar como ponte de transferência de tensões nas fissuras. (AGUADO e LARANJEIRA, 2007)

A inserção de fibras nos concretos provoca uma alteração na consistência e, com isso, a trabalhabilidade diminui. Isso ocorre por causa da grande área superficial das fibras inseridas que demanda água de molhagem e também a presença delas aumenta a resistência mecânica nos processos de mistura dos materiais. (OLIVEIRA, 2005)

2.3.1 Mecanismo de transferência de tensões no concreto com adição de fibras de aço

Por ser um material de baixa resistência à tração, o concreto possui acentuada dificuldade de interromper a propagação de fissuras quando este tipo de esforço ocorre. Isso acontece porque a direção de propagação das fissuras é transversal à direção principal de tração. Ao surgir uma nova fissura, reduz-se a área disponível para resistir ao carregamento, aumentando as trações que se encontram nas extremidades das fissuras. Dessa forma, a ruptura por tração ocorre pela união de algumas fissuras e não por numerosas fissuras, como ocorre quando o concreto é comprimido. (MEHTA e MONTEIRO, 2008)

As fibras são distribuídas na matriz cimentícia de forma aleatória, diminuindo as fissuras que se formam no concreto, seja por mudanças de umidade, temperatura ou por ação de cargas externas.

A fissura impede a propagação das tensões, fazendo com que haja uma concentração de tensões na sua extremidade. Quando a tensão atinge a resistência da matriz, acontece a ruptura abrupta do concreto. Ao serem adicionadas fibras na

matriz, esse material deixa de ser frágil. Isso acontece devido ao fato de a fibra ser usada como uma ponte de transferência das tensões. A fibra também ajuda na capacidade de resistir aos esforços, mesmo depois da fissuração. A Figura 2.9 mostra um esquema da ação da fibra na transferência de tensões no concreto.

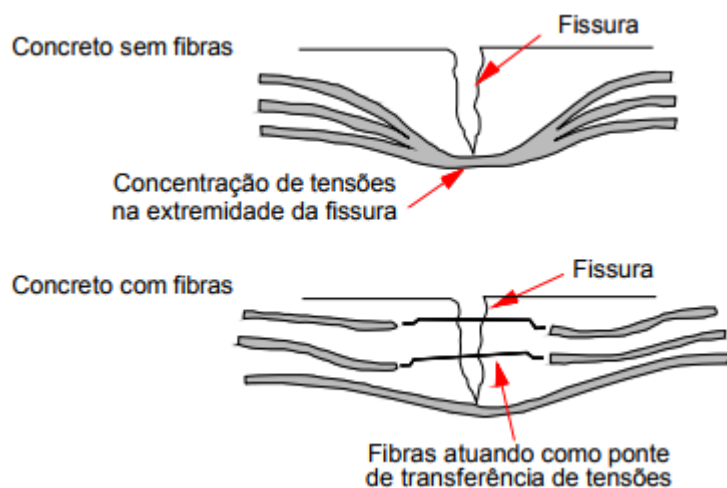


Figura 2.9: Transferência de tensões entre a matriz e as fibras. (MEDEIROS, 2012)

Metha e Monteiro (2008) classificam os concretos com adição de fibras em: baixo teor de fibras (menos de 1%), moderado teor (entre 1 e 2%) e alto teor (mais de 2%). Segundo os autores, a adição de 1 a 1,5% de fibras de aço por volume de concreto aumenta: em 100% as resistência à tração, de 150 a 200% às de flexão e de 10 a 25% às de compressão.

Swamy *et al.* (1993) descobriram que a capacidade ao cisalhamento aumentaria entre 60 a 210% com a inserção de 1% de fibras de aço na matriz cimentícia com agregados leves. Kang *et al.* (2011), ao adicionarem 0,75% de fibras de aço em vigas esbeltas de concreto leve, observaram um aumento de 30% na resistência ao cisalhamento. Shoaib *et al.* (2015) constataram que a ruptura por cisalhamento foi mais dúctil e as fissuras eram menos alargadas nas vigas de concreto leve com adição de fibras.

2.4 Modos de ruptura de vigas-paredes

É necessária a compreensão dos possíveis mecanismos de ruptura de um elemento estrutural quando se deseja desenvolver formulações para o dimensionamento desse elemento.

A ruptura de vigas-parede ocorre devido à insuficiência em algumas das seguintes variáveis: escoamento da armadura longitudinal, esmagamento do concreto no banzo comprimido, esmagamento da biela inclinada, escoamento do aço da armadura transversal e esmagamento do concreto sob regiões de aplicação de cargas ou sobre os apoios. As seções a seguir apresentam os modos de ruptura de vigas-parede biapoiadas.

2.4.1 Ruptura por flexão

Esse tipo de ruptura determina-se pelo escoamento da armadura longitudinal do banzo tracionado. Fissuras na base da viga, no formato vertical, vão surgindo e se estendem até quase toda a altura da viga. Em alguns casos (raros), o concreto também pode esmagar. Na Figura 2.10 é ilustrada a forma típica do aparecimento de fissuras de flexão. Os números 1 e 2 indicam a ordem do aparecimento das fissuras e o número 3, o esmagamento do concreto.

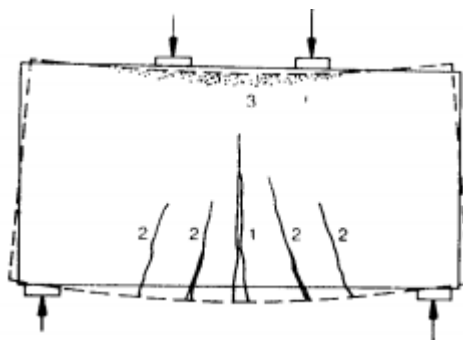


Figura 2.10: Ruptura por flexão em vigas-parede biapoiadas. (SANTOS, 1999)

2.4.2 Ruptura por cisalhamento

Segundo Guimarães (1980), quando a taxa geométrica de armadura principal de tração é bem distribuída e ancorada, a resistência à flexão de vigas-parede será sempre maior que a de cisalhamento, o que acaba facilitando o mecanismo de ruptura por esse tipo de esforço.

O local de aplicação das cargas e sua distribuição têm influência significativa no cisalhamento. No início da ruptura de vigas-parede biapoiadas com cargas concentradas no bordo superior, formam-se, repentinamente, fissuras diagonais em ambos os vãos de cisalhamento, próximo aos apoios, que se propagam até o local mais próximo de aplicação de carga. Já no caso de cargas distribuídas, as fissuras

diagonais irão se propagar em direção ao ponto localizado a 1/3 do vão, começando a contar pelo apoio.

Em vigas biapoiadas podem acontecer dois tipos de ruptura por cisalhamento:

- ruptura por fendilhamento ou tração diagonal: conforme a carga é aplicada, crescem as forças de compressão na biela inclinada e, conseqüentemente, também crescem as forças de tração indireta transversais à mesma;
- compressão diagonal: depois da propagação da primeira fissura de cisalhamento entre o apoio e o ponto onde a carga está aplicada, há o aparecimento de novas fissuras, paralelamente a primeira, gerando uma biela comprimida. A ruptura acontece quando há o esmagamento do concreto nessa biela.

A Figura 2.11 ilustra essas duas situações.

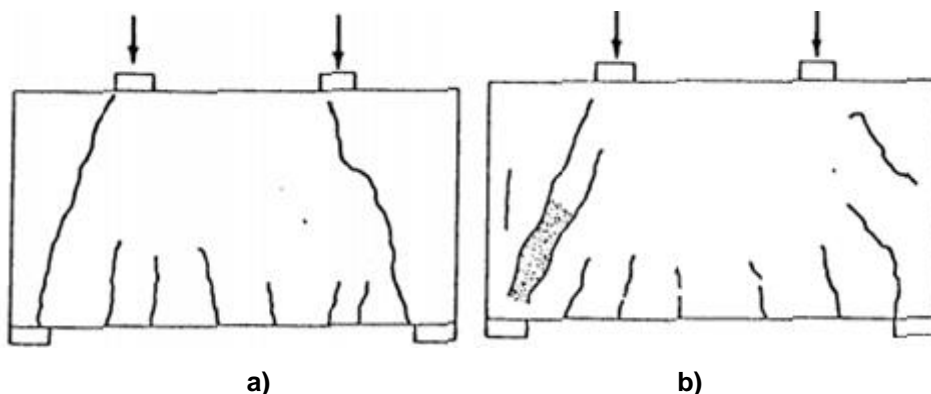


Figura 2.11: Modos de Ruptura por cisalhamento para uma viga-parede biapoiada: a) fendilhamento ou tração diagonal e b) compressão diagonal. (MELO, 1984)

Clímaco (1975) relaciona o tipo de ruptura por cisalhamento considerando a influência do vão de cisalhamento. Segundo o pesquisador:

- para relação $a/d < 1,0$ acontece a ruptura da biela de concreto conectando o ponto de aplicação da carga e o apoio;
- para relação $1,0 < a/d < 2,5$ acontece o esmagamento do concreto da zona de compressão devida à ação combinada do momento fletor e do esforço cortante.

2.4.3 Ruptura por flexão-cisalhamento

A ruptura começa quando há o escoamento da armadura e, em seguida, ocorre o esmagamento do concreto na zona de compressão. No entanto, o

cisalhamento acontece antes do esmagamento total do concreto. A Figura 2.12 ilustra esse mecanismo de ruptura para uma viga-parede biapoiada. Os números 1, 2, 3 indicam a ordem do aparecimento das fissuras na zona de escoamento da armadura de tração e o 4 na zona de compressão do concreto.

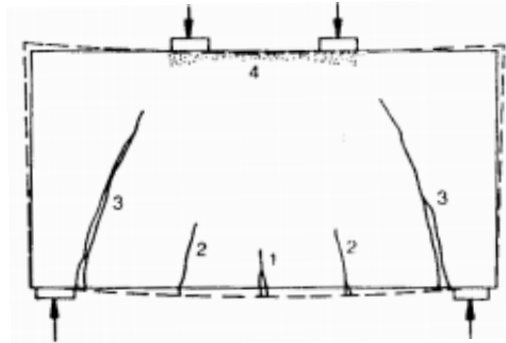


Figura 2.12: Modo de ruptura por flexão-cisalhamento em viga-parede biapoiada. (SANTOS, 1999)

2.4.4 Ruptura por esmagamento do concreto sobre o apoio ou sob cargas concentradas (ruptura local)

Altas tensões de compressão nas regiões sobre os apoios ou sob o local da carga concentrada podem provocar esmagamento do concreto antes que a capacidade resistente da viga tenha sido alcançada. Desta forma, deve-se ter uma atenção maior no dimensionamento e detalhamento nesses pontos. A Figura 2.13 exemplifica o mecanismo de ruptura por esmagamento do concreto de uma viga-parede biapoiada nas zonas de apoios e cargas concentradas.

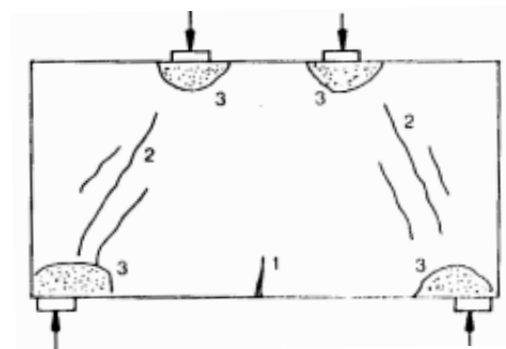


Figura 2.13: Ruptura local de viga-parede biapoiada. (SANTOS, 1999)

2.5 Distribuição de tensões em vigas-parede de um só vão com cargas distribuídas

As vigas-paredes são elementos estruturais especiais, onde não são aceitáveis as hipóteses da resistência dos materiais (Navier-Bernoulli), que

considera que as seções transversais do elemento permaneçam planas durante todo o carregamento, ou seja, mesmo que um material seja perfeitamente elástico as distribuições das deformações horizontais (ϵ_x) e das tensões horizontais (σ_x) não são lineares.

A Figura 2.14 exemplifica a dependência entre a componente σ_x e a esbeltezz (l/h) de quatro vigas biapoiadas, carregadas uniformemente e com diferentes valores de esbeltezz.

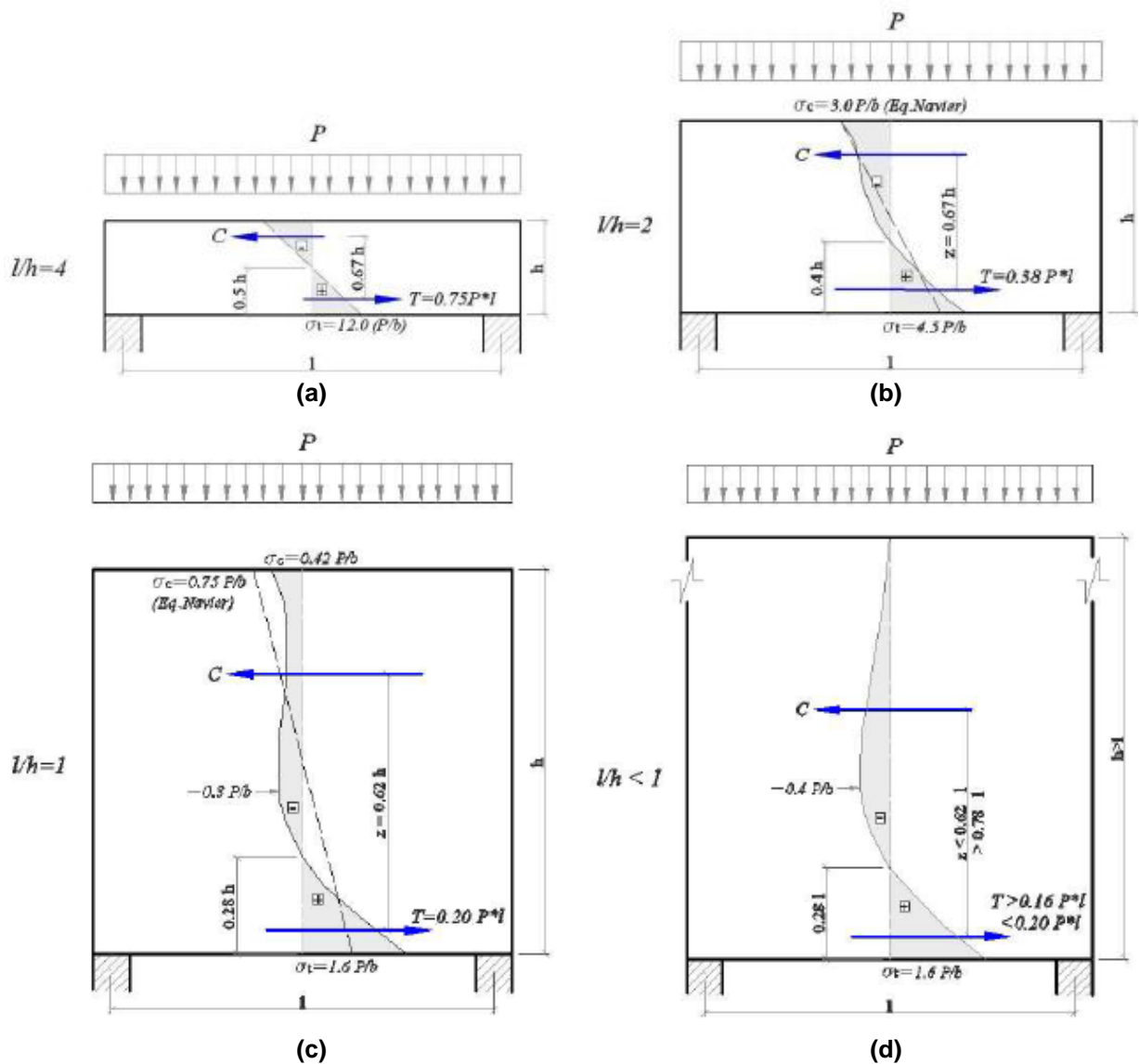


Figura 2.14: Tensão σ_x , valor e posição dos esforços resultantes no meio do vão em vigas de um só vão com carregamento uniforme na parte superior para valores de: a) $l/h=4$, b) $l/h=2$, c) $l/h=1$ e d) $l/h < 1$. (Modificado de LEONHARDT & MONNIG, 1982)

Na Figura 2.14a percebe-se o comportamento clássico da teoria de flexão, onde as tensões normais de flexão σ_x são distribuídas linearmente, devido à relação de esbeltezz ser igual a 4. Porém, nas Figuras 2.14b a 2.14d, ao diminuir a relação de

esbeltez para valores iguais ou menores a 2, essa distribuição de tensões não mais apresenta um comportamento linear, diferenciando-se dos valores representados pela linha tracejada obtidos pela teoria de Navier.

Nota-se, também na Figura 2.14, que são assinalados nas quatro vigas, braço de alavanca (z) e as resultantes de compressão C e de tração T . Mesmo com a redução do braço de alavanca, a resultante do esforço de tração tende a se tornar estável quando o valor da esbeltez se torna menor que 1 ($l/h < 1$), o que significa que somente a seção da viga com altura igual ao do vão contribui com a resistência a tração e a parte da viga acima do valor da altura (h) se comporta como uma carga distribuída uniforme. (BORDA, 2013)

2.5.1 Ação de viga e ação de arco

Segundo Bastos (2008), a ação de arco é o mecanismo dominante de resistência de vigas-parede à força cortante com o carregamento externo aplicado na região comprimida. A resistência ao cisalhamento que a ação de arco proporciona é dependente da forma como as tensões de compressão se acomodam dentro do arco e a intensidade dessas tensões é inteiramente dependente da inclinação do arco, dada pela relação a/d .

Quando as cargas são aplicadas próximas aos apoios, a maior parte do cisalhamento aplicado é transferido por um chamado modelo de bielas e tirantes. Nesse caso, as forças de tração são resistidas pelas armaduras de flexão e as forças de compressão pelo concreto. Quando ocorre o caso de cargas distribuídas ao longo da região comprimida da viga, é então desenvolvida a ação de arco. A Figura 2.15 exemplifica essas ações.

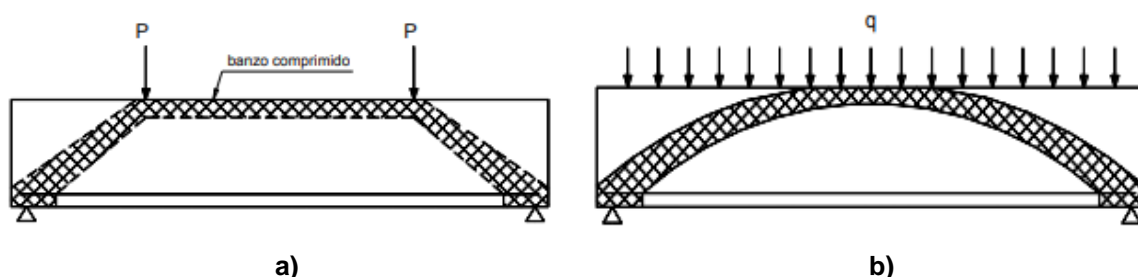


Figura 2.15: Ação de viga e ação de arco: a) Carga concentrada e b) carga distribuída. (LEONHARDT *et al.*, 1982)

Na ação de arco, o banzo comprimido inclina-se em direção aos apoios, gerando um arco onde a biela inclinada absorve parte do esforço cortante, diminuindo assim a tração na alma da viga.

2.6 Efeito de tamanho

Para Ismail (2016), o efeito de tamanho é um fenômeno no qual a resistência ao cisalhamento diminui conforme se aumenta a altura dos elementos estruturais.

Pesquisadores têm investigado esse efeito em vigas de várias alturas, sem armadura de cisalhamento e com diferentes relações a/d . Kani (1967) confirmou a existência desse efeito na resistência última ao cisalhamento das vigas de concreto armado. O autor observou que cerca de 40% da redução da resistência ao cisalhamento foi observada quando a altura da viga aumentou de 300 mm para 1200 mm. Shioya *et al.* (1989) observaram que, em vigas-parede sem armadura de cisalhamento, houve mais de 25% de redução da resistência ao cisalhamento, ao aumentar a altura das vigas de 1200 mm para 3000 mm.

Ismael (2016) ilustra na Figura 2.16 este fenômeno em vigas estudadas por Taylor (1972), Bazant *et al.* (1991) e Kim *et al.* (1994), onde é observado que a medida que a altura da viga aumenta, há redução da resistência ao cisalhamento.

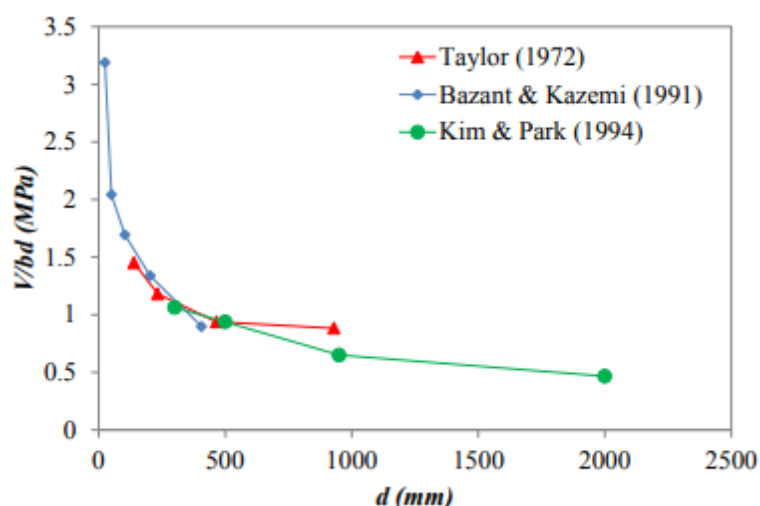


Figura 2.16: Efeito de tamanho na resistência ao cisalhamento de vigas. (apud ISMAEL, 2016)

2.7 Modelo de bielas e tirantes

De acordo com Yang (2010), o modelo de bielas e tirantes exemplifica bem a forma como as cargas que são aplicadas nas vigas-parede são transferidas para os

apoios. Segundo o pesquisador, o modo de ruptura e a capacidade de carga dessas vigas são frequentemente governados por cisalhamento e não por flexão.

Seu fundamento está no teorema estático da plasticidade, em que os campos de tensão de tração são resistidos pelas armaduras e os campos de tensão de compressão são resistidos pelo concreto. Para entender o fluxo de tensões dentro do elemento estrutural, é necessário dividir o elemento em duas zonas: contínuas e descontínuas. A zona contínua, ou região B, representa as partes do elemento em que a hipótese de seções planas pode ser aplicada. Ela torna a hipótese de Navier-Bernoulli válida, apresentando uma distribuição linear das deformações ao longo da seção. Já na zona descontínua, ou região D, as seções não permanecem planas após a aplicação da carga. Isso pode ocorrer devido à aplicação de cargas concentradas, reações ou descontinuidades geométricas na estrutura.

Comumente, os elementos de concreto armado ou protendido são dimensionados a partir de métodos simplificados, desprezando as deformações causadas por cisalhamento e considerando uma distribuição linear de deformações ao longo da seção perpendicular. Contudo, nas regiões D, em vigas-parede, o esforço cortante é majoritário e os métodos de cálculo podem levar a dimensionamentos pouco seguros. Como foi dito supracitadamente, os códigos e normas atuais prescrevem que deve ser feita a análise de tensões elásticas utilizando elementos finitos, análises não lineares e mais recentemente, o emprego do método de bielas e tirantes no dimensionamento de regiões D, que idealizam a estrutura real formada por uma treliça composta por bielas, tirantes e nós. (NEPOMUCENO, 2012)

Embora seja de fácil compreensão, esse método torna-se complicado durante a concepção do modelo que retrate de modo eficiente os mecanismos resistentes. A maior dificuldade na elaboração do método é que não existe uma única forma de resolver o problema, abrindo muitas possibilidades de modelos a serem escolhido pelo engenheiro. (GONÇALO, 2009)

O modelo de bielas e tirantes faz uma relação entre uma viga e uma treliça, onde a armadura longitudinal constitui o banzo tracionado, a zona comprimida constitui o banzo comprimido, as bielas do concreto constituem as diagonais comprimidas e a armadura transversal, composta pelos estribos, constituem as

diagonais tracionadas. A Figura 2.17 ilustra a analogia idealizada no modelo de bielas e tirantes.

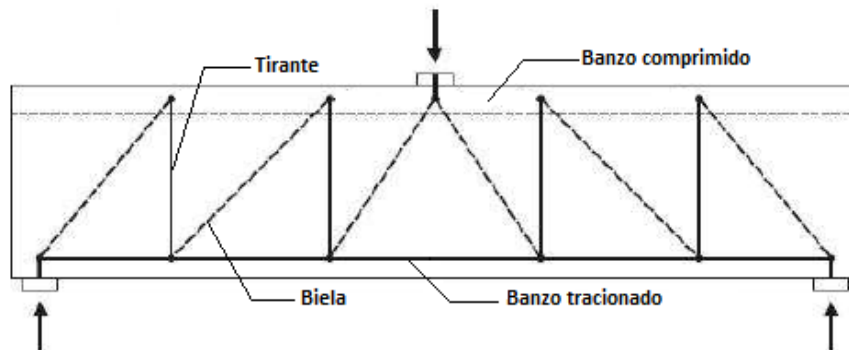


Figura 2.17: Analogia entre uma viga e uma treliça. (Adaptada de SATO, 2015)

2.7.1 Nós

São as regiões onde as bielas e os tirantes se interceptam e as forças internas estão em equilíbrio.

Nas estruturas, comumente os nós são do tipo contínuo onde as tensões são equilibradas ou desviadas em comprimentos satisfatórios. Esses nós não são críticos em projetos e é suficiente que seja verificada a ancoragem das barras que chegam aos mesmos.

Sobre os nós devem atuar pelo menos três forças que dão origem a sua classificação:

- CCC – a zona nodal é constituída por três bielas comprimidas;
- CCT – a zona nodal é constituída por duas bielas e um tirante;
- CTT – a zona nodal é constituída por uma biela e pelo menos dois tirantes.

A Figura 2.18 ilustra cada tipo de nó.

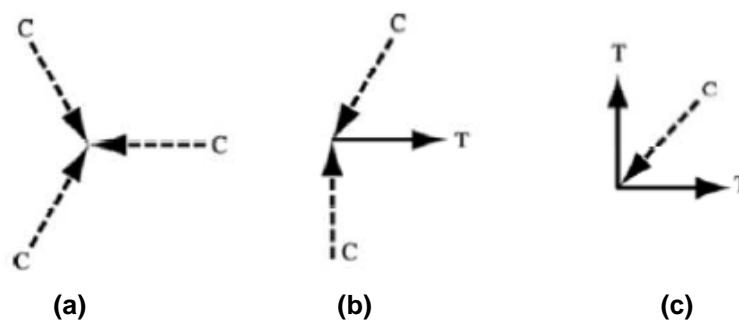


Figura 2.18: Tipos de nó: a) CCC, b) CCT e c) CTT.

A resistência nominal à compressão da zona nodal (F_{nn}), segundo o Apêndice A do ACI 318 (2014), é determinada por:

$$\Phi F_{nn} \geq F_u \quad (2.1)$$

$$F_{nn} = f_{cu} A_n \quad (2.2)$$

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (2.3)$$

onde:

F_u é a resistência máxima do nó;

$\Phi=0,75$ é o fator de minoração de resistência;

f_{cu} é a tensão resistente das bielas comprimidas de concreto;

A_n é a área da seção transversal do nó;

β_s é o fator que leva em consideração o tipo de biela;

f'_c é a resistência característica do concreto.

A Tabela 2.2 apresenta os valores de β_s para cada região nodal.

Tabela 2.2: Valores de β_s para cada tipo de nó.

Regiões nodais circundadas por bielas e/ou placas de apoio (Tipo CCC)	$\beta_s=1,0$
Regiões nodais ancoradas por somente um tirante (Tipo CCT)	$\beta_s=0,8$
Regiões nodais ancoradas por dois ou mais tirantes (Tipo CTT)	$\beta_s=0,6$

2.7.2 Bielas

As bielas são representadas pelos elementos idealizados da treliça onde o concreto absorve as tensões de compressão. Elas podem ser do tipo:

- prismática: apresenta os campos de tensões distribuídos de forma uniforme e não apresentam tensões transversais de tração;
- garrafa: a largura aumenta ao longo do comprimento. Apresentam tensões transversais de tração que levam ao fendilhamento do concreto;
- leque: não apresentam tensões transversais de tração.

A Figura 2.19 mostra os tipos de bielas mencionados.

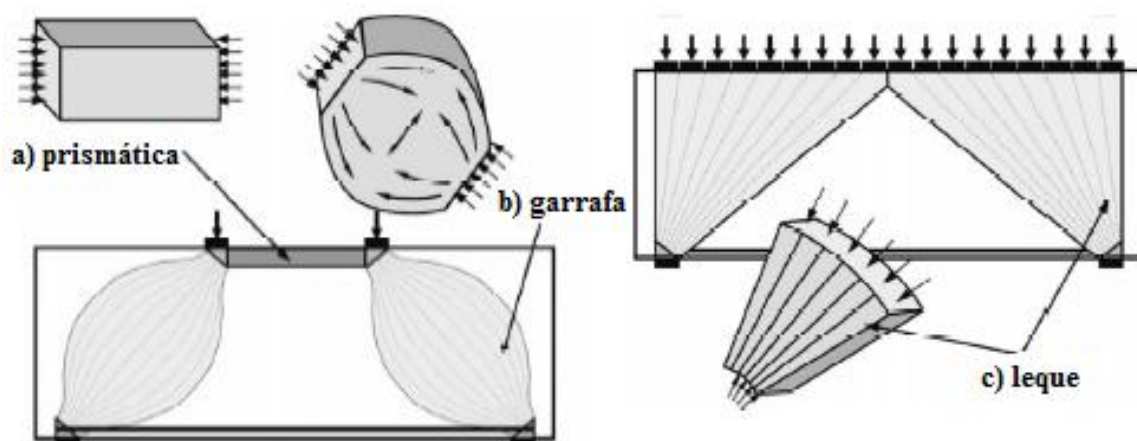


Figura 2.19: Tipos de bielas. (MOHAMMADHASSANI *et al.*, 2012)

A resistência à compressão de uma biela (F_{ns}), sem armadura longitudinal, segundo o Apêndice A do ACI 318 (2014) é determinada por:

$$\Phi F_{ns} \geq F_u \quad (2.4)$$

$$F_{ns} = f_{cu} A_c \quad (2.5)$$

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c \quad (2.6)$$

onde:

F_u é a resistência máxima da biela;

$\Phi = 0,75$ é o fator de minoração de resistência;

f_{cu} é a tensão resistente das bielas comprimidas de concreto;

A_c é a área da seção transversal da biela;

β_s é o fator que leva em consideração o tipo de biela;

f'_c é a resistência característica do concreto.

A Tabela 2.3 apresenta os valores de β_s para cada tipo de biela.

Tabela 2.3: Valores de β_s para cada tipo de biela.

Bielas de seção transversal uniforme (prismáticas)	$\beta_s=1,0$
Bielas em forma de garrafa com armadura na seção transversal	$\beta_s=0,75$
Bielas em forma de garrafa sem armadura na seção transversal	$\beta_s=0,6\lambda$
Bielas em elementos submetidos a tração	$\beta_s=0,4$
Para todos os demais casos	$\beta_s=0,6$
$\lambda= 1$ para concreto normal, $\lambda= 0,85$ para concreto com agregados graúdos leves e $\lambda= 0,75$ para concreto com todos seus componentes leves.	

2.7.3 Tirantes

As forças de tração no modelo de bielas e tirantes são geralmente resistidas pelos tirantes, constituídos por barras de aço. Porém, é possível realizar dimensionamento de tirantes de concreto, por exemplo, nas bielas do tipo garrafa, não armadas transversalmente.

Segundo Nepomuceno (2012), uma grande atenção deve ser dada à ancoragem da armadura. Recomenda-se o uso de barras mais finas distribuídas em um número maior de camadas, a fim de disponibilizar as armaduras ao longo de uma área suficientemente grande, de maneira a evitar o esmagamento das regiões nodais.

A resistência nominal de um tirante (F_{nt}), segundo o ACI 318 (2014), é determinada por:

$$\Phi F_{nt} \geq F_u \quad (2.7)$$

$$F_{nt} = A_s f_{yd} \quad (2.8)$$

em que:

F_u é a resistência máxima do tirante;

$\phi=0,75$ é o fator de minoração de resistência;

A_s é a área de aço necessário para o tirante;

f_{yd} é a resistência ao escoamento de cálculo do aço.

A equação a seguir indica como realizar o dimensionamento de tirantes constituídos por barras de aço.

$$A_s = \frac{F_{nt}}{f_{yd}} \quad (2.9)$$

2.7.4 CAST[®] (2004)

O programa CAST[®] (2004) foi desenvolvido no final dos anos 1990 na Universidade de Illinois, Estados Unidos, constituindo uma ferramenta gráfica que tem o objetivo de simplificar o processo de dimensionamento de bielas, tirantes e nós (GONÇALO, 2009).

É um programa de fácil execução e possibilita a criação e modificação de vários modelos de forma rápida. Todas as verificações de dimensionamento são apresentadas em tabelas que podem ser facilmente exportadas pelo usuário. A Figura 2.20 mostra um fluxograma feito por Gonçalo (2009), indicando as fases de execução do programa.

FASE 1: Definir a área de trabalho
<ul style="list-style-type: none"> a) Descrição do projeto b) Definição das propriedades do material e a espessura da região D c) Definir linhas auxiliares ou grelhas de pontos
FASE 2: Construção do modelo
<ul style="list-style-type: none"> a) Definição de fronteira exterior e interior b) Definição do modelo de bielas e tirantes c) Definir placas de suporte d) Definir condições de suporte e de carregamento na fronteira da região D
FASE 3: Obter esforços no modelo de escoras e tirantes
<ul style="list-style-type: none"> a) Executar o programa b) Identificar quais as barras comprimidas e tracionadas
FASE 4: Definir e atribuir as propriedades às bielas, tirantes e nós
<ul style="list-style-type: none"> a) Definir as propriedades das bielas, tirantes e nós b) Atribuir as propriedades definidas às escoras e aos tirantes c) Atribuir as larguras das bielas e dos tirantes
FASE 5: Verificação das tensões
<ul style="list-style-type: none"> a) Fazer "correr" o programa de novo b) Verificar os esforços nas bielas, tirantes e nós




Figura 2.20: Diagrama de utilização do CAST[®]. (GONÇALO, 2009)

2.8 Prescrições normativas sobre dimensionamento de vigas-parede de concreto leve

O cisalhamento em vigas é um problema recorrente na prática de projetos da engenharia estrutural. As expressões de resistência ao cisalhamento, desenvolvidas para vigas esbeltas não se aplicam às vigas-parede, pois estas apresentam maior resistência devido a sua forma de distribuição das forças internas antes do rompimento e também por apresentar mecanismo de transferência de tensões de forma diferente das vigas esbeltas.

A seguir serão apresentadas equações para o cálculo da resistência ao cisalhamento máximo em vigas-parede segundo a ABNT NBR 6118 (2014), o código ACI 318-08 (2014), a CSA-A23.3 (2014) e a CEB-FIP (2010).

2.8.1 ABNT NBR 6118 (2014)

Para o dimensionamento de vigas-parede, a ABNT NBR 6118 (2014) prescreve a utilização de modelos planos elásticos lineares e não lineares baseados em procedimentos numéricos adequados, como, por exemplo, o método dos elementos finitos. Ela também prescreve métodos concebidos a partir do modelo de bielas e tirantes.

Para definição desses modelos, com o intuito de garantir a o desempenho correto em serviço, a geometria das treliças deve ser tal, que os valores das forças nos tirantes assumam valores o mais próximos possíveis aos valores obtidos num modelo plano elástico linear. (ÁVILA, 2018)

A determinação da compressão máxima nas bielas pode ser realizada, limitando-se o valor de cálculo das tensões de compressão verticais no apoio, conforme a Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Equações para determinar a compressão máxima nas bielas. (ABNT NBR 6118, 2014)

$f_{cd1} = 0,85\alpha_{v2}f_{cd}$	Bielas prismáticas ou nós e em nós onde confluem somente bielas de compressão
$f_{cd2} = 0,60\alpha_{v2}f_{cd}$	Bielas atravessadas por mais de um tirante ou em nós onde confluem dois ou mais tirantes tracionados
$f_{cd3} = 0,72\alpha_{v2}f_{cd}$	Bielas atravessadas por tirante único ou em nós onde conflui um tirante tracionado

Na Tabela 2.4, tem-se:

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (2.10)$$

2.8.2 ACI 318-08 (2014)

Semelhante à ABNT NBR 6118 (2014), o código ACI 318 (2014) prescreve que as vigas-parede sejam dimensionadas pelo método de bielas e tirantes ou por métodos que permitem considerar distribuição não linear de tensões e deformações, como por exemplo, o método dos elementos finitos, levando em consideração o efeito da fissuração na distribuição de tensões.

Nesse código estão prescritos os limites para dimensionamento das armaduras de flexão e de cisalhamento vertical e horizontal, e para a força de cisalhamento atuante, conforme as equações a seguir:

$$A_{s,min} = \frac{0,25\sqrt{f_c}}{f_y} b_w d \geq \frac{1,4b_w d}{f_y} \quad (2.11)$$

$$A_v \geq 0,0025b_w s_v \text{ e } s_v \leq \frac{d}{5} \text{ ou } 300 \text{ mm} \quad (2.12)$$

$$A_h \geq 0,0025b_w s_h \text{ e } s_h \leq \frac{d}{5} \text{ ou } 300 \text{ mm} \quad (2.13)$$

$$V_{m\acute{a}x} = \phi \sqrt{f_c} b_w d \quad (2.14)$$

sendo:

s_v é o espaçamento entre os estribos verticais;

s_h é o espaçamento entre os estribos horizontais;

f_c é a resistência de projeto do concreto;

V_u é a força de cisalhamento atuante;

ϕ é o fator de minoração de resistência.

A contribuição da resistência do concreto ao cisalhamento é expressa por:

$$V_c = 0,17\lambda\sqrt{f_c} b_w d \quad (2.15)$$

Na Tabela 2.5 se encontram os valores de λ para os diferentes tipos de concreto.

Tabela 2.5: Valores de λ . (ACI 318-08, 2014)

λ	Tipo de concreto
1,0	Normal
0,85	Com agregados graúdos leves
0,75	Com agregados graúdos e miúdos leves

2.8.3 CSA-A23.3 (2014)

O código CSA-A23.3 (2014) também utiliza o modelo de bielas e tirantes para o dimensionamento de vigas parede. O código prescreve que as bielas devem ser suficientemente largas para que a força de compressão calculada nas bielas não ultrapasse o valor:

$$F_{nt} \leq \Phi_c f_{cu} A_{cs} \quad (2.16)$$

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85f'_c \quad (2.17)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cot^2 \theta_s \quad (2.18)$$

onde:

Φ_c é o é um fator de resistência do material igual a 0,65 para concreto;

f_{cu} é resistência à compressão da biela;

A_{cs} é a área efetiva da seção transversal da biela que deve ser calculada considerando a área de concreto disponível e as condições de ancoragem nas extremidades da biela;

θ_s é o menor ângulo entre a biela e o tirante adjacente;

ε_s é a deformação de tração no tirante inclinado θ_s em relação à biela.

A Tabela 2.6 indica os valores máximos de tensões nas zonas nodais.

Tabela 2.6: Tensões nas zonas nodais. (CSA-A23.3, 2014)

$0,85\phi_c f_c$	Zonas nodais limitadas pelas áreas das bielas e apoios
$0,75\phi_c f_c$	Zonas nodais ancorando um tirante
$0,60\phi_c f_c$	Zonas nodais ancorando tirantes em mais de uma direção

Segundo esse código, o cálculo da resistência ao cisalhamento é limitado pela equação a seguir:

$$V_{r,máx} = 0,25\phi_c f'_c b_w d \quad (2.19)$$

e a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento:

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d, \text{ com } \sqrt{f'_c} \leq 8MPa \quad (2.20)$$

sendo:

$\lambda=1$ para concreto normal;

$\lambda=0,85$ para concreto com agregados graúdos leves;

$\lambda=0,75$ para concreto com agregados graúdos e miúdos leves;

$\beta=0,18$ para vigas com armadura transversal;

$\beta = \frac{230}{(1000+d)}$, para vigas sem armadura transversal e o tamanho máximo do agregado não inferior a 20 mm.

2.8.4 CEB-FIP (2010)

O código CEB-FIP (2010) recomenda que deva ser considerado um fator de minoração da resistência do concreto k_c . Na Tabela 2.7 são apresentadas as equações para cálculo do k_c .

Tabela 2.7: Fator de redução da resistência do concreto. (Adotado do CEB-FIP 2010)

$k_c = 0,75 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,8$	Para o banzo comprimido e regiões nodais com tirantes
$k_c = 0,55 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,55$	Para bielas inclinadas
$k_c = 1,0 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1,0$	Para regiões nodais sem tirantes

Como os demais códigos, o CEB-FIP (2010) limita a resistência ao cisalhamento de cálculo de acordo a seguinte Equação:

$$V_{Rd} = k_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} b_w z \frac{\cot\theta + \cot\alpha}{1 + \cot^2\theta} \quad (2.21)$$

e a contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento:

$$V_{R,d,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} z b_w, \text{ com } f_{ck} \leq 8 \text{ MPa} \quad (2.22)$$

sendo:

α o ângulo entre a armadura de cisalhamento e o eixo longitudinal;

θ o ângulo entre as fissuras de cisalhamento do concreto e o eixo longitudinal;

k_c é um coeficiente de redução da resistência à compressão do concreto;

k_v é um coeficiente de redução da resistência à tração do concreto.

