



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
MESTRADO**

**CONCRETO LEVE APLICADO A PILARES MISTOS PREENCHIDOS
DE AÇO E CONCRETO**

Por

Arlan de Araújo Melo

*Dissertação apresentada à Universidade Federal da Paraíba para obtenção do
grau de Mestre*

João Pessoa – Paraíba

Fevereiro de 2023



Universidade Federal da Paraíba

Centro de Tecnologia

**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
MESTRADO**

**CONCRETO LEVE APLICADO A PILARES MISTOS PREENCHIDOS
DE AÇO E CONCRETO**

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal da Paraíba, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre.

Arlan de Araújo Melo

Orientador: Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes

João Pessoa – Paraíba

Fevereiro de 2023

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

M528c Melo, Arlan de Araújo.

Concreto leve aplicado a pilares mistos preenchidos
de aço e concreto / Arlan de Araújo Melo. - João
Pessoa, 2023.
229 f.

Orientação: Hidelbrando José Farkat Diógenes.
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT.

1. Engenharia civil e ambiental - Concreto leve. 2.
Pilar misto preenchido. 3. Aço formado a frio. 4.
Argila expandida. I. Diógenes, Hidelbrando José Farkat.
II. Título.

UFPB/BC

CDU 624:691.32(043)

ARLAN DE ARAÚJO MELO

**CONCRETO LEVE APLICADO A PILARES MISTOS PREENCHIDOS
DE AÇO E CONCRETO**

Dissertação aprovada em 15/02/2023 como requisito para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

BANCA EXAMINADORA:

Documento assinado digitalmente
 **HIDELBRANDO JOSE FARKAT DIOGENES**
Data: 23/02/2023 09:56:23-0300
Verifique em <https://verificador.itl.br>

Prof. Dr. Hidelbrando José Farkat Diógenes – UFPB
(Orientador)

Documento assinado digitalmente
 **ANDRE JACOMEL TORII**
Data: 23/02/2023 10:26:53-0300
Verifique em <https://verificador.itl.br>

Prof. Dr. Andre Jacomel Torii – UFPB
(Examinador Interno)

Documento assinado digitalmente
 **LUIZ ANTONIO VIEIRA CARNEIRO**
Data: 23/02/2023 11:21:25-0300
Verifique em <https://verificador.itl.br>

Prof. Dr. Luiz Antônio Vieira Carneiro – UFF
(Examinador Externo)

Dedico este trabalho a minha esposa Kilzia e
ao meu filho Arthur.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelo dom da vida e pelas oportunidades que nos concede diariamente.

Em seguida, agradeço aos meus pais, Francisco e Francisca, por todo esforço e dedicação que dispenderam para educar e formar seus filhos de forma honrada, bem como pelos bons exemplos os quais seguimos até hoje.

Passo a agradecer de forma muito especial a minha esposa, companheira e mãe do meu filho, Kilzia, por todo o apoio e compressão ao longo de mais de uma década de convivência. Este trabalho não teria sido possível sem o seu Amor e Dedicação. Agradeço ao meu filho, Arthur, por ser uma fonte irradiante de motivação ao seu pai.

Agradeço com muito respeito e admiração ao meu orientador, Prof. Dr. Hidelbrando Diógenes, por suas orientações seguras, por seu comprometimento com o trabalho acadêmico e pela inestimável amizade.

Agradeço ao Comando do 1º Grupamento de Engenharia (Cmdo 1º Gpt E), nas pessoas dos Generais de Divisão Guedon e Siqueira e General de Brigada Bernardes, pela confiança que depositaram em meu trabalho e pela oportunidade de desenvolvê-lo com o total apoio da Instituição. Agradeço também a todos os integrantes do Centro de Operações de Engenharia, do 1º Grupamento de Engenharia, que direta ou indiretamente apoiaram-me no desenvolvimento deste trabalho. Em especial, agradeço aos meus chefes, Cel Couto, Cel Oliveira Ramos, Cel Ferreira, Cel Osmar Nunes, TC Sávio Araújo, TC Arede, TC Abelardo, Maj David, Maj Fadul, e ao meu amigo Eduardo Paiva. Todos esses companheiros possibilitaram de alguma forma que este trabalho acadêmico fosse desenvolvido em paralelo às atividades de trabalho.

Não posso deixar de agradecer aos amigos que, operacionalmente, possibilitaram que os rascunhos e projetos dos pilares mistos preenchidos fossem transformados em elementos estruturais reais. Agradeço à equipe de controle tecnológico da Obra de Duplicação e Adequação de Capacidade de Tráfego da BR230, sob responsabilidade do 1º Batalhão de Engenharia de Construção, especialmente ao Cabo J. Araújo. Agradeço ao Sargento Meira, do Cmdo do 1º Gpt E, pelo apoio logístico irrestrito. Agradeço ao Cabo Esdras, Soldado Vinícius e Soldado Oliveira, todos do Cmdo 1º Gpt E, pelo apoio na confecção dos protótipos. Agradeço aos funcionários Sebastião e Delby, do laboratório de estruturas e materiais do PPGECA/UEPB, por suas orientações e ensinamentos. Agradeço, ainda, ao amigo pós-graduando, Orlando Almeida, por seu apoio nas diversas etapas dos trabalhos experimentais.

Por fim, ressalto que este trabalho contou com a contribuição de algumas dezenas de pessoas que, de forma mais intensa ou de forma mais discreta, contribuíram para que o mesmo fosse desenvolvido até esta etapa. De modo geral, registro aqui os meus sinceros agradecimentos e peço desculpas pois, certamente, alguém deve ter sido esquecido.

Mais uma vez, muito obrigado a todos!

RESUMO

O emprego de pilares mistos preenchidos vem ganhando espaço como solução construtiva em função das vantagens conferidas pelo trabalho em conjunto dos perfis tubulares e de seu núcleo de concreto. O concreto leve estrutural pode reduzir significativamente o peso próprio das estruturas devido a sua menor massa específica. Neste contexto, este trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos constituídos por perfis de aço formado a frio e concreto leve estrutural confeccionado com agregado leve de argila expandida. Inicialmente, foi executada a caracterização do concreto leve e de massa específica normal, referencial, por meio da realização de ensaios de compressão axial, massa específica, resistência à tração e módulo de elasticidade estático e dinâmico. O concreto leve investigado apresentou resistência média à compressão de 29,55 MPa e 1.510 kg/m³ de massa específica aparente. Em seguida, 43 pilares mistos de seção transversal retangular (127 mm x 100 mm) foram confeccionados, variando-se a espessura do perfil metálico (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm), bem como o comprimento dos pilares (381 mm; 635 mm; e 1.270 mm), todos preenchidos com concreto estrutural leve. Os 43 prototipos foram ensaiados à compressão centrada, buscando-se avaliar a influência dos parâmetros de esbeltez local e global, modo de ruptura dos pilares e comparação de suas capacidades resistentes às previsões normativas da NBR 8800 (ABNT, 2008), EUROCODE 4 (2004) e ANSI/AISC 360 (2016). De modo geral, os pilares apresentaram modo de ruptura predominante por flambagem local do perfil metálico e cisalhamento do núcleo de concreto. As capacidades resistentes evidenciadas foram 5% a 23% inferiores às das normas NBR 8800, EUROCODE 4 e ANSI/AISC 360.

PALAVRAS-CHAVE: pilar misto preenchido, aço formado a frio, concreto leve, argila expandida.

ABSTRACT

The use of concrete filled steel tube (CFST) has been gaining ground as a constructive solution due to the advantages conferred by the joint work of tubular profiles and their concrete core. Structural lightweight concrete can significantly reduce the self-weight of structures due to its lower specific mass. In this context, this work aimed to evaluate the structural behavior of CFST consisting of cold-formed steel profiles and lightweight structural concrete made with lightweight expanded clay aggregate. Initially, the characterization of lightweight concrete and normal specific mass, referential, was carried out by carrying out tests of axial compression, specific mass, tensile strength and static and dynamic modulus of elasticity. The lightweight concrete investigated showed an average compressive strength of 29.55 MPa and 1.510 kg/m³ of apparent specific mass. Then, 43 composite pillars with a rectangular cross-section (127 mm x 100 mm) were fabricated, varying the thickness of the metallic profile in (1.5 mm; 2.0 mm; and 3.0 mm), as well as the length of columns in (381 mm; 635 mm; and 1,270 mm), all filled with lightweight structural concrete. The 43 prototypes were tested under axial compression, seeking to evaluate the influence of local and global slenderness parameters, column failure mode and comparison of their resistant capacities to the normative predictions of NBR 8800 (ABNT, 2008), EUROCODE 4 (2004) and ANSI/AISC 360 (2016). In general, the columns showed a predominant failure mode due to local buckling of the metallic profile and shearing of the concrete core. Evidenced resistant capacities were 5% to 23% lower than those of NBR 8800, EUROCODE 4 and ANSI/AISC 360.

KEYWORDS: concrete filled steel tube, cold-formed steel, lightweight concrete, expanded clay.

SUMÁRIO

RESUMO

ABSTRACT

LISTA DE FIGURAS

LISTA DE TABELAS

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	CONTEXTO E MOTIVAÇÃO.....	23
1.2	OBJETIVOS.....	25
1.2.1	<i>Objetivo Geral</i>	<i>25</i>
1.2.2	<i>Objetivos Específicos.....</i>	<i>25</i>
1.3	SÍNTESE DA METODOLOGIA.....	26
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	27
2.1	CONCRETO LEVE.....	27
2.1.1	<i>Concreto leve estrutural (CLE).....</i>	<i>27</i>
2.1.2	<i>Concreto leve estrutural (CLE) com a utilização de argila expandida</i>	<i>29</i>
2.1.2.1	<i>Concreto leve: estado fresco</i>	<i>36</i>
2.1.2.2	<i>Concreto leve: estado endurecido</i>	<i>41</i>
2.2	PERFIS FORMADOS A FRIO.....	61
2.3	PILARES MISTOS PREENCHIDOS	65
2.3.1	<i>Comportamento pós-pico de pilares preenchidos</i>	<i>79</i>
2.3.2	<i>Dimensionamento normatizado.....</i>	<i>81</i>
2.3.2.1	<i>Generalidades.....</i>	<i>81</i>
2.3.2.2	<i>NBR 8800:2008</i>	<i>83</i>
2.3.2.3	<i>EUROCODE 4: 2004</i>	<i>86</i>
2.3.2.4	<i>ANSI/AISC 360: 2016.....</i>	<i>87</i>
2.3.3	<i>Pilares mistos preenchidos com o emprego de concreto leve</i>	<i>90</i>
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	101
3.1	METODOLOGIA	101
3.1.1	<i>Caracterização dos materiais.....</i>	<i>101</i>
3.1.1.1	<i>Perfis metálicos formados a frio</i>	<i>101</i>
3.1.1.2	<i>Caracterização dos agregados.....</i>	<i>102</i>

3.1.2	<i>Caracterização do concreto</i>	102
3.1.2.1	<i>Ferramentas estatísticas utilizadas no tratamento dos dados da caracterização dos concretos</i>	111
3.1.3	<i>Detalhamento do programa experimental principal (protótipos)</i>	112
3.1.3.1	<i>Plano de amostragem</i>	112
3.1.3.2	<i>Confecção dos protótipos</i>	114
3.1.3.3	<i>Dispositivo de ensaio e instrumentação dos protótipos</i>	116
3.2	RESULTADO DA CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	119
3.2.1	<i>Perfis de aço formados a frio</i>	119
3.2.2	<i>Caracterização dos agregados</i>	121
3.2.3	<i>Cimento, sílica ativa e superplastificante</i>	129
3.3	DEFINIÇÃO DA DOSAGEM.....	130
3.4	CARACTERIZAÇÃO DOS CONCRETOS (LOTES DEFINITIVOS)	135
3.4.1	<i>Ensaio no estado fresco: abatimento, espalhamento e t_{500}</i>	135
3.4.2	<i>Resistência à compressão</i>	138
3.4.3	<i>Massa específica, absorção e índice de vazios</i>	139
3.4.4	<i>Fator de eficiência</i>	141
3.4.5	<i>Resistência à tração</i>	142
3.4.6	<i>Curva tensão-deformação, módulo de elasticidade estático e dinâmico</i>	144
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS PILARES MISTOS PREENCHIDOS	153
4.1	RESULTADOS DOS PROTÓTIPOS-PILOTO	153
4.1.1	<i>Comportamento da curva força versus deformação ($L/D = 3$)</i>	155
4.1.2	<i>Modo de ruptura ($L/D = 3$)</i>	158
4.1.3	<i>Rigidez axial à compressão</i>	160
4.2	RESULTADOS DOS PROTÓTIPOS-DEFINITIVOS	163
4.2.1	<i>Pilares com $L/D = 3$</i>	163
4.2.1.1	<i>Esbeltez local ($b/t = 84,7$)</i>	164
4.2.1.2	<i>Esbeltez local ($b/t = 63,5$)</i>	170
4.2.1.3	<i>Esbeltez local ($b/t = 42,3$)</i>	174
4.2.2	<i>Pilares com $L/D = 5$</i>	180
4.2.3	<i>Pilares com $L/D = 10$</i>	183
4.3	RIGIDEZ	187
4.4	FORÇA RESISTENTE EXPERIMENTAL E COMPARAÇÃO COM PREVISÕES NORMATIVAS ...	190

5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	195
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	198
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	199
7	APÊNDICES	209
7.1	RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS LEVE E NORMAL	209
7.2	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DOS CONCRETOS: A) LEVE; B) NORMAL	210
7.3	RESULTADOS DE MASSA ESPECÍFICA, ABSORÇÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DO CONCRETO NORMAL	211
7.4	RESULTADOS DE MASSA ESPECÍFICA, ABSORÇÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DO CONCRETO LEVE	212
7.5	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE MASSA ESPECÍFICA, ABSORÇÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DO CONCRETO NORMAL	213
7.6	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE MASSA ESPECÍFICA, ABSORÇÃO E ÍNDICE DE VAZIOS DO CONCRETO LEVE	214
7.7	RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS CONCRETOS LEVE E NORMAL	215
7.8	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL DOS CONCRETOS: A) LEVE; B) NORMAL.....	216
7.9	CURVAS (TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO) CONCRETO LEVE	217
7.10	CURVAS (TENSÃO VERSUS DEFORMAÇÃO) CONCRETO NORMAL.....	219
7.11	RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO PARA CONCRETOS LEVE E NORMAL	221
7.12	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE ESTÁTICO PARA OS CONCRETOS: A) LEVE; B) NORMAL	222
7.13	RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO PARA CONCRETOS: A) LEVE E B) NORMAL	223
7.14	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA RESULTADOS DE MÓDULO DE ELASTICIDADE DINÂMICO PARA OS CONCRETOS: A) LEVE; B) NORMAL	223
7.15	RESULTADOS DE RIGIDEZ AXIAL À COMPRESSÃO DOS PILARES	224
7.16	HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA PARA OS RESULTADOS DE RIGIDEZ AXIAL À COMPRESSÃO DOS PILARES	229
7.17	RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DOS PILARES.....	230

7.18 HISTOGRAMAS DE FREQUÊNCIA PARA OS RESULTADOS DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO AXIAL DOS PILARES.....	231
---	-----

ÍNDICE DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 - Tipologia dos pilares mistos: a) revestidos; b) preenchidos; c) parcialmente revestidos.....	24
Figura 2.1 - Aspecto visual de três tipos de concreto leve: a) concreto aerado; b) concreto sem finos; c) concreto leve estrutural	28
Figura 2.2 - Empregabilidade dos agregados leves (concreto isolante, concreto de enchimento e CLE)	29
Figura 2.3 - Estrutura porosa da argila expandida.....	30
Figura 2.4 - Zonas em que se encontram as composições químicas das argilas com características expansivas.....	30
Figura 2.5 - Imagens por MEV da argila expandida: (a) superfície externa (300X); (b) superfície interna (300X); (c) superfície externa (1200X); (d) superfície interna (1200X).....	31
Figura 2.6 - Influência da dimensão do agregado leve na resistência do concreto leve.....	33
Figura 2.7 - Acúmulo de bolhas de ar ao redor do agregado leve decorrente da absorção de água.....	35
Figura 2.8 - Propriedades físicas de alguns agregados leves comerciais	35
Figura 2.9 - Ilustração da força gravitacional no concreto durante a análise do abatimento do tronco de cone (<i>slump test</i>).....	38
Figura 2.10 - Efeito da frequência de vibração durante o adensamento na “flutuação” dos agregados leves.....	40
Figura 2.11 - Relação entre resistência à compressão e massa específica dos agregados leves de diferentes origens.....	41
Figura 2.12 - Ilustração do modo de ruptura dos concretos com agregado leve - argila expandida (à esquerda) e concreto convencional (à direita).....	42
Figura 2.13 - Ilustração gráfica da existência de um ponto de “resistência ótima” no concreto leve: a) comportamento da resistência à compressão do concreto leve e de sua argamassa; b) comparação dos mesmos parâmetros entre um concreto leve e outro convencional (à direita)	43
Figura 2.14 - Massa específica seca (normatizações internacionais)	46
Figura 2.15 - Relações entre massa específica e resistência à compressão de concretos leves estruturais com o emprego de argila expandida brasileira	47
Figura 2.16 - Relação entre resistência à compressão e massa específica aparente.....	47
Figura 2.17 - Relação entre o fator de eficiência e a massa específica do concreto leve.....	51

Figura 2.18 - Comparação do fator de eficiência para os concretos leve (LWAC) e convencional (NWC).....	51
Figura 2.19 - Resistência à tração por compressão diametral do concreto leve com o uso de LECA brasileira.....	52
Figura 2.20 - Relações entre as resistências à compressão e as resistências à tração por compressão diametral e à tração na flexão para os concretos leves	52
Figura 2.21 - Evolução da resistência à tração por compressão diametral do concreto com agregado leve (LECA) em diferentes idades.....	53
Figura 2.22 - Comportamento da curva tensão-deformação para o concreto leve de diferentes resistências (baixa, média e alta)	55
Figura 2.23 - Comparação dos resultados experimentais e previsões analíticas para o módulo de elasticidade dos concretos leves com o uso de LECA brasileiro.....	56
Figura 2.24 - Comportamento do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do concreto leve com uso de LECA brasileira	56
Figura 2.25 - Correlação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão.....	57
Figura 2.26 - Influência do teor de substituição de argila expandida como agregado graúdo em função do coeficiente de <i>Poisson</i>	58
Figura 2.27 - Faixa de variação da retração por secagem dos concretos leves	59
Figura 2.28 - Ilustração da diferença entre cura interna e externa	60
Figura 2.29 - Comparação das propriedades térmicas dos agregados leve e convencional	60
Figura 2.30 - Perfis padronizados para o aço formado a frio	62
Figura 2.31 - Esquema explicativo de distribuição de tensões em perfil formado a frio	64
Figura 2.32 - Perfil tipo caixa comprimido sob ação de flambagem local (à esquerda); Modelagem de uma chapa ilustrando o comportamento pós-flambagem (à direita)	65
Figura 2.33 - Pilar misto revestido	66
Figura 2.34 - Principais tipos de seções transversais de pilares preenchidos.....	67
Figura 2.35 - Emprego dos pilares mistos preenchidos em Hong Kong – <i>Quens Central Tower</i> : a) preenchimento do pilar; b) exemplo de utilização em edifícios	67
Figura 2.36 - Uso de armaduras longitudinais e transversais nos pilares mistos parcialmente revestidos.....	68
Figura 2.37 - Ilustração do fenômeno de confinamento no concreto	69
Figura 2.38 - a) Ilustração de confinamento passivo provido por estribos; b) confinamento passivo provido tubos metálicos.....	70

Figura 2.39 - Comportamento esquemático (força <i>versus</i> deformação) para um pilar misto preenchido carregado axialmente em toda a seção.....	71
Figura 2.40 - Distribuição das tensões de confinamento nas seções transversais circulares, retangulares e quadradas.....	72
Figura 2.41 - Curvas (tensão <i>versus</i> deformação) para diferentes resistências de concreto	73
Figura 2.42 - Redução da capacidade resistente do pilar com o aumento de (L/D).....	75
Figura 2.43 - Redução da capacidade resistente do pilar com o aumento de (L/D) e aumento da capacidade resistente do pilar com o incremento da resistência do núcleo não confinado .	76
Figura 2.44 - Influência da esbeltez local (D/t) na capacidade resistente de pilares mistos preenchidos - comparação entre seção transversal circular e quadrada	77
Figura 2.45 - Relação entre tensão de confinamento (f_{rp}/f_y) e esbeltez local (D/t)	78
Figura 2.46 - Formas de aplicação do carregamento em pilares mistos preenchidos	79
Figura 2.47 - Comportamento pós-pico de pilares mistos preenchidos (definição de HI).....	80
Figura 2.48 - Curvas (força axial <i>versus</i> deformação) para pilares curtos preenchidos.....	81
Figura 2.49 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados.....	86
Figura 2.50 - Classificação dos pilares mistos preenchidos (compacto, não compacto e esbelto) quanto à esbeltez local de sua seção transversal.....	88
Figura 2.51 - Detalhamento da seção transversal do pilar preenchido.....	90
Figura 2.52 - Modo de ruptura predominante dos pilares: a) flambagem local do aço; b) esmagamento do concreto leve.....	91
Figura 2.53 - Parâmetros e resultados – a) Gráfico do ganho de resistência à compressão <i>versus</i> teor de substituição do agregado leve; b) N_{ue} e f_{cc}	93
Figura 2.54 - Relações de equilíbrio entre o núcleo de concreto e o “encamisamento metálico” na aplicação de carregamento em seção mista.....	94
Figura 2.55 - a) Gráfico força <i>versus</i> deslocamento - ensaio de push-out; b) Gráfico tensão de cisalhamento <i>versus</i> módulo de elasticidade do concreto	95
Figura 2.56 - Detalhamento dos pilares preenchidos com reforços internos do tipo pino	96
Figura 2.57 - a) e b) Comparação entre modelos numéricos e experimentais; c) Ilustração de análise numérica do modo de ruptura de concretos leve e normal para diferentes índices de confinamento	98
Figura 2.58 - Parâmetros dos exemplares investigados e resultados de capacidade de carga..	99
Figura 2.60 - Modo de ruptura predominante de pilares mistos preenchidos: a) seção transversal circular e b) seção transversal quadrada.....	100
Figura 3.1 - Dimensões do corpo de prova de aço (em milímetros)	101