Os coeficientes k_c e k_v são calculados, quando se considera um $f_{ck} \leq 64 \text{ MPa}$ e $f_{yd} \leq 500 \text{ MPa}$ e assumindo $\theta = 36^\circ$, pelas seguintes Equações:

$$k_c = 0,5 \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0,5 \quad (2.23)$$

$$k_v = \frac{200}{1000 + 1,3z} \leq 0,15, \text{ para } \rho_w = 0 \quad (2.24)$$

$$k_c = 0,15, \text{ para } \rho_w \geq 0,08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}} \quad (2.25)$$

2.9 Prescrições normativas sobre dimensionamento de vigas-parede de concreto leve com fibras

A seguir serão apresentadas equações para calcular a tensão de cisalhamento máxima em vigas-parede de concreto com fibras segundo o ACI 544.4R-88 (1999), Li, Ward e Hamza (1992) e Shahnewaz e Alam (2014).

2.9.1 ACI 544.4R-88 (1988)

O código ACI 544.4R-88 (1988) prescreve a seguinte Equação proposta por Sharma (1986) para o cálculo da tensão de cisalhamento de vigas-parede com inserção fibras de aço.

$$\tau_{m\acute{a}x} = \frac{2}{3} f_t \left(\frac{d}{a} \right)^{\frac{1}{4}}, \text{ onde } f_t \cong 0,78(\sqrt{f_c}) \quad (2.26)$$

2.9.2 Li, Ward e Hamza (1992)

Li *et al.* (1992) propuseram uma equação para calcular a resistência ao cisalhamento de vigas paredes e vigas esbeltas, com $a/d < 2,5$, através da seguinte equação:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 9,16 \left(f_t^{\frac{2}{3}} \rho^{\frac{1}{3}} \left(\frac{d}{a} \right) \right) \quad (2.27)$$

onde:

ρ é a taxa de armadura longitudinal.

2.9.3 Shahnewaz e Alam (2014)

Diferente das prescrições anteriores que se baseiam em poucos parâmetros para calcular a tensão máxima de cisalhamento, Shahnewaz e Alam (2014) propuseram uma equação que leva em conta outros parâmetros para calcular a resistência máxima ao cisalhamento. A equação é apresentada a seguir:

$$\tau_{m\acute{a}x} = 0,2 + 0,034f_c + 19\rho^{0,087} - 5,8\left(\frac{a}{d}\right)^{\frac{1}{2}} + 3,4V_f^{\frac{1}{2}} - 800\left(\frac{l_f}{d_f}\right)^{-1,6} - 12\left(\left(\frac{a}{d}\right)V_f\right)^{0,05} - 197\left(\left(\frac{a}{d}\right)\left(\frac{l_f}{d_f}\right)\right)^{-1,4} + 105\left(V_f\left(\frac{l_f}{d_f}\right)\right)^{-2,12} \quad (2.28)$$

onde:

V_f é o volume de fibras em porcentagem;

l_f/d_f é o fator de forma das fibras.

2.10 Pesquisas experimentais de vigas paredes

A seguir serão brevemente apresentados alguns estudos relacionados diretamente ao tema deste trabalho, comprovando a necessidade de estudos mais profundos dos mecanismos de resistência ao cisalhamento de vigas paredes de concreto leve com inserção de fibras de aço.

O ACI 318 (2014) e pesquisadores como Hassan *et al.* (2010), Yang (2010) e Savaris (2016) indicam que a força cortante resistida pelo concreto nas vigas sem armadura de cisalhamento pode ser proporcional à raiz quadrada da resistência à compressão uniaxial do concreto.

Dessa forma, a resistência ao cisalhamento é calculada pela Equação:

$$\tau_n = \left(\frac{V}{b_w d}\right) / \sqrt{f_{cm}} \quad (2.29)$$

onde:

τ_n é a tensão de cisalhamento normalizada;

V é a força cortante;

b_w é a largura da seção transversal;

d é a altura útil da seção transversal;

f_{cm} é a resistência à compressão axial média do concreto.

2.10.1 Narayanan e Darwish (1988)

Narayanan e Darwish (1988) ensaiaram 10 vigas-parede de concreto convencional, onde as principais variáveis foram a porcentagem da inserção de fibras de aço e a relação a/h. As vigas da série 1 (D1 a D6) foram confeccionadas variando-se a porcentagem de fibras e as vigas da série 2 (D7 a D10) foram ensaiadas variando-se a relação a/h. Todas as vigas tinham h=400 mm.

A Tabela 2.8 mostra os valores das cargas de fissuração diagonal e máxima, as tensões de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$, como também os outros parâmetros variados nessa pesquisa.

Tabela 2.8: Detalhes das vigas e resultado dos ensaios. (NARAYANAN e DARWISH, 1988)

Série	Viga	Volume de fibras (%)	a (mm)	a/h	f_c (MPa)	V_{cr} (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$
1	D1	0	240	0,6	53,9	73	316	0,25	1,08	4,33
	D2	0,25	240	0,6	64,5	81	350	0,25	1,09	4,32
	D3	0,50	240	0,6	62,2	93	325	0,30	1,03	3,49
	D4	0,75	240	0,6	58,0	98	361	0,32	1,19	3,68
	D5	1,00	240	0,6	68,2	120	396	0,36	1,20	3,30
	D6	1,25	240	0,6	67,0	147	393	0,45	1,20	2,67
2	D7	1,00	160	0,4	61,6	184	454	0,59	1,45	2,47
	D8	1,00	200	0,5	58,3	140	404	0,46	1,32	2,89
	D9	1,00	280	0,7	55,6	113	342	0,38	1,15	3,03
	D10	1,00	320	0,8	59,9	93	344	0,30	1,11	3,70

A Figura 2.21 apresenta as tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima das vigas ensaiadas pelo autor, normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ a fim de avaliar a influência da inserção das fibras nessas grandezas.

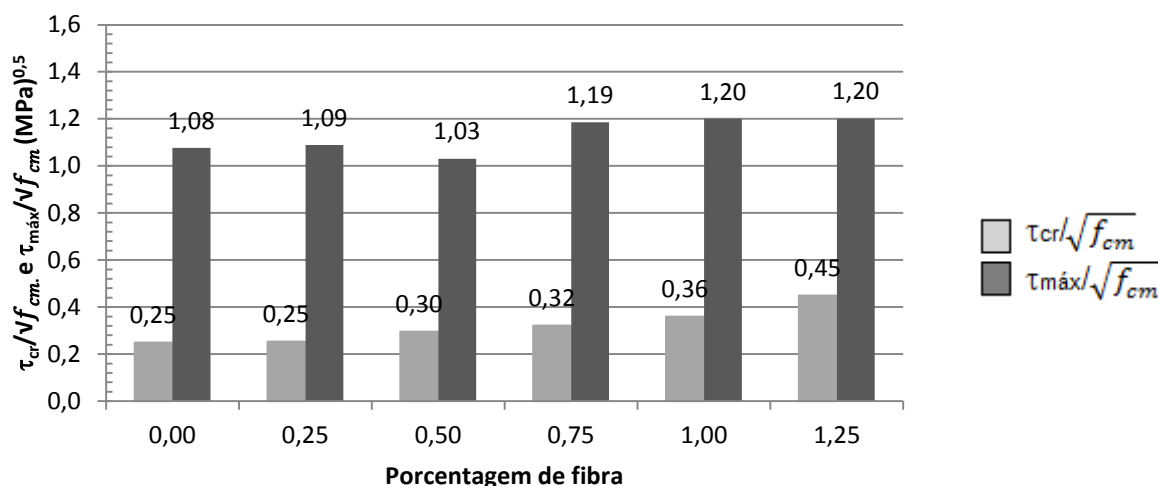


Figura 2.21: Valores das tensões de fissuração diagonal e máxima normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$. (NARAYANAN e DARWISH, 1988)

Percebe-se que os valores da tensão de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima aumentaram à medida que houve aumento na quantidade de fibras. O valor da tensão de fissuração diagonal não sofreu aumento quando houve a inserção de 0,25% de fibras, porém houve um aumento de 16,6, 21,8, 30,5 e 44,4% com a inserção de 0,5, 0,75, 1,00 e 1,25% de fibras de aço, respectivamente. Já as tensões máximas tiveram um aumento de 0,9, 9,24, 10 e 10% com 0,25, 0,75, 1,00 e 1,25% de inserção de fibras de aço, respectivamente.

A Figura 2.22 apresenta a influência da relação a/h nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima e a Figura 2.23 apresenta a influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados.

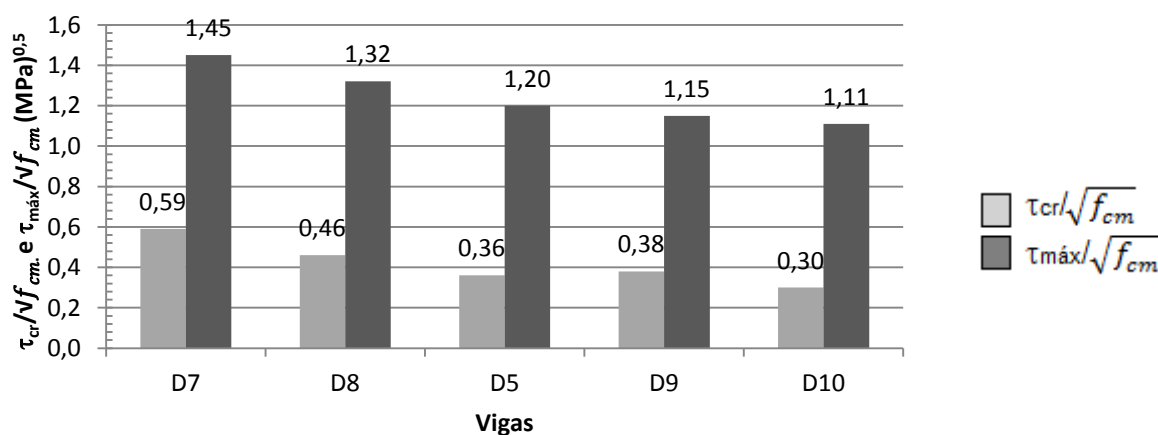


Figura 2.22: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas com 1% de inserção de fibras de aço. (NARAYANAN e DARWISH, 1988)

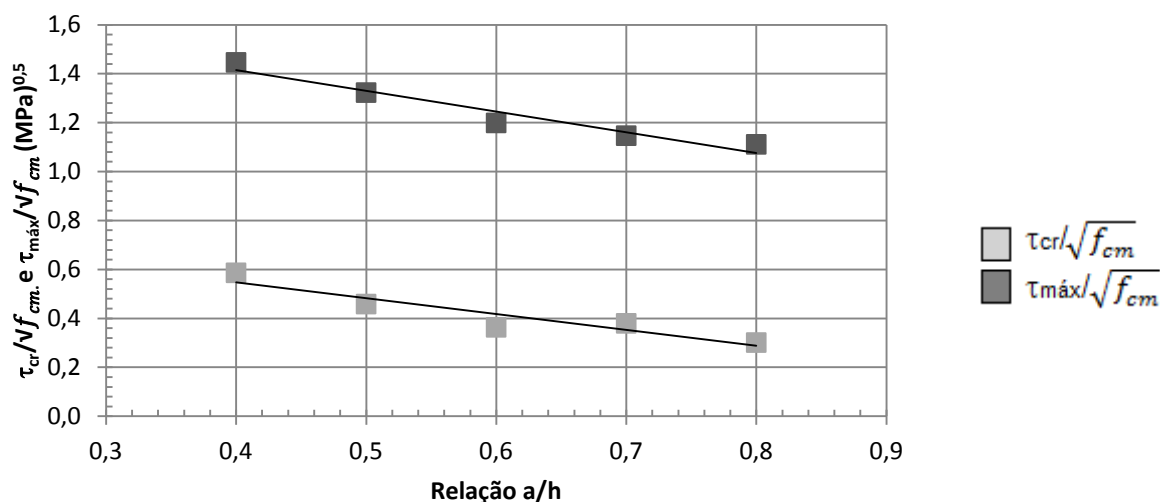


Figura 2.23: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados para vigas-parede. (NARAYANAN e DARWISH, 1988)

Percebe-se que houve uma redução do τ_{cr} e da $\tau_{máx}$ normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ à medida que houve o aumento da relação a/h. As tensões de cisalhamento de fissuração diagonal tiveram uma diminuição de 8,9, 17,2, 20,6 e 23,4% e as tensões máximas tiveram uma diminuição de 22, 38,9, 35,5 e 49,1% quando houve o aumento da relação a/h de 0,4 para 0,5, 0,6, 0,7 e 0,8, respectivamente.

Os coeficientes angulares das linhas de tendências dessas curvas foram de -0,64 e para a tensão de fissuração diagonal e -0,84 para a tensão máxima.

Por fim, os autores também concluíram que a inserção de fibras de aço nas vigas-parede de concreto convencional resultou em maior rigidez, maior resistência ao cisalhamento, e também houve redução no tamanho das fissuras.

2.10.2 Mansur e Ong (1991)

Mansur e Ong (1991) ensaiaram 8 vigas-parede de concreto convencional e variaram a relação a/h dessas vigas-parede e a porcentagem da inserção de fibras de aço no concreto para avaliar o efeito dessas fibras na carga de fissuração diagonal e máxima de cisalhamento. Todas as vigas tinham h=500 mm e b_w=90 mm. Na Tabela 2.9 são apresentadas as principais características das vigas ensaiadas, assim como, os principais resultados obtidos.

Tabela 2.9: Detalhes das vigas e resultado dos ensaios. (MANSUR e ONG, 1991)

Série	Viga	Relação a/h	Volume de fibra (%)	f_{ck} (MPa)	d (mm)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$
1	1	0,29	1,0	35,7	402	225	375	1,04	1,73	1,67
	2	0,57		35,7	402	200	360	0,93	1,67	1,80
	3	0,86		35,5	402	125	291	0,58	1,35	2,33
	4	1,14		31,1	393	95	228	0,48	1,16	2,40
	5	1,71		31,5	394	75	183	0,38	0,92	2,44
2	6	1,14	0	34,4	400	75	205	0,35	0,97	2,73
	7		0,5	33,8	399	85	220	0,41	1,05	2,59
	8		1,5	33,2	398	100	260	0,48	1,26	2,60

Na Figura 2.24 observa-se a influência da inserção de fibras de aço nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máximas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas-parede estudadas pelos autores.

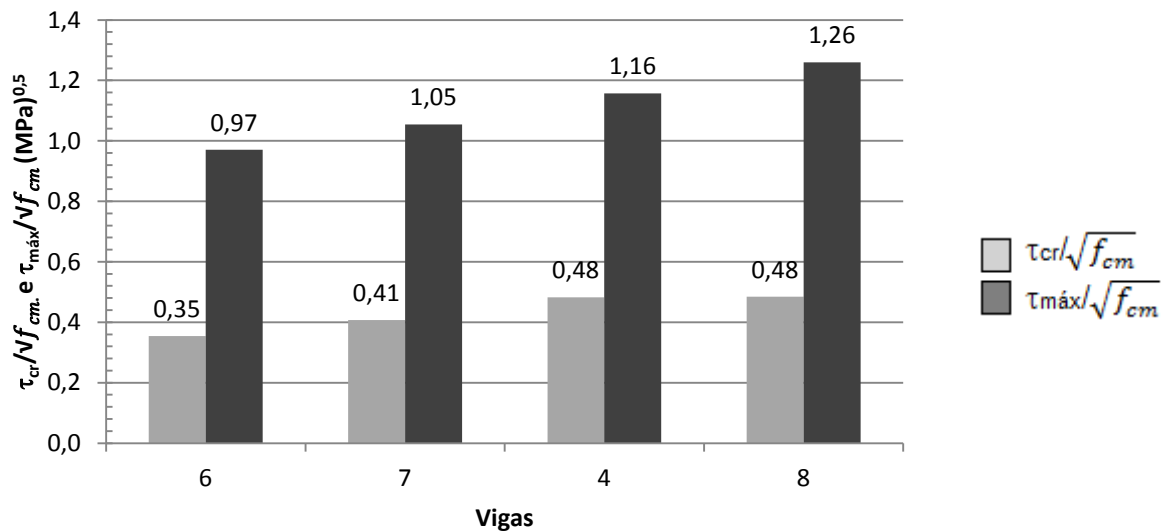


Figura 2.24: Influência da inserção de fibras de aço nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máximas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$. (MANSUR e ONG, 1991)

A adição de fibras de aço na mistura de concreto proporcionou melhorias no controle de fissuras e aumentou a tensão de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima conforme foi-se aumentando o volume de fibras na mistura de concreto. Em relação à viga-parede 6 (viga de referência), a viga 7 teve um aumento de 14% e as

vigas 4 e 8 tiveram um aumento de 27% na tensão de fissuração diagonal. As vigas 7, 4 e 8 apresentaram um aumento de 7,6, 16,3 e 23% na tensão de cisalhamento máxima em relação à viga de referência, respectivamente.

Na Figura 2.25 são apresentadas as tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máximas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas-parede com 1% de inserção de fibras de aço e a Figura 2.26 apresenta a influência da relação a/h na tensão cisalhante de fissuração diagonal e máxima.

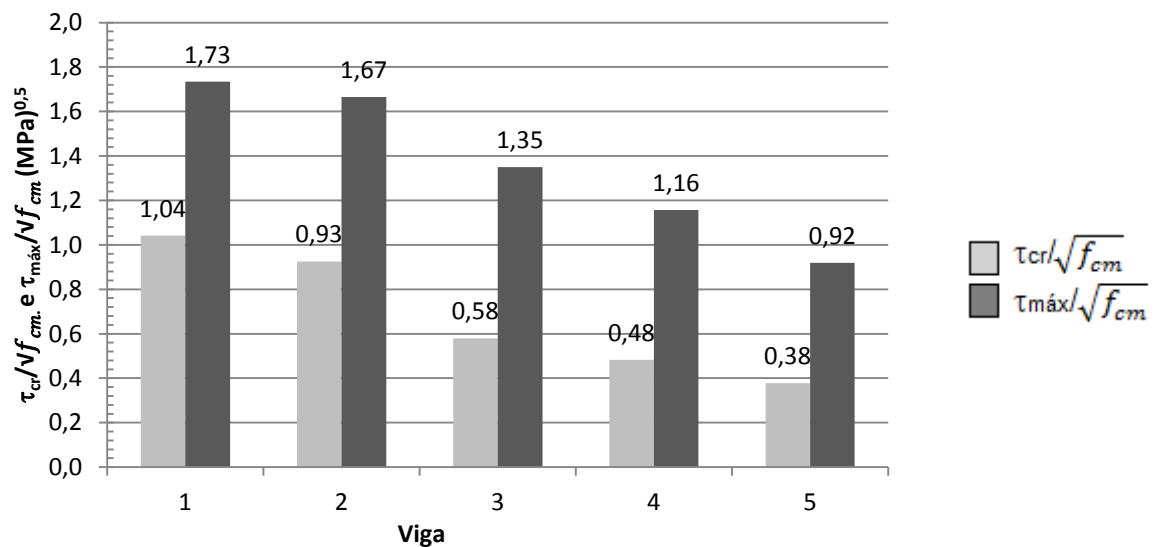


Figura 2.25: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas com 1% de inserção de fibras de aço. (MANSUR e ONG, 1991)

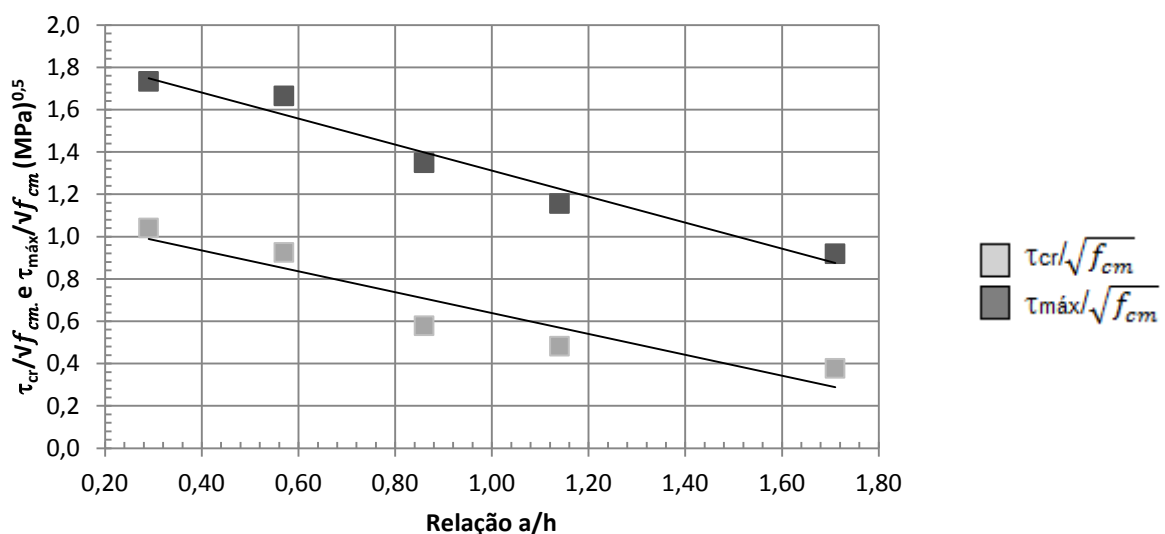


Figura 2.26: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados para vigas-parede com 1% de inserção de fibras de aço. (MANSUR e ONG, 1991)

Percebe-se que o aumento na relação a/h diminui o valor do cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados. Em relação à viga 1, a diminuição das tensões de cisalhamento de fissuração diagonal nas vigas 2, 3, 4 e 5 foram de 10,5, 44,2, 53,8 e 63,4% e a diminuição das tensões máximas foram de 3,4, 21,9, 33 e 46,8%, respectivamente.

O coeficiente angular da linha de tendência da curva $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs relação a/h foi de -0,49 e da curva $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs relação a/h foi de -0,61.

2.10.3 Yang (2010)

Yang (2010) assinala que o efeito de tamanho em vigas-parede é um ponto importante a ser estudado. Nessa pesquisa ele teve como objetivo comparar o efeito de tamanho em vigas-parede de concreto convencional com vigas-parede de concreto leve (somente com agregados graúdos leves) e semi-leve (com agregados graúdos e miúdos leves) e comparar os resultados com vigas-parede de concreto convencional.

Para alcançar os resultados, o pesquisador ensaiou 16 vigas-parede, sendo 8 vigas feitas de concreto semi-leve ($\rho=1841 \text{ kg/m}^3$) e 8 vigas de concreto todo leve ($\rho=1532 \text{ kg/m}^3$) e comparou os resultados encontrados com vigas de concreto convencional produzidas por ele mesmo em 2003. A altura dessas vigas variou de 400 a 1000 mm e a relação a/h de 0,5 a 1,0. Todas as vigas tinham a mesma largura de seção (b_w) de 160 mm. A Figura 2.27 apresenta as seções longitudinais e transversais das vigas ensaiadas por Yang (2010).

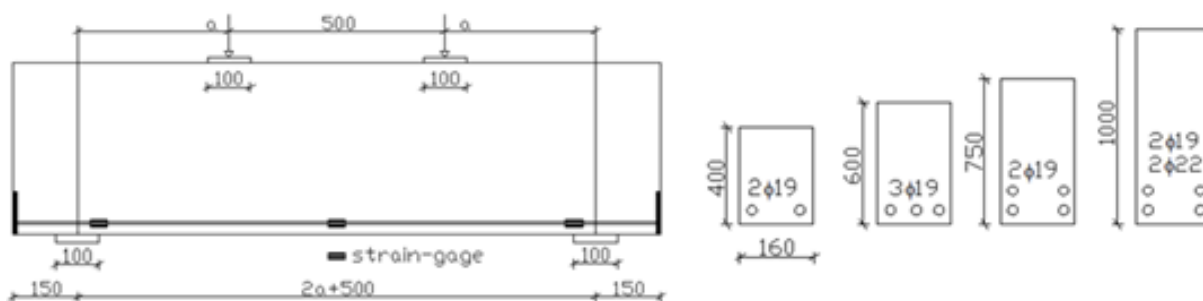


Figura 2.27: Detalhes da geometria da viga e arranjo das armaduras (YANG, 2010).

A Figura 2.28 apresenta as curvas carga vs flecha no meio do vão das vigas de concreto semi leve e todo leve, obtidos por Yang (2010). A nomenclatura dessas vigas se divide em três partes: a primeira corresponde ao tipo de concreto,

sendo S (SLWC - *sand-lightweight concrete*) designado para concreto semi leve e A (ALWC - *all-lightweight concrete*) para concreto todo leve, a segunda parte corresponde a relação a/h , sendo 5 para $a/h=0,5$ e 10 para relação $a/h=1,0$ e a terceira parte designa a altura das vigas, $h=400$ mm, $h=600$ mm, $h=750$ mm e $h=1000$ mm, sendo 4, 6, 7,5 e 10, respectivamente.

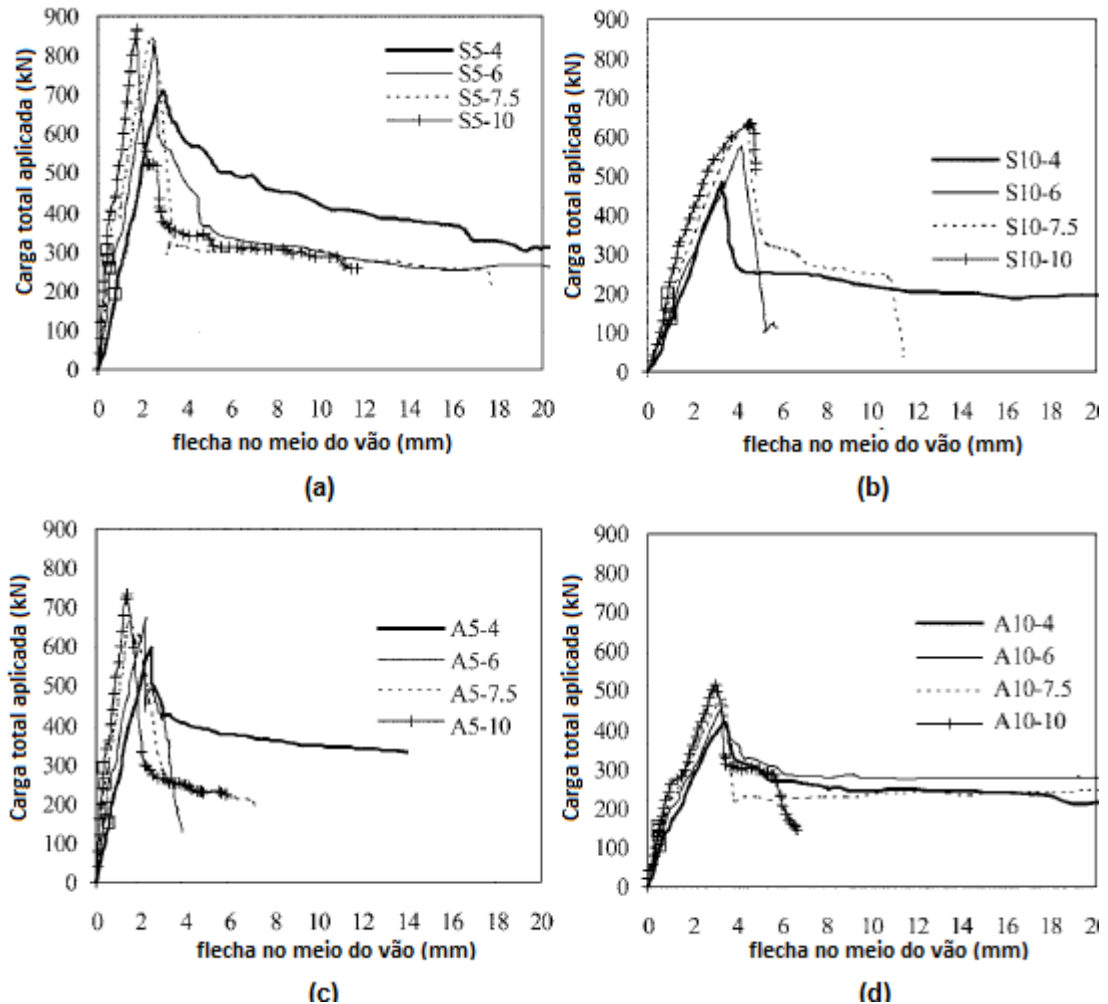


Figura 2.28: Carga total vs flecha para vigas de concreto semi leve, com relação: a) $a/h=0,5$, b) $a/h=1$; para vigas de concreto todo leve e com relação: c) $a/h=0,5$ e d) $a/h=1$. (YANG, 2010)

Percebe-se que as vigas com relação $a/h=0,5$ resistem a maiores cargas que vigas com relação $a/h=1,0$. Os gráficos também apontam que o tipo de concreto também influenciou na capacidade última ao cisalhamento, pois as vigas-parede de concreto semi leve resistiram a maiores cargas que as vigas-parede de concreto todo leve.

A Tabela 2.10 apresenta os valores do cortante de fissuração diagonal e máximo e os valores das tensões de fissuração diagonal e máxima normalizadas

das vigas-parede de concreto convencional, estudadas por YANG *et al.*, (2003) e de concreto semi leve e todo leve, estudadas por YANG (2010).

Tabela 2.10: Resultados dos ensaios.

Viga	f_{cm} (MPa)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$
N5-4	31,4	171,5	446,9	0,53	1,40	2,60
N5-6		289,1	535,1	0,58	1,07	1,85
N5-7.5		254,8	479,2	0,46	0,97	2,08
N5-10		286,2	596,8	0,44	0,69	1,56
N10-4		372,4	582,1	0,43	0,60	1,40
N10-6		137,2	192,1	0,33	0,75	2,25
N10-7.5		142,1	311,6	0,29	0,44	1,52
N10-10		166,6	375,3	0,26	0,64	2,41
S5-4	37,4	145,5	355,0	0,37	0,91	2,44
S5-6		146,6	416,0	0,25	0,71	2,84
S5-7.5		176,5	423,5	0,24	0,58	0,24
S5-10		201,0	433,5	0,21	0,44	2,16
S10-4		103,5	241,0	0,27	0,62	2,32
S10-6		128,0	286,0	0,22	0,49	2,24
S10-7.5		139,0	312,5	0,19	0,43	2,25
S10-10		167,5	317,5	0,17	0,33	1,89
A5-4	33,0	102,5	299,5	0,28	0,82	2,92
A5-6		128,0	338,5	0,23	0,62	2,65
A5-7.5		154,5	341,0	0,22	0,50	2,21
A5-10		181,0	368,0	0,20	0,40	2,04
A10-4		73,5	209,0	0,20	0,57	2,83
A10-6		102,0	228,0	0,19	0,41	2,24
A10-7.5		118,5	240,0	0,17	0,35	2,02
A10-10		137,0	257,5	0,15	0,28	1,89

As Figuras 2.29 e 2.30 apresentam os valores das tensões de fissuração diagonal e máxima, estudadas por YANG *et al.* (2003) e YANG (2010) de concreto convencional (NWC), concreto semi-leve (SLWC) e concreto todo leve (ALWC), com relação $a/h=0,5$ e $a/h=1,0$, respectivamente.

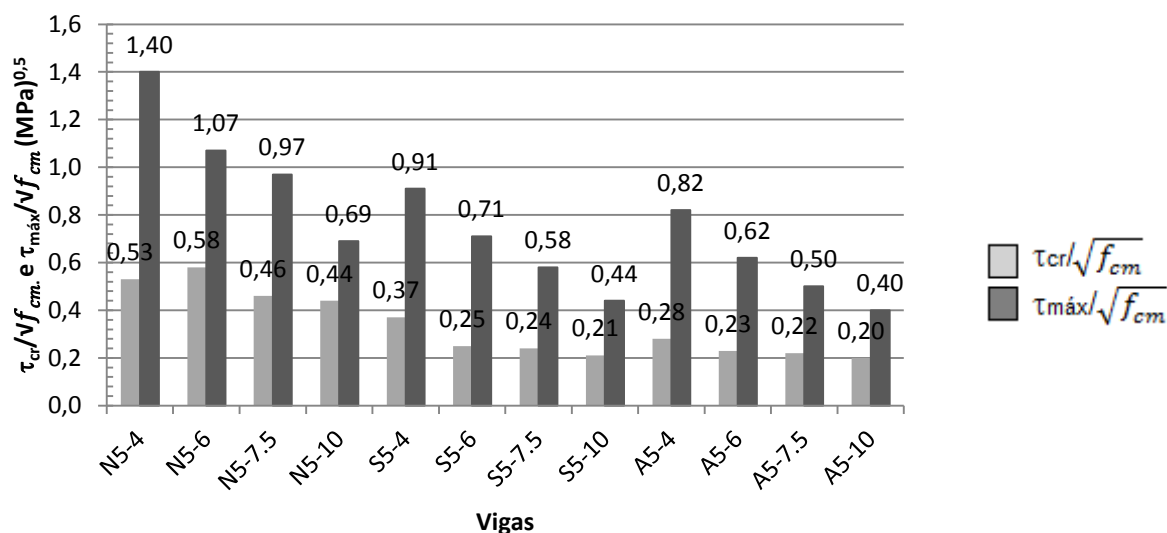


Figura 2.29: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas de concreto normal, semi leve e todo leve, com relação $a/h=0,5$. (YANG, 2010)

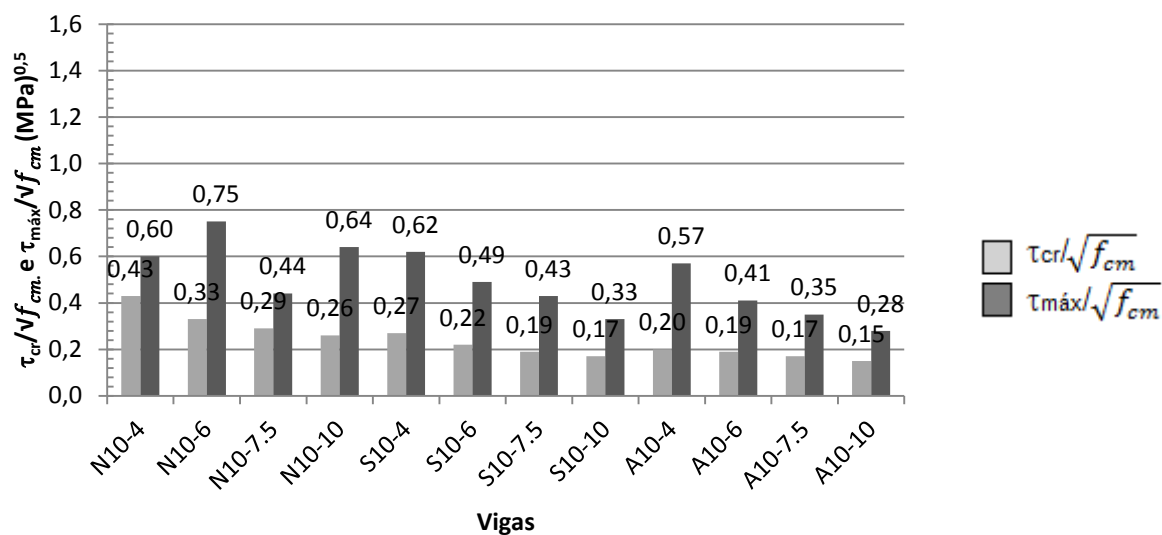


Figura 2.30: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados para vigas de concreto normal, semi leve e todo leve, com relação $a/h=1,0$. (YANG, 2010)

Nota-se que as tensões de fissuração diagonal e máxima são influenciadas pelo tipo de concreto. Como já dito por Mo *et al.* (2017), o concreto leve é menos resistente ao cisalhamento que o concreto convencional.

As vigas-parede de concreto convencional, com relação $a/h=0,5$, em relação às vigas-parede de concreto semi leve e todo leve, com:

- $h=400$ mm: tiveram uma diminuição na tensão de fissuração diagonal de 30,1 e 47,1% e na tensão máxima de 35 e 41,1%, respectivamente;
- $h=600$ mm: tiveram uma diminuição de 56,8 e 60,3% na tensão de fissuração diagonal e de 33,6 e 42% na tensão máxima, respectivamente;
- $h=750$ mm: redução de 47,8 e 52,1% na tensão de fissuração diagonal e de 40,2 e 48,4% na tensão máxima, respectivamente;
- $h=1000$ mm: apresentaram uma redução de 52,2 e 54,5% na tensão de cisalhamento diagonal e de 36,2 e 42% na tensão máxima, respectivamente.

Já as vigas-parede de concreto convencional, com relação $a/h=1,0$, em relação às vigas-parede de concreto semi leve e todo leve, com:

- $h=400$ mm: tiveram uma redução na tensão de fissuração diagonal de 37,2 e 54,4% e na tensão máxima, um aumento de 3,22% em relação à viga-parede de concreto semi leve e uma diminuição de 5% em relação à viga-parede de concreto todo leve;
- $h=600$ mm: tiveram uma diminuição de 33,3 e 42,4% na tensão de fissuração diagonal e de 34,6 e 45,3% na tensão máxima, respectivamente;
- $h=750$ mm: redução de 34,4 e 41,3% na tensão de fissuração diagonal e de 2,27 e 20,4% na tensão máxima, respectivamente;
- $h=1000$ mm: apresentaram uma redução de 34,6 e 42,3% na tensão de cisalhamento diagonal e de 48,4 e 56,2% na tensão máxima, respectivamente.

As Figuras 2.31 e 2.32 apresentam as curvas $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{cr}$ e $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}$, e a Tabela 2.11 apresenta os coeficientes dessas curvas, a fim de avaliar o efeito nas vigas de concreto convencional, semi leve e todo leve.

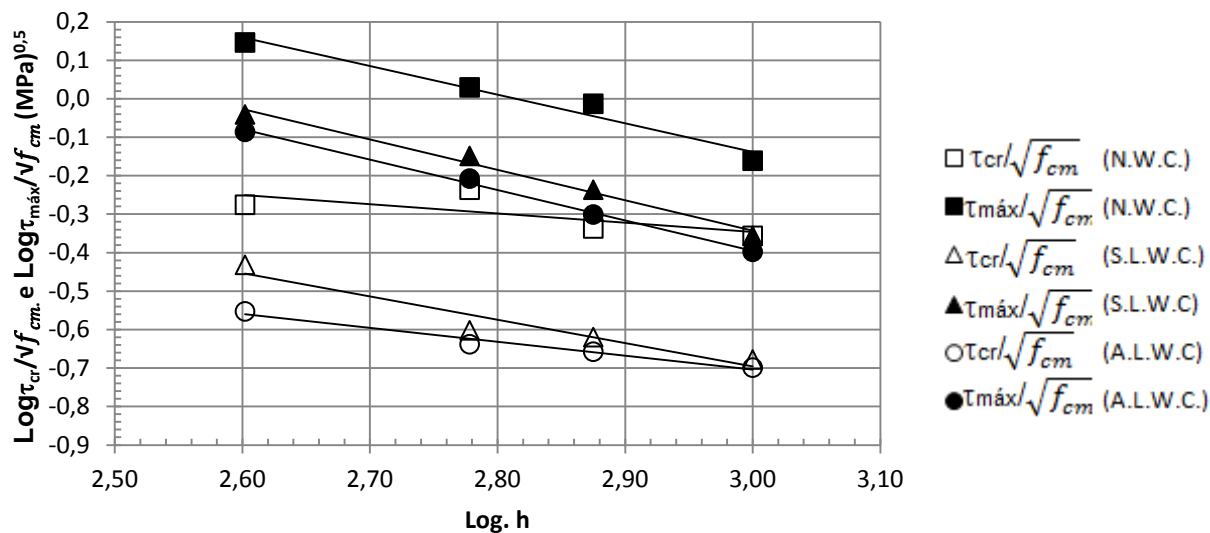


Figura 2.31: Log. $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h e Log. $\tau_{máx}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas com a/h=0,5. (YANG, 2010)

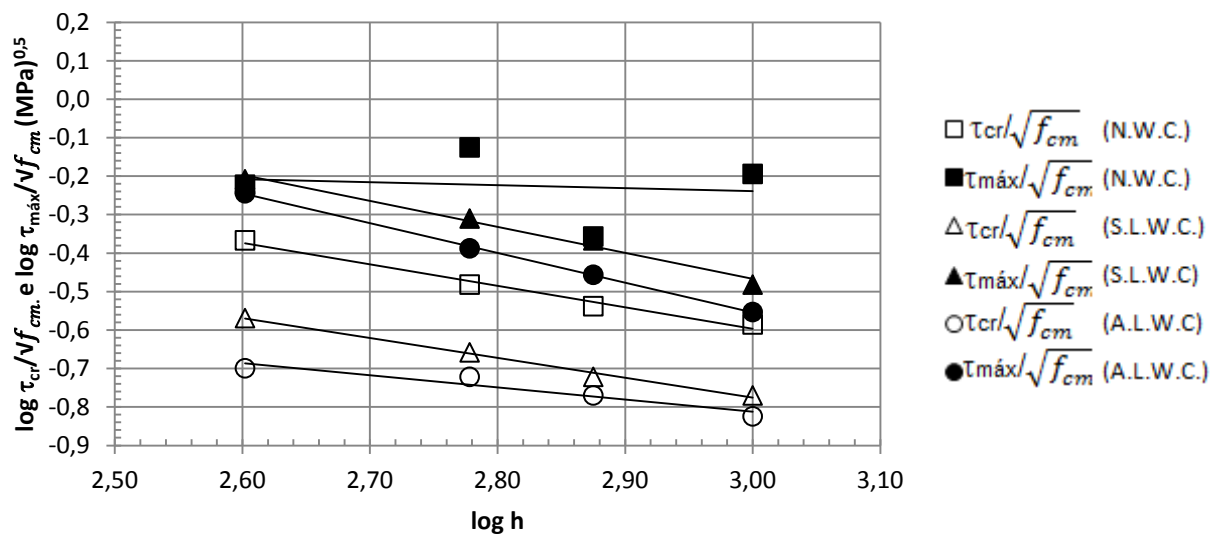


Figura 2.32: Log. $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h e Log. $\tau_{máx}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log. h das vigas com a/h=1,0. (YANG, 2010)

A Tabela 2.11 apresenta os valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência das curvas Log h vs Log τ_{cr} e Log h vs Log $\tau_{máx}$ das vigas-parede de concreto convencional, semi leve e todo leve.