Figura 3.2 - Comparação entre as granulometrias dos agregados utilizados: (a) areia natural; (b) AE0500; (c) AE1506; (d) brita 1 (DMC 12,5 mm)	104
Figura 3.3 - Procedimentos de confecção do concreto: (a) mistura; (b) lançamento; (c) adensamento; (d) cura.....	105
Figura 3.4 - Abatimento de tronco de cone: a) concreto leve; b) concreto convencional	106
Figura 3.5 - a) Máquina de ensaios universal SHIMADZU UH-F1000; b) Sistema de aquisição de dados TRAPEZIUM2	107
Figura 3.6 - Esquema de ensaio de tração por compressão diametral.....	108
Figura 3.7 - Esquema de ensaio de módulo de elasticidade estático	109
Figura 3.8 - Esquema de ensaio de módulo de elasticidade dinâmico	110
Figura 3.9 - Sequência do ensaio de massa específica, absorção e índice de vazios	111
Figura 3.10 - Protótipos-pilotos.....	113
Figura 3.11 - Protótipos-definitivos: a) relação ($L/D = 3$); b) relação ($L/D = 10$); c) ($L/D = 5$)	114
Figura 3.12 - Sequência executiva da confecção dos protótipos.....	115
Figura 3.13 - Esquema de ensaio de compressão axial dos protótipos e detalhamento do uso dos relógios comparadores	118
Figura 3.14 - Equipamento <i>Data Logger</i> utilizado para coleta dos dados nos protótipos ($L/D = 10$).....	119
Figura 3.15 - Corpos de prova do aço após ensaio de tração	120
Figura 3.16 - a) Amostras de aço ensaiadas à tração; b) Equipamento EMIC utilizado no ensaio de tração	121
Figura 3.17 - Distribuição granulométrica do agregado miúdo natural	122
Figura 3.18 - Distribuição granulométrica do agregado gráudo natural.....	124
Figura 3.19 - Distribuição granulométrica do agregado miúdo leve	125
Figura 3.20 - Ensaio de caracterização do agregado miúdo leve.....	126
Figura 3.21 - Distribuição granulométrica do agregado gráudo leve	127
Figura 3.22 - Ensaio de caracterização do agregado gráudo leve.....	127
Figura 3.23 - Distribuição granulométrica dos agregados leves e suas composições (50% AE1506 e 50% AE0500) e (50% AE1506, 50% AE0500 e 30% areia natural)	129
Figura 3.24 - Classificação do concreto frente ao risco de corrosão das armaduras	132
Figura 3.25 - Execução do ensaio de espalhamento e t_{500} para o concreto normal	137
Figura 3.26 - Corpos de prova após ensaios de compressão e tração por compressão diametral	138

Figura 3.27 - Comparação dos resultados de resistência à compressão e fator de eficiência dos concretos leves confeccionados com argila expandida nacional	142
Figura 3.28 - Comparação entre as curvas tensão <i>versus</i> deformação do concreto normal e leve investigados	145
Figura 3.29 - a) Curvas tensão <i>versus</i> deformação para o concreto leve; b) Curvas tensão <i>versus</i> deformação para o concreto normal	146
Figura 4.1 - Exemplo de rotação excessiva do suporte de fixação da instrumentação.....	154
Figura 4.2 - Classificação do comportamento pós-pico proposto por Johansson (2002) (à esquerda); Curvas (força <i>versus</i> deformação axial) dos pilares mistos preenchidos (protótipos-piloto)	157
Figura 4.3 - Detalhamento da mudança de inclinação da curva (força <i>versus</i> deformação) do trecho elástico (protótipos-piloto)	157
Figura 4.4 - Modos de ruptura característicos em pilares de aço, concreto e mistos preenchidos de aço-concreto (esquerda para direita).....	158
Figura 4.5 - Modo de ruptura dos protótipos-piloto	160
Figura 4.6 - Representação esquemática do módulo de deformação em pilares preenchidos	161
Figura 4.7 - Módulo de deformação experimental dos pilares mistos preenchidos (protótipos-piloto)	162
Figura 4.8 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 1,5 mm	164
Figura 4.9 - a) e b) Modo de ruptura predominante por cisalhamento do núcleo de concreto; c) e d) modo de ruptura por esmagamento do núcleo de concreto	165
Figura 4.10 - Curvas (força <i>versus</i> deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 84,7$)	167
Figura 4.11 - Curvas (força <i>versus</i> deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 84,7$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)	169
Figura 4.12 - Comparação do modo de instabilidade local entre os perfis de 1,5 mm e 2,0 mm de espessura	171
Figura 4.13 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 2,0 mm ...	172
Figura 4.14 - Modo de ruptura predominante por cisalhamento do núcleo de concreto para pilares curtos com perfil de 2,0 mm de espessura	172
Figura 4.15 - Curvas (força <i>versus</i> deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 63,5$)	173
Figura 4.16 - Curvas (força <i>versus</i> deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 63,5$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)	174

Figura 4.17 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 3,0 mm ...	175
Figura 4.18 - Modo de ruptura por esmagamento do núcleo de concreto para pilares curtos com perfil de 3,0 mm de espessura.....	175
Figura 4.19 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 42,3$)	177
Figura 4.20 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 42,3$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)	178
Figura 4.21 - Configuração final dos pilares com relação ($L/D = 5$) e espessura de perfil 2,0 mm: a) e b) esmagamento típico do núcleo do concreto; c) e d) cisalhamento do núcleo de concreto	181
Figura 4.22 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 5$).....	182
Figura 4.23 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 5$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI).....	182
Figura 4.24 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 10$) e espessura de perfil 2,0 mm .	184
Figura 4.25 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 10$).....	185
Figura 4.26 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 10$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI).....	186

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores máximos correspondentes à massa específica aparente do concreto estrutural leve em função de sua resistência à compressão aos 28 dias	27
Tabela 2.2 - Limites de composição granulométrica para agregados leves destinados à concreto estrutural	33
Tabela 2.3 - Limites máximos para a massa específica aparente no estado seco e solto para agregados leves destinados ao concreto estrutural	34
Tabela 2.4 - Aspectos positivos e negativos da utilização de LECA	36
Tabela 2.5 - Influência do LECA na trabalhabilidade do concreto	39
Tabela 2.6 - Influência da utilização de agregados leves de argila expandida na resistência à compressão de concretos e argamassas	44
Tabela 2.7 - Influência da utilização de agregados leves de argila expandida na massa específica de concretos e argamassas	49
Tabela 2.8 - Expressões analíticas para o módulo de deformação dos concretos leves	55
Tabela 2.9 - Comparação entre os módulos de elasticidade estático, dinâmico e analítico	57
Tabela 2.10 - Limites de aplicabilidade das normas em relação à resistência dos materiais ...	82
Tabela 2.11 - Recomendações normativas para limites de esbeltez global e espessura mínima (t) para evitar a instabilidade local	82
Tabela 3.1 - Caracterização dos agregados (normatização)	102
Tabela 3.2 - Detalhamento dos ensaios de caracterização dos concretos.....	103
Tabela 3.3 - Detalhamento dos protótipos.....	112
Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do aço formado a frio.....	120
Tabela 3.5 - Caracterização física do agregado miúdo natural.....	122
Tabela 3.6 - Caracterização física do agregado gráudo natural.....	123
Tabela 3.7 - Caracterização física do agregado miúdo artificial leve	125
Tabela 3.8 - Caracterização física do agregado gráudo artificial leve.....	126
Tabela 3.9 - Comparação das distribuições granulométricas dos agregados leves ensaiados com a NBR NM 35/1995.....	128
Tabela 3.10 - Caracterização física do cimento CP V-ARI MAX	129
Tabela 3.11 - Caracterização física do aditivo plastificante CEMIX 2000	130
Tabela 3.12 - Dosagens dos Concreto Leve segundo metodologia de Rossignolo (2003)	131
Tabela 3.13 - Resultados de resistência à compressão do concreto leve.....	132
Tabela 3.14 - Resultados de massa específica aparente do concreto leve	133

Tabela 3.15 - Dosagem do concreto convencional.....	134
Tabela 3.16 - Resultados de resistência à compressão do concreto convencional	134
Tabela 3.17 - Resultados de massa específica aparente do concreto convencional	134
Tabela 3.18 - Comparação entre os resultados do concreto leve e convencional	135
Tabela 3.19 - Resultados de <i>Slump Test</i> para o concreto leve.....	136
Tabela 3.20 - Resultados de Espalhamento e t500 para o concreto normal	136
Tabela 3.21 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão dos concretos leve e normal	138
Tabela 3.22 - Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios para o concreto normal.....	140
Tabela 3.23 - Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios para o concreto leve	140
Tabela 3.24 - Resultados de resistência à tração por compressão diametral para os concretos leves e normal.....	143
Tabela 3.25 - Comparação entre a resistência à tração por compressão diametral experimental e previsões analíticas	144
Tabela 3.26 - Resultados para os ensaios de módulo de elasticidade estático dos concretos leve e normal	147
Tabela 3.27 - Comparação entre o módulo de deformação experimental e previsões analíticas	148
Tabela 3.28 - Relação entre módulo de deformação estático e dinâmico para os concretos leve e normal	150
Tabela 3.29 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto normal.....	151
Tabela 3.30 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto leve	152
Tabela 4.1 - Parâmetros avaliados nos protótipos-piloto	156
Tabela 4.2 - Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-piloto)	163
Tabela 4.3 - Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-definitivos, grupo controle de mesma esbeltez global ($L/D = 3$))	187
Tabela 4.4 - Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-definitivos, grupo controle de mesma esbeltez local ($b/t = 63,5$))	189
Tabela 4.5 - Capacidade resistente última dos pilares mistos preenchidos investigados	191
Tabela 4.6 - Resultado de teste “t” para amostras independentes referentes à capacidade resistente dos pilares	191

Tabela 4.7- Comparação dos resultados experimentais às previsões normativas	193
Tabela 4.8 - Resultado de teste “t” para amostras independentes referentes à comparação das previsões normativas	193

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contexto e motivação

Do ponto de vista estrutural, os concretos leves ganharam espaço e competitividade ao longo das últimas décadas em função dos inúmeros benefícios associados a massas específicas inferiores a 2.000 kg/m^3 , conforme define a NBR 12655 (ABNT, 2015).