Tabela 2.11: Valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de Log h vs Log $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e Log h vs Log $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$.

Pesquisa	Relação a/h	$m_{\tau_{cr}}$	$m_{\tau_{m\acute{a}x}}$
YANG (2003) Concreto convencional	0,5	-0,23	-0,76
YANG (2010) Concreto semi leve		-0,61	-0,80
YANG (2010) Concreto todo leve		-0,36	-0,80
YANG (2003) Concreto convencional	1,0	-0,56	-0,31
YANG (2010) Concreto semi leve		-0,51	-0,69
YANG (2010) Concreto todo leve		-0,32	-0,78

Dessa forma, Yang (2010) concluiu que o efeito de tamanho em vigas-parede de concreto leve foi maior que em vigas-parede de concreto convencional, sendo mais evidente nas vigas-parede de concreto todo leve do que nas vigas-parede de concreto semi leve.

2.10.4 Ali e Lazim (2016)

Ali e Lazim (2016) ensaiaram vigas-parede de concreto convencional (N.W.C.) e concreto leve (L.W.C), cujas principais varáveis consideradas foram: a altura de 400, 460, 520 mm, a densidade do concreto de 1600, 1700 e 1810 kg/m³ e a relação a/h de 0,5, 0,75 e 1,0. O comprimento das vigas foi de 1300 mm e a largura das vigas foi de 150 mm. A Tabela 2.12 apresenta as características das vigas estudadas e os valores do cortante de fissuração diagonal máximo e suas respectivas tensões de cisalhamento normalizadas.

Na nomenclatura dessas vigas CB significa *control beams* (vigas de referência), sendo uma de concreto convencional e outra de concreto leve e o termo TB significa *test beams* (vigas de teste), que são constituídas por 10 vigas, onde

houve a variação da altura (2 vigas), da densidade do concreto (2 vigas), da armadura na alma (4 vigas) e da relação a/h (2 vigas).

Tabela 2.12: Valores de cortante de fissuração e máximo e suas respectivas tensões de cisalhamento normalizadas. (ALI e LAZIM, 2016)

Viga	h (mm)	a/h	f_{ck} (MPa)	ρ (kg/m ³)	V_{cr} (kN)	V_u (kN)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa ^{-0,5})	$\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$	
CB1	400	0,5	32,5	Normal	77	180	0,22	0,53	2,34	
CB2			21,1		60	135	0,22	0,49	2,25	
TB1	460	0,435	21,1	1600	75,5	145	0,24	0,46	1,92	
TB2	520	0,385	21,1		89	152	0,25	0,42	1,71	
TB3	400	0,5	22,9	1700	63,5	141,5	0,22	0,49	2,23	
TB4			24,6	1800	68	145,5	0,23	0,49	2,14	
TB5			21,1	1600	59	141	0,21	0,51	2,39	
TB6			21,1		58,5	143	0,21	0,52	2,44	
TB7			21,1		57	100	0,21	0,36	1,75	
TB8			21,1		63	154	0,23	0,56	2,44	
TB9			0,75		21,1	47	115	0,17	0,42	2,45
TB10			1,0		21,1	38,5	95	0,14	0,34	2,47

A Tabela 2.13 apresenta a relação das armaduras em cada viga-parede.

Tabela 2.13: Relação das armaduras

Viga	Armadura principal	Armadura vertical	Armadura horizontal	Viga	Armadura principal	Armadura vertical	Armadura horizontal
CB1	3 ϕ 10	ϕ 6 c/150	ϕ 6 c/200	TB5	3 ϕ 12	ϕ 6 c/150	ϕ 6 c/200
CB2				TB6	3 ϕ 10	ϕ 8 c/150	
TB1				TB7		-----	-----
TB2				TB8		ϕ 8 c/150	ϕ 8 c/150
TB3				TB9		ϕ 6 c/150	ϕ 6 c/200
TB4				TB10	ϕ 6 c/200		

Na Figura 2.33 nota-se a influência do tipo de concreto, da altura útil das vigas, da densidade do concreto e da relação a/h sobre as curvas cargas vs flecha das vigas ensaiadas por Ali e Lazim (2016).

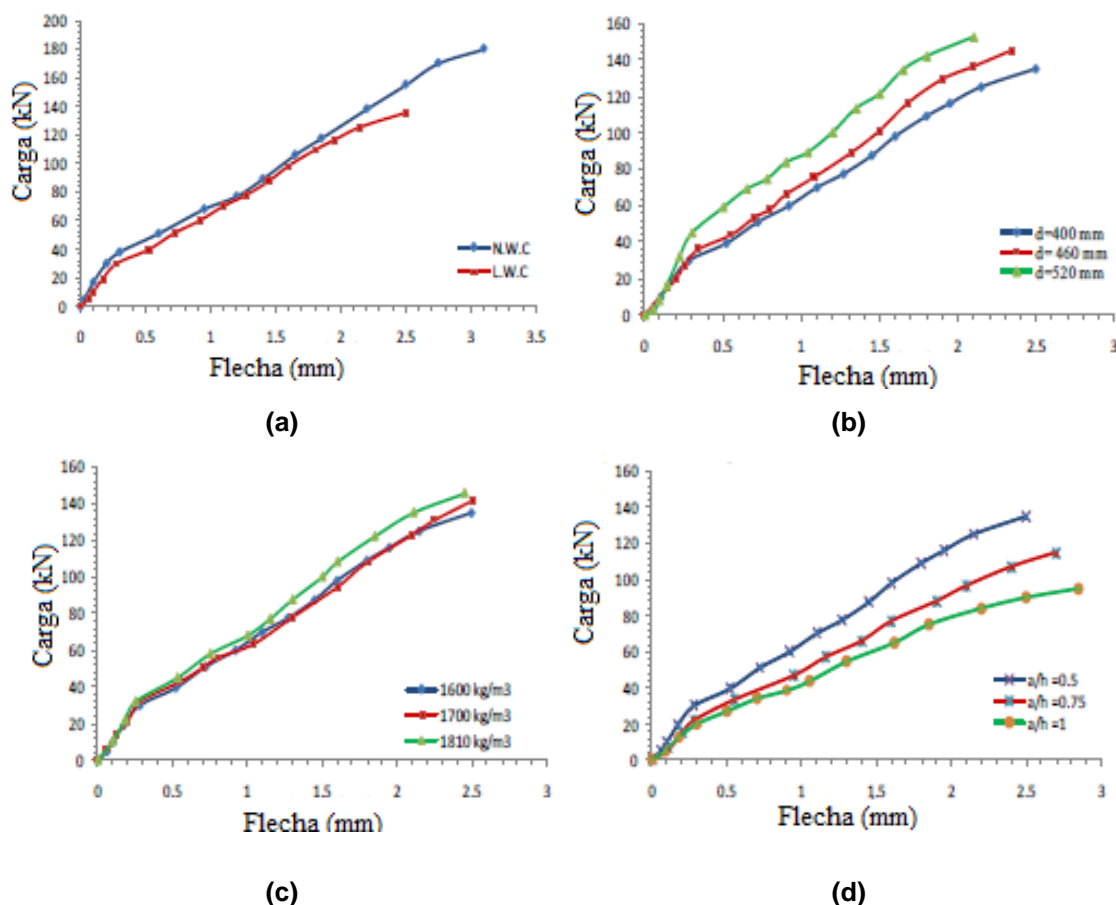


Figura 2.33: Influência nas curvas carga vs flecha de diferentes parâmetros: a) do tipo de concreto (CB1 e CB2), b) da altura útil das vigas (CB2, TB1 e TB2) c) da densidade do concreto (CB2, TB3 e TB4) e d) da relação a/h (CB2, TB9 e TB10). (ALI e LAZIM, 2016)

Os pesquisadores, ao compararem o concreto leve com o concreto de peso normal, concluem que o cortante de fissuração diagonal e máximo diminuem nas vigas de concretos leves. O fato do concreto leve ter menor módulo de elasticidade, levou a uma inclinação inicial no regime elástico da curva carga vs flecha menos inclinada para viga-parede de concreto leve do que para vigas parede de concreto de peso normal. Observou-se que as vigas de concreto leve tiveram menor deslocamento vertical que a viga de concreto de peso normal para a carga última. Nota-se que as vigas de concreto leve experimentaram, para estágios inferiores de carga, maior deformabilidade que as de concreto normal.

Percebe-se também que, conforme a altura útil das vigas aumenta, a capacidade de carga também aumenta. A densidade do concreto leve também

influenciou na resistência última ao cisalhamento, pois a capacidade de carga máxima dessas vigas foi maior quando a densidade do concreto também foi maior.

A Figura 2.34 apresenta os valores das tensões de fissuração diagonal e máxima, estudadas por YANG *et al.* (2003) e a Figura 2.35 apresenta a influência da relação a/h na tensão cisalhante de fissuração diagonal e máxima das vigas-parede CB2, TB9 e TB10 com $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$.

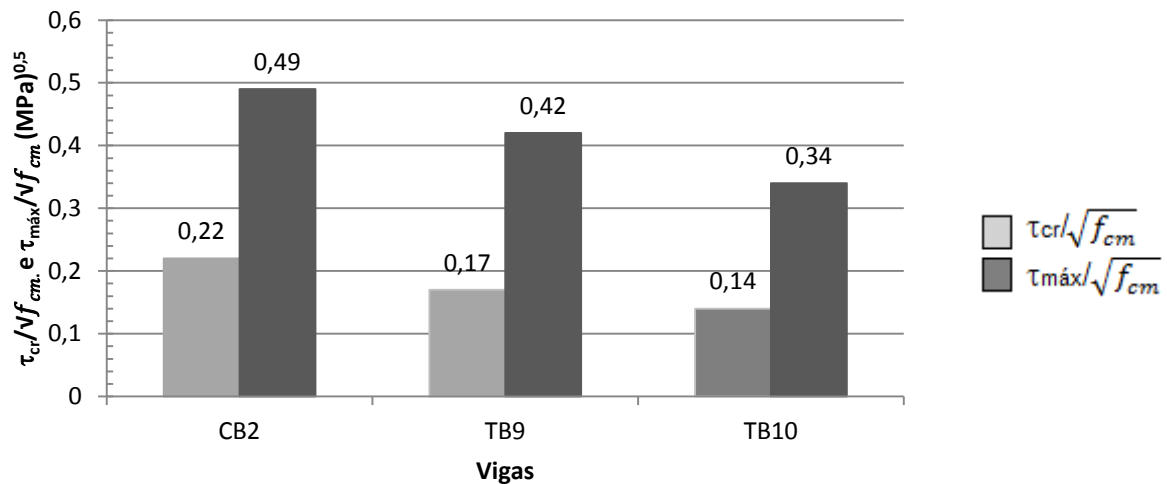


Figura 2.34: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados das vigas de concreto com $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$. (ALI e LAZIM, 2016)

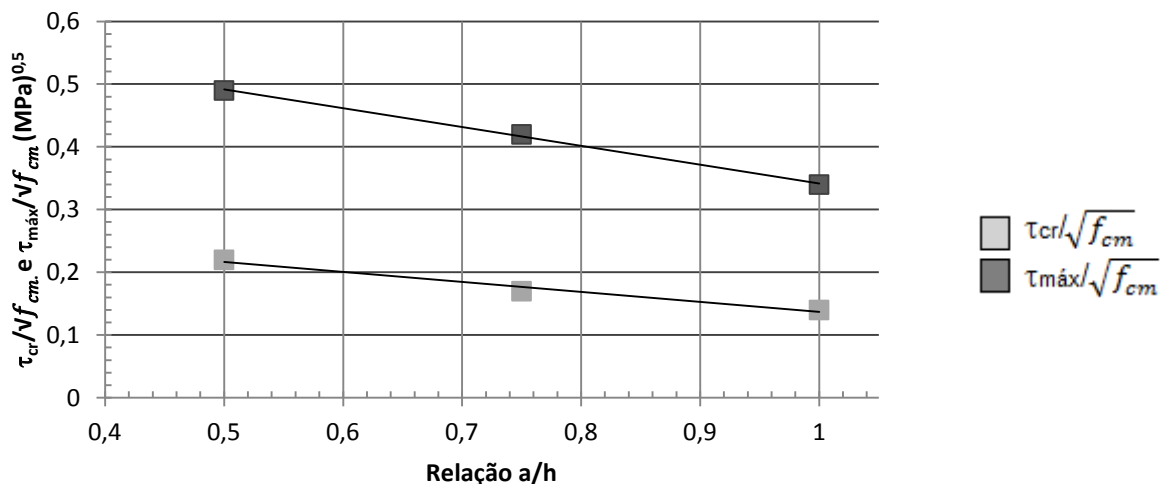


Figura 2.35: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas de concreto com $\rho=1600 \text{ kg/m}^3$. (ALI e LAZIM, 2016)

Observa-se que o aumento na relação a/h diminui os valores dos cortantes de fissuração diagonal e máximo normalizados. Em relação à viga CB2, a diminuição

das tensões de cisalhamento de fissuração diagonal nas vigas TB9 e TB10 foram de 22,7 e 36,3% e a diminuição das tensões máximas foram de 14,3 e 30,6%, respectivamente. Os coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{máx}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h foram -0,16 e -0,30, respectivamente.

2.10.5 Considerações finais dos estudos existentes

Embora tenham tido muitas pesquisas sobre a transferência da tensão de cisalhamento em concreto leve, ainda não existem estudos referentes ao comportamento de vigas-parede de concreto leve com inserção de fibras.

Sendo assim, a partir dos trabalhos apresentados anteriormente, foi possível acentuar alguns pontos importantes que induziram a produção deste trabalho, como complementação e avanço dos estudos desenvolvidos até o momento e para o melhor entendimento da ação das fibras de aço na resistência ao cisalhamento de vigas-parede de concreto leve. A Tabela 2.14 resume as principais conclusões dos trabalhos citados.

Tabela 2.14: Trabalhos relacionadas ao tema.

(continua)

Autor (ano)	Material estudado	Principais variáveis estudadas	Principais conclusões
NARAYANAN e DARWISH (1988)	Concreto convencional com fibras	<ul style="list-style-type: none"> Porcentagem da inserção de fibras de aço Relação a/h 	Aumento na tensão de fissuração diagonal de 16,6, 21,8, 30,5 e 44,4% na inserção de 0,5, 0,75, 1,0 e 1,25% de fibras de aço, respectivamente, e nas tensões máximas de 0,9, 9,24, 10 e 10% com 0,25, 0,75, 1,0 e 1,25% de inserção de fibras de aço, respectivamente.
MANSUR e ONG (1991)	Concreto convencional com fibras	<ul style="list-style-type: none"> Porcentagem de inserção de fibras de aço Relação a/h 	Aumento de 14, 27 e 27% na tensão de fissuração diagonal e de 7, 16 e 23% na tensão de cisalhamento máxima quando aumentou-se o volume da inserção de fibras para 0,5, 1,0 e 1,5%, respectivamente.
YANG (2010)	Concreto leve	<ul style="list-style-type: none"> Concreto leve e semi leve Relação a/h Altura 	Efeito de tamanho em vigas-parede de concreto leve foi maior que em vigas-parede de concreto convencional, sendo mais evidente nas vigas-parede de concreto todo leve do que nas vigas-parede de concreto semi leve.

Tabela 2.14: Trabalhos relacionados ao tema.

(conclusão)

Autor (ano)	Material estudado	Principais variáveis estudadas	Principais conclusões
ALI e LAZIM (2016)	Concreto leve	<ul style="list-style-type: none">• Densidade do concreto leve• Relação a/h• Altura das vigas	A capacidade de carga máxima dessas vigas foi maior quando a densidade do concreto também foi maior.

Dessa forma, verifica-se a necessidade de estudos mais profundos que avaliem o efeito da inserção de fibras de aço no comportamento estrutural de vigas-parede de CLE com diferentes alturas e relações a/h. Estas questões deram origem ao programa experimental definido no capítulo a seguir.

CAPÍTULO III – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são descritos os materiais e detalhados os métodos de execução, a instrumentação e a montagem dos ensaios realizados para se alcançar os objetivos desta pesquisa.

Foram ensaiadas 12 vigas-parede simplesmente apoiadas, sob carregamento constante simétrico a quatro pontos. As variáveis analisadas foram: o tipo de concreto (CLE e CLE com adição de 1% de fibras de aço), a altura das vigas (com 400, 600 e 700 mm) e a relação a/h (com valores de 0,5, 0,8 e 1,0).

Todas as vigas foram moldadas e ensaiadas na Oficina de Estruturas e Materiais do Laboratório de Engenharia Civil (LECIV) da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

3.1 Materiais

3.1.1 Cimento Portland

Foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CPV ARI RS) da marca Mizu. A Tabela 3.1 apresenta a composição química deste cimento e a Tabela 3.2, suas propriedades físico-químicas (informadas pelo fabricante).

Tabela 3.1: Composição química do cimento CPV ARI RS.

Componentes	Faixa de concentração (%)
Silicato Tricálcio	20 – 70
Silicato Dicálcio	10 – 60
Ferro-Aluminato de Cálcio	5 – 15
Aluminato Tricálcio	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 CPV ARI RS.

pH em solução aquosa	11 – 14
Blaine	$\geq 3000 \text{ cm}^2/\text{g}$
Massa específica absoluta	$2,8 - 3,2 \text{ g/cm}^3$ a 25°C
Massa específica aparente	$0,88 - 0,93 \text{ g/cm}^3$ a 25°C
Superfície específica	$> 380 \text{ m}^2.\text{kg}^{-1}$
Solubilidade em água	Até $1,6 \text{ g/l}$ a 25°C
Tempo de início de pega	$\geq 1 \text{ h/min}$
Tempo de fim de pega	$\leq 1 \text{ h/min}$
Resistência à compressão (1 dia)	$\geq 14 \text{ MPa}$
Resistência à compressão (3 dias)	$\geq 24 \text{ MPa}$
Resistência à compressão (7 dias)	$\geq 34 \text{ MPa}$
Expansibilidade à quente	$\leq 5,0 \text{ mm}$
Finura na peneira #200	$\leq 6,0 \%$

3.1.2 Agregado Graúdo

Para a produção do concreto leve foi utilizada argila expandida, produzida pela empresa CINEXPAN[®], conhecida como argila expandida 1506. A Figura 3.1 apresenta a curva granulométrica da argila utilizada e a Tabela 3.3 apresenta as principais características desse agregado (fornecidas pelo fabricante).

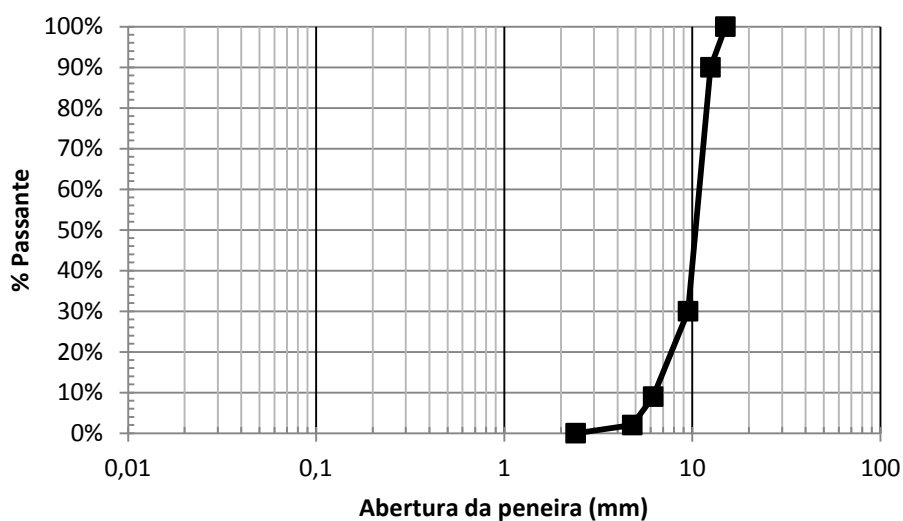


Figura 3.1: Curva granulométrica da argila expandida CINEXPAN 1506.

Tabela 3.3: Principais características da argila expandida.

Granulometria	2 a 15 mm
Densidade aparente	600 kg/m ³
Resistência mecânica	2,27 MPa

3.1.3 Agregado Miúdo

Foi utilizada uma areia quartzosa proveniente do rio Paraíba do Sul, na região de Campos dos Goytacazes/RJ. A Figura 3.2 mostra a curva granulométrica da areia utilizada nas concretagens.

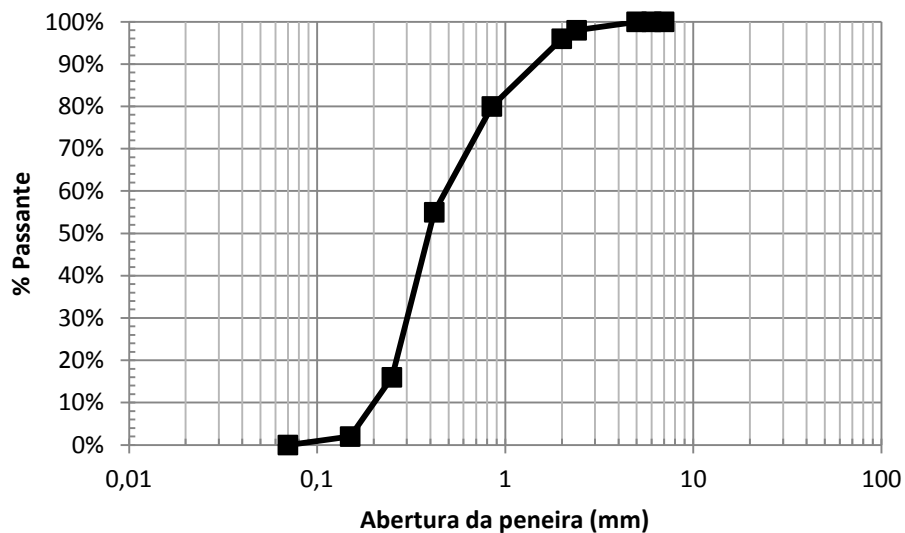


Figura 3.2: Curva Granulométrica da areia.

A classificação desse agregado miúdo foi feita segundo os procedimentos da ABNT NBR-NM 248 (2003) e da ABNT NBR- NM 52 (2009) e são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Principais características do agregado miúdo.

Diâmetro máximo	7 mm
Módulo de finura	1,03 mm
Massa específica real	2,73 g/cm ³

3.1.4 Fibras de aço

A fibra de aço utilizada foi do tipo metálica Wirand FS7, com ancoragem nas extremidades, distribuída pela empresa MACAFERRI[®]. A Tabela 3.5 apresenta as características dessa fibra de aço (dados especificados pelo fabricante).

Tabela 3.5: Principais características da fibra de aço.

Comprimento (l)	33 mm
Diâmetro (d)	0,55 mm
Fator de forma (l/d)	60
Resistência à tração	> 1100 MPa
Massa específica	7850 kg/m ³

A Figura 3.3 mostra um exemplar da fibra utilizada nessa pesquisa.



Figura 3.3: Fibra metálica Wirand FS7.

3.1.5 Água

A água utilizada para produção dos concretos foi proveniente da rede de abastecimento Águas do Paraíba, do Município de Campos dos Goytacazes-RJ

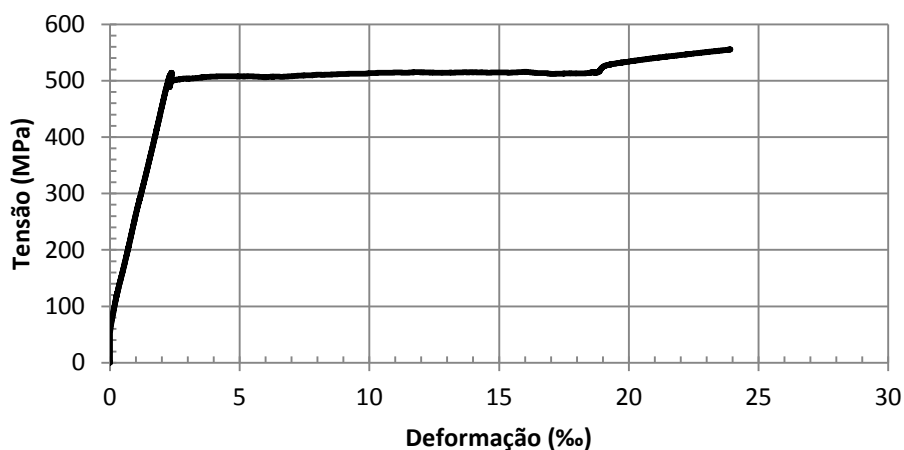
3.1.6 Superplastificante

Para a produção dos concretos, foi usado superplastificante PLASTOL 5035 da Viapol[®].

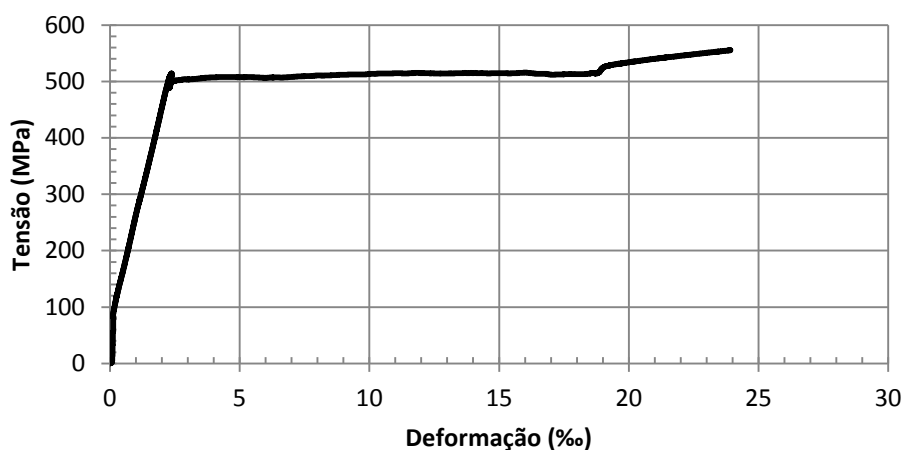
3.1.7 Armaduras

Foram utilizadas barras nervuradas CA-50 da GERDAU[®] para a armadura longitudinal das vigas-parede. Essas barras foram distribuídas em altura da ordem de 0,15 h, conforme recomendação da ABNT NBR 6118 (2014).

Algumas amostras das barras utilizadas na armadura longitudinal foram ensaiadas à tração conforme a ABNT NBR ISO 6892-1 (2015), no Laboratório de Materiais Avançados (LAMAV) da UENF. A Figura 3.4 mostra as curvas tensão vs deformação das barras ensaiadas.



(a)



(b)

Figura 3.4: Curva tensão vs deformação das barras ensaiadas: a) $\phi=16$ mm e b) $\phi=12,5$ mm.

A Tabela 3.6 apresenta as propriedades físicas e mecânicas das barras ensaiadas.

Tabela 3.6: Propriedades físicas e mecânicas das barras nervuradas.

Aço	Área (mm ²)	ϕ (mm)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_{yd} (‰)
CA50	200,9	16	513,8	192	2,36
	122,6	12,5	507,8	185	2,39

3.1.8 Forma

Para a confecção das vigas-parede foi fabricada uma forma metálica de 3 metros de comprimento e 75 centímetros de altura. Sua configuração permitiu flexibilidade na concretagem das vigas, independente da altura e comprimento da viga. Os comprimentos das vigas são restringidos por placas de 150 X 750 mm, colocadas ao longo do comprimento da forma e fixados por guias metálicas. A Figura 3.5 mostra o desenho em perspectiva da forma com suas principais dimensões e a Figura 3.6 mostra a forma metálica pronta para a moldagem de um grupo de vigas.

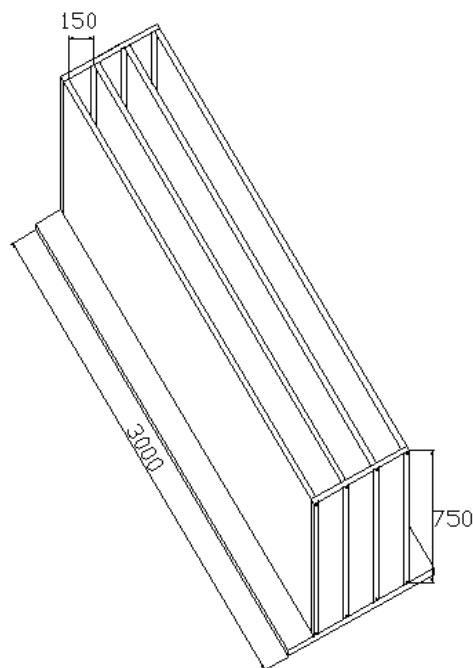


Figura 3.5: Desenho em perspectiva da forma com suas principais dimensões (mm).



Figura 3.6: Forma metálica para concretagem das vigas-parede.

3.2 Detalhes das vigas-parede

Para alcançar os objetivos desta dissertação, foram ensaiadas 12 vigas-parede, divididas em duas etapas: a primeira etapa composta por 6 vigas-parede de referência, confeccionadas de concreto leve, e a segunda, por 6 vigas-parede de concreto leve com fibras. A Figura 3.7 mostra um esquema da nomenclatura utilizada para cada viga-parede e as variáveis consideradas.

As nomenclaturas das vigas se dividem em três partes. A primeira parte se refere ao tipo de concreto: VCL para vigas de concreto leve e VCLF para vigas de concreto leve com fibras; a segunda parte se refere à relação a/h , sendo 05 para relação $a/h=0,5$, 10 para relação $a/h=1,0$ e 08 para relação $a/h=0,8$; a terceira se refere à altura da viga-parede, sendo 4 para $h=400$ mm, 6 para $h=600$ mm e 7 para $h=700$ mm.

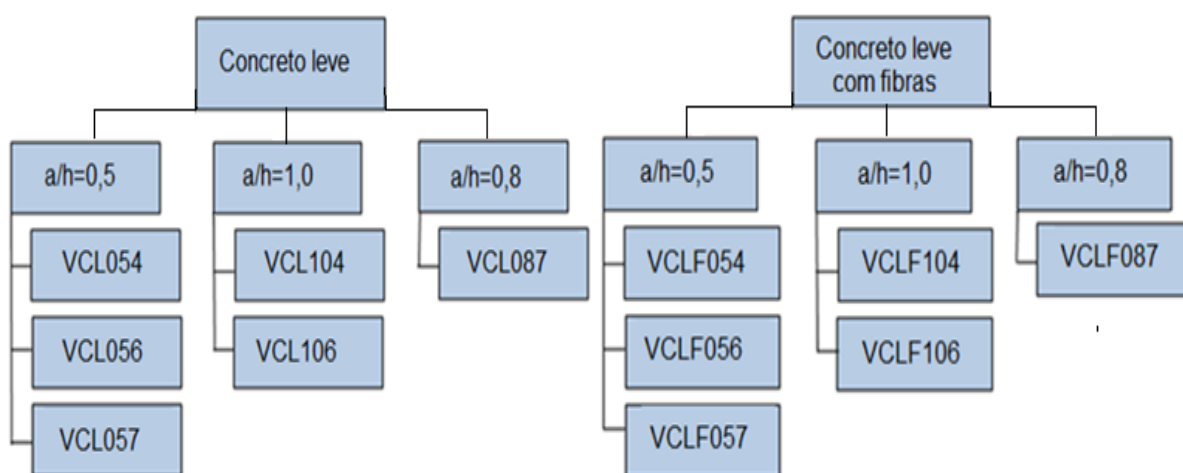


Figura 3.7: Principais variáveis e nomenclatura das vigas-parede.

A Tabela 3.7 fornece alguns outros detalhes das vigas-parede, como: vão de cisalhamento (a), altura (h), altura efetiva (d), comprimento (l). Todas as vigas tinham a mesma largura de seção $b_w=150$ mm e a distância entre as duas cargas foi constante e igual a 200 mm.

Tabela 3.7: Detalhes das vigas-parede.

Nomenclatura	Tipo de Concreto	a/h	a (mm)	h (mm)	d (mm)	l (mm)
VCL054	Leve	0,5	200	400	361,6	800
VCL056			300	600	557,1	1000
VCL057			350	700	657,1	1100
VCL104		1,0	400	400	359,1	1200
VCL106			600	600	554,0	1600
VCL087		0,8	560	700	654,0	1520
VCLF054		Leve com fibras	0,5	200	400	361,6
VCLF056	300			600	557,1	1000
VCLF057	375			750	657,1	1100
VCLF104	1,0		400	400	359,1	1200
VCLF106			600	600	554,0	1600
VCLF087	0,8		560	750	654,0	1520

3.3 Confeção das vigas-parede

3.3.1 Confeção das armaduras longitudinais

A área da armadura foi calculada utilizando o modelo de bielas e tirantes, com os coeficientes prescritos pelo ACI 318-08 (2014) e o *software* CAST[®] (2004). O modelo de bielas e tirantes adotado para o dimensionamento das vigas-parede é apresentado na Figura 3.8. No Apêndice se encontram as análises das vigas-parede realizadas por esse *software*.

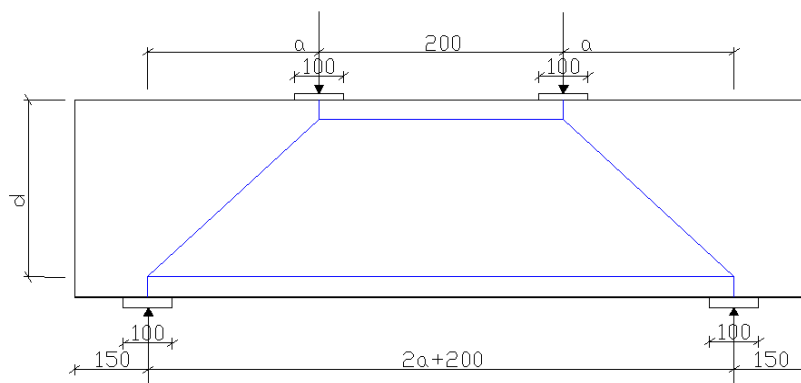


Figura 3.8: Modelo de bielas e tirantes adotado para o dimensionamento das vigas-parede.

Como dado de entrada, foi considerada a resistência característica do concreto (f'_c) de 30 MPa e foi aplicado um coeficiente de redução dessa resistência de 0,85 por se tratar de concreto leve. As placas de aplicação das cargas pontuais tinham dimensão 100 mm x 150 mm x 20 mm. Para o dimensionamento das bielas foi considerada a opção “*ACI Bottle-Shaped Struts w/o Steel*” para o dimensionamento das bielas do tipo garrafa e “*ACI Prismatic Struts*” para as bielas do tipo prismáticas. Os nós do tipo CCC foram dimensionados pela opção “*ACI CCC Nodes*” e os do tipo CCT “*ACI CCT Nodes*”. Os tirantes foram dimensionados a fim de posicionar as barras de aço em duas camadas. A tensão de escoamento do aço foi considerada como 500 MPa. A mesma área de aço empregada nas vigas-parede sem fibra foi usada nas vigas-parede de concreto leve com fibras. Os resultados das análises realizados pelo *software* CAST[®] se encontram no Apêndice A.

A Tabela 3.8 apresenta um resumo da altura da viga (h), da altura da chapa (H), do diâmetro, da quantidade de barras, da área total de armadura longitudinal (A_s) e da taxa de armadura longitudinal ($\rho_s = A_s/b_w d$) de cada viga ensaiada e a Figura 3.9 ilustra o posicionamento da chapa de aço na seção transversal e a disposição das armaduras longitudinais das vigas-parede.

Tabela 3.8: Resumo do consumo de aço.

Viga			Tipo do aço	Diâmetro (mm)	Quantidade	Área (cm ²)	ρ_s (%)	
Relação a/h	h (mm)	H (mm)						
0,5	400	82,5	N1	10	4	8,05	1,48	
			N2	12,5	4			
	600	92	N3	12,5	2	10,49	1,26	
			N4	16	4			
			700	N5	12,5	2	10,49	1,06
				N6	16	4		
1,0	400	92	N7	10	2	9,61	1,78	
			N8	16	4			
	600		N9	16	6	12,06	1,45	
0,8	700	N10	16	6	12,06	1,23		

A armadura longitudinal foi contínua em todo o comprimento da viga e soldadas nas suas extremidades em placas de aço carbono com o intuito de prover a ancoragem necessária.

Para a confecção das placas, primeiramente, com o auxílio de uma serra hidráulica Franho S500[®], duas chapas de aço foram cortadas em placas com dimensões de 82,5 mm x 150 mm x 20 mm e 92 mm x 150 mm x 20 mm, conforme ilustrado na Figura 3.9. Depois, essas placas foram furadas com uma furadeira de bancada da marca Schulz Fsb 5/8[®], nas posições onde as barras seriam posteriormente soldadas, usando brocas do mesmo diâmetro das barras (Figura 3.10).



Figura 3.10: Etapas iniciais da confecção das armaduras: a) corte das chapas de aço em placas e b) realização de furos nas placas.

A união das barras com as placas de aço foi feita por meio de solda. Essa técnica garantiu a ancoragem das barras, o cobrimento do concreto e o espaçamento entre as barras. As Figuras 3.11a e 3.11b mostram a realização da solda e a posição final das barras soldadas na placa de aço, respectivamente, e a Figura 3.11c mostra o aspecto final das armaduras longitudinais.

Todos esses procedimentos da confecção das armaduras foram realizados no Laboratório de Materiais Avançados (LAMAV) da UENF.



a)



b)



c)

Figura 3.11: Processo de realização da ancoragem: a) soldagem das barras nas chapas de aço, b) posição final das barras soldadas na placa de aço e c) aspecto final das armaduras longitudinais.

3.3.2 Composição dos concretos

Foram produzidas duas composições de concreto: concreto leve e concreto leve com fibras. A quantidade dos materiais para confecção de um metro cúbico de concreto está mostrada na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Quantidade de materiais para produzir um metro cúbico de concreto.

Tipo do Concreto	a/c	Consumo de material (kg/m ³)					
		Água	Cimento	Argila expandida (graúdo)	Areia (miúdo)	SP (%)	Fibra de aço (%)
Leve	0,47	199,5	428,9	361,9	672,1	0,22	--
Leve com fibras	0,47	199,5	425,5	361,9	672,1	0,35	1,0

A quantidade de superplastificante foi calculada em relação ao consumo de cimento. A quantidade de fibras foi calculada com relação ao volume de concreto.

3.3.3 Concretagem e cura das vigas

O processo de mistura do concreto foi feito de acordo com Pereira (2016):

- umedece do misturador com água;
- adiciona metade da água e por 1 minuto faz-se a mistura dos agregados leves;
- espera 10 minutos para a absorção da metade da água pelos agregados, com o motor desligado;
- acrescenta o cimento e mistura por mais 1 minuto;
- adiciona o agregado miúdo e o restante da água com o superplastificante diluído e mistura por mais 3 minutos;
- nos concretos fibrosos, faz-se a inserção das fibras de aço.

A Figura 3.12 ilustra a sequência da produção do concreto.



Figura 3.12: Sequencia da produção dos concretos: a) agregados leves absorvendo parte da água, b) homogeneização do agregado com o cimento e c) inserção do restante dos materiais e aspecto fina da mistura.

Após a concretagem, a forma contendo as vigas foi coberta por uma manta úmida e logo após a desforma das vigas, cobriram-se as vigas com a mesma manta úmida, umidificada duas vezes por dia, a fim ajudar no processo de cura do concreto. A Figura 3.13 ilustra esse processo.



(a)

(b)

Figura 3.13: Processo de cura das vigas-parede: a) desforma das vigas-parede e b) umidificação da manta.

3.4 Aquisição de dados

3.4.1 Instrumentação

Foi posicionado um transdutor linear de deslocamento (LVDT) localizado no meio do vão das vigas-parede, a fim de monitorar os deslocamentos verticais (flechas). Os dados foram registrados por um computador, em tempo real, e armazenados pelo sistema de aquisição de dados Metrolog SIAD[®]. A Figura 3.14 ilustra o esquema da instrumentação das vigas-parede realizada nessa pesquisa.