A aplicação dos concretos leves permite, entre outras vantagens, a redução das seções transversais de diversos elementos em toda a estrutura, impactando significativamente nos carregamentos e dimensões das fundações. Os impactos diretos da redução do peso próprio da estrutura, segundo Rossignolo (2009), gera um ganho de produtividade muito grande nas atividades complementares do processo produtivo, seja na usinagem do concreto, transportes e içamentos, por exemplo, quando no contexto do concreto pré-moldado.

A norma ACI 213R-14 (2014) indica que o ganho financeiro com o aumento de produtividade nas atividades logísticas, quando se emprega concreto leve, é superior a 7 (sete) vezes o custo incrementado dos insumos necessários à usinagem do mesmo.

O emprego dos concretos leves ainda está muito intimamente ligado aos agregados leves disponíveis geograficamente. Nos Estados Unidos, usa-se predominantemente o xisto expandido (Stalite), enquanto na Holanda e Reino Unido, os agregados leves mais utilizados são produzidos a partir de cinzas volantes, de nome comercial Lytag e Aardelite. Na Noruega e Alemanha, utiliza-se extensamente os agregados leves de argila expandida, haja vista as disponibilidades locais e o grande desenvolvimento no campo das pesquisas nesta área (ROSSIGNOLO, 2009; ANGELIN, 2014; RASHAD, 2018).

Aliado à redução dos carregamentos provenientes do peso próprio das estruturas conferida pelo concreto leve, o aprimoramento do comportamento conjunto das seções mistas de aço-concreto torna-se imprescindível na busca da eficiência das soluções estruturais.

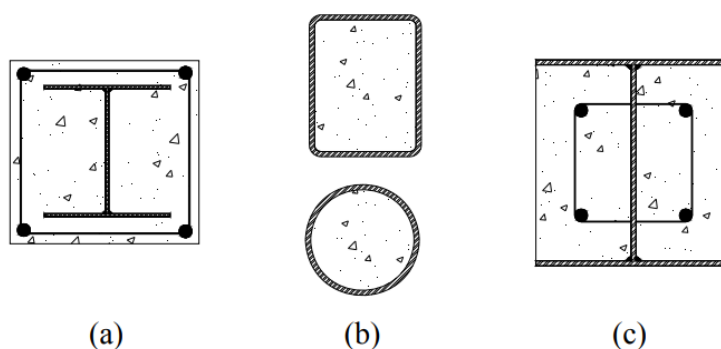
Neste contexto, o emprego de estruturas mistas de aço-concreto possibilita que as características vantajosas de cada material possam ser exploradas e compartilhadas com a estrutura global, possibilitando eficiências técnicas e econômicas que os materiais individualmente não poderiam conferir.

De acordo com Yin *et al.* (2006), os elementos mistos com concreto leve apresentam as seguintes vantagens se comparados ao concreto armado: redução de formas e escoramentos; minoração de peso próprio; e uma melhor precisão dimensional. Se comparados aos elementos estruturais apenas de aço, os referidos autores apontam ainda as

seguintes vantagens: redução no consumo de aço e maior proteção contra incêndios e corrosões.

No campo dos pilares mistos, o posicionamento do concreto em relação aos perfis metálicos na seção transversal distingue sua tipologia: nos pilares mistos revestidos, o concreto envolve completamente os perfis metálicos; sendo que nos pilares mistos parcialmente revestidos, o perfil metálico não é completamente revestido pelo concreto, possuindo algumas faces expostas ao meio externo; e nos pilares mistos preenchidos, o perfil metálico envolve o núcleo de concreto, ficando com sua face externa completamente exposta ao meio, conforme se pode visualizar na Figura 1.1 - Tipologia dos pilares mistos: a) revestidos; b) preenchidos; c) parcialmente revestidos.

Figura 1.1 - Tipologia dos pilares mistos: a) revestidos; b) preenchidos; c) parcialmente revestidos



Fonte: Pereira (2017)

Alguns trabalhos – Ellobody e Young (2011), Pereira (2017) e Gerin (2020) – investigaram o comportamento estrutural de elementos mistos de aço-concreto com o objetivo de identificar as melhores disposições entre os dois elementos, geometrias, dosagens, interação entre os materiais nas superfícies de contato, entre outros parâmetros.

Os perfis metálicos formados a frio, devido a sua baixa massa linear, boa relação peso *versus* capacidade de carga, grande diversidade de seções transversais, têm apresentado grande versatilidade e aplicabilidade no mercado da construção civil. Segundo a norma NBR 6355 (ABNT, 2012), esses perfis formados a frio podem ter espessura de 1,50 mm a 4,75 mm e valores de resistência ao escoamento e à ruptura de projeto de 180 MPa e 300 MPa, respectivamente.

Entretanto, os perfis formados a frio, devido à esbeltez de seus elementos, reduzida espessura de suas chapas, utilizados isoladamente como elemento de seção transversal “oca ou vazada” são muito susceptíveis aos fenômenos de instabilidade global e local.

Pesquisas recentes, desenvolvidas por Du *et al.* (2021) e Li *et al.* (2022), buscaram explorar a contribuição que o preenchimento do núcleo dos perfis tubulares de chapas finas poderia conferir com o ganho de rigidez de sua seção transversal. Natalli *et al.* (2021) identificaram ganho de resistência na ligação aço-concreto em pilares mistos preenchidos com concreto leve, em função do maior efeito de *Poisson* dos concretos leves comparados aos dos concretos convencionais. Este efeito também beneficia o fenômeno de confinamento do núcleo de concreto conferido pelos perfis tubulares em pilares preenchidos, pois possibilita o ganho de capacidade resistente ao pilar misto.

Natalli *et al.* (2021), por meio de seu trabalho experimental, verificaram que pilares mistos preenchidos com concretos leves, de menor módulo de elasticidade, possibilitam o desenvolvimento de maiores resistências na ligação aço-concreto, onde a ocorrência de maiores deformações transversais de forma prematura potencializam o efeito de confinamento do núcleo do concreto.

Dessa forma, os pilares mistos preenchidos com concreto leve configuram-se como uma solução promissora no contexto contemporâneo da pré-fabricação das estruturas, alinhada aos princípios da sustentabilidade e economicidade, especialmente quando associado a perfis metálicos de chapas finas, o que é objeto da presente pesquisa.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo geral desta pesquisa é avaliar experimentalmente o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos constituídos por perfis de aço formados a frio e concreto leve estrutural, solicitados à compressão axial centrada, e avaliar o interesse prático da solução proposta, considerando que a normatização brasileira é incipiente quanto ao objeto em estudo a fim de contribuir para a temática e indicar horizontes para pesquisas futuras.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral desta pesquisa, os seguintes objetivos específicos nortearam os procedimentos investigatórios:

- a. Compreender o estado da arte acerca da temática em estudo, realizando para isso uma revisão sistemática da literatura, com o intuito de subsidiar a interpretação e análise dos resultados do programa experimental;

- b. Explorar as propriedades do concreto leve estrutural com o emprego de argila expandida comparando-as às do concreto convencional, por meio da realização de ensaios de caracterização do concreto, de forma a auxiliar o entendimento da contribuição do núcleo de concreto no comportamento dos pilares mistos;
- c. Avaliar o comportamento estrutural dos pilares mistos preenchidos com o emprego de aço formado a frio, no que concerne ao seu modo de ruptura, rigidez axial à compressão e capacidade resistente, verificando-se a influência da utilização do concreto leve com uso da argila expandida, por meio da realização de ensaios de compressão axial; e
- d. Comparar os resultados experimentais obtidos com as previsões de cálculo das normas nacional e internacionais, objetivando mensurar os fatores de segurança empregados nas expressões analíticas em relação às resistências identificadas nesta pesquisa.

1.3 Síntese da Metodologia

Esta pesquisa foi desenvolvida em quatro etapas principais, para além do que é discutido neste capítulo introdutório:

- i. Revisão sistemática da literatura: apresentada no capítulo 2;
- ii. Programa experimental: detalhado no capítulo 3;
- iii. Elaboração das discussões: capítulo 4; e
- iv. Considerações finais: capítulo 5.

Inicialmente, realizada a revisão sistemática da literatura, foi possível obter-se o atual estado da arte, bem como as previsões teóricas previstas nas normatizações nacional e internacionais, para o tema desta pesquisa.

Em seguida, realizou-se a fase experimental, onde o comportamento dos pilares mistos ensaiados à compressão centrada foi avaliado quantitativa e qualitativamente.

Por fim, os resultados quantitativos experimentais foram comparados aos das previsões normativas, bem como os resultados qualitativos foram discutidos por meio da revisão sistemática.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Concreto leve

2.1.1 Concreto leve estrutural (CLE)

De acordo com as normas NBR 8953 (ABNT, 2015) e NBR 12655 (ABNT, 2015), os concretos leves são concretos cujas massas específicas secas são inferiores a 2.000 kg/m^3 , determinada conforme metodologia prescrita pela norma NBR 9778 (ABNT, 2009). A norma NBR NM 35 (ABNT, 1995) prescreve que os agregados leves destinados ao concreto estrutural leve devem ser compostos por agregados miúdos e graúdos com massas unitárias inferiores a 1.120 kg/m^3 e 880 kg/m^3 , respectivamente.

Quanto à resistência à compressão, a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza que os concretos estruturais devem possuir resistência mínima de 20 MPa, aos 28 dias de idade, considerando-se concreto armado em ambientes de classe de agressividade “I”, enquanto a norma ACI 213R-14 (2014) estabelece que os CLEs apresentem resistência mínima de 2.500 psi (17 MPa) aos 28 dias de idade e massa específica da ordem de 1.120 kg/m^3 a 1.920 kg/m^3 , sendo dosados com substituição total ou parcial do agregado leve em relação aos agregados convencionais.

A norma ACI 213R-14 (2014) ainda esclarece que a maioria dos CLEs possuem massa específica variando de 1.680 kg/m^3 a 1.920 kg/m^3 . Isto ocorre em função da correlação direta entre massa específica e resistência do concreto. A Tabela 2.1 correlaciona estes dois parâmetros do concreto leve em seu estado endurecido em três grupos, constante na norma NBR NM 35 (ABNT, 1995).

Tabela 2.1 - Valores máximos correspondentes à massa específica aparente do concreto estrutural leve em função de sua resistência à compressão aos 28 dias

Resistência à compressão aos 28 dias (valores mínimos) (MPa)	Massa específica aparente (valores máximos) (kg/m^3)
28	1.840
21	1.760
17	1.680

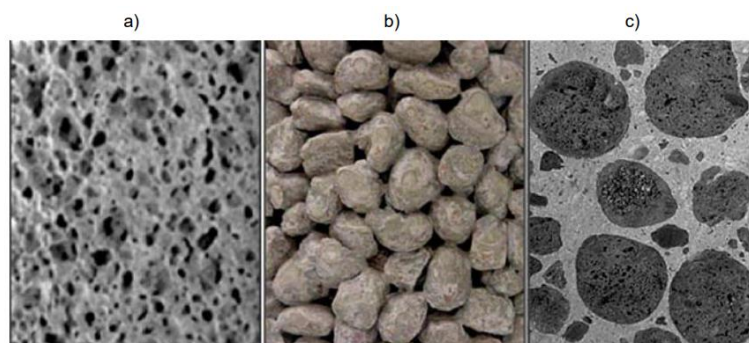
Fonte: NBR NM 35 (ABNT, 1995)

Do ponto de vista econômico, a norma ACI 213R-14 (2014) também traz uma análise dos custos mais onerosos na confecção do concreto leve, quando comparado à do concreto convencional, desequilíbrio este revertido pelas inúmeras vantagens do CLE. O menor peso

próprio das estruturas de CLE possibilitam o dimensionamento de fundações menos robustas e, conseqüentemente, mais econômicas; possibilita também a confecção de peças mais esbeltas, vencendo maiores vãos; viabilizam a execução de projetos arquitetônicos que seriam inviáveis com o uso de concretos convencionais; e, principalmente, reduzem de forma significativa os custos de transporte e içamento.

Os concretos leves podem ser subdivididos em três grupos: concreto celular ou aerado, onde há a injeção de ar através de gases ou espumas na matriz cimentícia; concreto sem finos, onde o concreto é produzido sem o emprego de agregados miúdos, ou seja, somente a pasta de cimento compõe a matriz cimentícia, que leva ao concreto alta porosidade; e os CLEs, onde agregados leves naturais ou artificiais substituem os agregados convencionais, diminuindo a massa específica do concreto, entretanto garantindo-lhe uma resistência mínima suficiente para o seu desempenho em elementos estruturais. A Figura 2.1 apresenta o aspecto visual destes três tipos de concreto leve.

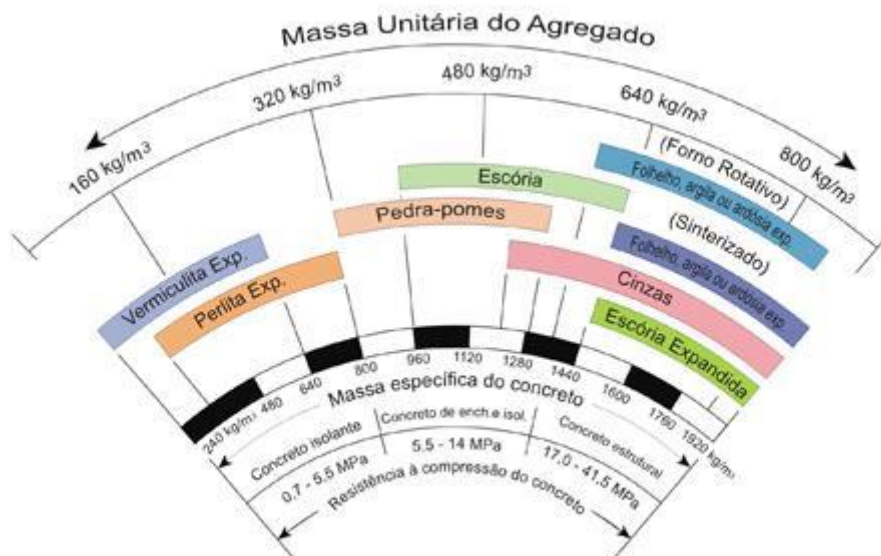
Figura 2.1 - Aspecto visual de três tipos de concreto leve: a) concreto aerado; b) concreto sem finos; c) concreto leve estrutural



Fonte: Rossignolo (2009)

Os agregados leves naturais possuem pouca ou nenhuma empregabilidade nos concretos leves estruturais, devido à grande variabilidade de suas propriedades, bem como à limitação das localizações de suas disponibilidades, como observa Rossignolo (2009). Os agregados leves artificiais, que são produzidos a partir de tratamentos térmicos da argila, vermiculita, ardósia, cinzas volantes, escória de alto forno, entre outros, podem conferir ao concreto propriedades adequadas ao desempenho estrutural. A Figura 2.2 apresenta alguns tipos de agregados leves com suas aplicabilidades, em função principalmente da resistência à compressão do concreto.

Figura 2.2 - Empregabilidade dos agregados leves (concreto isolante, concreto de enchimento e CLE)



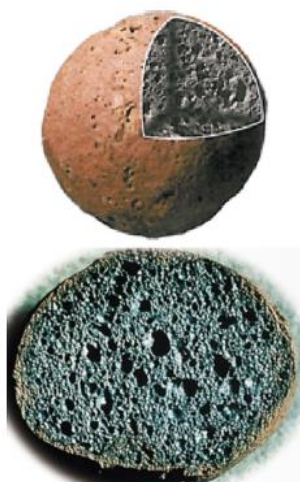
Fonte: Mehta e Monteiro (2014)

2.1.2 Concreto leve estrutural (CLE) com a utilização de argila expandida

O agregado de argila expandida leve, conhecido na literatura internacional por LECA (*lightweight expanded clay aggregate*), é produzido em mais de vinte países, possuindo diferentes denominações, por exemplo: “Leca” no Reino Unido, Irã, Portugal, Finlândia, Alemanha, Itália, Dinamarca e Suíça; “Keramzite” na Suécia, China, Polônia e Rússia; “Liapour” na Espanha; e “Argex” na África do Sul (RASHAD, 2018).

A fabricação da argila expandida ocorre pelo aquecimento da matéria-prima, somente alguns tipos de argila, em temperaturas entre 1.000 °C e 1.200 °C. Nesse processo, parte do material sofre fusão gerando uma massa viscosa, enquanto outra fração sofre decomposição química, liberando gases que ficam aprisionados pela fase fundida. Os gases produzidos geram uma expansão volumétrica da ordem de sete vezes o volume inicial e, após o resfriamento, formam uma estrutura interna porosa confinada por uma camada externa vitrificada (MORAVIA, 2007). A Figura 2.3 possibilita a identificação dessas duas camadas na argila expandida.

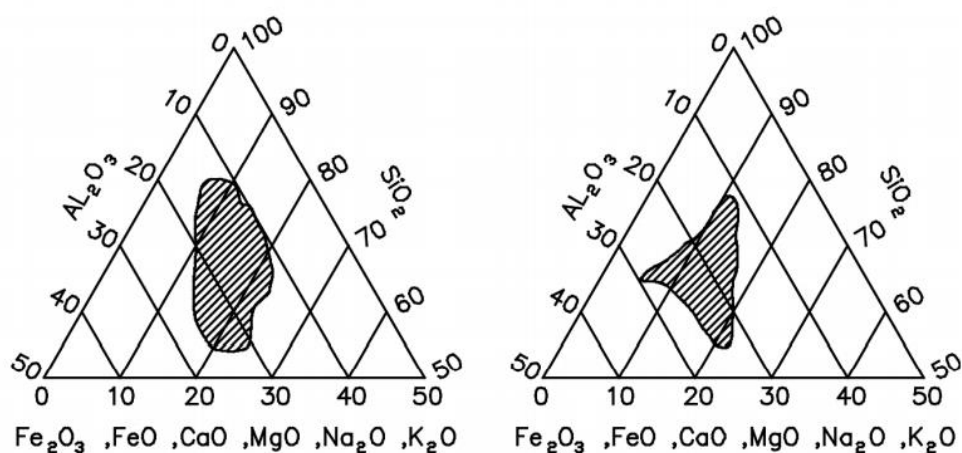
Figura 2.3 – Estrutura porosa da argila expandida



Fonte: Rashad (2018)

Entretanto, para produção economicamente viável deste agregado leve, faz-se necessário que a matéria-prima possua argilominerais com características adequadas à produção da fase fundente, que é responsável pela formação da camada vítrea, e, por sua vez, pelo confinamento dos gases no interior dos grãos. Nesta linha de pesquisa, Coutinho (1988) apresentou zonas que definem as composições químicas necessárias ao aproveitamento das argilas na fabricação de argila expandida, exemplificado na Figura 2.4.

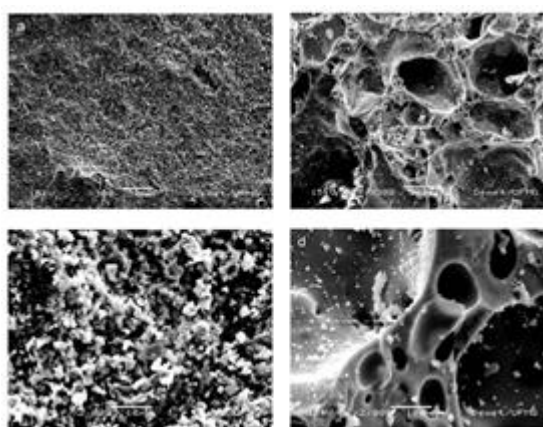
Figura 2.4 - Zonas em que se encontram as composições químicas das argilas com características expansivas



Fonte: Coutinho (1988)

Utilizando ensaios de microscopia (MEV), Moravia *et al.* (2006) apresentaram, por meio da Figura 2.5, a diferença de textura entre a camada externa da argila expandida analisada (5.a - ampliada 300 vezes e 5.c – ampliada 1.200 vezes) e sua região interna (5.b - ampliada 300 vezes e 5.d – ampliada 1.200 vezes). Segundo o autor, a textura da região interna é explicada pela maior quantidade de poros gerados pelos gases provenientes das reações de decomposição da matéria-prima que ficam aprisionados pela fase fundente da argila.

Figura 2.5 - Imagens por MEV da argila expandida: (a) superfície externa (300X); (b) superfície interna (300X); (c) superfície externa (1200X); (d) superfície interna (1200X)



Fonte: Moravia *et al.* (2006)

Para fabricação da argila expandida são empregados fornos rotativos, sendo o processo intitulado por “nodulação”. Esse agregado leve possui granulometria variada, formato arredondado regular e núcleo poroso. O mesmo também pode ser denominado por “encapado”, haja vista sua superfície externa vitrificada que lhe confere resistência e baixa permeabilidade (ANGELIN, 2014). O processo de fabricação de argila expandida em fornos rotativos pode ser descrito em oito etapas:

1. **Homogeneização:** a matéria-prima é lançada em depósitos para homogeneização;
2. **Desintegração:** o material lançado em um desintegrador a fim de reduzir os torrões a um diâmetro máximo de 50 mm;
3. **Mistura e nova homogeneização:** o material é transportado até um misturador com a finalidade de deixar a argila com a trabalhabilidade adequada para extrusão. Podendo ser feita ainda a correção de água e adição de aditivos para melhorar a plasticidade da argila ou para aumentar sua expansão durante a queima;

4. **Laminação:** nessa etapa o material passa por dois cilindros rotativos que elimina os torrões maiores que 50 mm, deixando a mistura pronta para extrusão;

5. **Pelotização:** é realizada por extrusão contínua em que o material é forçado contra uma placa perfurada por orifícios circulares. O diâmetro destes orifícios influi diretamente no diâmetro dos agregados após a queima. O material que sai pelos orifícios é cortado por uma lâmina rotativa, formando, assim, as pelotas que são lançadas ao forno;

6. **Secagem e queima:** a parte mais importante do processo que ocorre dentro do forno rotativo. A disposição das aletas internas para condução do material, a inclinação do forno, o tempo de permanência dentro do forno, assim como outros detalhes específicos, dependem das características da argila e devem ser estudados visando à maior economia do processo e do desempenho do produto. Na primeira fase, ocorre a secagem das pelotas. Na zona de combustão, o forno atinge a temperatura prevista para expansão das pelotas, geralmente entre 1000°C e 1350°C. Geralmente o combustível é óleo ou gás;

7. **Resfriamento:** cilindro utilizado na saída do forno, no qual é soprado ar por ventiladores. O ar quente é reaproveitado no interior do forno;

8. **Classificação e estocagem final:** os agregados são classificados em peneiras vibratórias, quanto a sua granulometria, e armazenados para comercialização.