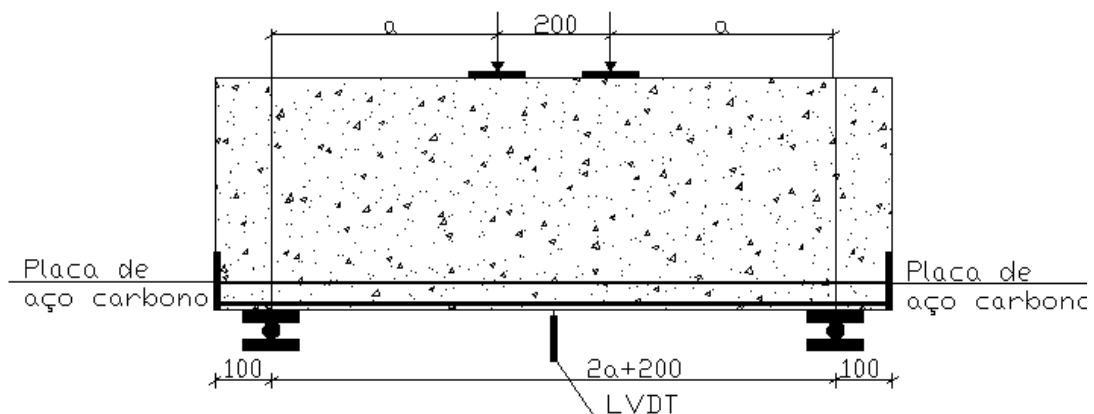


Figura 3.14: Esquema de instrumentação das vigas-parede.

3.4.2 Monitoramento da abertura das fissuras

Ao iniciar o ensaio das vigas-parede, foi acionada uma câmera fotográfica digital (Canon[®] - EOS Rebel T7i DSLR com EF-S 18-55 mm IS STM Lens) para registrar as imagens a cada segundo. Destas imagens foram selecionadas algumas para mensuração das fissuras. Com os dados do tempo de cada valor de

carregamento e o tempo de obtenção de cada imagem, pode-se determinar a evolução da abertura das fissuras. A mensuração das fissuras foi realizada através do *software* AutoCAD[®]. A Figura 3.15 ilustra o *set up* desse processo.



Figura 3.15: *Set up* para aquisição dos dados.

3.5 Esquema de ensaio

As vigas-parede foram ensaiadas sob carregamento constante simétrico a quatro pontos até a ruptura, usando um atuador hidráulico controlado por um sistema servo hidráulico MTS[®]. Usa-se, geralmente, essa configuração nas pesquisas de ruptura por cisalhamento por conter flexão pura na região entre as cargas e esforço cortante constante nas duas regiões entre a carga e o apoio. A Figura 3.16 ilustra o modelo estrutural e os diagramas de esforços solicitantes.

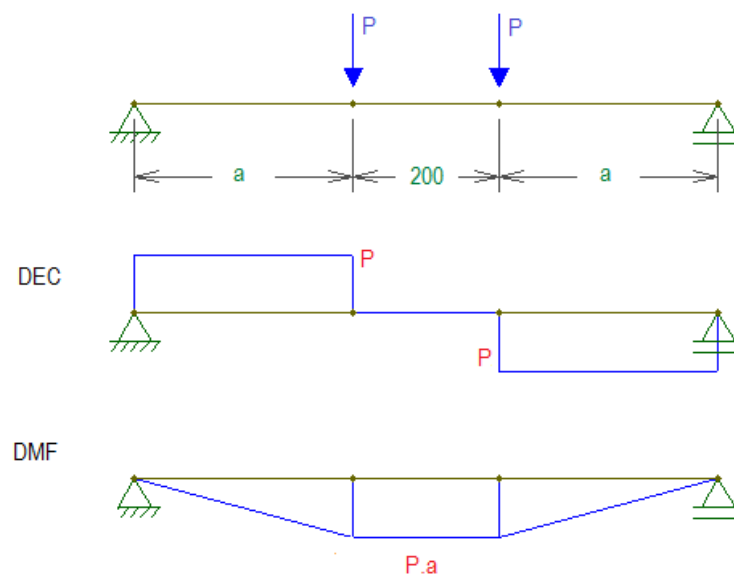


Figura 3.16: Esquema do ensaio de flexão em 4 pontos e diagrama de esforços (dimensão em mm).

Foram posicionadas placas de aço (150 mm x 100 mm x 20 mm) nos pontos de aplicação das cargas e nos apoios para evitar o esmagamento prematuro do concreto. A Figura 3.17 ilustra o esquema do ensaio e do pórtico metálico com os atuadores hidráulicos acoplados.

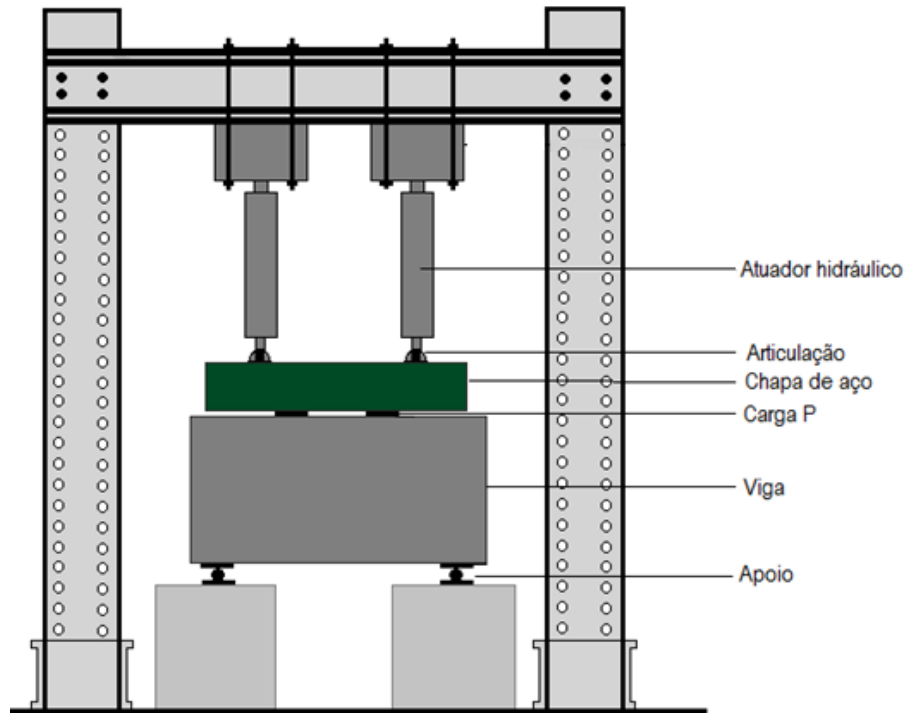


Figura 3.17: Esquema de ensaio (visão frontal).

CAPÍTULO IV – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados nos corpos de prova cilíndricos, nas vigas-parede e as análises desses resultados.

4.1 Propriedades do concreto no estado fresco

Na Tabela 4.1 são apresentados os valores do ensaio abatimento de tronco de cone, segundo a ABNT NBR NM 67 (1998).

Tabela 4.1: Propriedades do concreto no estado fresco.

Tipo de concreto	Abatimento
Concreto leve	45 mm
Concreto leve com fibras	45 mm

4.2 Propriedades do concreto no estado endurecido

Após a ruptura das vigas, foram cortadas, das vigas-parede, 3 amostras no formato de paralelepípedos, com dimensões de 150 mm X 150 mm X 120 mm, para determinação da massa específica real do concreto com e sem fibras, segundo a ABNT NBR 9778 (2005). A Figura 4.1 mostra a pesagem de um corpo de prova após a secagem em estufa e a pesagem do corpo de prova na balança hidrostática.

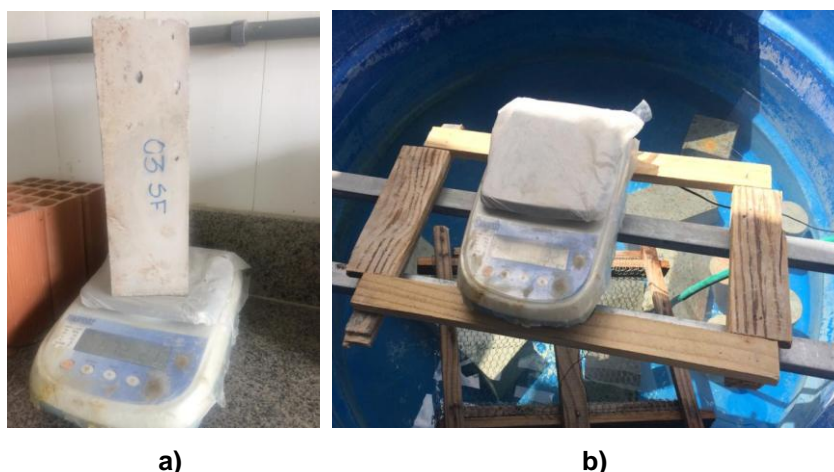


Figura 4.1: Determinação da massa específica real do concreto: a) pesagem da amostra após secagem em estufa e b) pesagem da amostra em balança hidrostática.

A Tabela 4.2 mostra os valores da massa específica real (ρ_r) das amostras e os respectivos desvios padrões.

Tabela 4.2: Massa específica dos concretos com e sem fibras.

Tipo de concreto	ρ_r (kg/m ³)	$\rho_{r,m}$ (kg/m ³)	Desvio padrão
Concreto leve	1705,1	1723,7	17,81
	1725,5		
	1740,6		
Concreto leve com fibras	1883,4	1885,1	11,34
	1874,7		
	1897,2		

Na Tabela 4.3 são mostrados os valores médios, para três corpos de prova, da resistência à compressão axial (f_{cm}) e à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$), determinados segundo a ABNT NBR 5739 (1994) e a ABNT NBR 7222 (1994), respectivamente.

Tabela 4.3: Resistência à compressão e à tração indireta dos concretos com e sem fibras.

Tipo de concreto	Concretagem	f_c (MPa)	f_{cm} (MPa)	Desvio padrão	$f_{ct,sp}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	Desvio padrão
Concreto leve	1	31,0	32,1	1,05	2,25	2,25	0,30
		33,1			2,29		
		32,3			1,74		
	2	25,2	26,7	2,59	1,97	2,33	0,37
		25,2			2,33		
		29,7			2,70		
	3	33,8	30,1	3,31	2,56	2,62	0,25
		27,4			2,86		
		29,1			2,37		
Concreto leve com fibras	4	34,1	33,5	1,19	4,11	4,01	0,22
		32,2			4,01		
		34,4			3,68		
	5	35,2	33,5	1,54	3,98	3,95	0,27
		32,2			3,95		
		33,1			3,50		

4.3 Ensaio estruturais

4.3.1 Força cortante de fissuração diagonal e máxima experimental

- Vigas com $h=400$ mm e relação $a/h=0,5$;

As Figuras 4.2 a 4.6 mostram, para as vigas com $h=400$ mm e relação $a/h=0,5$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.



Figura 4.2: Viga com $h=400$ mm.

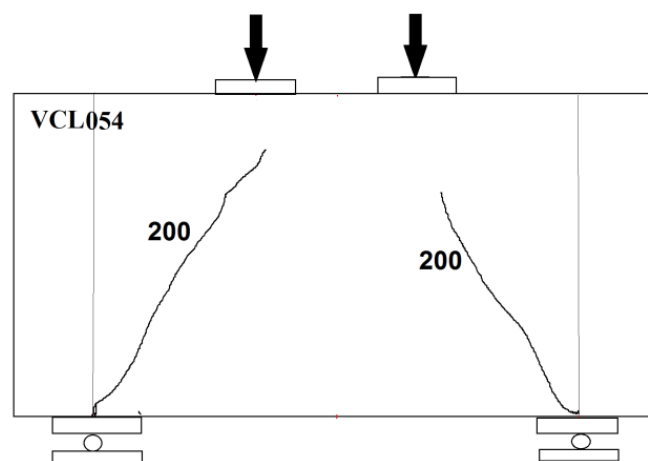


Figura 4.3: Esquema de fissuração da viga VCL054.



Figura 4.4: Ruptura da viga VCL054.

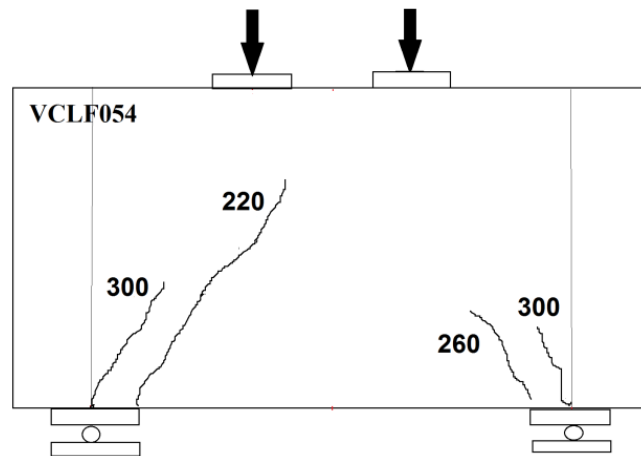


Figura 4.5: Esquema de fissuração da viga VCLF054.



Figura 4.6: Ruptura da viga VCLF054.

- Vigas com $h=600$ mm e relação $a/h=0,5$;

As Figuras 4.7 a 4.11 mostram, para as vigas com $h=600$ mm e relação $a/h=0,5$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.



Figura 4.7: Viga com $h=600$ mm.

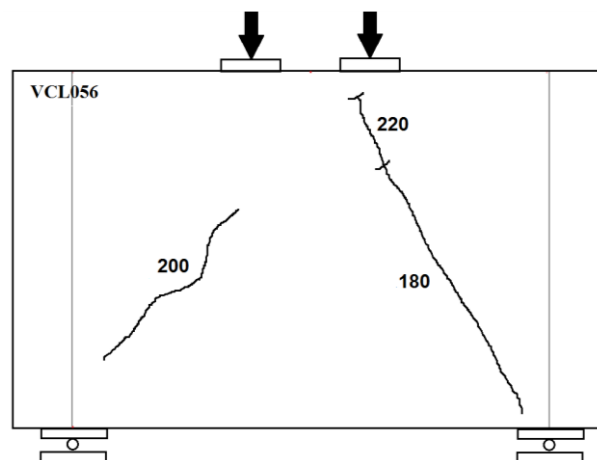


Figura 4.8: Esquema de fissuração da viga VCL056.



Figura 4.9: Ruptura da viga VCL056.

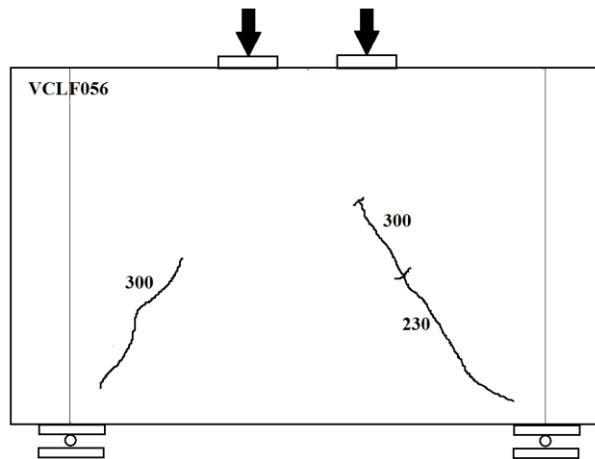


Figura 4.10: Esquema de fissuração da viga VCLF056.

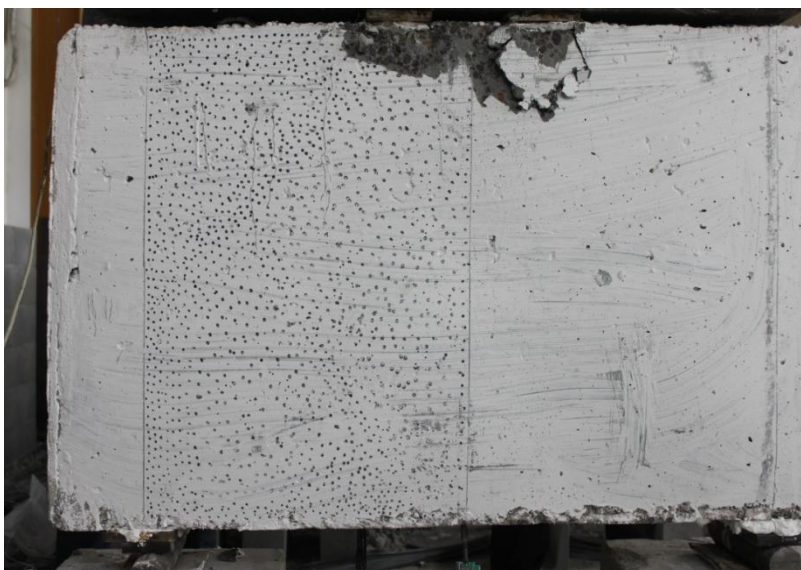


Figura 4.11: VCLF056

- Vigas com $h=700$ mm e relação $a/h=0,5$;

As Figuras 4.12 a 4.16 mostram, para as vigas com $h=700$ mm e relação $a/h=0,5$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.



Figura 4.12: Viga com $h=700$ mm.

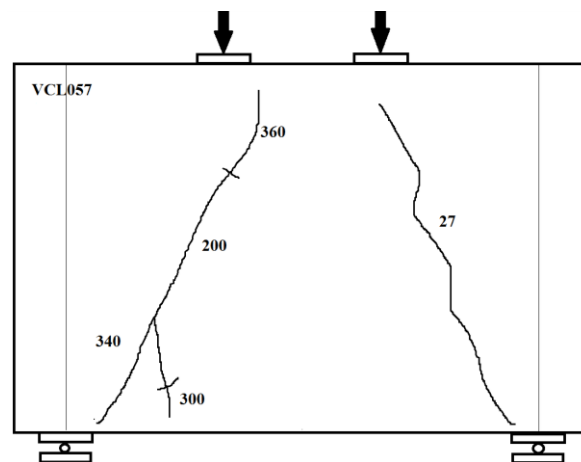


Figura 4.13: Esquema de fissuração da viga VCL057.



Figura 4.14: Ruptura da viga VCL057.

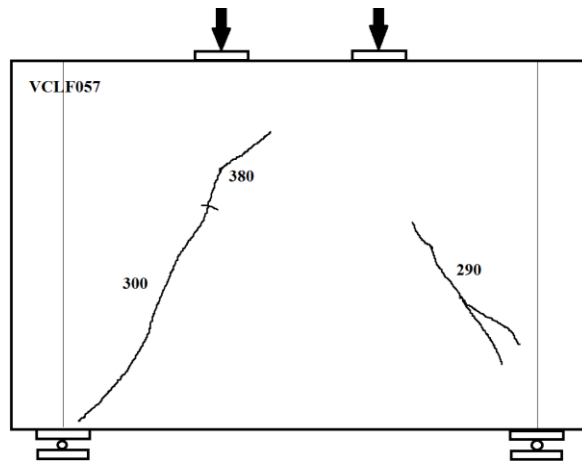


Figura 4.15: Esquema de fissuração da viga VCLF057.

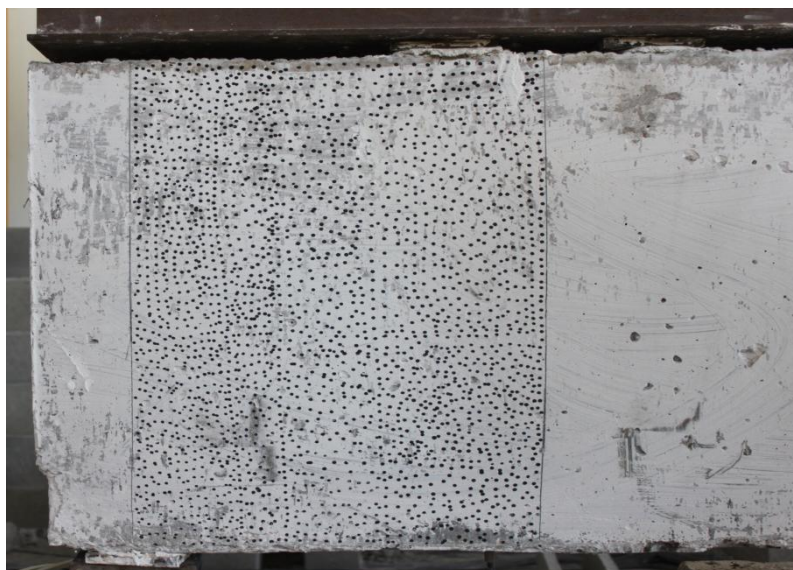


Figura 4.16: Viga VCLF057

- Vigas com $h=400$ mm e relação $a/h=1,0$;

As Figuras 4.17 a 4.21 mostram, para as vigas com $h=400$ mm e relação $a/h=1,0$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.



Figura 4.17: Viga com $h=400$ mm.

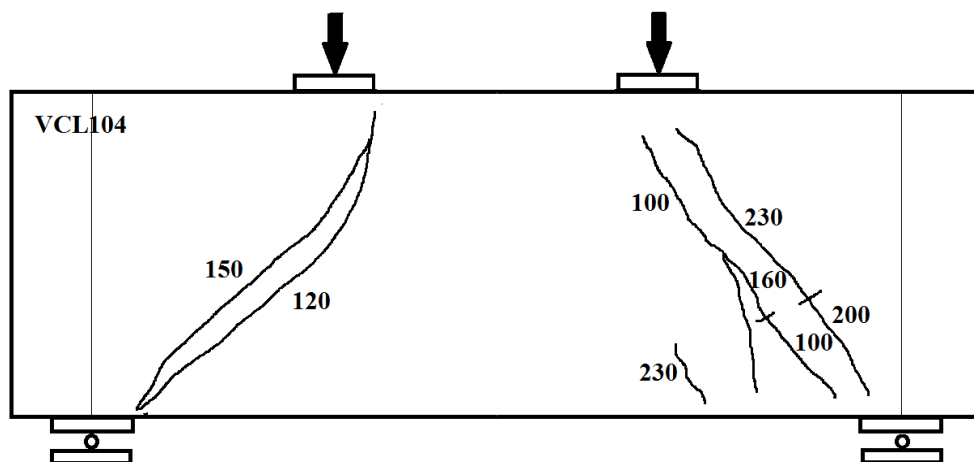


Figura 4.18: Esquema de fissuração da viga VCL104.



Figura 4.19: Ruptura da viga VCL104.

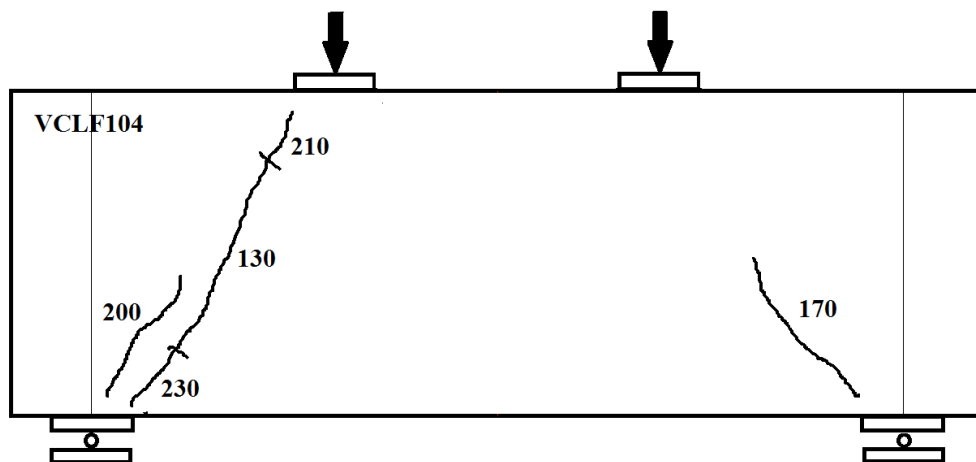


Figura 4.20: Esquema de fissuração da viga VCLF104.



Figura 4.21: Ruptura da viga VCLF104.

- Vigas com $h=600$ mm e relação $a/h=1,0$;

As Figuras 4.22 a 4.26 mostram, para as vigas com $h=600$ mm e relação $a/h=1,0$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.



Figura 4.22: Viga com $h=600$ mm.

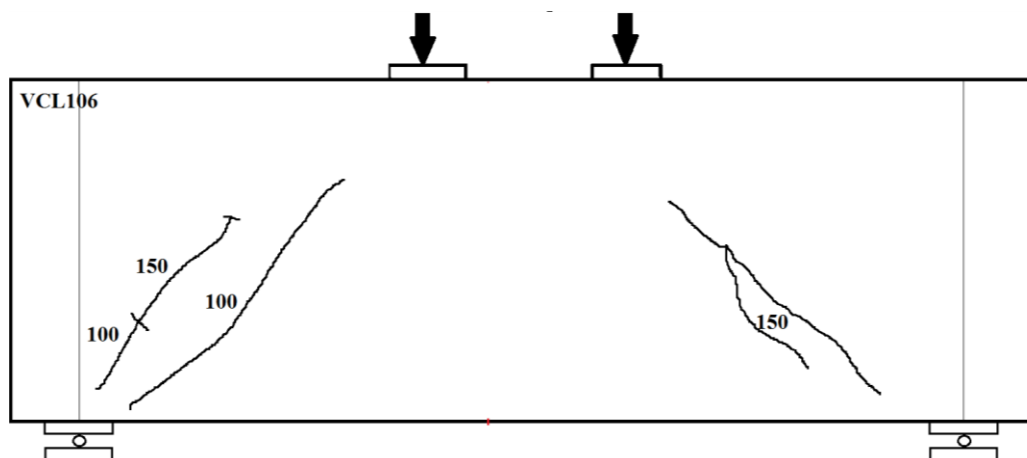


Figura 4.23: Esquema de fissuração da viga VCL106.



Figura 4.24: Ruptura da viga VCL106.

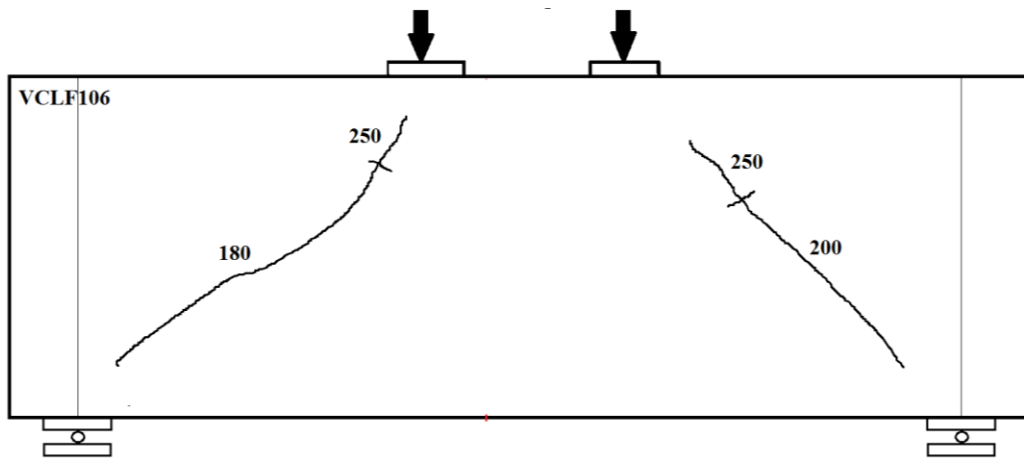


Figura 4.25: Esquema de fissuração da viga VCLF106.



Figura 4.26: Ruptura da viga VCLF106.

- Vigas com $h=700$ mm e relação $a/h=0,8$.

As Figuras 4.26 a 4.30 mostram, para as vigas com $h=400$ mm e relação $a/h=1,0$, uma foto da viga antes do ensaio, os esquemas de fissuração e a forma de ruptura. Todas as cargas demarcadas nas fissuras estão em kN.

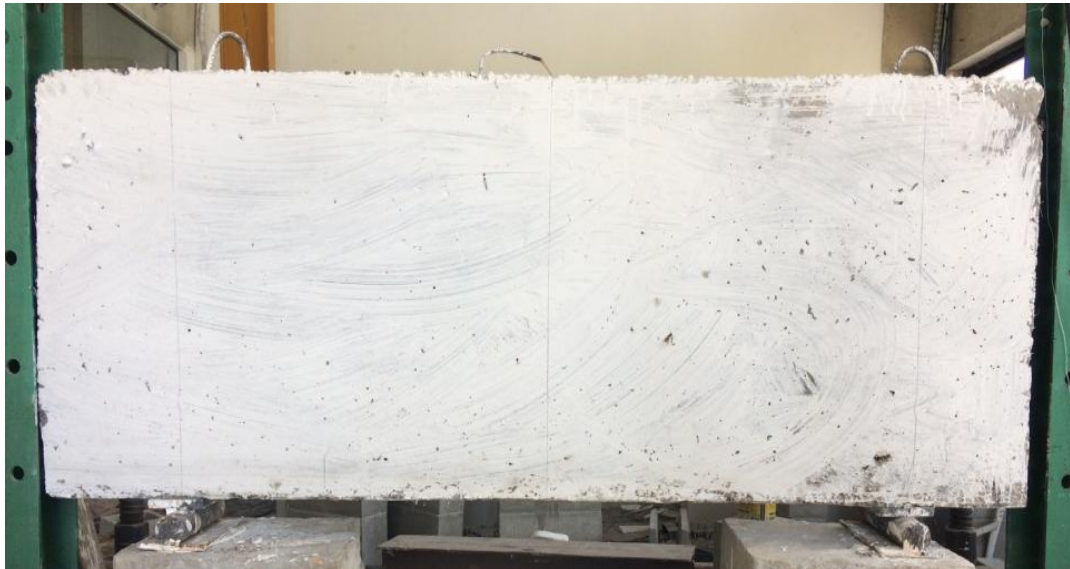


Figura 4.27: Viga com $h=700$ mm.

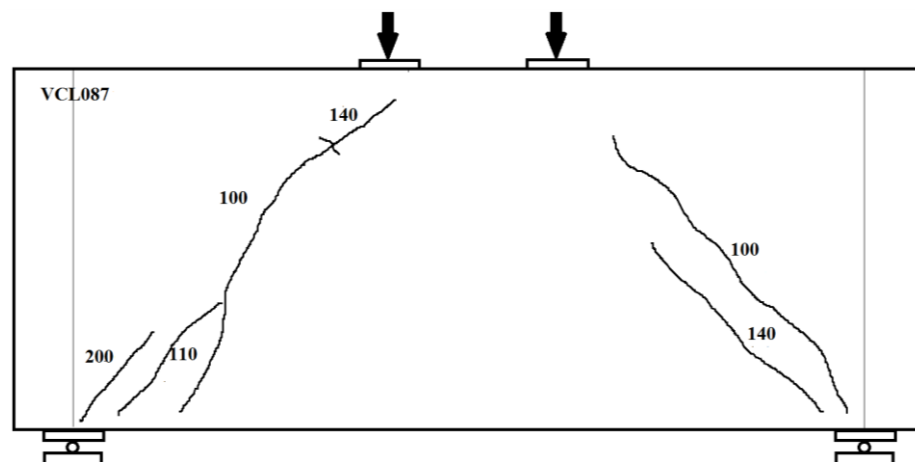


Figura 4.28: Esquema de fissuração da viga VCL087.



Figura 4.29: Ruptura da viga VCL087.

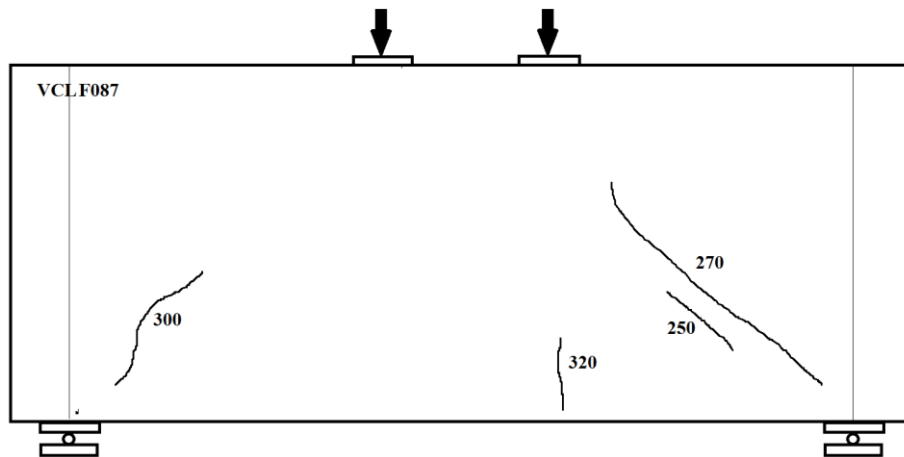


Figura 4.30: Esquema de fissuração da viga VCLF087.

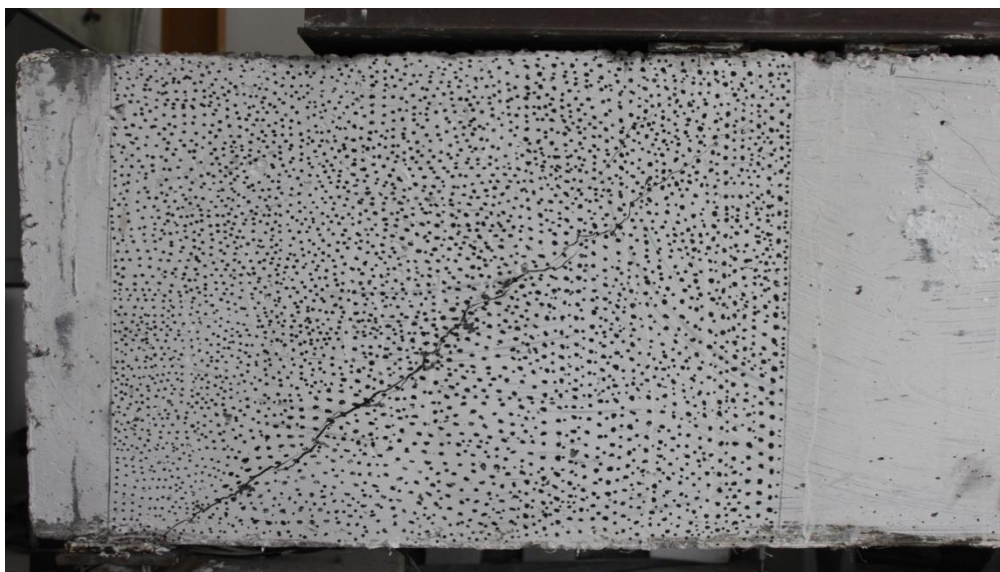


Figura 4.31: Ruptura da viga VCLF087.

Na Tabela 4.4 são mostrados os valores de força cortante de fissuração diagonal (V_{cr}), a força cortante máxima ($V_{m\acute{a}x}$) e o modo de ruptura de cada viga-parede ensaiada.

Tabela 4.4: Resumo dos resultados dos ensaios de flexão a quatro pontos.

Viga	Concretagens	f_{cm} (MPa)	a/h	V_{cr} (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	Modo de ruptura
VCL054	2	26,7	0,5	140,5	267,4	Compressão diagonal
VCL056	1	32,1		175,3	361,8	Compressão diagonal
VCL057	1	32,1		199,5	440,9	Compressão diagonal
VCL104	3	30,1	1,0	99,3	219,9	Compressão diagonal
VCL106	3	30,1		101,6	287,1	Compressão diagonal
VCL087	1	32,1	0,8	99,9	338,9	Compressão diagonal
VCLF054	4	33,5	0,5	217,2	321,9	Compressão diagonal e esmagamento no apoio
VCLF056	5	33,5		228,6	----	Não rompeu
VCLF057	5	33,5		293,6	----	Não rompeu
VCLF104	5	33,5	1,0	131,2	256,7	Fendilhamento ou tração diagonal
VCLF106	4	33,5		180,6	359,4	Fendilhamento ou tração diagonal
VCLF087	4	33,5	0,8	248,5	462,6	Fendilhamento ou tração diagonal

De modo geral, as vigas-parede de concreto leve romperam por compressão diagonal. A formação da primeira fissura inclinada ocorreu a 52% da carga última na viga VCL054, a 48% na viga VCL056, a 45% na viga VCL057, a 45% na viga VCL104, a 35% na viga VCL106 e a 29% na viga VCL087. Após a formação da primeira fissura em um dos vãos, as outras fissuras iam se formando paralelamente à primeira e se propagando em direção ao ponto de aplicação da carga e dos apoios, de modo a formar a biela, sendo seguida de uma ruptura em um dos lados dos vãos de cisalhamento. Na Figura 4.32 é mostrado o tipo de ruptura das vigas-parede de concreto leve. Foi feita a medição das larguras das bielas após a ruptura

e constatou-se que estas mediram aproximadamente o mesmo valor da largura das chapas de apoio e aplicação das cargas (100 mm).

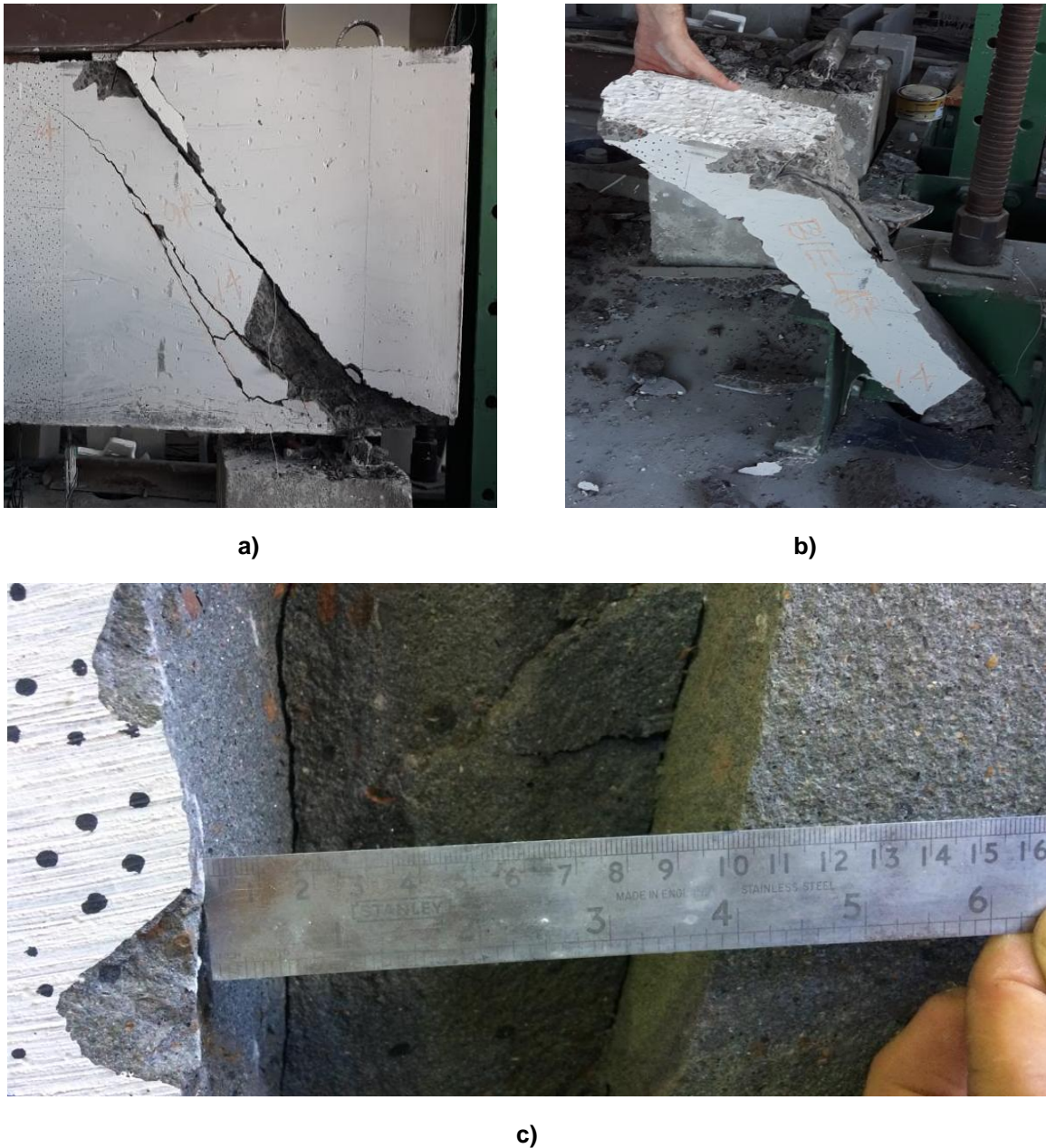


Figura 4.32: Ruptura por compressão diagonal: a) formação das fissuras, b) biela de concreto e c) medição da largura de uma biela.

Já as vigas-parede de concreto leve com fibras apresentaram ruptura por fendilhamento ou tração diagonal, onde houve a formação de fissuras inclinadas e depois, como consequência da adição das fibras, o alargamento das mesmas. A formação da fissura inclinada ocorreu a 67% da carga última na viga VCLF054, a 51% na viga VCLF104, a 50% na viga VCLF106 e a 54% na viga VCLF087. A Figura 4.33 ilustra a forma de ruptura das vigas-parede de concreto leve com fibras.