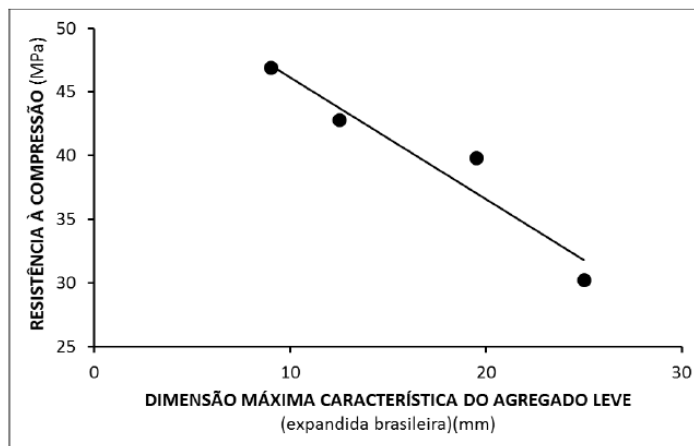
Cada propriedade dos agregados leves pode influenciar diretamente as características do concreto, seja no seu estado fresco ou endurecido. Assim, a norma ACI 213R-14 (2014) recomenda especial atenção às seguintes:

a) **Forma, textura e granulometria das partículas:** a forma e textura dos agregados leves está diretamente relacionada à resistência mecânica dos concretos leves, haja vista que essas características dos agregados estão intimamente relacionadas à quantidade de água necessária para se atingir a trabalhabilidade desejada, conseqüentemente, impactando a resistência do concreto. Rossignolo (2009) afirma que os agregados leves produzidos por meio de fornos rotativos, que é caso da argila expandida, apresentam forma esférica e uma fina camada externa com baixa porosidade, o que possibilita a obtenção de boa trabalhabilidade com baixas relações água/cimento, todavia o formato esférico pode contribuir com a segregação.

Quanto à granulometria, o diâmetro dos agregados leves artificiais varia entre 1 mm e 25 mm, sendo a massa específica desses inversamente proporcional ao seu diâmetro. Para uma dada relação água/cimento, a resistência do concreto leve pode ser aumentada reduzindo-se a dimensão máxima característica dos agregados leves (MEHTA e MONTEIRO, 2014),

característica essa corroborada pelas pesquisas de Rossignolo e Agnesini (2011), ilustrada por meio da Figura 2.7.

Figura 2.6 - Influência da dimensão do agregado leve na resistência do concreto leve



Fonte: Adaptado de Rossignolo e Agnesini (2011)

A norma NBR NM 35 (ABNT, 1995) preconiza as especificações granulométricas necessárias aos agregados leves destinados aos concretos estruturais, ver

Tabela 2.2, bem como referencia a massa específica aparente máxima, no estado seco e solto, desses agregados em função de seus enquadramentos granulométricos, conforme mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.2 - Limites de composição granulométrica para agregados leves destinados à concreto estrutural

Graduação do agregado		Porcentagem, em massa, acumulada em peneiras de malha quadrada								
Faixa	Dimensão (mm)	25 mm	19 mm	12,5 mm	9,5 mm	4,75 mm	2,36 mm	1,18 mm	300 μ m	150 μ m
1	12,5 a 0	-	0	0 - 5	-	20 - 50	-	-	80 - 95	85 - 96
2	9,5 a 0	-	-	0	0 - 10	10 - 35	35 - 65	-	75 - 90	85 - 95
3	4,75 a 0	-	-	-	0	0 - 15	-	20 - 60	65 - 90	75 - 95
4	25 a 12,5	0 - 5	-	90 - 100	-	-	-	-	-	-
5	25 a 4,75	0 - 5	-	40 - 75	-	90 - 100	-	-	-	-
6	19 a 4,75	0	0 - 10	-	40 - 80	90 - 100	-	-	-	-
7	12,5 a 4,75	-	0	0 - 10	20 - 60	80 - 100	90 - 100	-	-	-
8	9,5 a 2,36	-	-	0	0 - 20	60 - 95	80 - 100	-	-	-

Fonte: NBR NM 35 (ABNT, 1995)

Tabela 2.3 - Limites máximos para a massa específica aparente no estado seco e solto para agregados leves destinados ao concreto estrutural

Graduação do agregado (faixa)	Massa específica aparente máxima do agregado no estado seco e solto (kg/m ³)
1 e 2	1.040
3	1.120
4, 5, 6, 7 e 8	880

Fonte: NBR NM 35 (ABNT, 1995)

b) **Estrutura interna, resistência mecânica e módulo de deformação:** a estrutura interna porosa dos agregados leves, particularmente da argila expandida, é responsável pela baixa massa específica dos mesmos. Esta mesma estrutura porosa ocasiona impactos na resistência mecânica e módulo de deformação do agregado e, conquentemente, no concreto leve. Na argila expandida, observa-se que a camada externa vitrificada, menos porosa, confere maior resistência ao agregado (HOLM e BREMNER, 1994; ROSSIGNOLO, 2009).

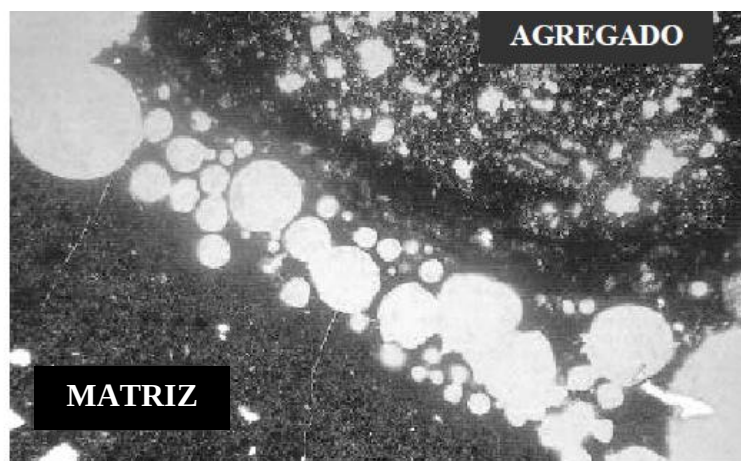
Ainda segundo Holm e Bremner (1994), o módulo de deformação dos agregados leves utilizados em concretos estruturais varia de 10 GPa a 18 GPa, sendo que os agregados com baixa resistência mecânica possuem pouca participação na propagação de tensões internas no concreto. O aumento no módulo de deformação dos agregados incrementa a resistência à compressão e o módulo de deformação do concreto.

c) **Porosidade e absorção de água:** os agregados leves possuem a característica peculiar de apresentar alta porosidade, influenciando diretamente suas menores massas específicas, se comparadas aos agregados convencionais. Estas porosidade e a absorção elevadas afetam as propriedades do concreto leve em seu estado fresco e endurecido. A quantidade de água absorvida e o gradiente de absorção nos agregados leves dependem dos seguintes fatores: porosidade total; conectividade entre os poros; características da superfície do agregado; e umidade do agregado antes da mistura (EUROLIGHTCON, 1998; ROSSIGNOLO, 2009).

Para o caso de agregados com alta absorção, recomenda-se a pré-saturação para a obtenção de uma boa trabalhabilidade no estado fresco, bem como evitar a formação de bolhas ao redor do agregado, como exemplificado por meio da Figura 2.7. Esta alta absorção pode ser desfavorável ao concreto em seu estado endurecido, podendo acarretar no aumento da retração por secagem, aumento da massa específica e diminuição da resistência ao fogo. Em contrapartida, esta alta absorção melhora as propriedades da zona de transição entre o agregado e a matriz de cimento, em função da “cura interna” possibilitada pela água armazenada nos poros do agregado leve. Por meio da Figura 2.8, a absorção da argila

expandida nacional (brasileira, fabricante CINEXPAN) pode ser comparada com outros agregados leves comerciais.

Figura 2.7 - Acúmulo de bolhas de ar ao redor do agregado leve decorrente da absorção de água



Fonte: EUROLIGHTCON (1998)

Figura 2.8 - Propriedades físicas de alguns agregados leves comerciais

<i>Nome comercial</i>	<i>País</i>	<i>Matéria-prima</i>	<i>Fabricação</i>	<i>Massa específica (kg/dm³)</i>	<i>Massa unitária (kg/dm³)</i>	<i>DMC (mm)</i>	<i>Absorção de água 24h (%)</i> *
Lytag	Inglaterra e Holanda	Cinzas volantes	Sinterização	1,3 - 2,1	0,6 - 1,1	0,5 - 19	15 - 20
Solite	EUA	Folhelho	Forno rotativo	1,4	0,8	4 - 16	15
Norlite	EUA	Folhelho	Forno rotativo	0,8 - 1,9	0,4 - 1,2	5 - 19	10 - 25
Liapor	Alemanha e R. Tcheca	Argila	Forno rotativo	0,6 - 1,8	0,3 - 0,9	2 - 19	11 - 17
Leca	Áustria e Noruega	Argila	Forno rotativo	0,6 - 1,8	0,3 - 0,9	0,5 - 16	11 - 30
Arlita	Espanha	Argila	Forno rotativo	1,4	0,8	1 - 10	13,0
Cinexpan 0500	Brasil	Argila	Forno rotativo	1,5	0,9	0,5 - 5	7,0
Cinexpan 1506	Brasil	Argila	Forno rotativo	1,1	0,6	6 - 15	7,5

Fonte: Rossignolo (2003)

2.1.2.1 Concreto leve: estado fresco

De maneira geral, os métodos de dosagem dos concretos convencionais podem ser utilizados para concretos com agregados leves, entretanto, algumas particularidades devem ser observadas, como esclarece Rossignolo (2009): a necessidade de uma massa específica pré-determinada em projeto; a consideração da maior absorção de água dos agregados leves; a variação significativa da massa específica do agregado leve em função de sua granulometria; e propriedades intrínsecas diversas do concreto leve em função do tipo de agregado utilizado. A Tabela 2.4 sintetiza os principais aspectos positivos e negativos para o concreto em virtude da utilização de LECA.

Tabela 2.4 - Aspectos positivos e negativos da utilização de LECA

Propriedades	Efeitos
Trabalhabilidade	Positivo
Densidade	Positivo
Fluência	Positivo
Isolamento Acústico	Positivo
Isolamento térmico	Positivo
Resistência ao fogo	Positivo
Retração	Positivo
Modo de falha	Positivo
Resistência ao ácido clorídrico	Positivo
Resistência ao ácido láctico	Positivo
Resistência ao ácido sulfúrico	Negativo
Resistência mecânica	Negativo
Resistência ao congelamento/descongelamento	Negativo
Penetração de cloretos	Negativo
Absorção de água	Negativo

Fonte: Adaptado de Rashad (2018)

Rossignolo (2003) verificou, por meio de suas pesquisas com argila expandida brasileira, que a combinação de agregados graúdos leves e agregados miúdos convencionais possibilita o aumento da coesão, reduz a segregação e aumenta a resistência à compressão do concreto leve, quando comparado ao concreto com o emprego somente de agregados leves. Em contrapartida, o concreto leve com a utilização de agregado miúdo convencional aumenta a massa específica final do compósito. O autor concluiu que, para os parâmetros de segregação, coesão e resistência do concreto, o agregado composto com 30% de agregado miúdo convencional, 35% de agregado graúdo leve e 35% de agregado miúdo leve, em massa, proporcionam melhores desempenhos nos estados fresco e endurecido ao concreto estrutural leve.

Esse melhor desempenho do concreto leve estrutural com o uso de LECA brasileira, por meio da obtenção de um agregado composto, também foi explorado e corroborado por Borja (2011), Grabois (2012), Angelin (2014), Verzegnassi (2015) e Nunes (2020).

A norma ACI 211.2-98 (2004) apresenta dois métodos de dosagem para os concretos leves. O primeiro intitulado por “método da massa”, indicado para concretos leves com o uso de agregados miúdos convencionais, sendo o segundo denominado por “método volumétrico”, indicado para concretos com o uso de agregados miúdos e graúdos leves.

De forma generalizada, as normas internacionais orientam o consumo de cimento mínimo de 300 kg/m^3 para os concretos que empregam agregados leves, com o intuito de garantir níveis mínimos de trabalhabilidade, proteção e ancoragem às armaduras (ROSSIGNOLO, 2009).

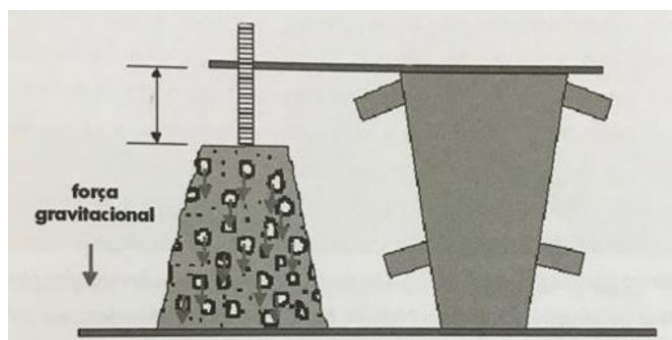
O teor de umidade dos agregados leves, no momento da mistura, influenciado diretamente por suas absorções, impacta diretamente nos procedimentos de dosagem. Caso este agregado possua absorção inferior a 10%, em massa, após 24 horas de imersão, poderá ser empregado o método de mistura similar aos concretos convencionais, sem a necessidade de pré-saturação. Caso contrário, se essa absorção for superior aos 10%, nas mesmas condições, recomenda-se a pré-saturação, de forma que a trabalhabilidade do concreto não seja comprometida na etapa de lançamento (ZHANG e GJORV, 1991; HOLM e BREMMER, 2000; ROSSIGNOLO, 2009).

A trabalhabilidade dos concretos leves exige especial atenção em virtude, principalmente, da menor massa específica e maior absorção dos agregados leves. Segundo Rossignolo (2009), os baixos valores de massa específica dos agregados leves acarretam em menores abatimentos de tronco de cone (*slump test*) para os concretos leves, quando

comparados a concretos convencionais de dosagem similares, entretanto, as trabalhabilidades poderão ser semelhantes.

Por exemplo, o referido autor cita que um concreto leve com abatimento da ordem de 80 mm poderá apresentar trabalhabilidade similar a um concreto convencional de 100 mm de abatimento. Esse fenômeno é motivado, principalmente, pela menor deformação do concreto leve pela ação da gravidade, em virtude da menor massa específica do agregado, particularidade essa ilustrada por meio da Figura 2.9. Elevadas absorções dos agregados leves comprometem a manutenção dessa trabalhabilidade, após o procedimento de mistura.

Figura 2.9 - Ilustração da força gravitacional no concreto durante a análise do abatimento do tronco de cone (*slump test*)



Fonte: Rossignolo (2009)

Morávia (2007) estudou concretos leves com o emprego de LECA brasileira, com diâmetro máximo característico de 19,0 mm, com resistências à compressão de 20 a 40 MPa e relações água/cimento de 0,63, 0,55, 0,48 e 0,41. Os resultados apontaram para incrementos no abatimento de tronco de cone cerca de 17,9%, 3,0% e 3,5% para as relações água/cimento de 0,55, 0,48 e 0,41, respectivamente, e melhor trabalhabilidade das dosagens com LECA em relação ao concreto convencional.

Bogas e Gomes (2013), Bogas e Nogueira (2014), Gopi *et al.* (2015) e Shankar (2016) verificaram em suas pesquisas, de forma geral, ganhos no abatimento de tronco de cone dos concretos leves com o uso de LECA, quando comparados aos concretos de massa específica normal. Enquanto Emre *et al.* (2015) e Mostafa e Hossam (2010) identificaram perda de abatimento com a substituição dos agregados de massa normal por LECA.

A trabalhabilidade do concreto em seu estado fresco está diretamente relacionada à massa específica do agregado leve e às proporções de sua dosagem. Por meio dos resultados apresentados na Tabela 2.5, pode-se inferir, de forma global, que a utilização de agregados leves (LECA) influenciam o ganho de trabalhabilidade dos concretos leves.

Tabela 2.5 - Influência do LECA na trabalhabilidade do concreto

Referência	Tipo de agregado substituído	Tipo	Percentual de substituição LECA (%)	Granulometria LECA (mm)	Efeito
Józwiak-Niedzwiedzka (2005)	Miúdo	Concreto	33.33-50	0-2	Positivo
Józwiak-Niedzwiedzka (2005)	Graúdo	Concreto	50-100	2-4, 8-16	Positivo
Gopi et al. (2015)	Miúdo	Concreto	5-20	NA	Positivo
Shankar (2016)	Miúdo	Concreto	10-20	NA	Positivo
Shebannavar et al. (2015)	Graúdo	Concreto	100	4.75-20	Positivo
Youn et al. (2016)	Graúdo	Concreto	100	< 8	Positivo
Bogas e Nogueira (2014)	Graúdo	Concreto	100	4-12	Positivo
Bogas e Gomes (2013)	Graúdo	Concreto	100	<12.5	Positivo
Kumar e Prakash (2015)	Graúdo	Concreto	10-100	NA	Positivo
Moravia et al. (2010)	Graúdo	Concreto	100	<19	Positivo
Wegian (2012)	Miúdo e Graúdo	Concreto	100	2-4, 4-8, 8-20	Positivo
Dilli et al. (2015)	Graúdo	Concreto	NA	4-10	Negativo
Bocca e Rossetti (1978)	Graúdo	Concreto	100	8-15	Negativo
Abdeen e Hodhod (2010)	Miúdo e Graúdo	Concreto	100	<25 com 40-50% e 2.4-4.75	Negativo

Fonte: Adaptado de Rashad (2018)

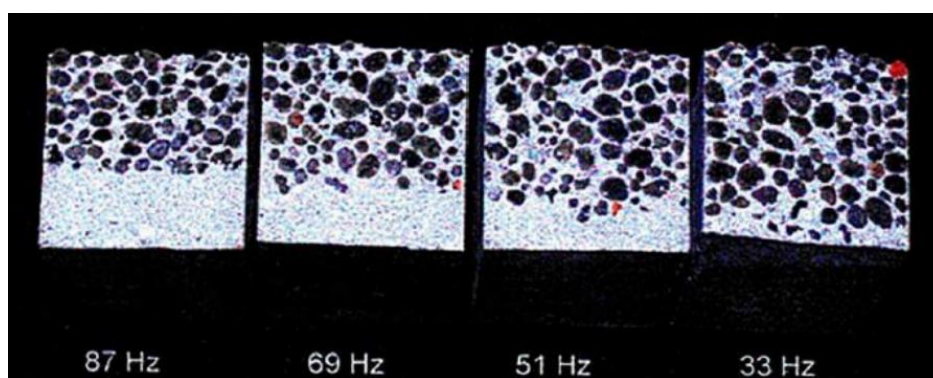
O excesso de energia na etapa de adensamento, baixa coesão e alto índice de consistência são, geralmente, as principais causas de segregação e exsudação nos concretos leves (MEHTA e MONTEIRO, 2014). Rossignolo (2009) sugere a substituição total ou parcial do agregado miúdo leve por areia, bem como a utilização de algumas adições minerais. O emprego de agregados leves compostos buscando-se um melhor fator de empacotamento e o controle da energia no adensamento são boas práticas que podem evitar ou minimizar os fenômenos de segregação e exsudação no concreto leve.

A menor massa específica dos agregados leves possibilita que os mesmos “flutuem” na mistura, contribuindo com o fenômeno de segregação nos concretos leves. Rossignolo (2009) pontua que essa situação indesejada pode ser amenizada ou evitada trabalhando-se com dosagens que favoreçam a coesão e consistência da mistura, por exemplo, por meio do controle da relação água/cimento, teor de agregados miúdos e utilização de adições minerais, como a sílica ativa.

Para o seu adensamento, os concretos leves permitem as mesmas técnicas utilizadas nos concretos convencionais. Entretanto, Holm e Bremmer (2000) verificaram que os concretos leves exigem uma maior energia de vibração que os concretos convencionais, por exemplo, no uso de vibradores de imersão, o raio de ação dos mesmos para o concreto leve deve ser

considerado como metade do utilizado em concretos convencionais. Visando combater o fenômeno da segregação nos concretos leves, Rossignolo (2009) recomenda ainda o uso de vibradores com baixa frequência de vibração. Por meio da Figura 2.10, Vieira (2000) apresentou o efeito da frequência de vibração no fenômeno de “flutuação” dos agregados leves no concreto, demonstrando que, quanto maior a frequência de vibração, maior será o efeito de segregação do agregado leve – “flutuação”.

Figura 2.10 - Efeito da frequência de vibração durante o adensamento na “flutuação” dos agregados leves



Fonte: Vieira (2000)

Quanto ao processo de cura dos concretos leves, Holm e Bremmer (2000) pontuaram que os procedimentos e técnicas podem ser similares aos aplicados nos concretos convencionados, sendo necessários alguns cuidados especiais no tocante ao controle da temperatura.