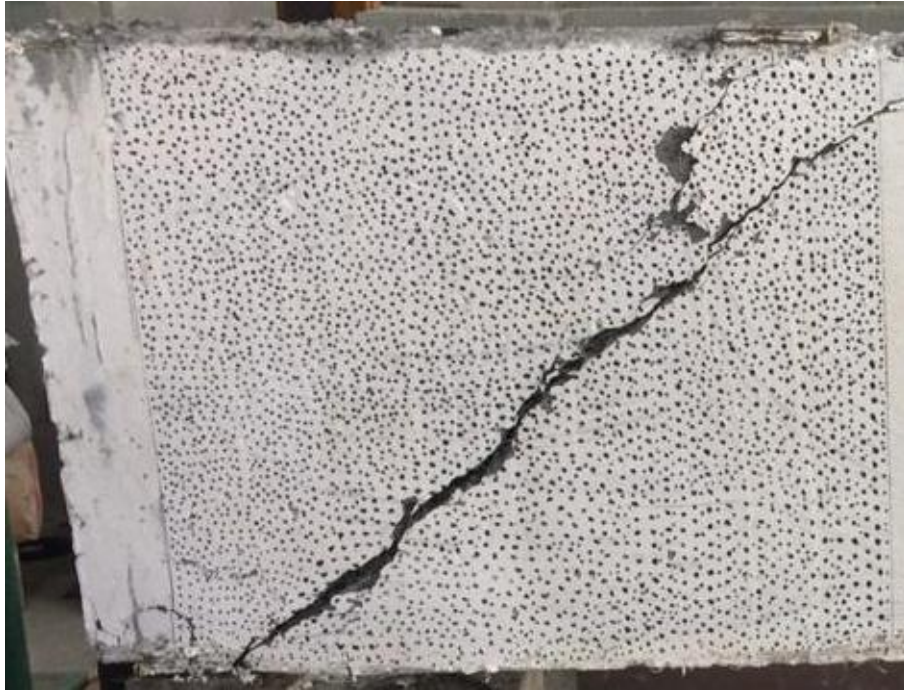


Figura 4.33: Ruptura por fendilhamento ou tração diagonal.

4.3.2 Deslocamento vertical das vigas-parede

As Figuras 4.34 a 4.36 mostram as curvas de carga vs deslocamento vertical das vigas-parede de concreto leve com relação $a/h=0,5$.

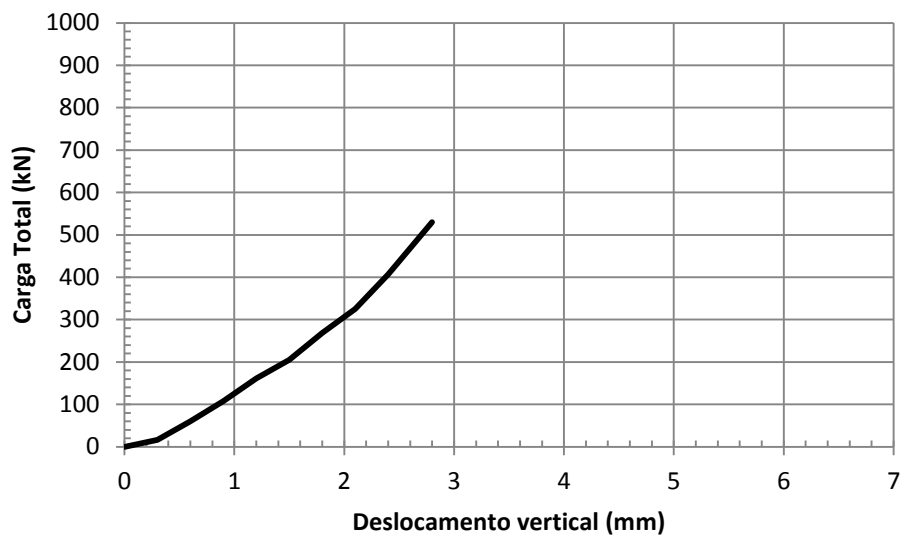


Figura 4.34: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL054.

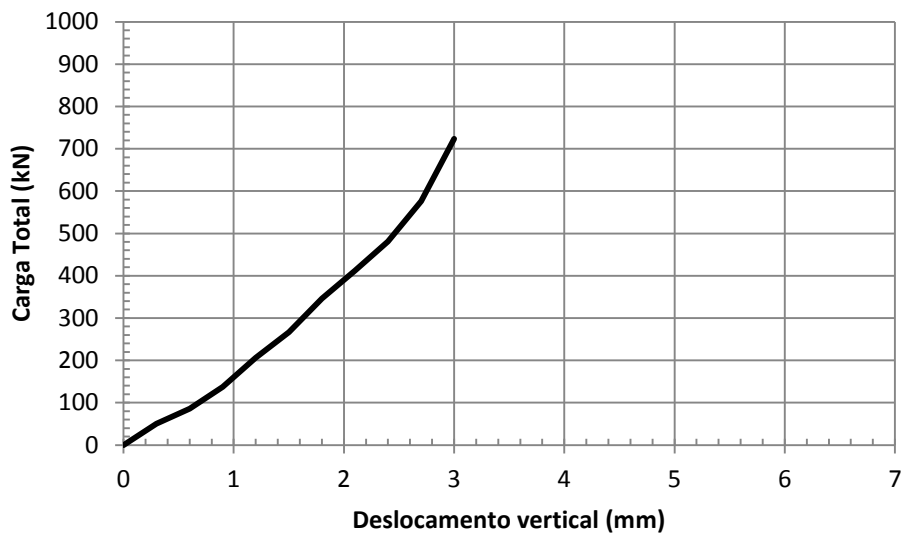


Figura 4.35: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL056.

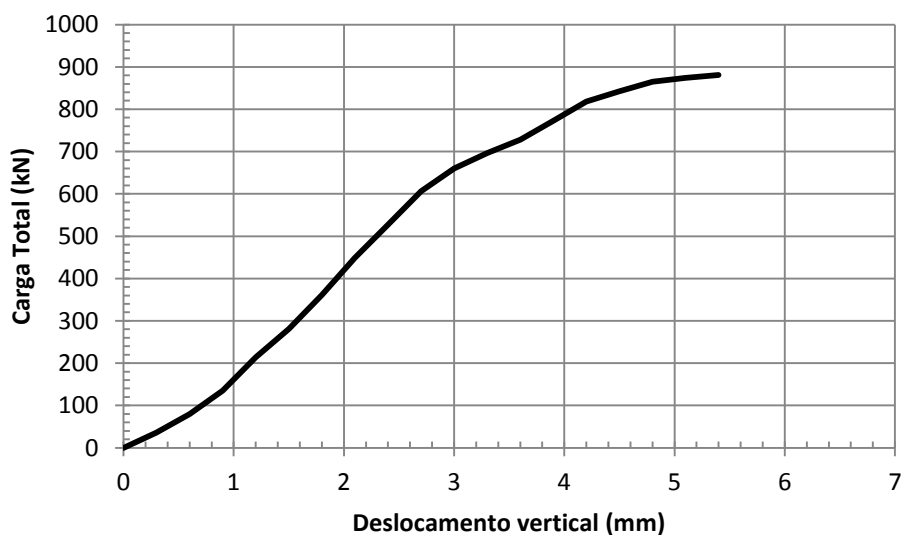


Figura 4.36: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL057.

As Figuras 4.37 a 4.39 apresentam as curvas de carga vs deslocamento vertical das vigas-parede de concreto leve, com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$.

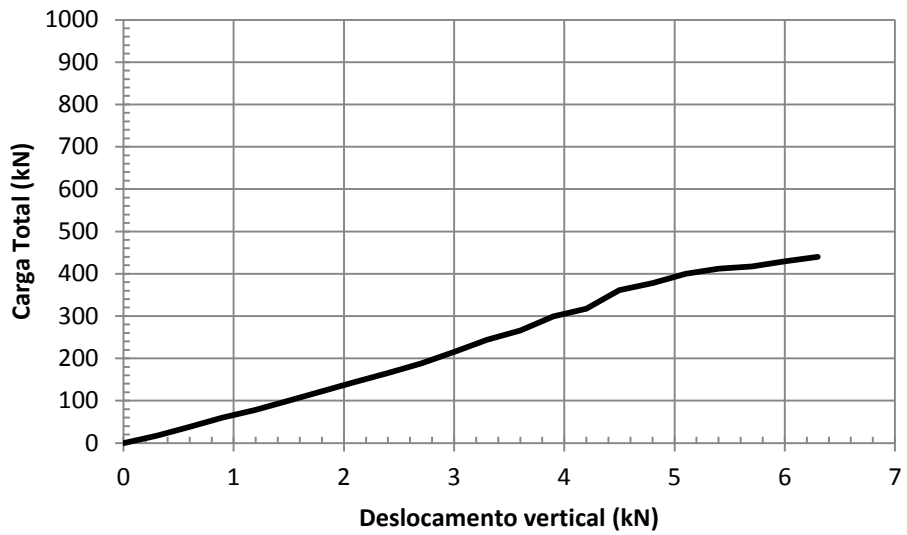


Figura 4.37: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL104.

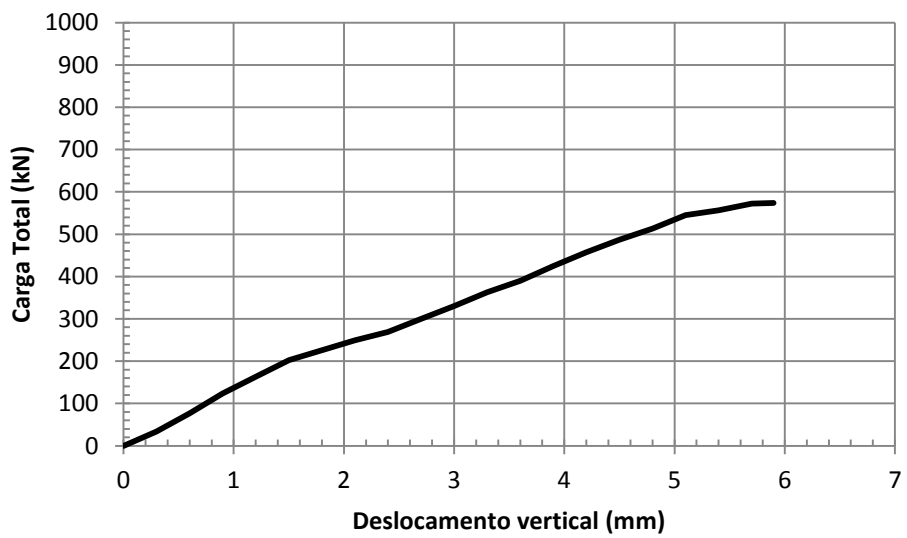


Figura 4.38: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL106.

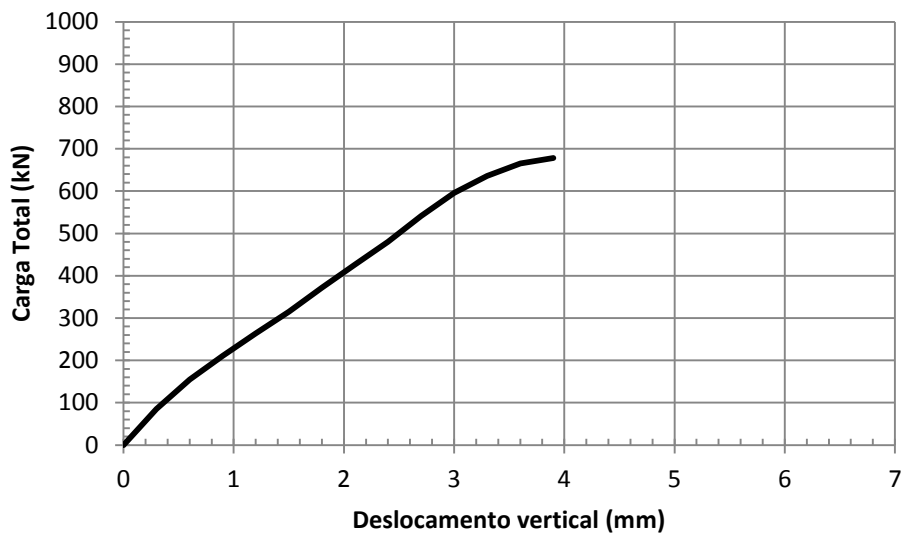


Figura 4.39: Carga vs deslocamento vertical da viga VCL087.

As Figuras 4.40 a 4.42 apresentam as curvas de carga vs deslocamento vertical das vigas-parede de concreto leve com fibras, com relação $a/h=0,5$.

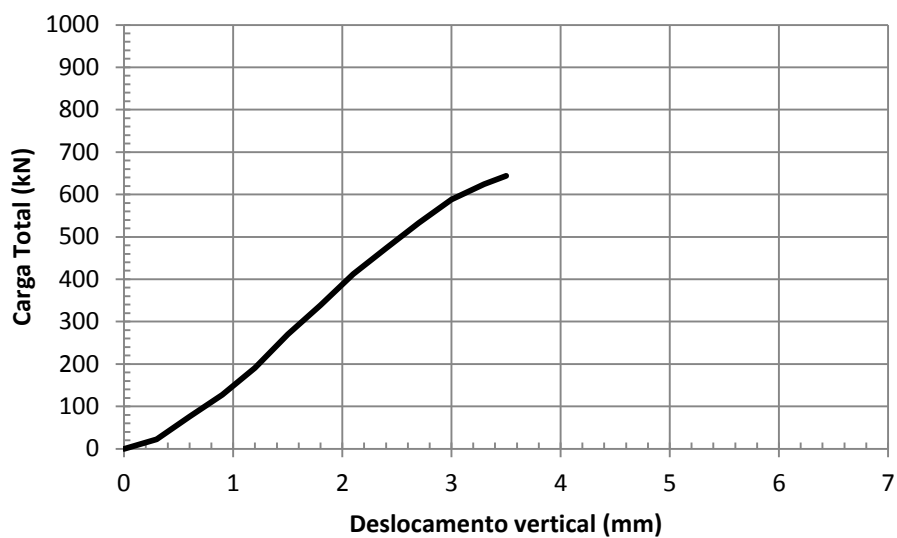


Figura 4.40: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF054.

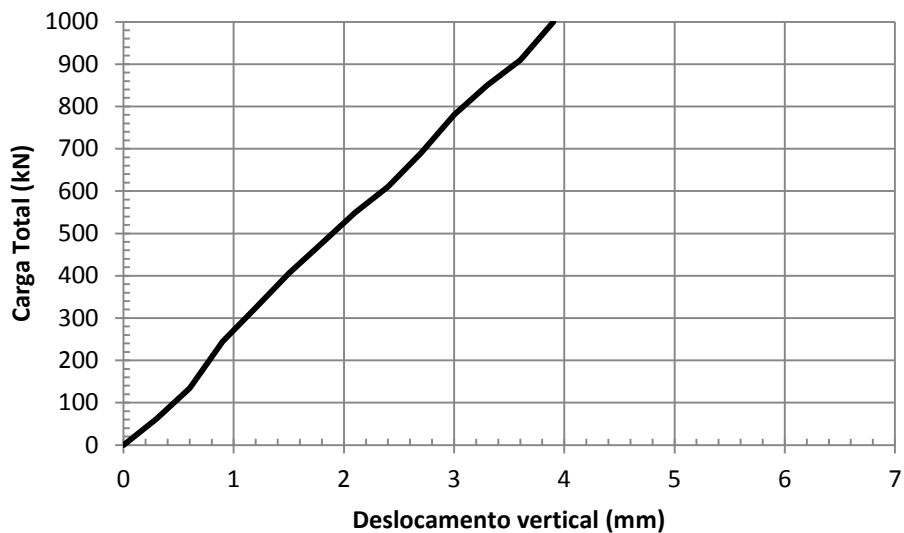


Figura 4.41: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF056.

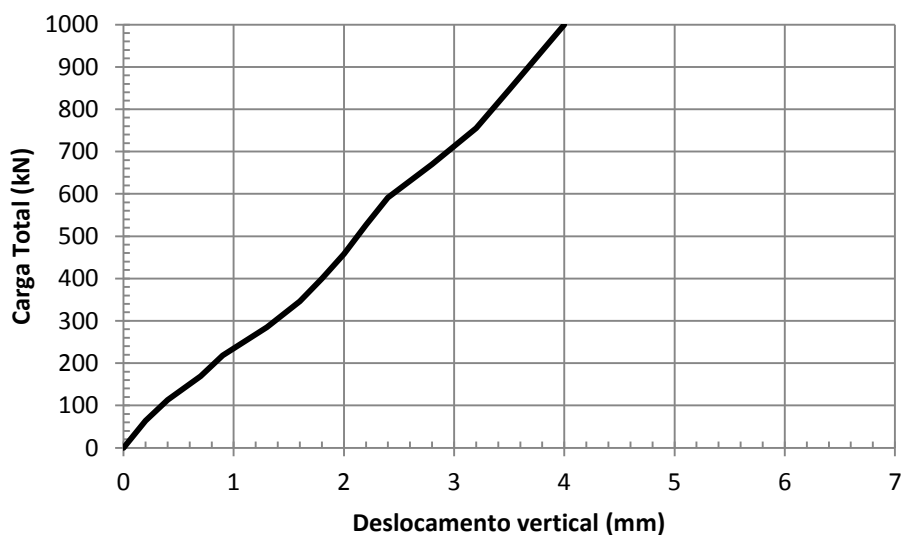


Figura 4.42: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF057.

As Figuras 4.43 a 4.45 apresentam as curvas de carga vs deslocamento vertical das vigas-parede de concreto leve com fibras com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$.

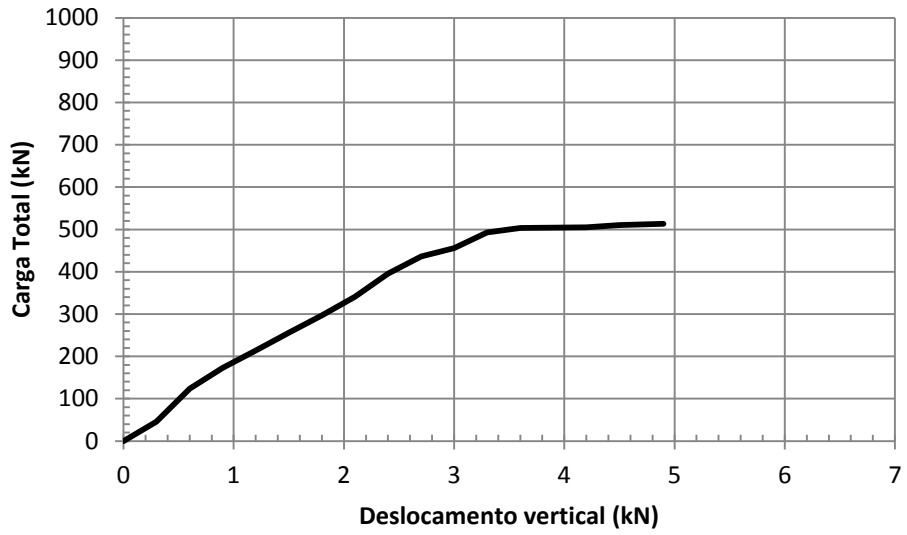


Figura 4.43: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF104.

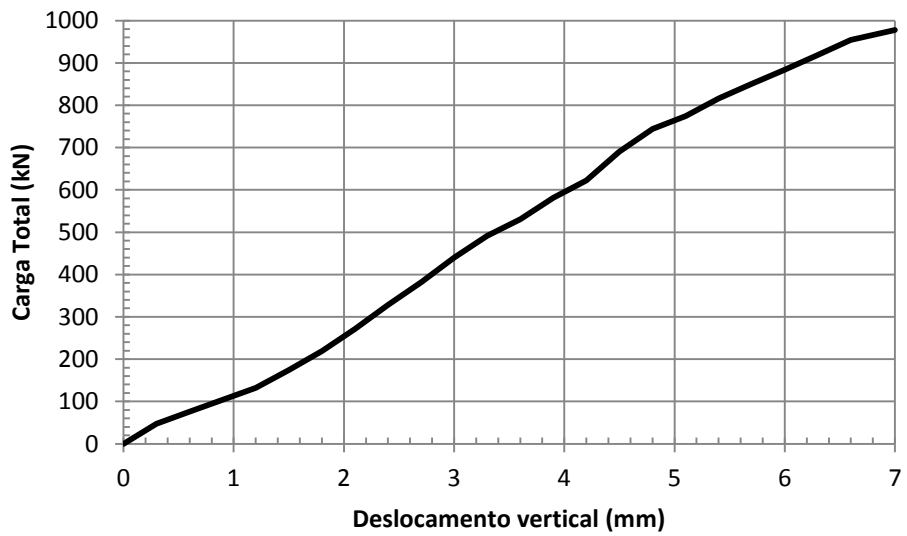


Figura 4.44: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF106.

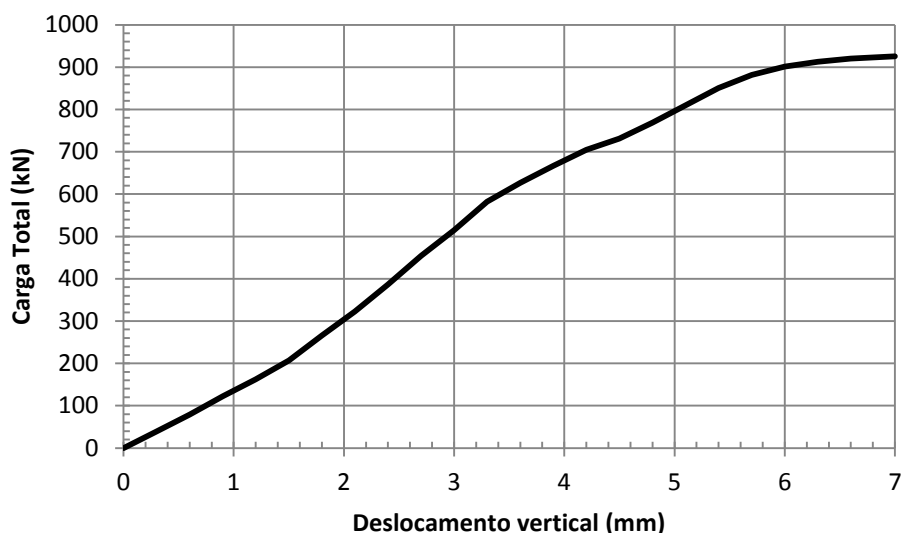


Figura 4.45: Carga vs deslocamento vertical da viga VCLF087.

Na Tabela 4.5 são apresentados os valores de deslocamento vertical Δ_{cr} e $\Delta_{m\acute{a}x}$ para os cortantes de fissuração diagonal e máximo, respectivamente.

Tabela 4.5: Deslocamento vertical no meio do vão.

Vigas	V_{cr} (kN)	Δ_{cr} (mm)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\Delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
VCL054	140,5	2,0	267,4	2,8
VCL056	175,3	1,6	361,8	3,0
VCL057	199,5	1,9	440,9	5,6
VCL104	99,3	2,2	219,9	6,3
VCL106	101,6	1,4	287,1	5,9
VCL087	100,0	0,8	339,0	3,9
VCLF054	217,2	2,2	321,9	3,5
VCLF056	228,6	3,8	----	----
VCLF057	293,6	3,8	----	----
VCLF104	131,2	1,6	256,7	4,8
VCLF106	180,6	3,3	359,4	7,0
VCLF087	248,5	3,3	462,6	7,0

Nota: Os valores de $V_{m\acute{a}x}$ não informados são das vigas-parede que não chegaram à ruptura.

4.4 Resistência ao cisalhamento das vigas ensaiadas

Na Tabela 4.6 são apresentados os valores das tensões de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima normalizadas, como também a relação entre tensão de cisalhamento máxima e tensão de cisalhamento de fissuração diagonal ($\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$).

Tabela 4.6: Valores das tensões de cisalhamento de fissuração diagonal e máxima normalizadas.

Viga	f_{cm} (MPa)	Relação a/h	τ_{cr} (MPa)	$\tau_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa) ^{0,5}	$\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ (MPa) ^{0,5}	$\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$	Média $\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$
VCL054	26,71	0,5	2,27	4,32	0,44	0,84	1,90	2,05
VCL056	32,16		2,06	4,24	0,36	0,75	2,06	
VCL057	31,16		1,87	4,14	0,34	0,74	2,21	
VCL104	30,08	1,0	1,84	4,08	0,34	0,74	2,21	2,81
VCL106	30,08		1,22	3,45	0,22	0,63	2,83	
VCL087	32,16	0,8	1,02	3,46	0,18	0,61	3,39	
VCLF054	33,54	0,5	4,00	5,93	0,69	1,02	1,48	1,48
VCLF056	33,47		2,74	----	0,47	----	----	
VCLF057	33,47		2,98	----	0,51	----	----	
VCLF104	33,47	1,0	2,44	4,77	0,42	0,82	1,96	1,93
VCLF106	33,54		2,17	4,32	0,38	0,75	1,99	
VCLF087	33,54	0,8	2,53	4,72	0,44	0,81	1,86	

As vigas-parede de concreto leve com relação a/h=0,5 tiveram a primeira fissura de cisalhamento se desenvolvendo em torno de 45 a 52% da tensão máxima. Já as vigas-parede de concreto leve com relação a/h=1,0 tiveram sua primeira fissura de cisalhamento surgindo em torno de 35 a 45% da tensão máxima e a viga com a/h=0,8 teve a primeira fissura a 29% da tensão máxima.

A viga-parede de concreto leve com fibras VCLF054 teve a primeira fissura surgindo a 67,5% da tensão máxima. As vigas-parede VCLF056 e VCLF057 não chegaram à ruptura, pois ultrapassaram a capacidade dos atuadores hidráulicos. As vigas-parede de concreto leve com fibras, com relação a/h=1,0 (VCLF104 e

VCLF106) e $a/h=0,8$ (VCLF087) tiveram a primeira fissura de cisalhamento se desenvolvendo em torno de 50% da tensão máxima.

A viga-parede VCLF054 apresentou um aumento na tensão máxima de cisalhamento em relação à viga-parede VCL054 de 17% e as vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$ (VCLF104, VCLF106 e VCLF087) apresentam um acréscimo de tensão máxima de cisalhamento em relação às suas réplicas de concreto leve igual a 14, 20 e 27%, respectivamente. A média desse aumento de capacidade de carga foi em torno de 20%. Masur e Ong (1991) encontraram um valor de aumento de capacidade de carga de 16,3% ao inserirem 1% de fibras metálicas na viga-parede de concreto convencional, com relação $a/h=1,14$.

4.5 Influência do tipo de concreto nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima normalizadas

Nas Figuras 4.46 a 4.51 são apresentadas as tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máximas, normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$, apresentadas na Tabela 4.6, separadas pela relação a/h e pela altura.

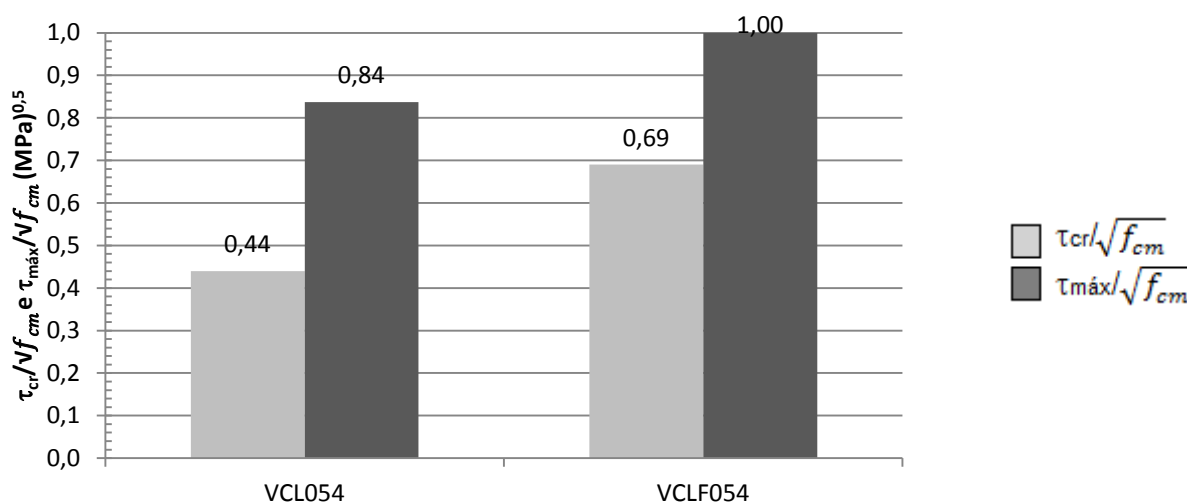


Figura 4.46: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,5$ e $h=400$ mm.

Na Figura 4.46 observa-se um aumento entre a resistência ao cisalhamento normalizada de fissuração diagonal e máxima de 47,6 e 31% nas vigas-parede VCL054 e VCLF054, respectivamente.

Ao se comparar as resistências ao cisalhamento diagonal e máxima das vigas-parede com e sem fibras, observa-se um aumento de 36,2 e 16%, respectivamente.

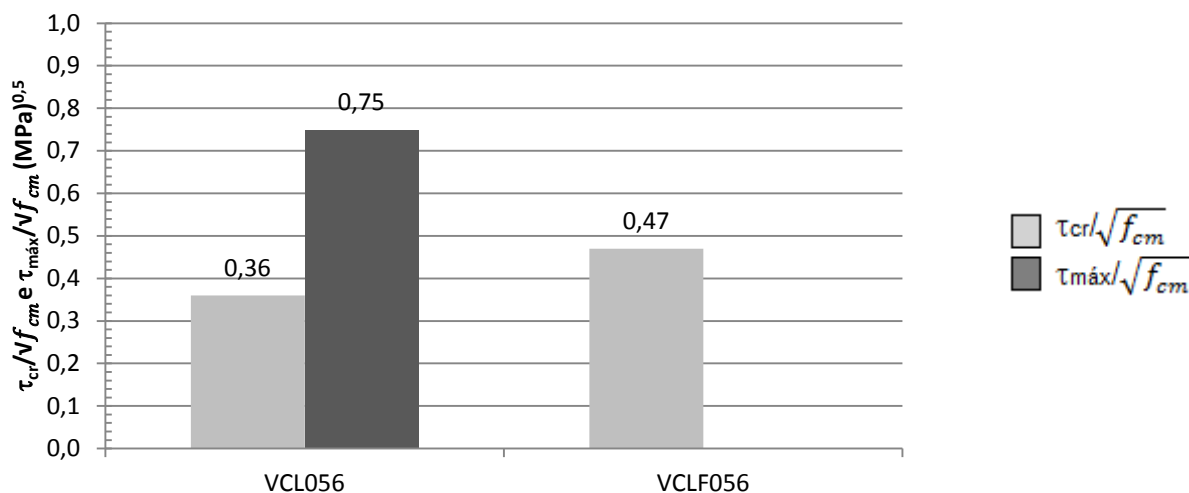


Figura 4.47: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,5$ e $h=600$ mm.

Nota-se na Figura 4.47 que a resistência máxima na viga-parede VCL056 aumentou 52% em relação à resistência de fissuração diagonal.

Quando comparado ao tipo de concreto, observa-se que na viga-parede VCLF056 houve um aumento de 23,4% na resistência de fissuração diagonal. Não foi possível avaliar o cortante máximo da viga-parede VCLF056, pois esta não atingiu a capacidade máxima ao cisalhamento.

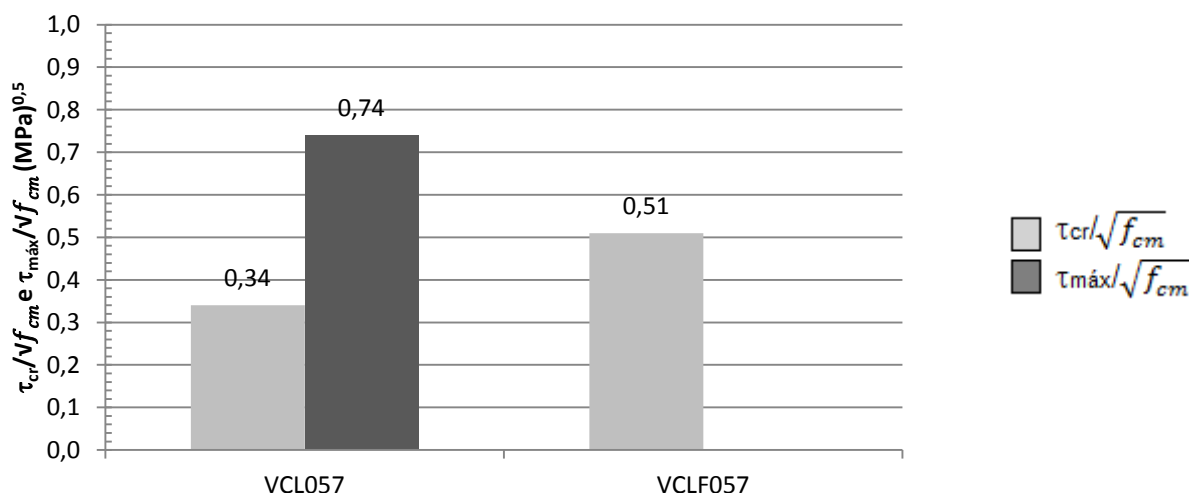


Figura 4.48: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,5$ e $h=700$ mm.

Na Figura 4.48 observa-se um aumento de 54% na resistência última ao cisalhamento em relação à resistência de fissuração diagonal na viga-parede VCL057.

A viga-parede de concreto leve com fibra VCLF057 apresentou cortante de fissuração diagonal superior de 33,3% em relação à viga-parede de concreto leve sem fibra (VCL057). Não foi possível avaliar o cortante máximo da viga-parede VCLF057, pois esta não atingiu a capacidade máxima ao cisalhamento.

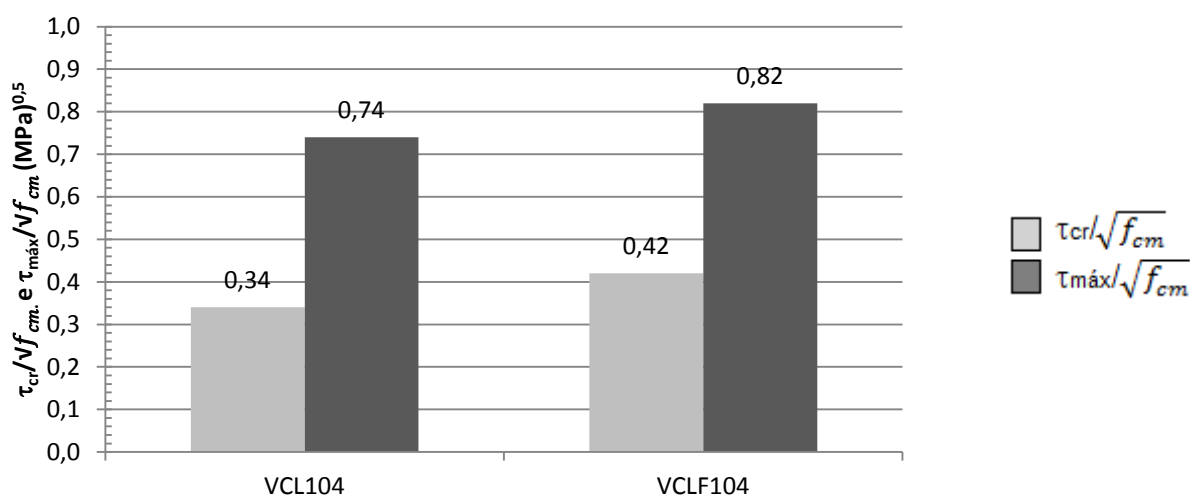


Figura 4.49: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=400$ mm.

A Figura 4.49 mostra um aumento de 54% na resistência última ao cisalhamento na viga-parede VCL104 e de 48,7% na viga-parede VCLF104, em relação à resistência de fissuração diagonal.

Ao comparar as resistências das vigas-parede com e sem adição das fibras de aço, as primeiras tiveram um aumento de 19% no valor do cortante de fissuração diagonal e de 9,7% no valor do cortante máximo normalizado.

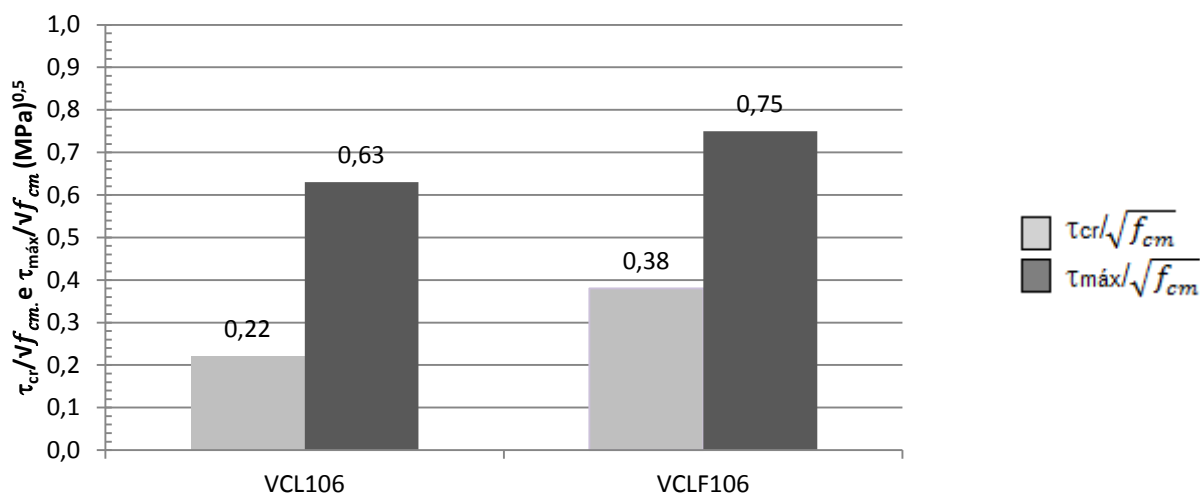


Figura 4.50: Valores de tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=600$ mm.

Constata-se na Figura 4.50 que houve um aumento de 65% na viga-parede VCL106 e de 49,3% na viga-parede VCLF106 na resistência última ao cisalhamento em relação à resistência de fissuração diagonal.

Em relação ao concreto com fibras, a adição das fibras de aço aumentou 42,1% o valor de cortante de fissuração diagonal e 16% o valor da cortante máxima. (Figura 4.50)

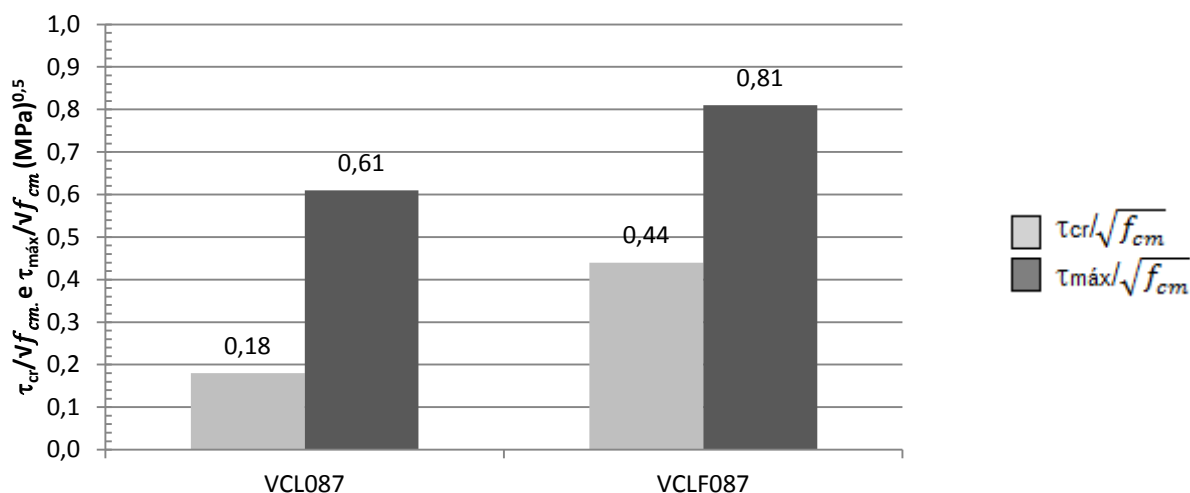


Figura 4.51: Valores tensão de fissuração diagonal e máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede com relação $a/h=0,8$ e $h=700$ mm.

Por fim, percebe-se na Figura 4.51 que houve um aumento de 70,5% na viga-parede VCL087 e de 45,7% na viga-parede VCLF087, na resistência ao cisalhamento última com relação à resistência de fissuração diagonal.

E ao comparar a influência das fibras de aço no concreto leve, nota-se que houve um aumento de 59,1% na resistência ao cisalhamento normalizada de fissuração diagonal e um aumento de 24,7% na resistência ao cisalhamento último.

4.6 Influência do tipo de concreto na deformação vertical experimental para o cortante de fissuração diagonal

A fim de avaliar a influência do tipo de concreto no desenvolvimento do deslocamento vertical das vigas-parede, foram feitas as comparações desses valores entre as vigas-parede sem fibras de aço e as suas correspondentes de concreto com fibras de aço, quando estas estão submetidas aos mesmos níveis de tensões. Os níveis de tensões analisados foram: tensões de fissuração diagonal (Figuras 4.52 e 4.53) e máximas (Figuras 4.54 e 4.55) das vigas-parede sem fibras.

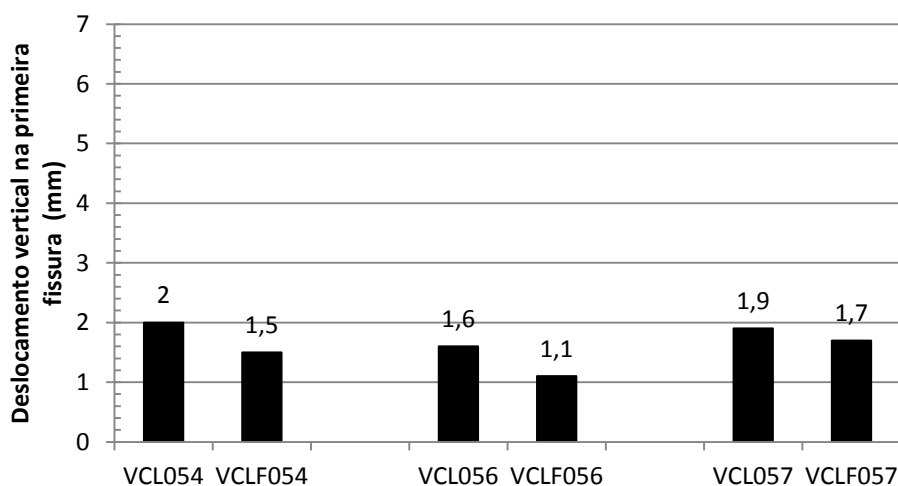


Figura 4.52: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=0,5$, submetidas às tensões de fissuração diagonal das vigas-parede sem fibras.

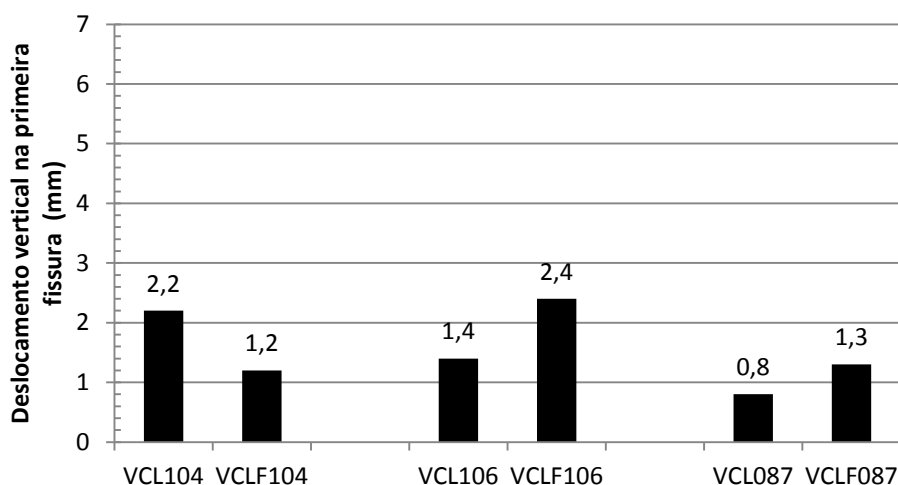


Figura 4.53: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$, submetidas às tensões de fissuração diagonal das vigas-parede sem fibras.

As vigas-parede com fibras, com relação $a/h=0,5$ e $h=400, 600$ e 700 mm, submetidas às tensões de fissuração diagonal das vigas-parede sem fibras, apresentaram redução do deslocamento vertical de 25, 31,2 e 10,5%, respectivamente. Já a viga-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=400$ mm apresentou um deslocamento vertical 45,4% menor na viga-parede com fibra. Porém esse efeito nas vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $h=600$ mm e $a/h=0,8$ e $h=700$ mm foi reverso. A primeira apresentou deslocamento vertical 41,6% e a segunda, 38,4%.

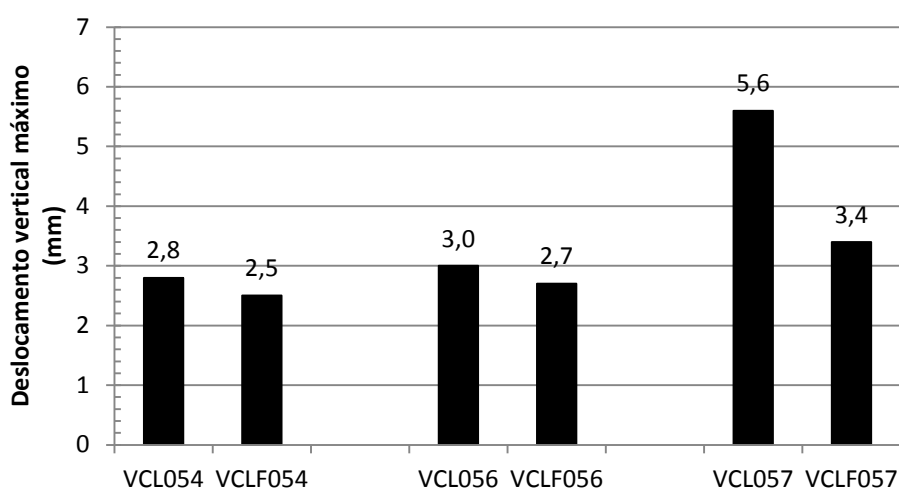


Figura 4.54: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=0,5$, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras.

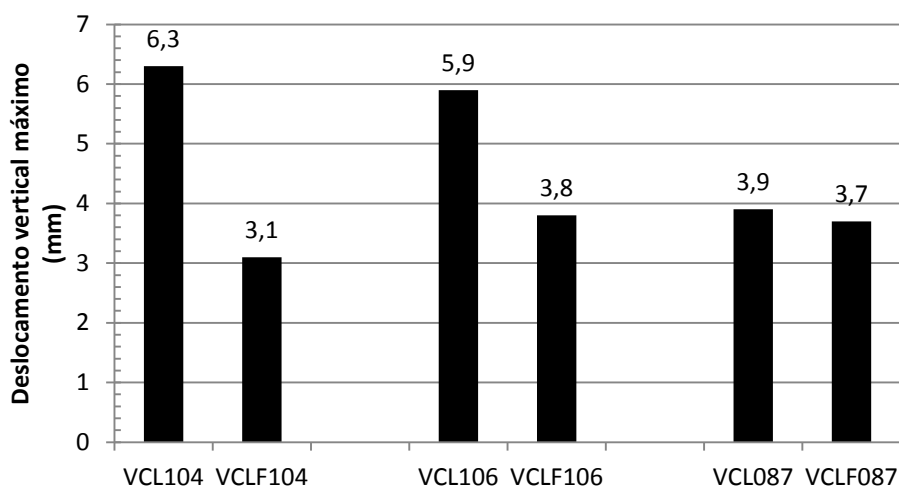


Figura 4.55: Influência do tipo de concreto na deformação vertical das vigas-parede com $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras.

As vigas-parede com fibras, com relação $a/h=0,5$ e $h=400, 600$ e 700 mm, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras, apresentaram redução de deslocamento vertical de 10,7, 10 e 39,2%, respectivamente. Já as

vigas-parede com fibras, com relação $a/h=1,0$ e $h=400$ e 600 mm e $a/h=0,8$ e $h=700$ mm, submetidas às tensões máximas das vigas-parede sem fibras, apresentaram redução de deslocamento vertical de 50,7, 35,6 e 5,1%, respectivamente.

Percebe-se, então, que para um mesmo nível de tensões, as vigas-parede de concreto leve sem fibras apresentaram deslocamentos verticais superiores às vigas-parede com fibra. Dessa forma, confirmado por Narayan *et al.* (1993), percebe-se que a inserção de 1% de fibra de aço reduz os deslocamentos verticais das vigas-parede em todos os níveis de tensões.

4.7 Influência da altura das vigas-parede na resistência à fissuração diagonal e máxima

Nas Figuras 4.56 e 4.57 são plotados os valores da altura vs tensão de fissuração diagonal e da altura vs tensão máxima, respectivamente, ambas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$, para as vigas-parede com relação $a/h=0,5$, com e sem fibras.

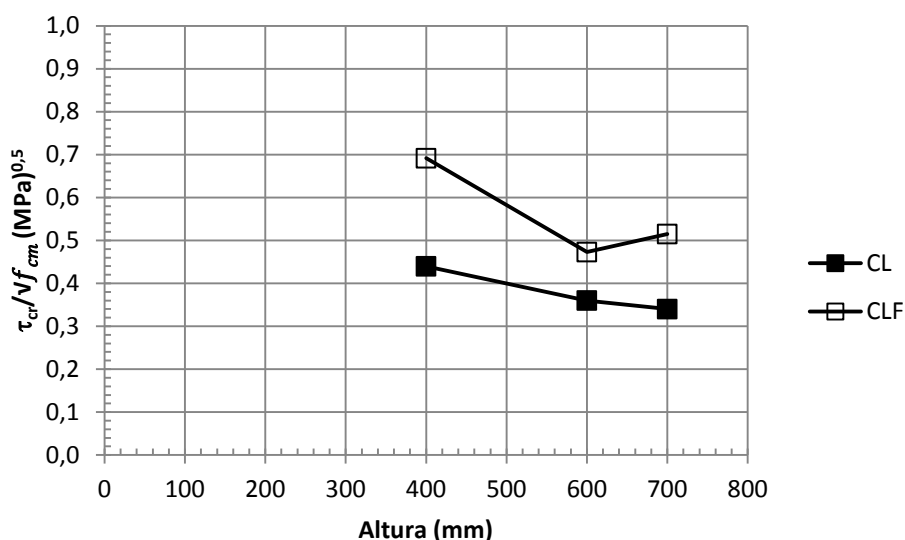


Figura 4.56: Influência da altura na tensão de fissuração diagonal normalizada das vigas-parede com $a/h=0,5$.

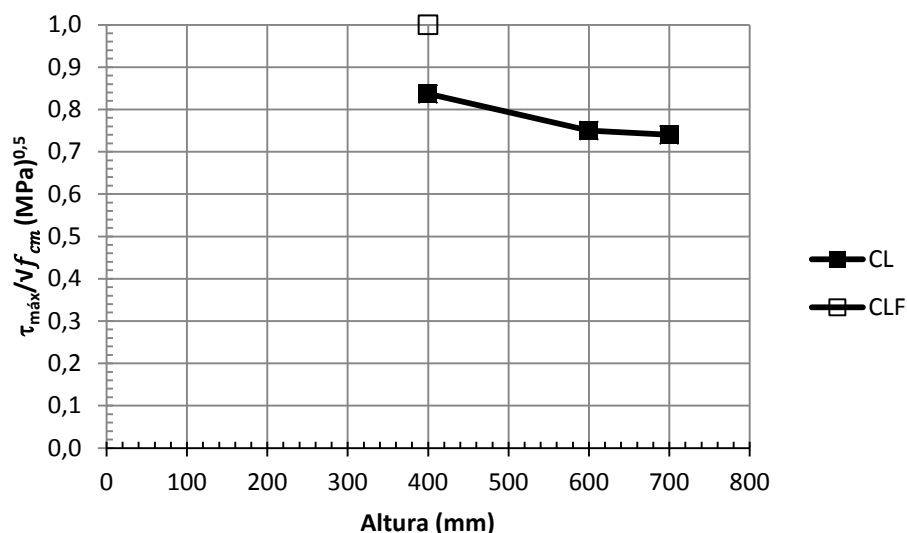


Figura 4.57: Influência da altura na tensão máxima normalizada das vigas-parede com $a/h=0,5$.

Foi constatada a existência do efeito de tamanho em ambos os tipos de concreto, pois o valor da tensão cisalhante diminui, à medida que a altura aumenta.

Nas vigas-parede de concreto leve, quando a altura aumentou de 400 para 600 mm e, deste último, para 700 mm, a diminuição da tensão de fissuração diagonal foi de 18,2 e 22,7%, respectivamente. Nas vigas-parede de concreto leve com fibras desta pesquisa, a redução dessa tensão foi de 31,6 e 25,5%, respectivamente.

Resultados semelhantes foram encontrados por YANG (2010) em vigas-parede de concreto leve que, ao terem a altura da seção passando de 400 para 600 mm e, deste último, para 750 mm, resultaram uma diminuição da tensão de fissuração diagonal de 32,7 e 35,2%, respectivamente.

Na Figura 4.57 observa-se que a tensão máxima normalizada das vigas-parede de concreto leve tiveram uma redução de 10,7 e 12%, quando a altura variou de 400 para 600 mm e, deste último, para 700 mm, respectivamente. YANG (2010) encontrou uma redução de 21,9 e 36,4% ao variar a altura da seção de 400 para 600 mm e, deste último, para 750 mm, respectivamente. No caso das vigas-parede de concreto leve com fibras com altura de 600 e 700 mm, não pode ser obtido o cortante máximo por limitações do atuador.

Nas Figuras 4.58 e 4.59 são plotados os valores da altura vs tensão de fissuração diagonal e da altura vs tensão máxima, respectivamente, ambas

normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$, para as vigas-parede com relação $a/h=1,0$, com e sem fibras.

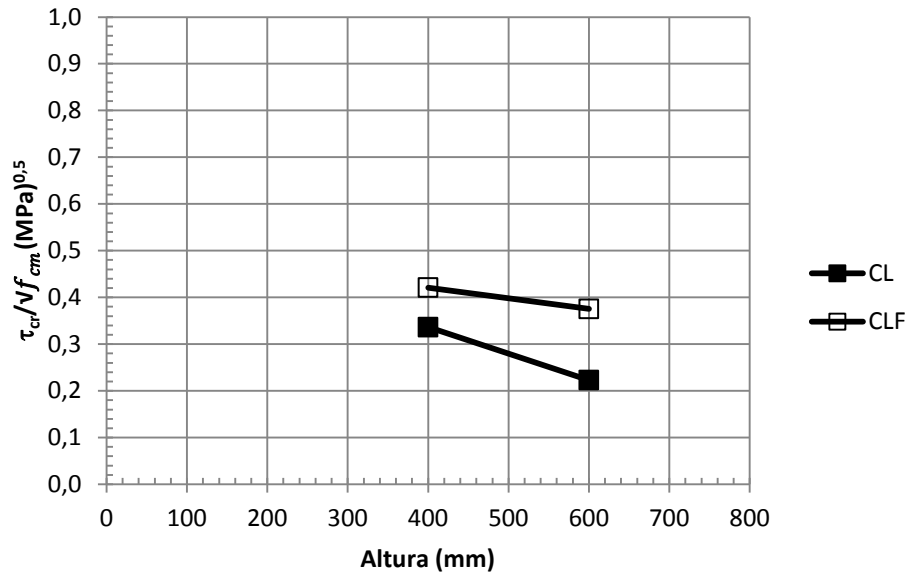


Figura 4.58: Influência da altura no cortante de fissuração diagonal normalizado das vigas-parede com $a/h=1,0$.

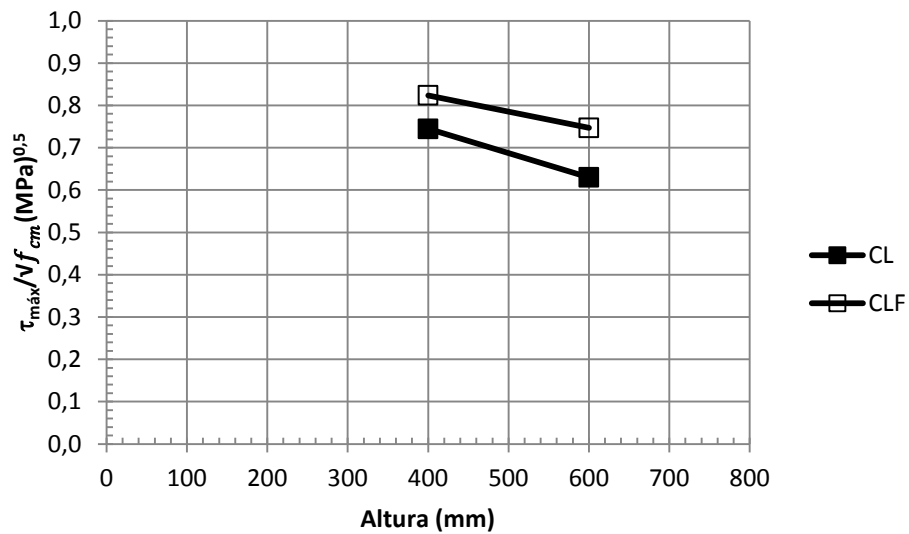


Figura 4.59: Influência da altura no cortante máximo normalizado das vigas-parede com $a/h=1,0$.

Nas vigas-parede de concreto leve, quando a altura foi variada de 400 para 600 mm, houve uma redução da tensão de fissuração diagonal normalizada de 35,3%. No caso de vigas-parede de concreto leve com fibras, quando a altura variou de 400 para 600 mm, obteve-se uma redução desta tensão de 9,5% (da viga VCLF104 para a viga-parede VCLF106).

Essa mesma variação de altura diminuiu a tensão máxima normalizada de 14,8% nas vigas-parede de concreto leve e de 8,5% da viga-parede de concreto leve fibroso.

YANG (2010), em vigas-parede de concreto leve, com variação da altura de 400 para 600 mm e relação $a/h=1,0$, obteve uma redução de 17,7 e 20,7% do cortante de fissuração diagonal e máximo, respectivamente.

Com o intuito de avaliar a variação do efeito de tamanho nas vigas-parede de concreto leve sem e com fibras, são plotados, nas Figuras 4.60 e 4.61, os valores de $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, para as vigas-parede com relação $a/h=0,5$, sem e com fibras.

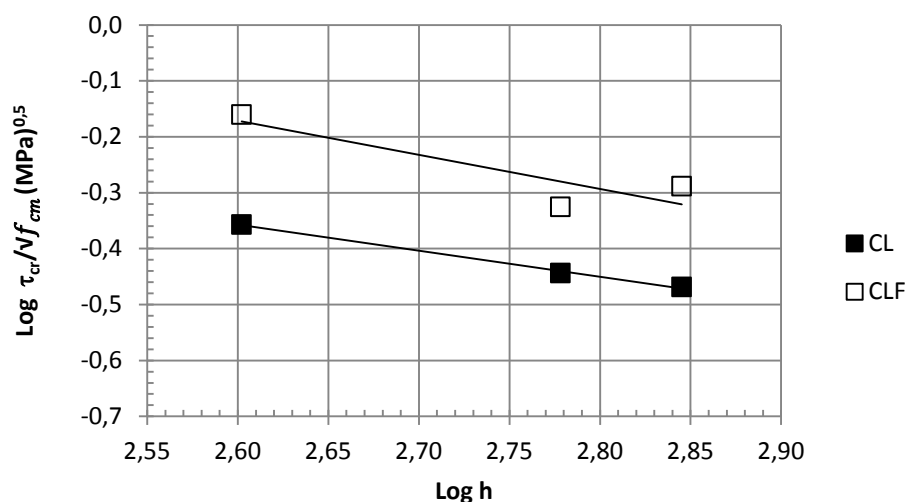


Figura 4.60: $\text{Log. } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas-parede com $a/h=0,5$.

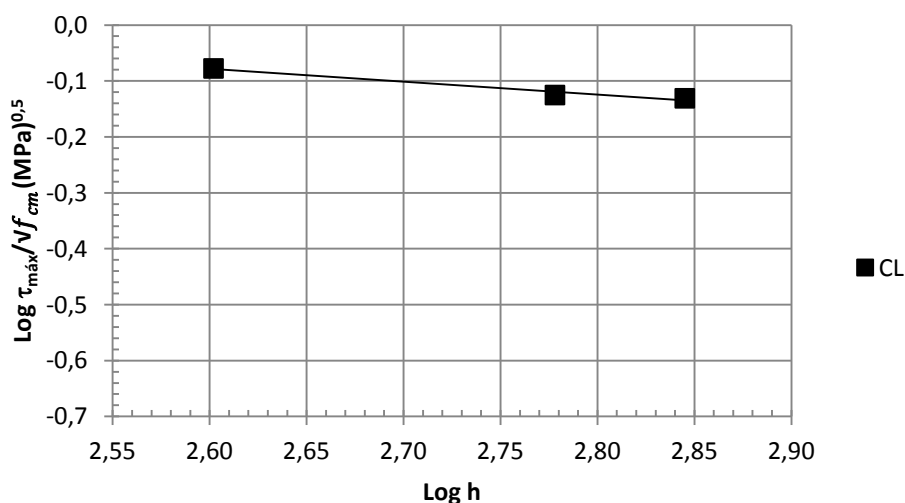


Figura 4.61: $\text{Log. } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas-parede com $a/h=0,5$.

Os coeficientes angulares das linhas de tendência do cortante de fissuração diagonal normalizado das vigas-parede de concreto leve sem fibras e concreto leve com fibras foram: -0,46 e -0,61, respectivamente.

O coeficiente angular da linha de tendência do cortante máximo foi de -0,23 para as vigas-parede de concreto leve sem fibras. Yang (2010) encontrou uma inclinação de -0,78.

Nas Figuras 4.62 e 4.63 são plotados os valores de $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, para as vigas-parede com relação $a/h=1,0$, com e sem fibras.

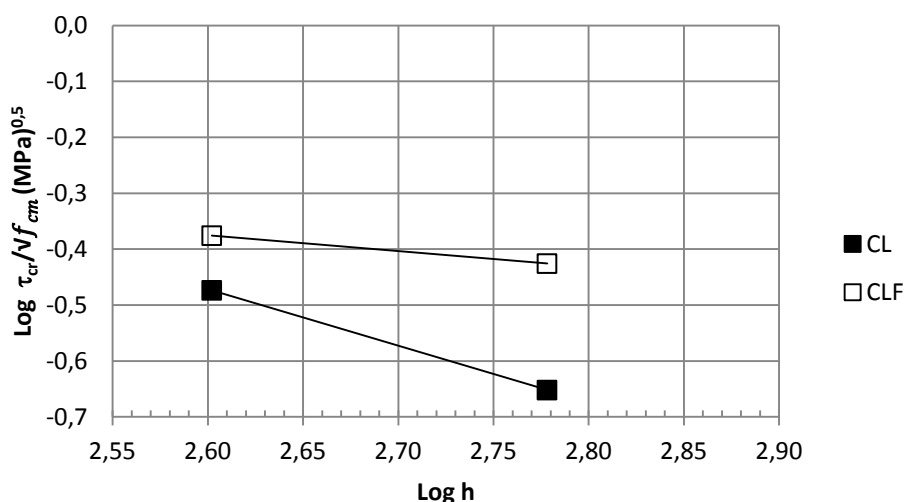


Figura 4.62: $\text{Log. } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas-parede com $a/h=1,0$.

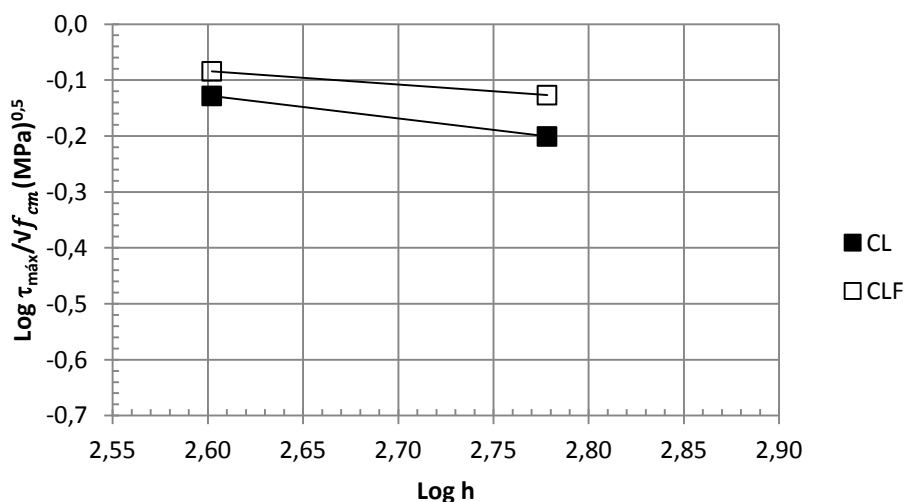


Figura 4.63: $\text{Log. } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs $\text{Log. } h$ das vigas-parede com $a/h=1,0$.

Percebe-se que, assim como nas vigas-parede com relação $a/h=0,5$, as fibras agem atenuando a inclinação das curvas.

Os coeficientes angulares das linhas de tendência do cortante de fissuração diagonal foram de -1,01 para as vigas-parede de concreto leve e de -0,28 para as de concreto leve com fibras. Os valores da inclinação do cortante máximo foram de -0,41 e -0,24 para as vigas-parede de concreto leve e concreto leve com fibras, respectivamente. Yang (2010) obteve um valor de inclinação na curva do cortante máximo de -0,52 para as vigas-parede de concreto leve.

Na Tabela 4.7 se encontra um resumo dos valores dos logaritmos da altura, do cortante de fissuração diagonal normalizado e do cortante máximo normalizado de cada viga-parede e o coeficiente angular da linha de tendência, a fim de se verificar a forma do efeito de tamanho.

Tabela 4.7: Valores de $\text{Log } h$, $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$, $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ e o coeficiente angular da linha de tendência.

Viga	Log h	Log $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$	Log $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$	$m_{\tau cr}$	$m_{\tau m\acute{a}x}$
VCL054	2,60	-0,28	0,00	-0,46	-0,23
VCL056	2,78	-0,44	-0,12		
VCL057	2,85	-0,47	-0,13		
VCL104	2,60	-0,47	-0,13	-1,01	-0,41
VCL106	2,78	-0,65	-0,20		
VCLF054	2,60	-0,16	0,00	-0,61	----
VCLF056	2,78	-0,33	----		
VCLF057	2,85	-0,29	----		
VCLF104	2,60	-0,38	-0,08	-0,20	-0,24
VCLF106	2,78	-0,43	-0,13		

Percebe-se que o tipo de concreto influencia no valor da inclinação dessas curvas, indicando a ação das fibras no efeito de tamanho, que reduzindo a abertura das fissuras, faz com que o engrenamento dos agregados seja mais efetivo, atenuando, assim, a inclinação dessas retas.

Nota-se que a relação a/h influencia na inclinação dessas curvas, sendo mais suave para as vigas-parede com relação $a/h=0,5$. Isso indica que o efeito de tamanho foi mais expressivo nas vigas-parede com relação $a/h=1,0$.

4.8 Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado

Nas Figuras 4.64 e 4.65 se encontram os valores de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , para as vigas-parede de 400 mm de altura.

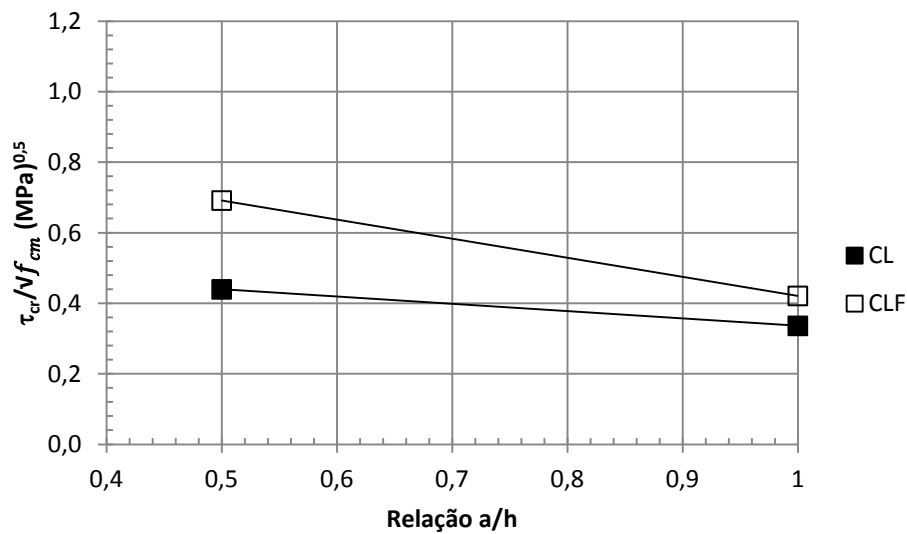


Figura 4.64: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=400$ mm.

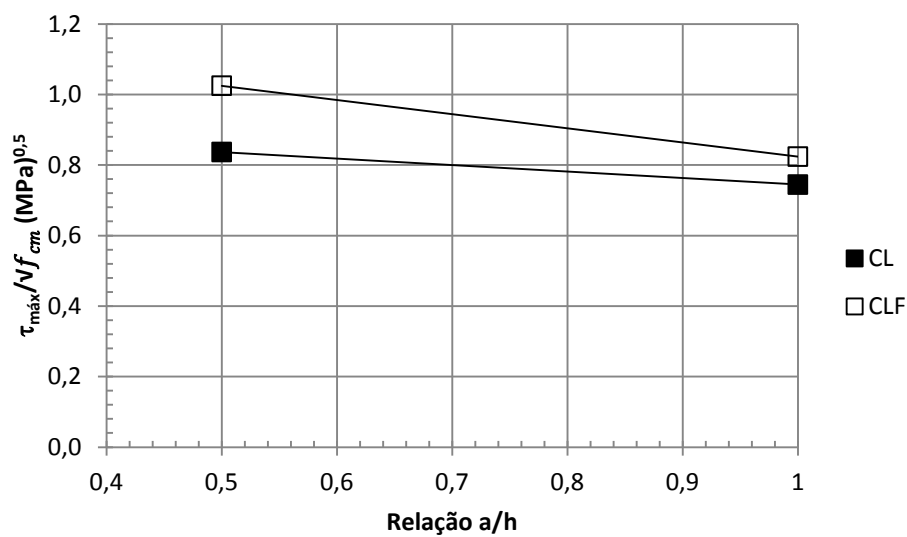


Figura 4.65: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=400$ mm.

Para as vigas-parede de concreto leve sem fibras a redução da $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ foi de 23,6% e de 39,1% para as vigas-parede de concreto leve com fibras. Já para a $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ houve uma redução de 11,3 e 19,6% para as vigas-parede de concreto leve sem fibras e concreto leve com fibras, respectivamente.

Nas Figuras 4.66 e 4.67 se encontram os valores de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h para as vigas-parede de 600 mm de altura.

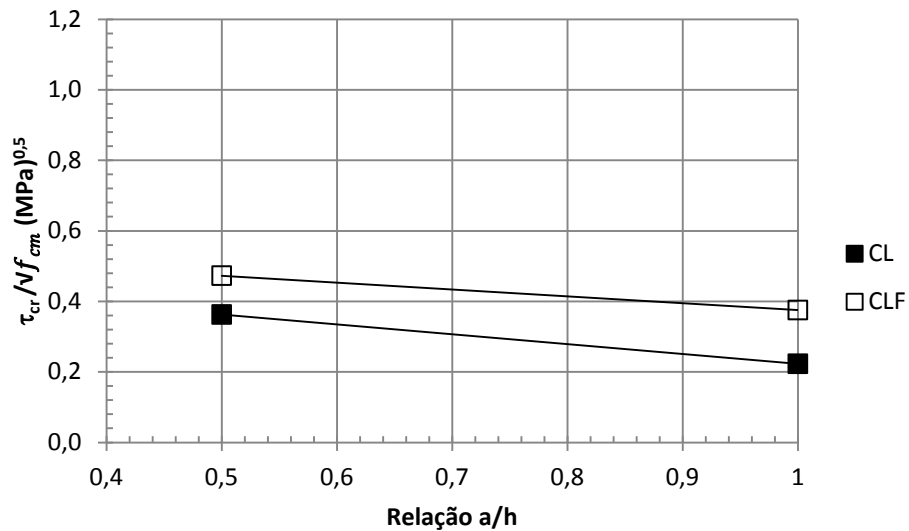


Figura 4.66: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=600$ mm.

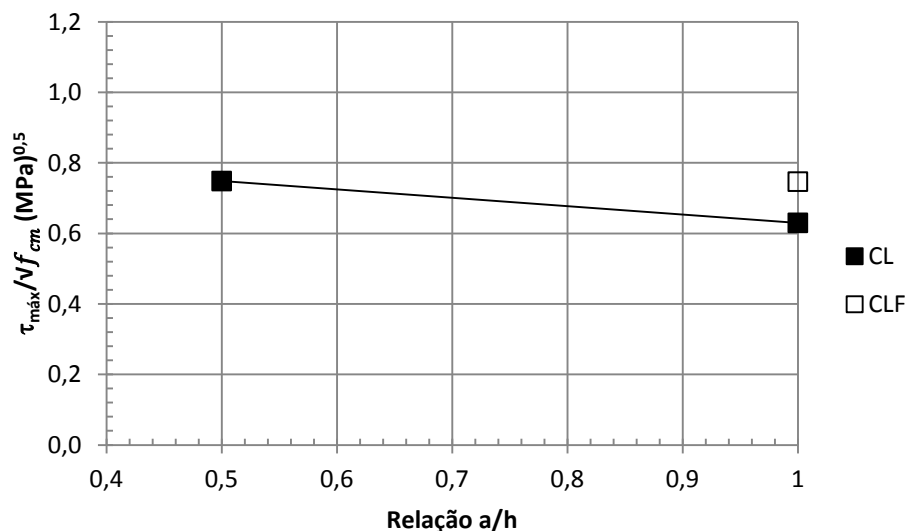


Figura 4.67: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=600$ mm.

As vigas-parede de concreto leve tiveram uma redução em $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ no valor de 38,8% e de 19,14% em relação às vigas-parede de concreto leve com fibras. O valor de $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ para as vigas-parede de concreto leve diminuiu 16%. A capacidade máxima das vigas-parede com esta altura não foi possível obter por limitações de capacidade de carga dos atuadores.

Nas Figuras 4.68 e 4.69 são mostrados os valores de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , para as vigas-parede de 700 mm de altura.

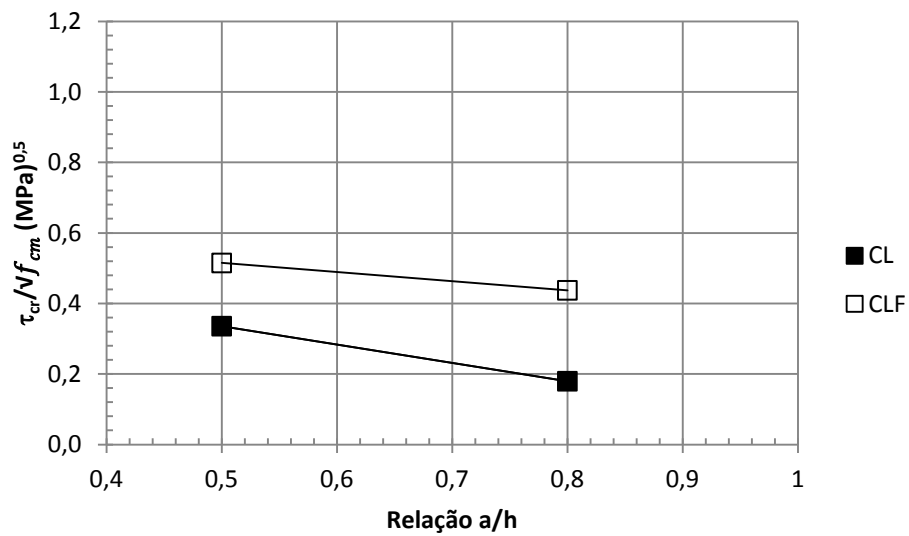


Figura 4.68: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede com $h=700$ mm.

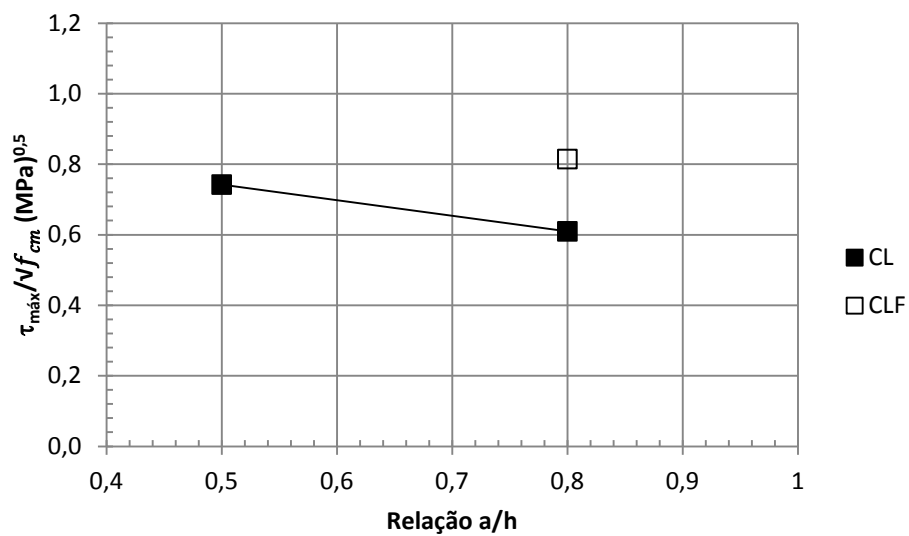


Figura 4.69: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede com $h=700$ mm.

Para as vigas-parede de concreto leve sem fibras, o valor $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ teve uma redução de 47% e de 13,7% em relação às vigas-parede de concreto leve com fibras. Já o valor redução de $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ foi de 17,5%.

A Tabela 4.8 apresenta os coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h.

Tabela 4.8: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h.

Tipo de concreto	Altura (mm)	$m_{\tau_{cr}}$	$m_{\tau_{m\acute{a}x}}$
Leve	400	-0,20	-0,18
	600	-0,27	-0,23
	700	-0,52	-0,44
Leve com fibras	400	-0,54	-0,40
	600	-0,19	----
	700	-0,25	----

Percebe-se que quanto maior a altura da viga, maior é o valor da inclinação dessas curvas. Nota-se também que, exceto para as vigas-parede de 400 mm, o valor do coeficiente angular das linhas de tendência das tensões de fissuração diagonal foi menor para as vigas-parede de concreto leve com fibras. Isso indica que as fibras de aço diminuem as aberturas de fissuras e, conseqüentemente, aumentam a parcela do engrenamento do agregado, atenuando o valor dessas inclinações.

4.9 Abertura de fissuras

As evoluções das aberturas das fissuras foram monitorada durante a execução do ensaio e são apresentadas nas Figuras 4.70 a 4.75. Buscou-se realizar a medição na região onde surgiu a fissura. Essa região se encontra circulada nas fotos.

Não foram feitas as medições das evoluções das aberturas das fissuras nas vigas VCLF056 e VCLF057, pois nestas vigas-parede não foram observadas aberturas significativas.

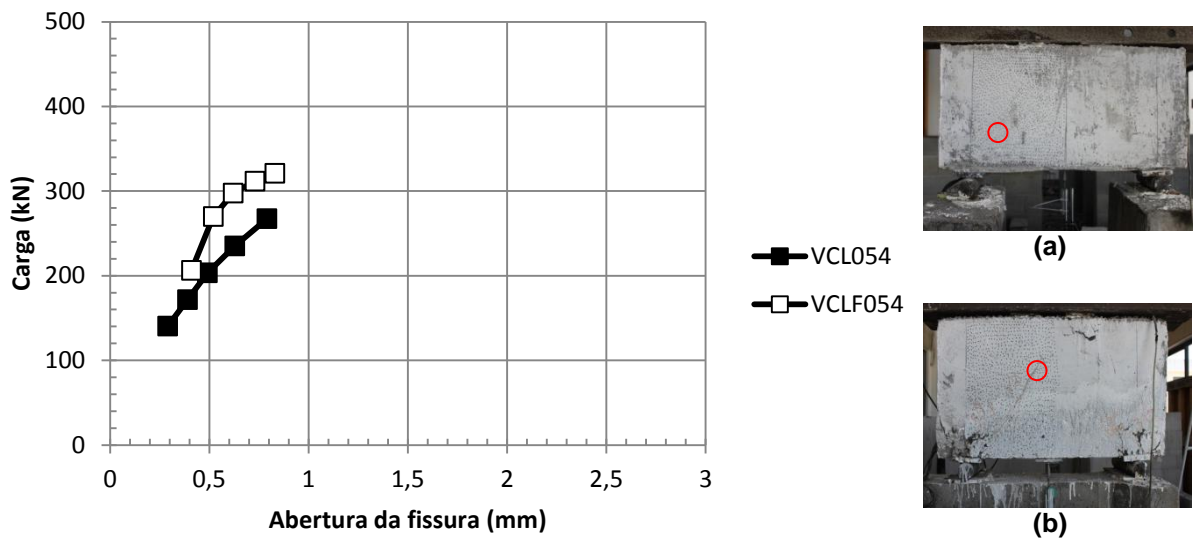


Figura 4.70: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL054 e b) VCLF054.

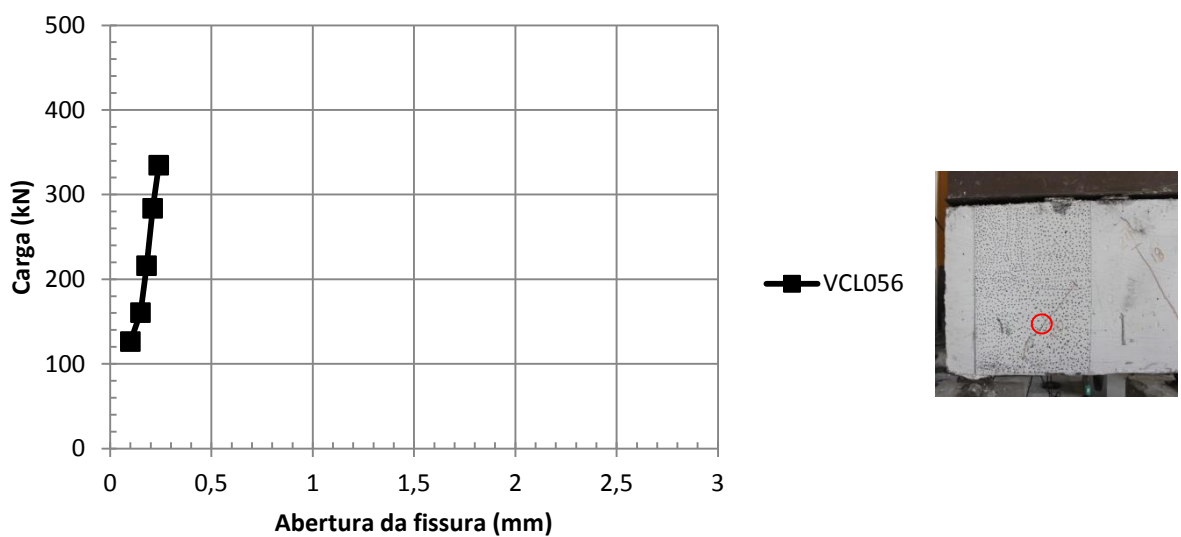


Figura 4.71: Evolução da abertura de fissuras na viga-parede VCL056.

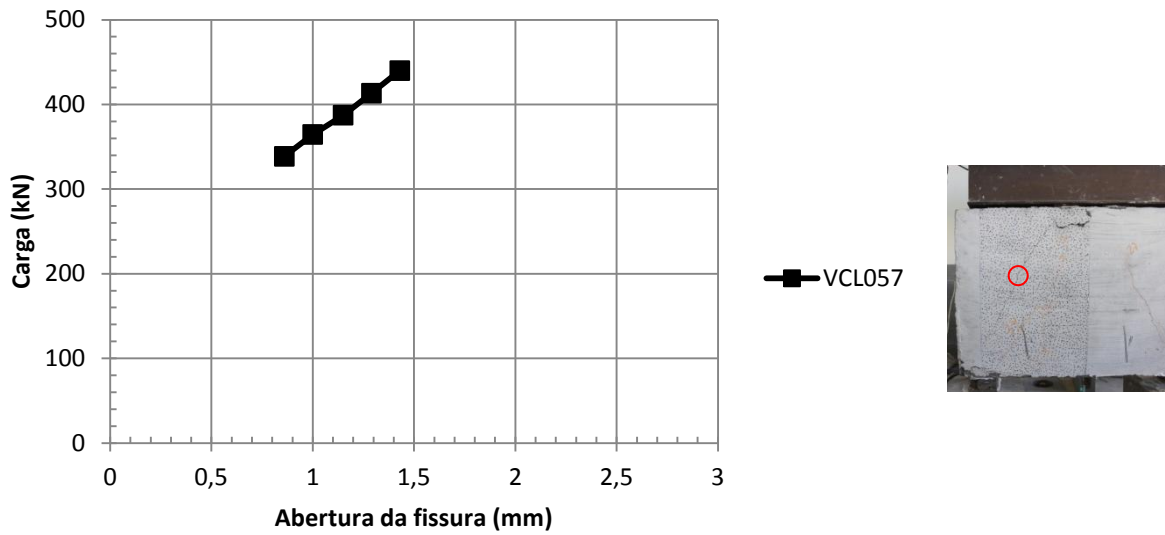


Figura 4.72: Evolução da abertura de fissuras na viga-parede VCL057.

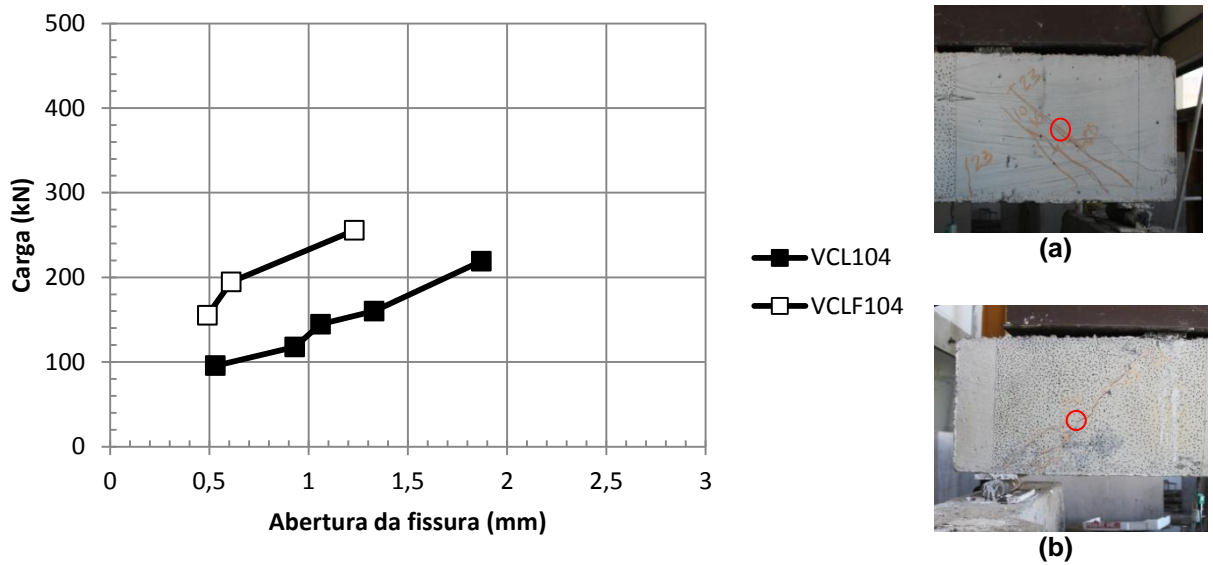


Figura 4.73: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL104 e b) VCLF104.

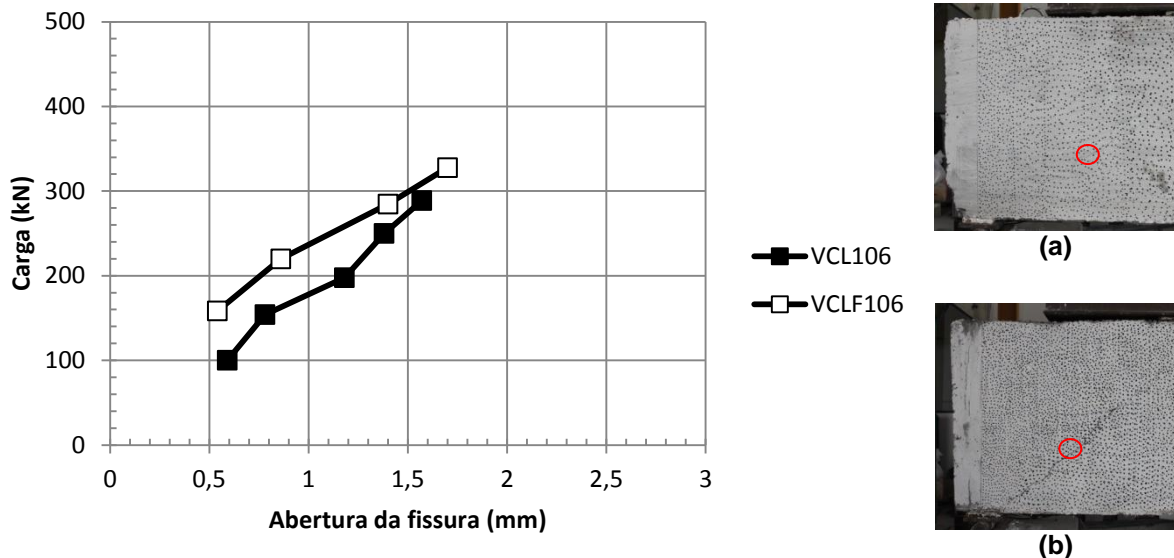


Figura 4.74: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL106 e b) VCLF106.

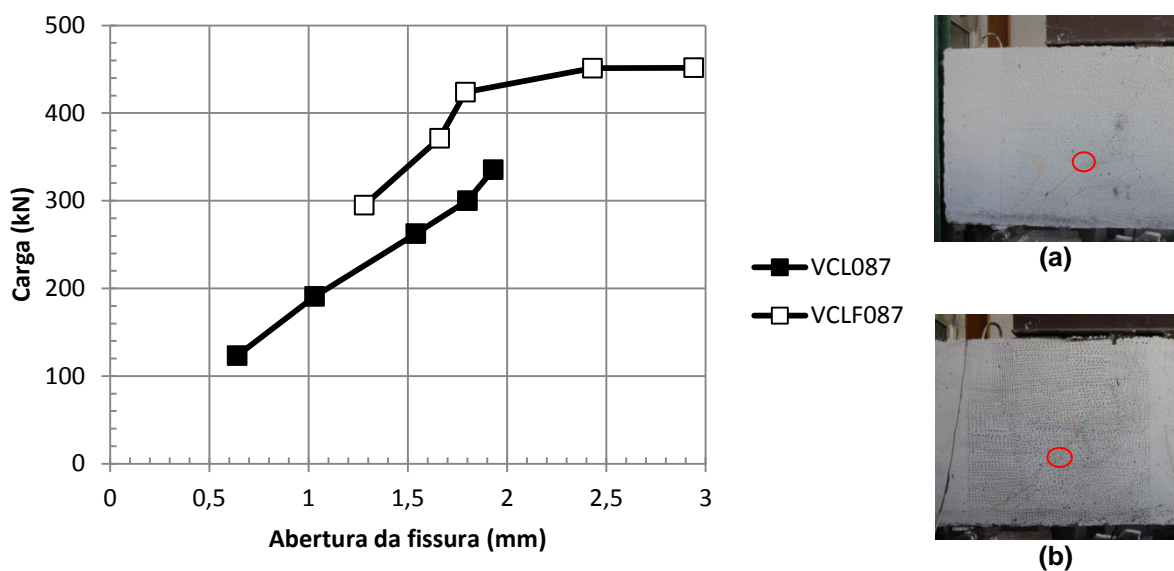


Figura 4.75: Evolução da abertura de fissuras nas vigas-parede: a) VCL087 e b) VCLF087.

Observa-se que as vigas-parede de concreto leve com fibras, para mesmos níveis de carga, apresentaram aberturas das fissuras menores.

A redução das aberturas nas vigas com fibras, em relação às sem fibras, para relação $a/h=0,5$ e $h=400$ mm foi de 20 a 33%. Já para as vigas com relação $a/h=1,0$ e $h=400$ mm, a redução variou de 27 a 55% e de 33 a 37% para as vigas com $h=600$ mm. Já as vigas com relação $a/h=0,8$ tiveram uma redução de 11 a 16%.

Essa redução ocorre porque as fibras, além de retardarem o aparecimento das fissuras, costuram as microfissuras, dificultando sua propagação. Dessa forma, há o aumento do engrenamento dos agregados.

4.10 Capacidade teórica resistente ao cisalhamento

Na Tabela 4.9 são apresentados os valores experimentais e calculados da capacidade máxima ao cisalhamento para as vigas-parede de concreto leve, calculadas segundo a NBR ABNT 6118 (2014) (Equação 2.10), o código ACI 318 (Equação 2.14), CSA A23.3 (2014) (Equação 2.19) e CEB (2010) (Equação 2.21) e o coeficiente γ_{cs} , que é a razão entre a carga calculada e a carga experimental. Por se tratar de concreto leve, foi considerado um fator de redução da carga máxima igual a 0,85.

Tabela 4.9: Capacidade ao cisalhamento experimental e calculada das vigas-parede segundo diversas normas.

Viga	a/h	$V_{m\acute{a}x, exp.}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x, cal}$ (kN)				$\gamma_s = \frac{V_{m\acute{a}x, cal.}}{V_{m\acute{a}x, exp.}}$			
			NBR 6118 (2014)	ACI 318 (2014)	CSA A23.3 (2014)	CEB (2010)	NBR 6118 (2014)	ACI 318 (2014)	CSA A23.3 (2014)	CEB (2010)
VCL054	0,5	267,4	176,6	197,8	200,1	193,9	0,66	0,74	0,75	0,72
VCL056		361,8	326,2	334,3	371,2	358,7	0,90	0,92	1,03	0,99
VCL057		440,9	373,6	388,2	424,2	413,2	0,85	0,88	0,96	0,94
VCL104	1,0	219,9	234,0	208,4	223,8	260,6	1,06	0,95	1,02	1,18
VCL106		287,1	368,6	321,5	345,3	410,5	1,28	1,12	1,20	1,43
VCL087	0,8	338,9	460,6	392,5	435,8	506,4	1,36	1,16	1,29	1,49

As Figuras 4.76 a 4.79 ilustram a relação entre as cargas calculadas e experimentais. A reta a 45° indica um coeficiente $\gamma_{cs}=1$.

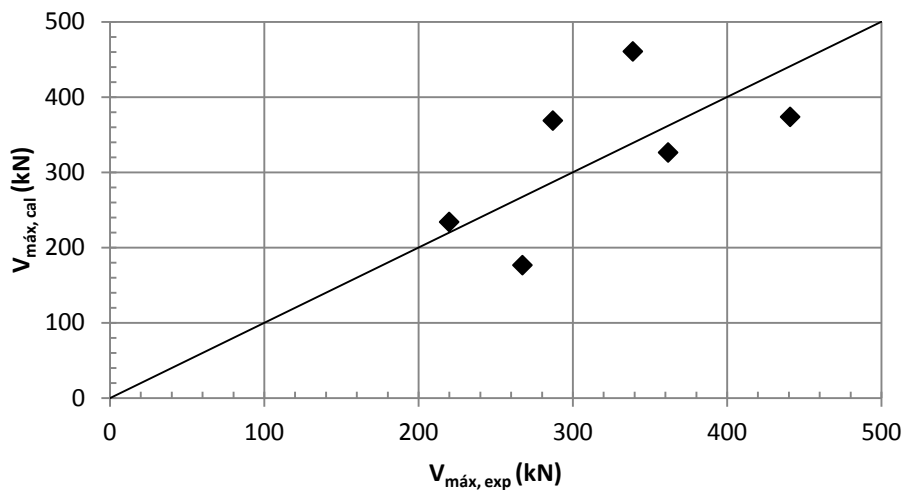


Figura 4.76: Comparação entre as cargas calculadas pela norma ABNT NBR 6118 (2014) e experimentais.

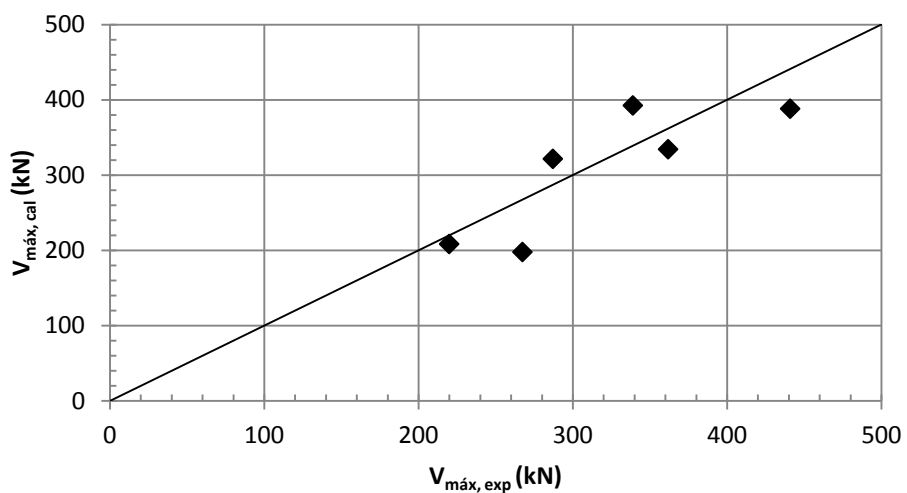


Figura 4.77: Comparação entre as cargas calculadas pelo código ACI 318 (2014) e experimentais.

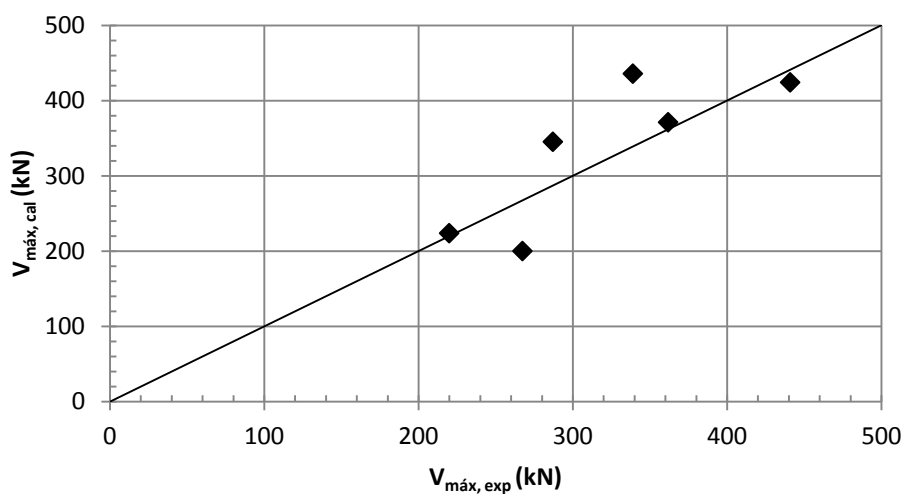


Figura 4.78: Comparação entre as cargas calculadas pelo código CSA A23.3 (2014) e experimentais.

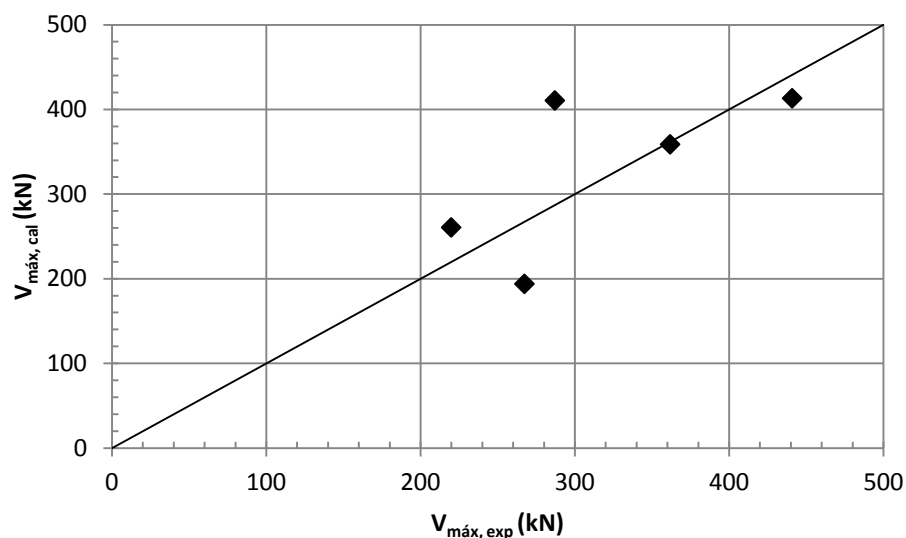


Figura 4.79: Comparação entre as cargas calculadas pelo código CEB (2010) e experimentais.

A Tabela 4.9 apresenta os valores da média de γ_{cs} para cada norma e seus respectivos desvios-padrões.

Tabela 4.10: Média e desvio-padrão de γ_{cs} para as diversas normas.

Norma	Relação a/h	Média	Desvio padrão
ABNT NBR 6118 (2014)	0,5	0,80	0,13
	1,0 e 0,8	1,24	0,15
ACI 318 (2014)	0,5	0,85	0,10
	1,0 e 0,8	1,08	0,11
CSA A23.3 (2014)	0,5	0,91	0,15
	1,0 e 0,8	1,17	0,14
CEB (2010)	0,5	0,88	0,14
	1,0 e 0,8	1,37	0,16

Para as vigas-parede de concreto leve, as predições obtidas pelos códigos considerados se mostraram conservadoras para as vigas com relação $a/h=0,5$, pois apresentaram um γ_{cs} inferior a 1,0. Já para as vigas com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$, as predições foram inferiores ao valor das cargas experimentais.

O código que mais se mostrou conservador para os valores calculados das vigas-parede com relação $a/h=0,5$ foi o CSA A23.3 (2014) e para as vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$ foi o ACI 318 (2014).

A Tabela 4.11 apresenta os valores das cargas máximas previstas pelo modelo de bielas e tirantes, calculados pelo software CAST[®], segundo os parâmetros definidos pelo ACI 318 (2014).

Tabela 4.11: Valor do cortante máximo experimental e calculado pelo modelo de bielas e tirantes, média e desvio-padrão de γ_{cs} .

Viga	a/h	$V_{m\acute{a}x, exp.}$ (kN)	$V_{u, cal.}$ (kN)	$\gamma_{cs} = \frac{V_{m\acute{a}x, cal.}}{V_{m\acute{a}x, exp.}}$	Média	Desvio padrão
VCLF054	0,5	267,4	285,0	1,07	0,99	0,08
VCLF056		361,8	367,0	1,01		
VCLF057		440,9	397,5	0,90		
VCLF104	1,0	219,9	267,0	1,21	1,04	0,18
VCLF106		287,1	311,5	1,08		
VCLF087	0,8	338,9	285,0	0,84		

A Figura 4.80 ilustra a relação entre as cargas calculadas e experimentais. A reta a 45° indica um coeficiente $\gamma_{cs}=1$.

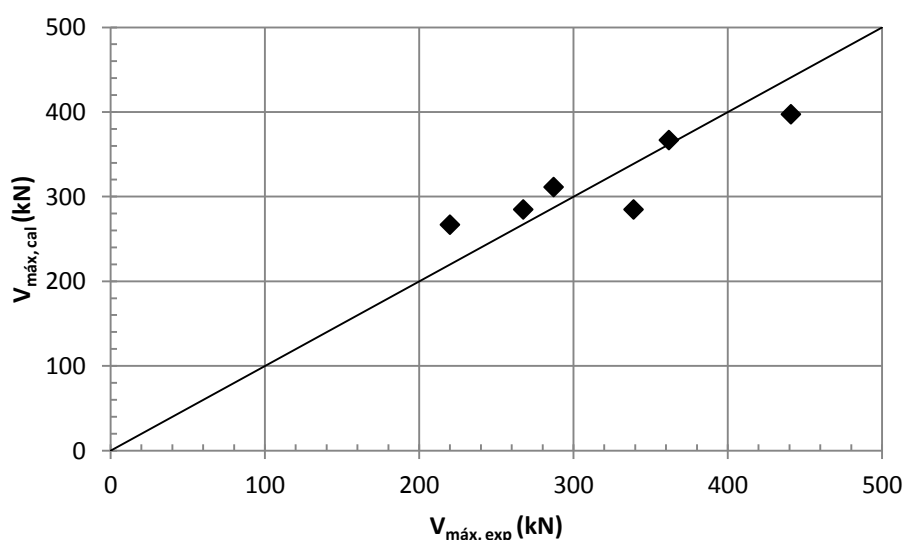


Figura 4.80: Comparação entre as cargas calculadas pelo modelo de bielas e tirantes do ACI 318 (2014) e experimentais.

Nota-se que o modelo de bielas e tirantes adotado foi bem eficaz na previsão das cargas máximas para as vigas-parede com relação $a/h=0,5$, pois apresentaram uma média de γ_{cs} de 0,99.

Na Tabela 4.12 são apresentados os valores experimentais e calculados da capacidade máxima ao cisalhamento para as vigas-parede de concreto leve com fibras, calculadas segundo o ACI 544.4R-88 (1988) (Equação 2.26), Li *et al.* (1992) (Equação 2.27) e Shahnewaz e Alam (2014) (Equação 2.28) e o coeficiente γ_{cs} .

Tabela 4.12: Capacidade ao cisalhamento experimental e calculada das vigas-parede de concreto leve com fibras segundo diversas normas.

Viga	a/h	$V_{m\acute{a}x, exp.}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x, te\acute{o}rico}$ (kN)			$\gamma_s = \frac{V_{m\acute{a}x, cal.}}{V_{m\acute{a}x, exp.}}$		
			ACI 544.4R-88 (1988)	Li <i>et al.</i> (1992)	Shahnewaz e Alam (2014)	ACI 544.4R-88 (1988)	Li <i>et al.</i> (1992)	Shahnewaz e Alam (2014)
VCLF054	0,5	321,9	177,5	585,1	298,2	0,55	0,55	0,93
VCLF056		----	268,1	570,0	427,7	----	----	----
VCLF057		----	308,3	507,8	469,6	----	----	----
VCLF104	1,0	256,7	149,0	309,1	247,7	0,58	0,83	0,97
VCLF106		359,4	225,1	296,7	350,6	0,63	1,21	0,98
VCLF087	0,8	462,6	278,5	355,3	436,6	0,60	1,30	0,94

As Figuras 4.81 a 4.83 ilustram a relação entre as cargas calculadas e experimentais. A reta a 45° indica um coeficiente $\gamma_{cs}=1$.

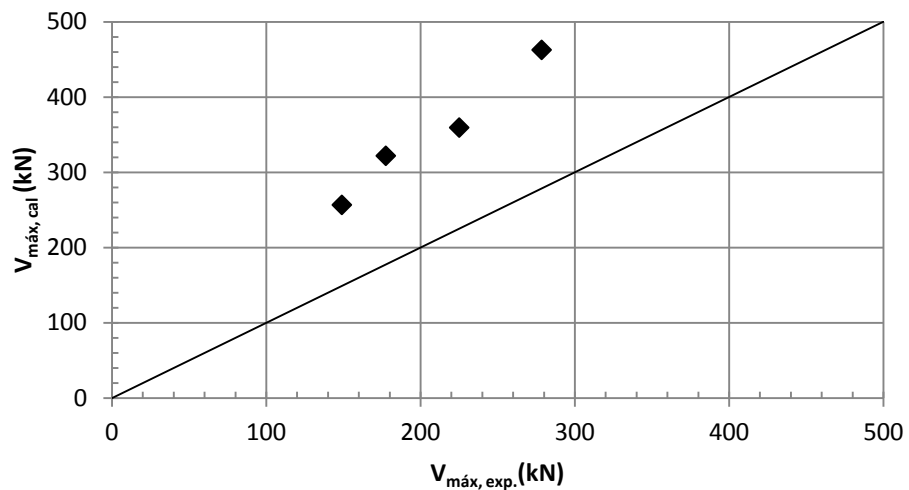


Figura 4.81: Comparação entre as cargas calculadas pelo ACI 544.4R-88 (1988) e experimentais.

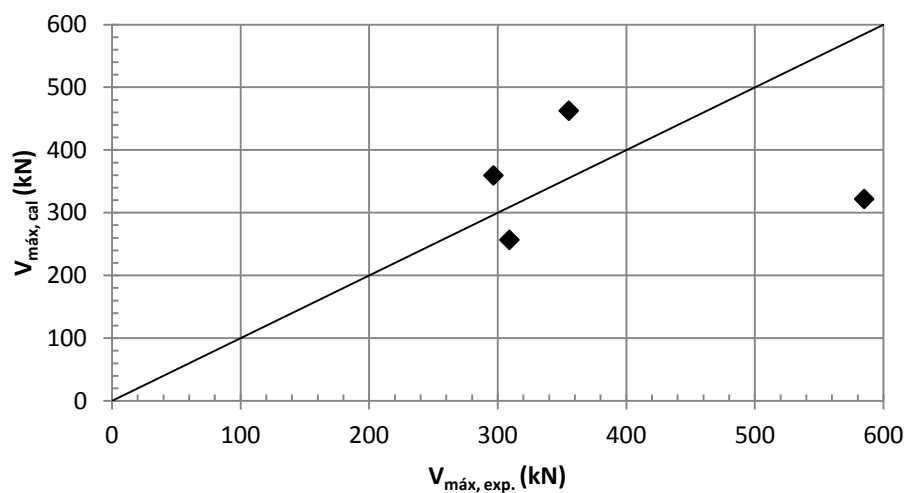


Figura 4.82: Comparação entre as cargas calculadas por Li *et al.* (1992) e experimentais.

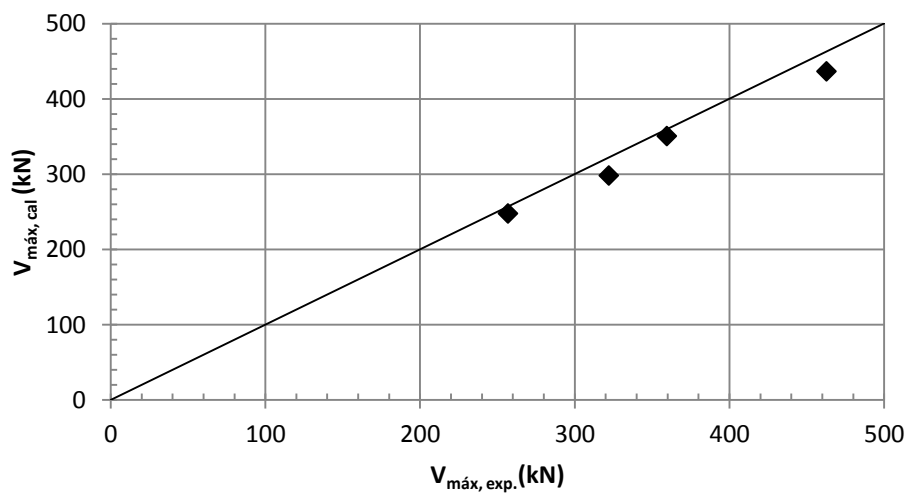


Figura 4.83: Comparação entre as cargas calculadas Shahnewaz e Alam (2014) e experimentais.

A Tabela 4.13 apresenta os valores da média de γ_{cs} para cada norma e seus respectivos desvios-padrões, para as vigas-parede de concreto leve com fibras, com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$.

Tabela 4.13: Média e desvio-padrão de γ_{cs} para as diversas normas, para as vigas-parede de concreto leve com fibras, com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$.

	Relação a/h	Média	Desvio padrão
ACI 544.4R-88 (1988)	1,0 e 0,8	0,60	0,02
Li <i>et al.</i> (1992)		1,11	0,24
Shahnewaz e Alam (2014)		0,96	0,02

As previsões do código ACI 544.4R-88 (1988) se mostraram muito conservadoras, gerando um γ_s de valor muito baixo, o que mostra que as vigas atingiram capacidades de cargas maiores que as esperadas. Li *et al.* (1992) forneceram resultados mais precisos quanto a capacidade de carga do que o ACI 544.4R-88 (1988), para as relações $a/h=1,0$; porém algumas vigas romperam antes da capacidade de carga esperada e outras ficaram abaixo do esperado. Shahnewaz e Alam (2014) apresentaram um γ_{cs} mais próximo a 1,0, mostrando que foi a equação mais eficiente na predição de carga máxima.

4.11 Comparação dos resultados experimentais deste trabalho com valores experimentais de outros pesquisadores

Os resultados experimentais das vigas-parede de concreto leve sem e com fibras foram comparados com os quatro pesquisadores citados no item 2.10 do capítulo 2, cujas vigas-parede foram confeccionadas com os seguintes tipos de concreto: convencional, semi leve, todo leve e concreto com fibras de aço.

4.11.1 Influência do tipo de concreto nas tensões cisalhantes de fissuração diagonal e máxima normalizadas

Na Figura 4.84 são apresentados os valores das tensões cisalhantes de fissuração diagonal e de cortante máxima normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas-parede de concreto convencional estudadas por Narayanan e Darwish (1988), com

$h=400$ mm e relação $a/h=0,6$ e das vigas-parede com $h=400$ mm e relação $a/h=0,5$ deste estudo.

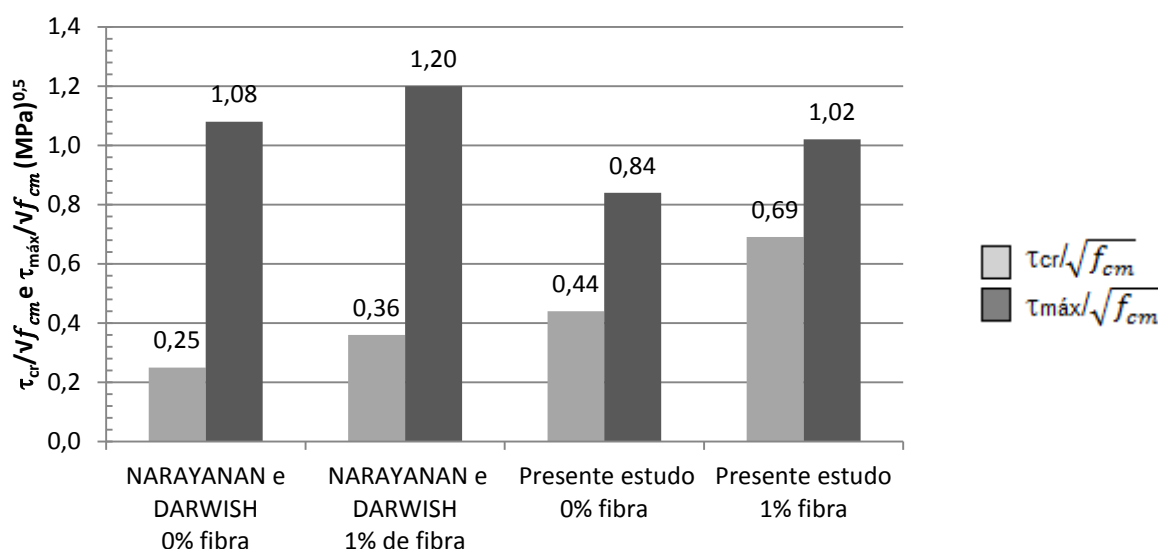


Figura 4.84: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede de concreto com e sem fibras com $h=400$ mm.

Percebe-se que as vigas-parede de concreto leve apresentam menor resistência máxima ao cisalhamento que as vigas-parede de concreto convencional.

As vigas ensaiadas por Narayanan e Darwish (1988) apresentaram resistências à fissuração diagonal menores que as deste estudo. Parte deste fenômeno é explicado pelo aumento da relação a/h . Nas vigas-parede sem fibras essa diferença foi de 43,1% e nas vigas-parede com fibras essa diferença foi de 47,8%. Porém, as vigas-parede de concreto convencional apresentaram resistência máxima ao cisalhamento maiores que as de concreto leve, sendo 22,2 e 15% para as vigas-parede sem e com fibras, respectivamente.

Ao comparar as vigas-parede de concreto convencional sem adição de fibras e as de concreto leve com adição de fibras, percebe-se que a resistência à fissuração diagonal foi 63,7% maior na viga-parede de concreto leve e a resistência máxima foi 5,5% maior na viga-parede de concreto convencional.

Na Figura 4.85 são apresentados os valores das tensões cisalhantes de fissuração diagonal e de corte máximo normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$ das vigas-parede de concreto convencional estudadas de Mansur e Ong (1991), com $h=500$ mm e relação $a/h=1,14$ e das vigas-parede com $h=400$ mm e relação $a/h=1,0$ deste estudo.

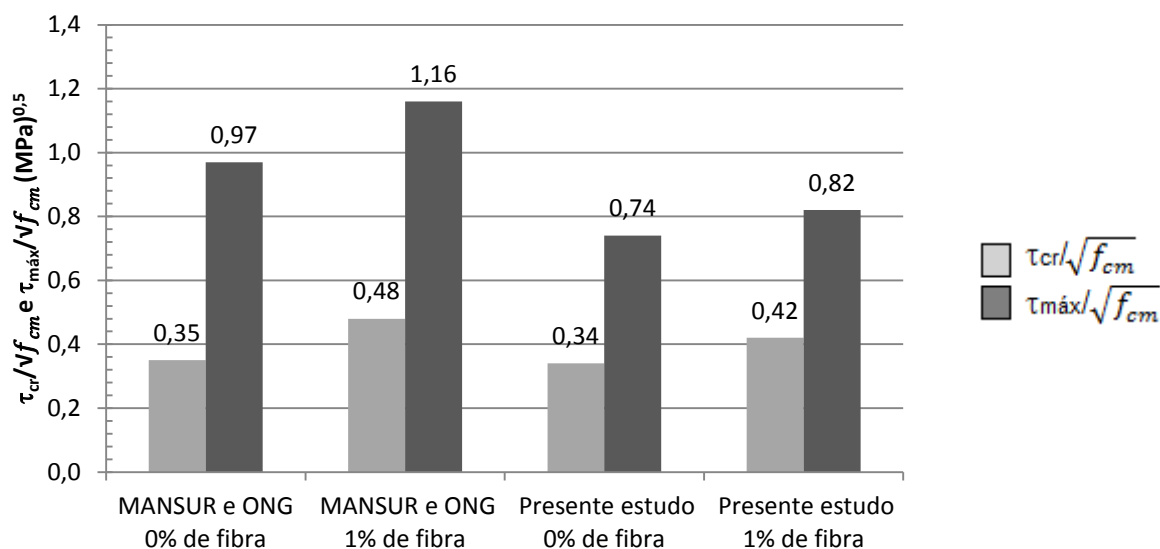


Figura 4.85: Valores de cortante de fissuração diagonal e cortante máximo normalizados por $\sqrt{f_{cm}}$ para vigas-parede de concreto com e sem fibras, com $h=500$ mm e relação $a/h=1,14$ e $h=400$ mm e relação $a/h=1,0$.

As vigas ensaiadas por Mansur e Ong (1991) apresentaram resistência à fissuração diagonal bem próximas as deste estudo. Nas vigas-parede sem fibras essa diferença foi de 2,85% e nas vigas-parede com fibras essa diferença chegou a 12,5%. Já para a resistência máxima, apresentou uma diferença mais considerável, sendo 23,7 e 29,3% para as vigas-parede sem e com fibras, respectivamente.

Comparando-se a viga-parede de concreto convencional sem fibras e a viga-parede de concreto leve com fibras percebe-se que a tensão de fissuração diagonal na viga-parede de concreto leve foi maior que a de concreto convencional em 16,6%, porém, a tensão máxima da viga de concreto convencional foi 15,4% maior do que a da viga-parede de concreto leve.

Portanto, percebe-se que as resistências de fissuração diagonal e máximas nas vigas-parede de concreto leve com 1% de adição de fibras de aço são equivalentes às de concreto convencional.

4.11.2 Influência da altura das vigas na resistência à fissuração diagonal e cortante máximo

Com o intuito de comparar e avaliar a variação do efeito de tamanho em vigas-parede de concreto convencional e leve nos resultados das pesquisas de YANG *et al.* (2003), Yang (2010) e do presente estudo, são plotados, nas

Figuras 4.86 e 4.87, os valores de $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, para as vigas-parede sem fibra com relação $a/h=0,5$.

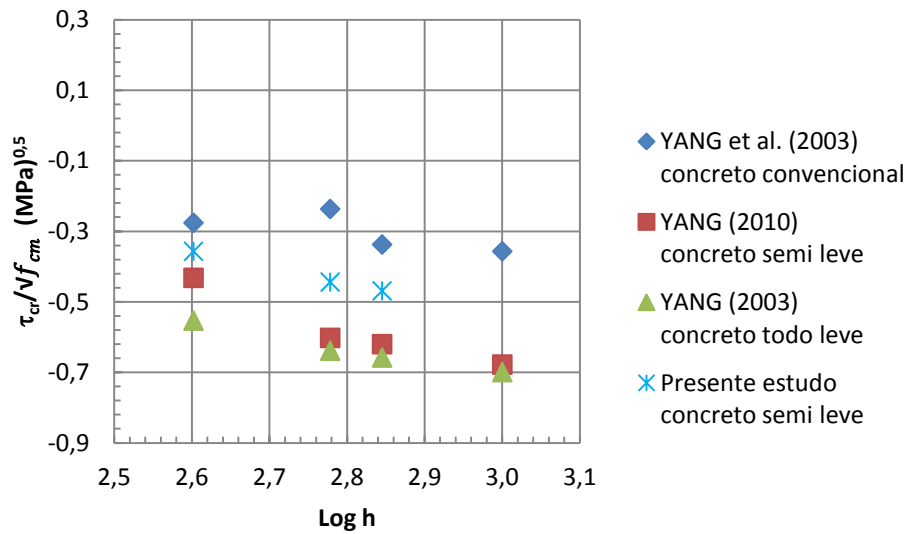


Figura 4.86: Influência da altura no cortante de fissuração diagonal normalizado das vigas-parede com $a/h=0,5$.

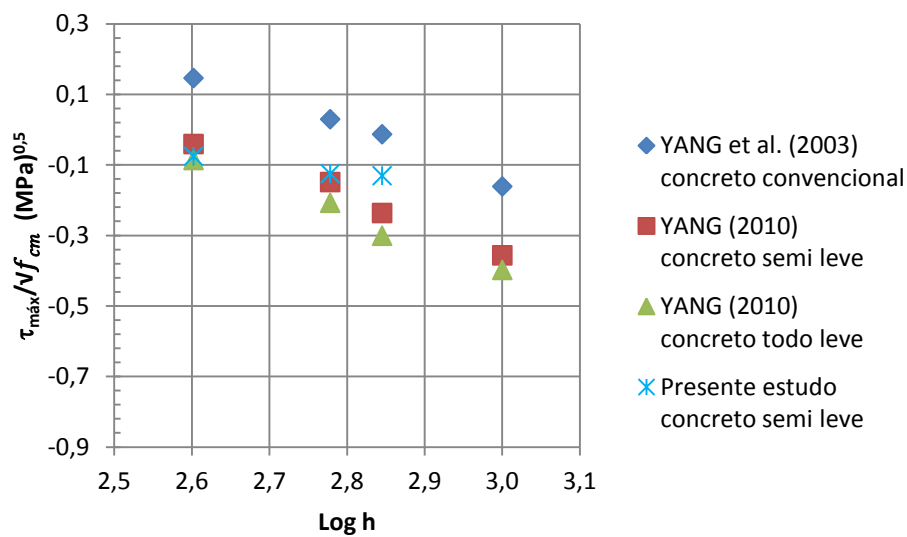


Figura 4.87: Influência da altura no cortante máximo normalizado das vigas-parede com $a/h=0,5$.

Nas Figuras 4.88 e 4.89 são plotados os valores de $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\text{Log } h$ vs $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$, respectivamente, para as vigas-parede sem fibra com relação $a/h=1,0$.

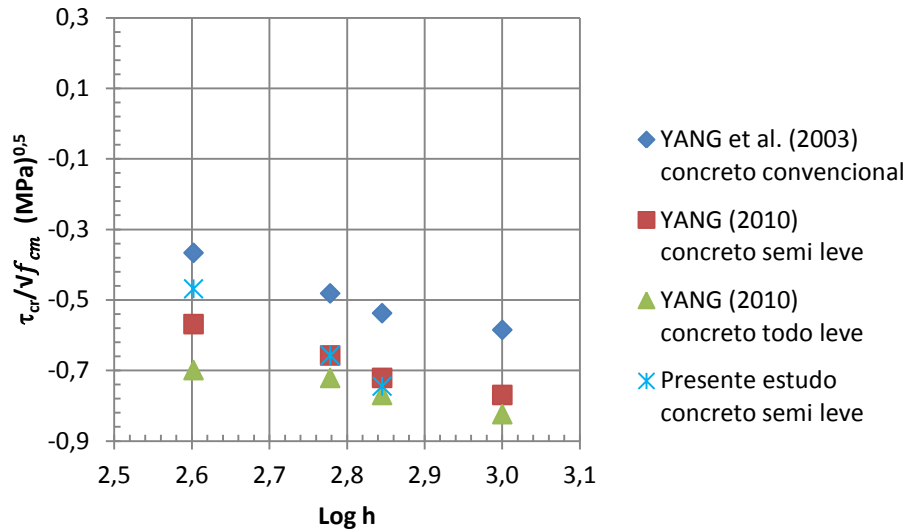


Figura 4.88: Influência da altura na tensão de fissuração diagonal normalizada das vigas-parede com a/h=1,0.

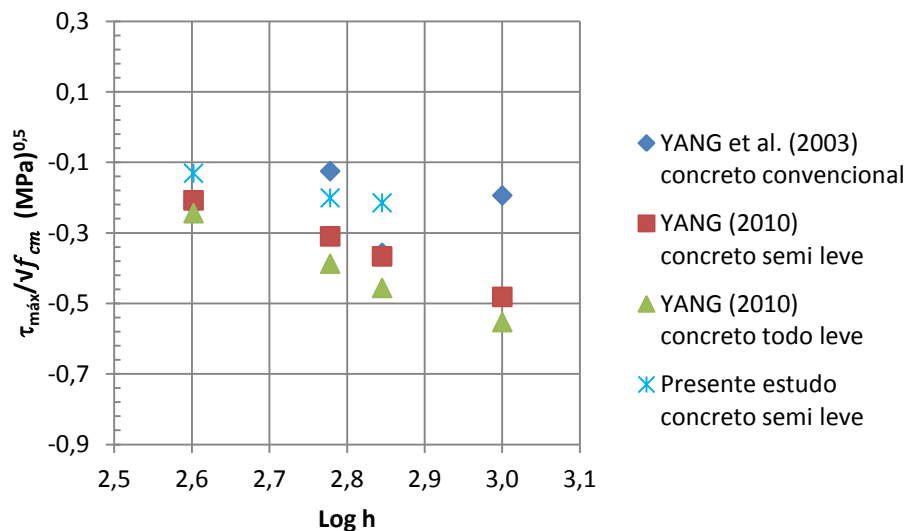


Figura 4.89: Influência da altura na tensão máxima normalizada das vigas-parede com a/h=1,0.

Na Tabela 4.14, se encontra um resumo dos valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência da altura vs logaritmo do logaritmo da tensão de fissuração diagonal e da tensão máxima, ambas normalizadas por $\sqrt{f_{cm}}$, dos pesquisadores citados, a fim de comparar a forma do efeito de tamanho.

Tabela 4.14: Valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de $\text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log h e $\text{Log } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs Log h , segundo vários pesquisadores.

Pesquisador	Relação a/h	m τ_{cr}	m $\tau_{m\acute{a}x}$
YANG et al. (2003) Concreto convencional	0,5	-0,23	-0,76
YANG (2010) Concreto semi leve		-0,61	-0,80
YANG (2010) Concreto todo leve		-0,36	-0,80
Presente estudo Concreto leve		-0,46	-0,23
YANG et al. (2003) Concreto convencional	1,0	-0,56	-0,31
YANG (2010) Concreto semi leve		-0,51	-0,69
YANG (2010) Concreto todo leve		-0,32	-0,78
Presente estudo Concreto leve		-1,12	-0,35

Observa-se que as vigas de concreto convencional suportaram maiores tensões de fissuração diagonal e máximas quando comparados às vigas de concreto leve ou semi leve. As vigas menos resistentes foram as de concreto todo leve.

As vigas-parede ensaiadas por YANG *et al.* (2003) e YANG (2010) mostram que o efeito de tamanho é maior à medida que se diminui a densidade concreto. Contudo, as vigas-parede deste estudo apresentaram inclinaoes menores que a de YANG (2010).

4.11.3 Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado das vigas-parede de concreto leve sem fibra

As Figuras 4.90 e 4.91 apresentam a influência da relação a/h nos cortantes de fissuração diagonal e máximos normalizados, segundo Yang *et al.* (2003), Yang (2010), Ali e Lazim (2016) e o presente estudo, para vigas-parede de concreto leve com h=400 mm.

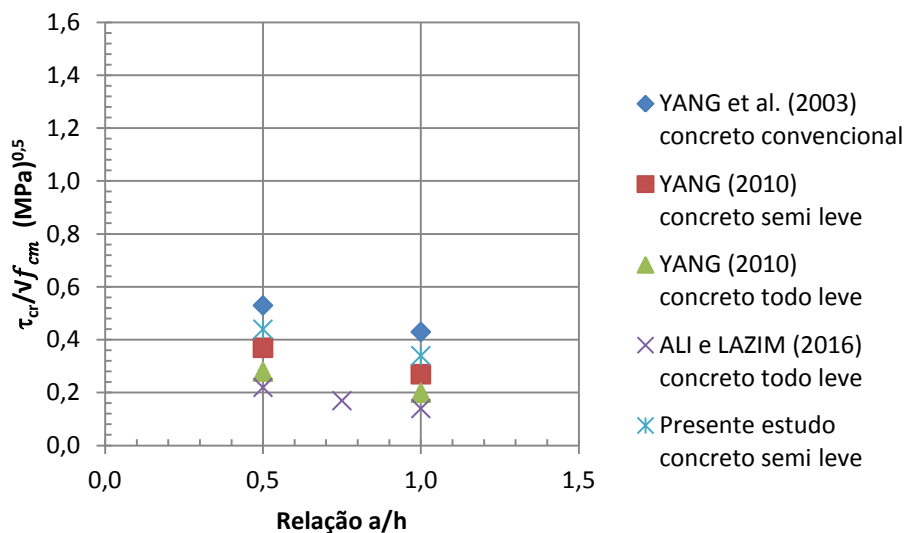


Figura 4.90: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede de concreto leve com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.

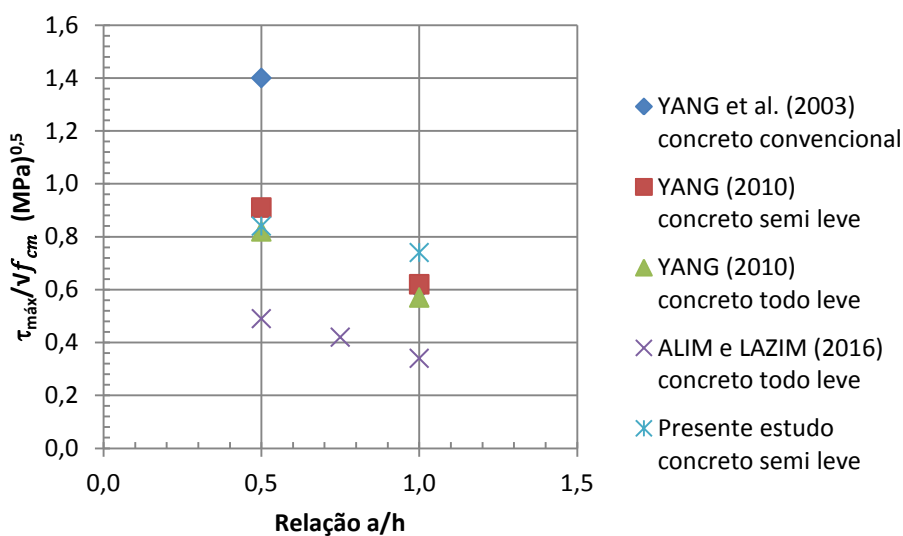


Figura 4.91: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede de concreto leve com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.

A Tabela 4.15 apresenta os valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , segundo os pesquisadores citados.

Tabela 4.15: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , segundo vários pesquisadores.

Pesquisador	$m_{\tau_{cr}}$	$m_{\tau_{m\acute{a}x}}$
YANG et al. (2003) Concreto convencional	-0,20	-1,60
YANG (2010) Concreto semi leve	-0,20	-0,58
YANG (2010) Concreto todo leve	-0,16	-0,50
ALI e LAZIM (2016) Concreto leve	-0,16	-0,20
Presente estudo Concreto leve	-0,20	-0,30

Percebe-se que as vigas de concreto convencional suportaram maiores tensões de fissuração diagonal e máximas quando comparados às vigas de concreto leve ou semi leve.

Quanto à influência da relação a/h , não se observou uma variação muito considerável no coeficiente angular das curvas plotadas de tensão de fissuração diagonal, porém, observa-se uma diferença considerável nas curvas de tensão máxima.

4.11.4 Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal e máximo normalizado das vigas-parede de concreto com fibra

As Figuras 4.92 e 4.93 apresentam a influência da relação a/h nos cortantes de fissuração diagonal e máximos normalizados, segundo Narayanan e Darwish (1988), Mansur e Ong (1991) e o presente estudo, para vigas-parede de concreto com fibras de 1%, com $h=400$ mm.

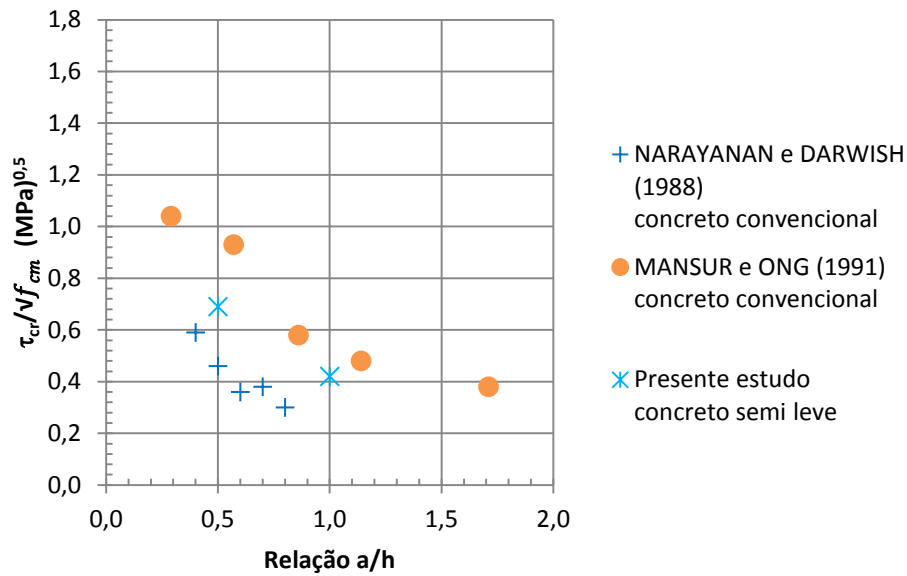


Figura 4.92: Influência da relação a/h no cortante de fissuração diagonal normalizado para vigas-parede de concreto com fibras com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.

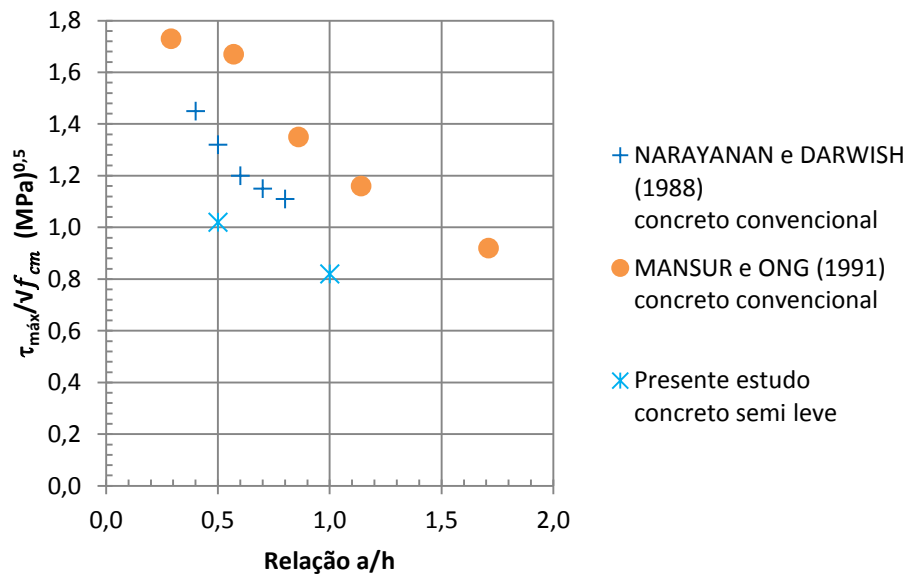


Figura 4.93: Influência da relação a/h no cortante máximo normalizado para vigas-parede de concreto com fibras com h=400 mm, segundo vários pesquisadores.

A Tabela 4.16 apresenta os valores dos coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h, segundo os pesquisadores citados.

Tabela 4.16: Coeficientes angulares das linhas de tendência de $\tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$ vs a/h , segundo vários pesquisadores.

Pesquisador	$m_{\tau_{cr}}$	$m_{\tau_{m\acute{a}x}}$
NAYARANAN e DARWISH (1988) Concreto convencional	-0,66	-0,85
MANSUR e ONG (1991) Concreto convencional	-0,49	-0,61
Presente estudo Concreto leve	-0,54	-0,40

Percebe-se que, para uma mesma relação a/h , as vigas-parede de concreto convencional suportaram maiores tensões de cisalhamento máxima. Contudo, as inclinaoes das curvas analisadas foram menores para as vigas de concreto leve.

CAPÍTULO V – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA NOVOS TRABALHOS

5.1 Conclusões

O presente trabalho teve como objetivo analisar a influência da inserção de 1% de fibras de aço na resistência ao cisalhamento de concreto leve. Após a análise dos resultados, pode-se concluir que:

- Os valores das tensões de fissuração diagonal e máxima das vigas-parede com relações $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$ foram menores quando comparados as suas correspondentes com relação $a/h=0,5$. Dessa forma, conclui-se que os mecanismos resistentes ao cisalhamento foram menores em vigas-paredes de maiores vãos;
- As vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$ apresentaram uma relação média τ_u/τ_{cr} maior que as vigas com relação $a/h=0,5$. Sendo assim, concluiu-se que as vigas-parede com relação a/h menores suportam maiores tensões pré-fissuração;
- Em relação ao tipo de concreto, concluiu-se que as fibras retardaram o surgimento das fissuras, pois as vigas-parede de concreto leve fibroso apresentaram relação $\tau_{m\acute{a}x}/\tau_{cr}$ inferior as vigas-parede de concreto leve. Sendo assim, concluiu-se que a ação das fibras não esteve somente no aumento da resistência máxima, mas também colaborou significativamente na resistência à fissuração diagonal das vigas-parede;
- O acréscimo de carga máxima de cisalhamento nas vigas-parede com fibras de aço foi da ordem de 20%;
- As vigas-paredes com 1% de inserção de fibras de aço apresentaram deslocamentos verticais inferiores as suas correspondentes de concreto sem fibras nos níveis de tensões considerados;
- As fibras atuaram reduzindo a abertura das fissuras e fazendo com que o engrenamento dos agregados fosse mais efetivo. Dessa forma, houve uma atenuação na inclinação das curvas $\text{Log } h \text{ vs } \text{Log } \tau_{cr}/\sqrt{f_{cm}}$ e $\text{Log } h \text{ vs } \tau_{m\acute{a}x}/\sqrt{f_{cm}}$. Conclui-se, então, que o efeito de tamanho se mostrou mais significativo nas vigas-parede sem adição de fibras;

- O efeito de tamanho se apresentou mais expressivo nas vigas-parede com relação $a/h=1,0$ do que nas vigas-parede com relação $a/h=0,5$;
- As vigas-parede de concreto leve com fibras, para mesmos níveis de carga, apresentaram aberturas de fissuras menores;
- As prescrições da ABNT NBR 6118 (2014) e dos códigos ACI 318, CSA A23.3 (2014) e CEB (2010) não se mostraram eficientes na predição de carga máxima de cisalhamento das vigas-parede de concreto leve sem fibras. Para o caso das vigas-parede com relação $a/h=0,5$, as mesmas forneciam valores calculados menores que os experimentais e, para as vigas-parede com relação $a/h=1,0$ e $a/h=0,8$ as equações forneceram resultados maiores que os experimentais. Contudo, quando calculadas através do modelo de bielas e tirantes realizado pelo CAST[®], os valores encontrados foram bem satisfatórios, chegando a uma média de γ_{cs} próxima a 1;
- O código ACI 544.4R-88 (1988) e Li *et al.* (1992) não se mostraram precisos na previsão de carga máxima nas vigas-parede de concreto leve com fibras. Contudo, a equação proposta por Shahnewaz e Alam (2014) se mostrou bem eficaz, com uma média de γ_{cs} próxima a 1;
- As vigas-parede de concreto leve apresentam menor resistência máxima ao cisalhamento que as vigas-parede de concreto convencional.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Após a realização deste trabalho, notou-se a necessidade de continuar as pesquisas estudando a influência das fibras de aço na resistência ao cisalhamento em vigas-parede de concreto leve, considerando outras variáveis, como: outras porcentagens de fibras e diversas densidades de concreto leve.

Também pode-se estudar a influência de outros tipos de fibras, como as poliméricas, por serem mais leves e o uso de correlação digital por imagem para monitoramento das aberturas e deslizamentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGUADO, A. LARANJEIRA F. **Presentación del anejo de hormigón con fibras de la EHE y ecuación constitutiva del hormigón con fibras.** Jornada sobre Aplicaciones Estructurales de Hormigón con Fibras, Barcelona, 2007. pp.1-32.

ALI, A. A. M.; LAZIM, H. R. **Experimental Study of the Behaviour of Deep Beams Using Light-Weight Structural Leca Concrete.** International Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology. Vol. 5, Issue 1, Janeiro, 2016. pp.428-436.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary.** American Concrete Institute, 2014.

AMERICAN CONCRTE INSTITUTE - ACI. **Guide for structural light-weight aggregate concrete.** ACI 213R-03. ACI Manual of Concrete Praticce, Part 1, 2003. 27 p.

AMERICAN CONCRTE INSTITUTE – ACI. **Design Considerations for Steel Fiber Reinforced Concrete.** ACI 544.4R-88. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1988, 18 pp.

ARAÚJO, D. L.; NUNES, F. G. T.; FILHO, R. D. T.; ANDRADE, M. A. S. **Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams.** Acta Scientiarum. Technology, vol. 36, núm. 3, Julho-Setembro, 2014, pp. 389-397.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado.** 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014, 360 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - (ABNT), **NBR 5739: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndrico.** Rio de Janeiro, 1994.

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 7222: Argamassa e concreto – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - (ABNT), **NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação por grupo de resistência.** Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - (ABNT), **NBR 9778: Argamassa e concreto endurecidos – Determinação da absorção de água por imersão – Índice de vazios e massa específica.** Rio de Janeiro, 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - (ABNT), **NBR 15530: Fibras de aço para concreto – Especificação.** Rio de Janeiro, 2007.

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 52: Agregado miúdo- Determinação da massa específica e massa específica aparente.** Rio de Janeiro, 2009.

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 NM 248: Agregados- Determinação da composição granulométrica.** Rio de Janeiro, 2003.

BASTOS, P. S. S. Dimensionamento **de vigas de concreto armado à força cortante.** Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008.

BAZANT, Z. P.; KAZEMI, M. T. **Size effect on diagonal shear failure of beams without stirrups.** ACI Structural Journal, 88(3), 1991. pp. 268-276.

BORDA, R. A. A. **Análise experimental de vigas parede de concreto reforçado com bambu.** Dissertação (Mestrado em Ciências de Engenharia Civil) –

Departamento de Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2013.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION - **CSA A23.3: Design of concrete structures**. Ontario, Canada, 2014.

CAST. **Computer Aided Strut-and-tie**. University of Illinois at Urbana Champaign. United States of America, 2000.

CIRIA - **The design of deep beams in reinforced concrete**. Ove Arup & Partners, CIRIA Guide 2, Construction Industry Research and Information Association, London, January, 1977 (reprinted 1984).

CLÍMACO, J. C. T. S. **Resistência ao esforço cortante em vigas curtas de concreto leve, sem armadura transversal**. Dissertação (Mestre em Ciências) – Programa de Pós Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1975.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN. **CEB-FIP Model Code 1990**. Thomas Telford Services Ltd.: London, 1993.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN/FEDERATION INTERNATIONALE DE LA PRECONTRAİNTE. **CEB-FIP Model Code for concrete structures**. 2010.

EMIKO, L.; THAMARAİKKANNAN, V.; HUAN, W. T.; THANGAYAH, T. **Shear transfer in lightweight concrete**. Magazine of Concrete Research, Junho, 2011. pp. 393-400.

FIGUEIREDO, A. D. **Concreto reforçado com fibras**. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

GERRITSE, A. **Design considerations for reinforced lightweight concrete**. The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete. Fevereiro, 1981.

GONÇALO, S. M. C. A. **Dimensionamento de elementos laminares de betão com modelos de Escoras e Tirantes assistido por computador**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Porto, Portugal, 2009.

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.

GUIMARÃES, G. B. **Análise experimental de vigas-parede de concreto armado enrijecidas por pilares laterais.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980. 133 p.

HASSANPOUR, M.; SHAFIGH, P.; MAHMUD, H. B. **Lightweight aggregate concrete fiber reinforcement – A review.** Construction and Building Materials, Volume 37, Dezembro, 2012. pp. 452-461.

ISMAIL, K. S. **Shear Behaviour of Reinforced Concrete Deep Beams.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Department of Civil and Structural Engineering - University of Sheffield, 2016.

KANI, G. N. J. **How safe are our large reinforced concrete beams?** ACI Journal Proc. 64 (3), 1967, pp. 128–141.

KIM, J. K.; PARK, Y. D. **Shear strength of reinforced high strength concrete beam without web reinforcement.** Magazine of concrete research, 46 (166), 1994. pp. 7-16.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. **Construções de concreto – Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado.** Rio de Janeiro, 1982.

LI, V. C.; WARD, R.; HAMZA, A. M.. **Steel and Synthetic Fibers as Shear Reinforcement.** ACI Materials Journal, V. 89, No. 5, Setembro e Outubro, 1992, pp. 499-508.

MACGREGOR, J. G., WIGHT, J. K. **Reinforced concrete – mechanics and design.** 6 ed. Saddle River: Pearson, 2012.

MANSUR, M. A.; ONG, K. C. G.. **Behavior of reinforced fiber concrete deep beams in shear.** ACI Structural Journal, 88-S13. Janeiro e Fevereiro, 1991. pp. 98-105.

MEDEIROS, A. **Estudo do comportamento à fadiga em compressão do concreto com fibras.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Centro Técnico Científico - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2012.

MEHTA, K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto. Microestrutura, Propriedades e Materiais.** 3. ed. São Paulo: IBRACON, 2008, 674 p.

MELO, G. S. S. A. **Análise paramétrica de vigas-parede de concreto armado pelo método dos elementos finitos.** Dissertação (Mestrado) - Centro Técnico Científico - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1984.

MO, K. H.; YEOH, K. H.; BASHAR, I. I; ALENGARAM, U. J; JUMAAT, M. Z. **Shear behaviour and mechanical properties of steel fiber-reinforced cement-based and geopolymer oil palm shell lightweight aggregate concrete.** Construction and Building Materials, Setembro, 2017. pp. 369-375.

NARAYANAN, R.; DARWISH, I. Y. S. **Fiber concrete deep beams in shear.** ACI Structural Journal, Março e Abril, 1988, pp. 141-149.

NEPOMUCENO, C. H. **Análise de vigas-parede aplicando o modelo de biela e tirante e microtreliça.** Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, 2012.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto.** 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2016, 888 p.

OLIVEIRA, S. L. **Taxa de armadura longitudinal mínima em vigas de concreto de alta resistência com fibras de aço.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2005. 115 p.

PEREIRA, P. S. **Avaliação da teoria Atrito-cisalhamento em concreto leve e de alta resistência.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Ciências e Tecnologias – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, 2016.

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto leve estrutural: produção, propriedades, microestrutura e aplicações.** 1. ed. São Paulo: Pini, 2009, 144 p.

SANTOS, G. G. M. **Análise sistemática de vigas-parede biapoiadas de concreto armado.** Dissertação (Mestrado em Ciências de Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1999.

SATO, H. T. **Dimensionamento de regiões D através do método dos elementos finitos e do método de bielas e tirantes aliado à otimização topológica.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica - Universidade de São Paulo, 2015.

SHANEWAZ, Md.; ALAM, M. S.. **Improved Shear Equations for Steel Fiber-Reinforced Concrete Deep and Slender Beams.** ACI Structural Journal, Julho e Agosto, 2014, pp. 851-860.

SHIOYA, T.; IGURO, M.; NOJIRI, Y.; AKIAYMA, H.; OKADA, T. **Shear strength of large reinforced concrete beams, fracture mechanics: Application to concrete.** SP-118. American Concrete Institute, 1989. pp. 259–279.

SHOAIB, A; LUBELL, A; S. BINDIGANAVILE, V. S. **Size effect in shear for steel fiber-reinforced concrete members without stirrups.** ACI Structural Journal, Setembro e Outubro, 2014, pp. 1081-1090.

TAYLOR, H. P. J. **Shear Strength of Large Beams.** Journal of the Structural Division, 98 (St 11). 1972. pp. 2473-2490.

YANG, K. H.; Chung, H. S.; Eun, H. C.; and Lee, E. T., **Shear Characteristics of High-Strength Concrete Deep Beams without Shear Reinforcement.** Engineering Structures, V. 25, No. 8, 2003, pp. 1343-1352.

YANG, K. H. **Tests on Lightweight Concrete Deep Beams.** ACI Structural Journal. Novembro e Dezembro, 2010. pp. 663-670.

APÊNDICE A

A seguir se encontram os resultados das análises das vigas-parede de concreto leve realizadas pelo software CAST® (2004).

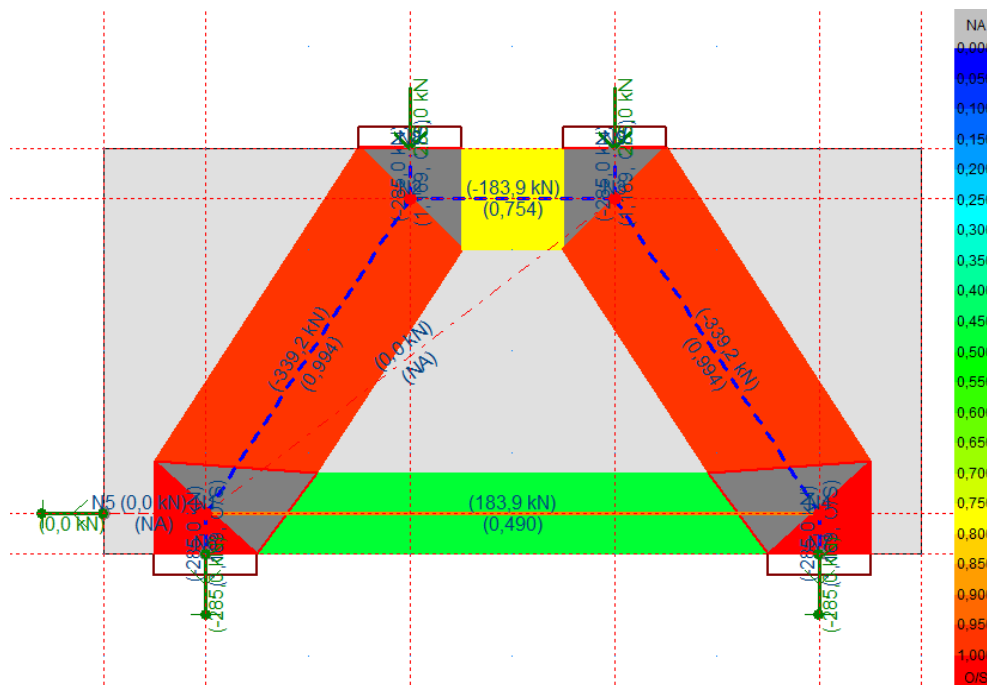


Figura A.1: Análise da viga VCL054.

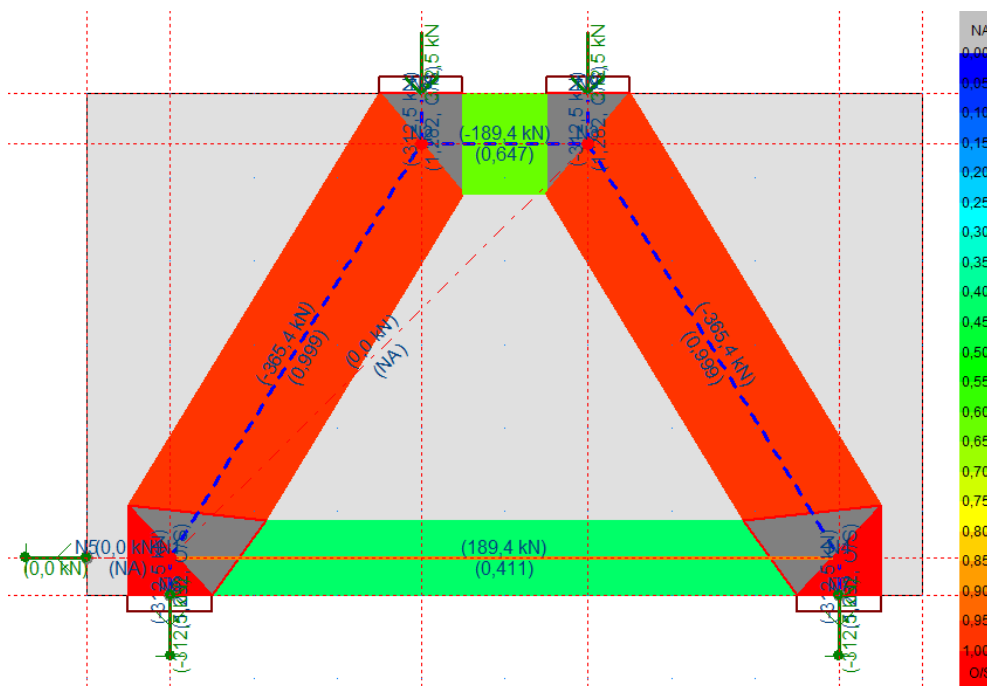


Figura A.2: Análise da viga VCL056.

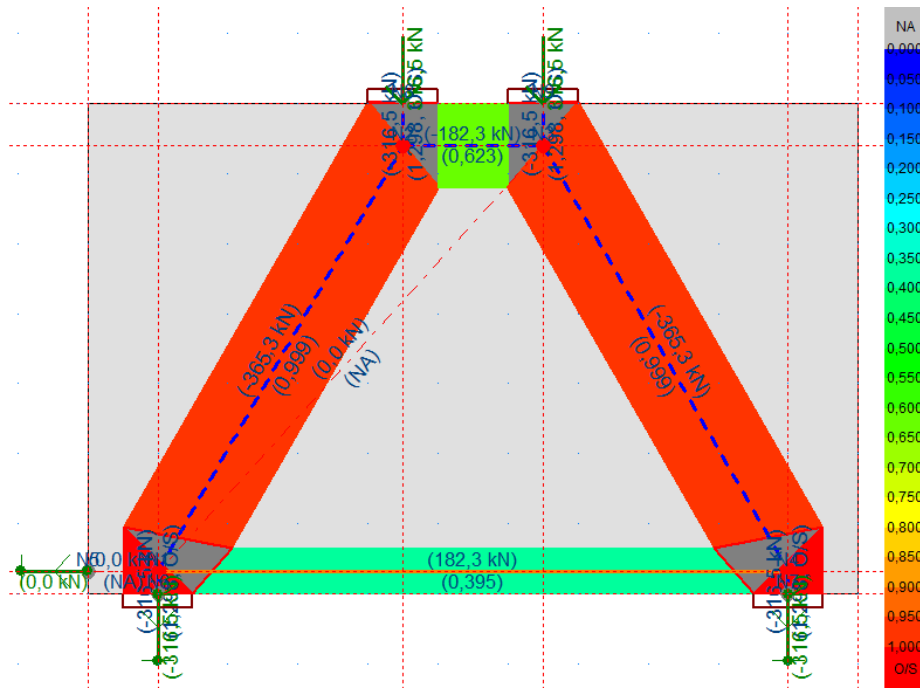


Figura A.3: Análise da viga VCL057.

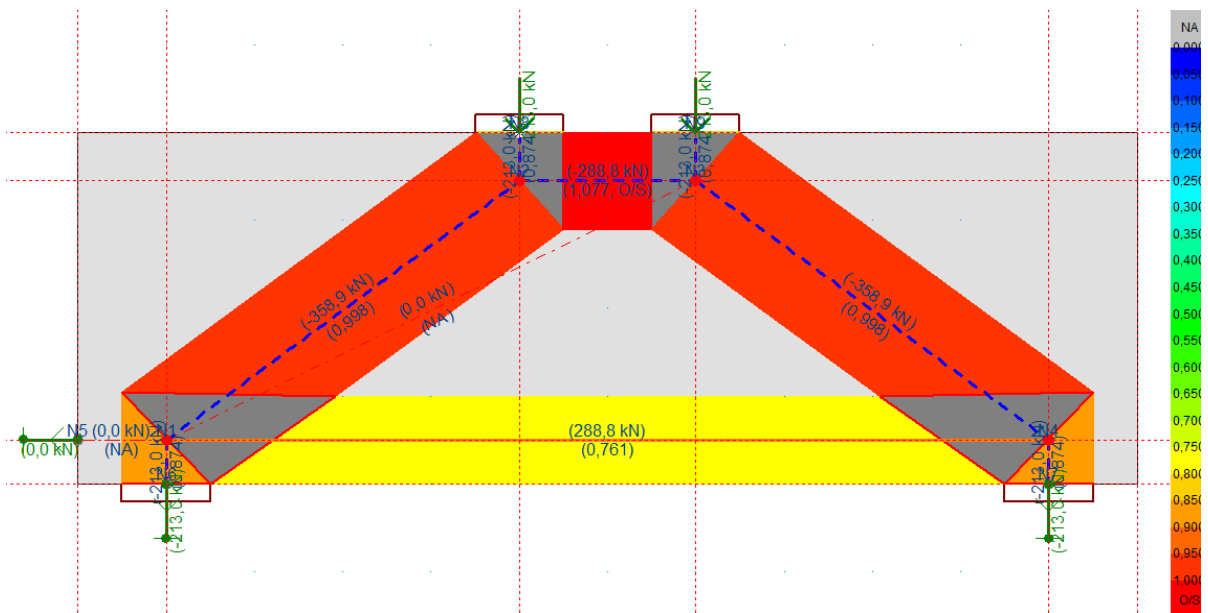


Figura A.4: Análise da viga VCL104.

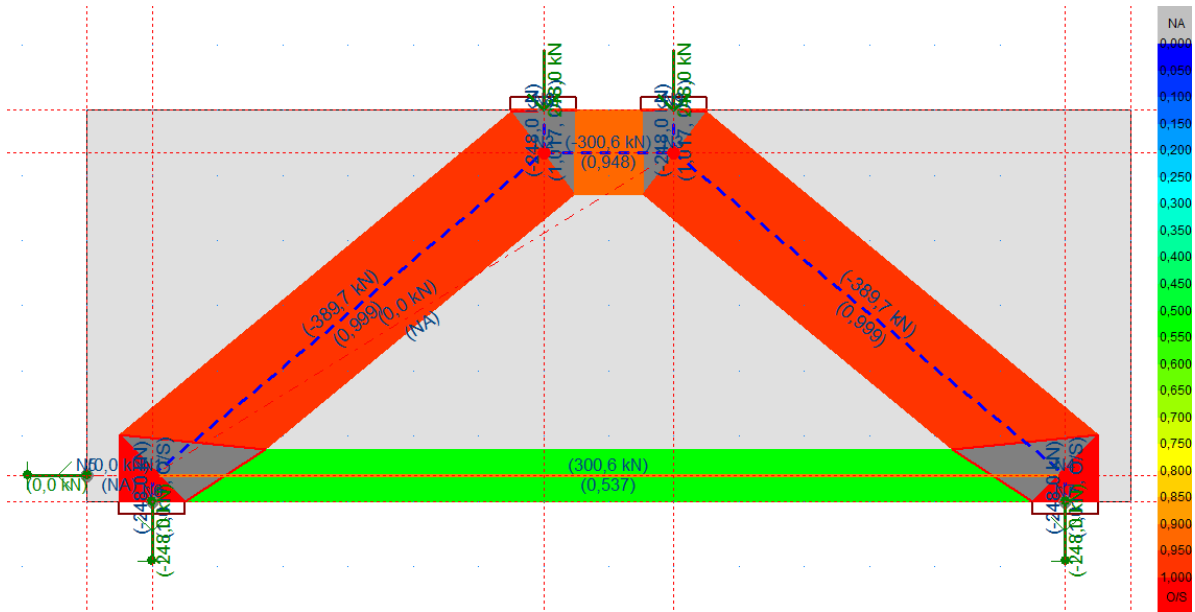


Figura A.5: Análise da viga VCL106.

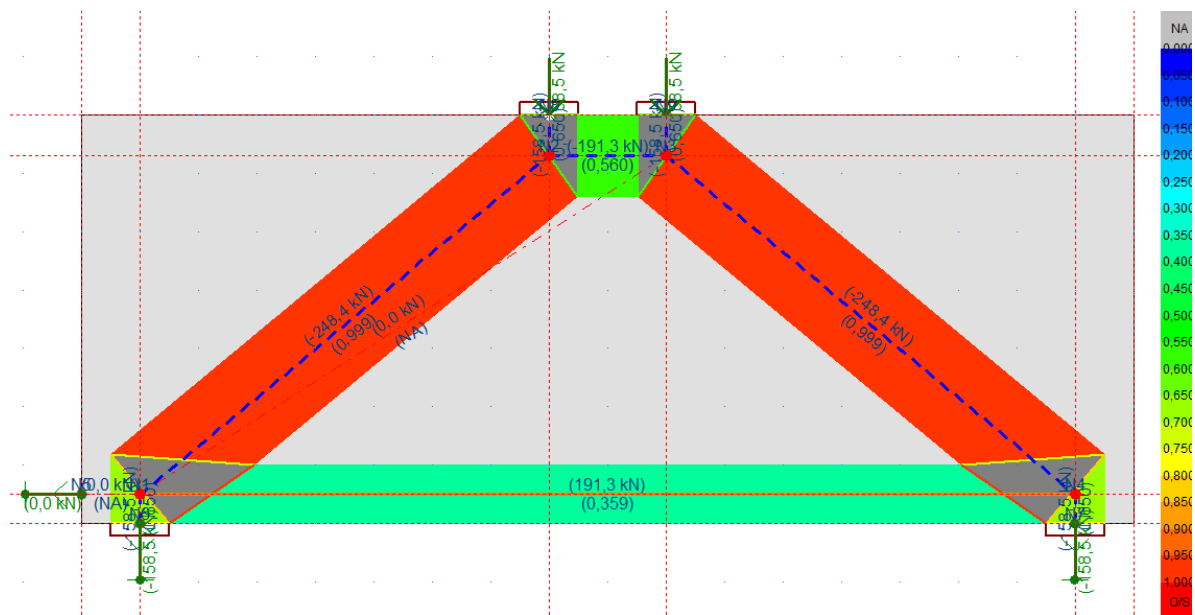


Figura A.6: Análise da viga VCL087.