O processo de hidratação do cimento no concreto leve acarreta uma elevação maior de temperatura em virtude da baixa condutividade térmica dos agregados leves. Em ambientes de baixa temperatura, com o intuito de evitar a formação de fissuras térmicas, recomenda-se o retardo na desforma do concreto ou a proteção das superfícies externas com mantas isolantes. No caso de cura térmica, sugere-se a adoção de períodos de cura mais prolongados ou um gradiente menor nas variações de temperatura (EUROLIGHTCON, 1998).

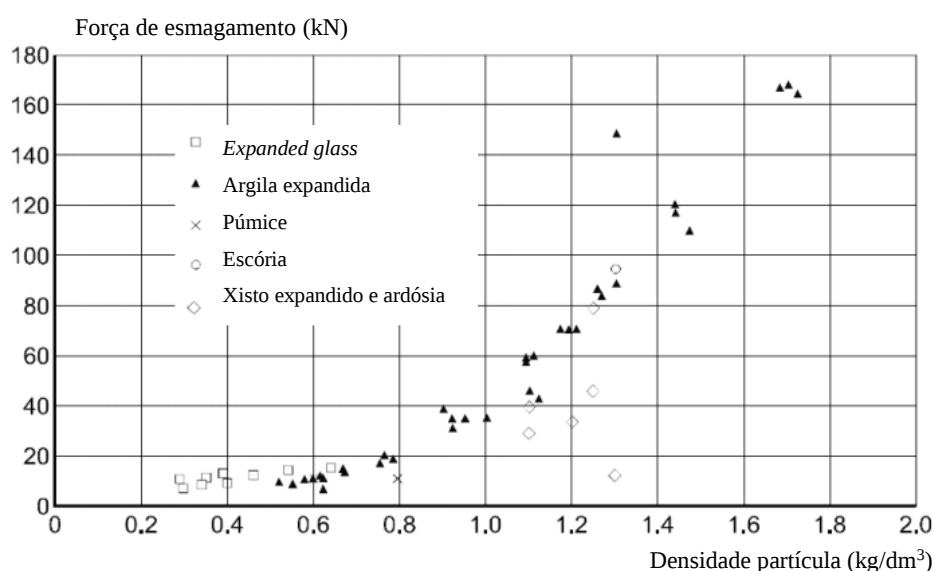
Em contrapartida, em função das altas absorções do agregado leve, quando pré-umedecido antes da mistura, esse funciona como um “reservatório” que fornecerá umidade às reações de hidratação do cimento demandadas na matriz cimentícia. Esta propriedade é denominada de “cura-interna” e torna o concreto leve menos susceptível às condicionantes externas de cura nas primeiras idades (ROSSIGNOLO, 2009).

2.1.2.2 Concreto leve: estado endurecido

A resistência à compressão e a massa específica são os parâmetros mais utilizados na caracterização dos concretos leves estruturais, sendo essas propriedades diretamente influenciadas pelo tipo e granulometria dos agregados leves.

A alta porosidade dos agregados leves impacta diretamente em suas menores massas específicas, em contrapartida os penaliza com menores resistências mecânicas, relação essa exemplificada na Figura 2.11 para alguns tipos de agregados leves. Estas características dos agregados são transmitidas aos concretos leves. Deve-se observar ainda, na citada figura, a extensa faixa de resistências e massas específicas da argila expandida, possibilitando sua utilização em concretos leves estruturais.

Figura 2.11 - Relação entre resistência à compressão e massa específica dos agregados leves de diferentes origens

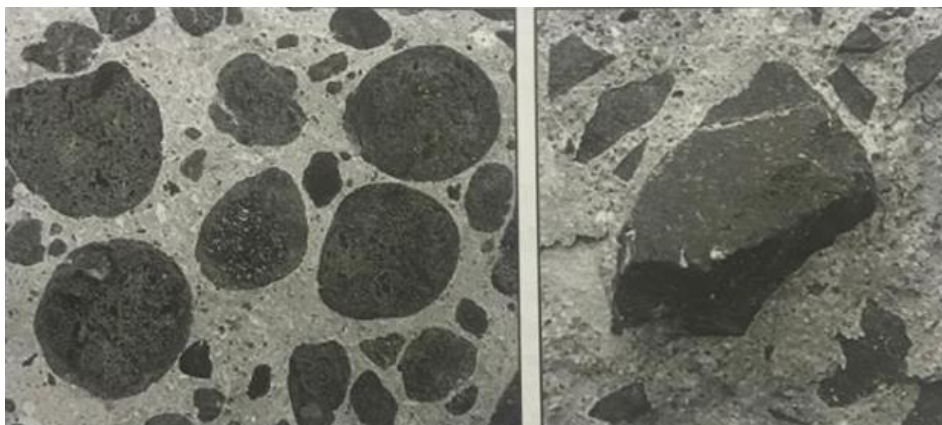


Fonte: Adaptado de EUROLIGHTCON (1998)

De uma forma geral, nos concretos convencionais, o módulo de deformação dos agregados é maior que o da argamassa. Assim, normalmente, a ruptura do concreto inicia na zona de transição, criando uma linha de fratura ao redor do agregado. Neste modelo, o agregado é a fase mais resistente, sendo a resistência à compressão da argamassa e da zona de transição pasta-agregado os fatores limitantes à resistência do concreto. Nos concretos leves, por exemplo com argila expandida, existe uma maior similaridade entre os módulos de deformação do agregado e da argamassa, bem como uma melhor qualidade da zona de transição pasta-agregado em função da cura-interna propiciada pelo agregado leve. Dessa forma, a ruptura deste concreto ocorre pelo colapso da argamassa, na maioria das vezes

iniciado por microfissuras no agregado leve, criando um plano de fratura que atravessa os agregados. Fenômeno similar a este ocorre nos concretos convencionais de alto desempenho (ROSSIGNOLO, 2009). Esses dois diferentes modos de ruptura podem ser visualizados na Figura 2.12.

Figura 2.12 - Ilustração do modo de ruptura dos concretos com agregado leve - argila expandida (à esquerda) e concreto convencional (à direita)

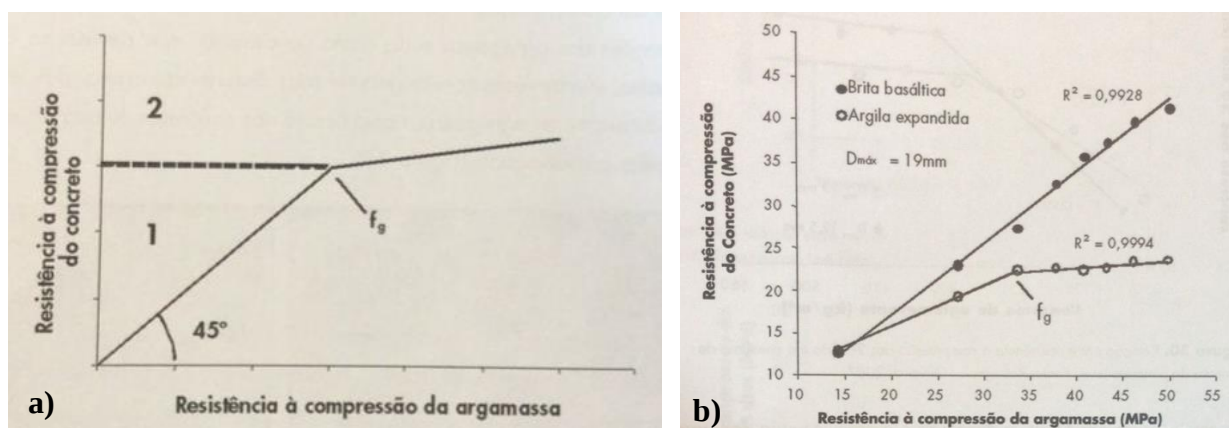


Fonte: Rossignolo e Agnesini (2005)

A resistência da argamassa como fator limitante para a resistência dos concretos leves possibilita a construção de um conceito denominado de “resistência ótima”, que seria o ponto limite em que a resistência do concreto está sendo condicionada pela resistência da argamassa, ilustrado graficamente como (f_g), na Figura 2.13. A partir deste ponto (f_g), a resistência do concreto passa a ser regida pela resistência do agregado. Dessa forma, a definição de (f_g) contribui substancialmente para otimizar a dosagem dos concretos com agregados leves, tendo em vista que, para resistências superiores a este ponto, os consumos de cimento serão significativamente elevados (ROSSIGNOLO e PEREIRA, 2005).

Os referidos autores ainda exemplificam, por meio da Figura 2.13(b), a distinção entre o comportamento de um concreto convencional com brita de origem basáltica, onde os incrementos na resistência da argamassa refletem direta e linearmente em maiores resistências para o concreto. Enquanto no concreto com argila expandida, é notório o ponto de mudança angular no gráfico, definido por (f_g), caracterizando fisicamente a mudança do comportamento mecânico deste compósito.

Figura 2.13 - Ilustração gráfica da existência de um ponto de “resistência ótima” no concreto leve: a) comportamento da resistência à compressão do concreto leve e de sua argamassa; b) comparação dos mesmos parâmetros entre um concreto leve e outro convencional (à direita)



Fonte: Rossignolo e Pereira (2005)

A resistência à compressão dos concretos leves também é caracterizada como inversamente proporcional ao diâmetro máximo característico do agregado leve utilizado, como exemplificado por Rossignolo e Agnesini (2011), por meio da Figura 2.6.

Hashad (2018), em sua pesquisa de revisão, identificou 29 (vinte e nove) trabalhos sobre o emprego de LECA em concretos e argamassas, na literatura internacional, compilados na Tabela 2.6. Por meio desta, observa-se que os diversos autores avaliaram a substituição dos agregados miúdos e graúdos individual e simultaneamente, o percentual desta substituição e a granulometria dos agregados leves experimentados.

Ainda por meio da Tabela 2.6, verifica-se que apenas Scotta e Giorgi (2016) não identificaram redução na resistência à compressão do concreto com a utilização de LECA. Em todas as demais pesquisas, a resistência à compressão do concreto leve foi penalizada em função do uso de LECA como agregado. O maior fator de redução de resistência à compressão foi verificado por Wegin (2012), da ordem 69,45% de minoração na resistência, onde o autor realizou substituição total de agregados miúdos e graúdos, por meio de três granulometrias distintas, avaliando concretos leves.

Dessa forma, essa significativa faixa de variação da resistência à compressão, de 0% a 69,45%, identificada na revisão de Rashad (2018), corrobora o papel fundamental que as propriedades físicas do agregado leve aliadas aos parâmetros de dosagem podem otimizar a resistência à compressão dos respectivos concretos leves.

Tabela 2.6 - Influência da utilização de agregados leves de argila expandida na resistência à compressão de concretos e argamassas

Autores	Tipo de agregado substituído	Tipo	Teor de LECA substituído (%)	Tamanho LECA (mm)	Redução (%)
Sivakumar e Kameshwari (2015)	Graúdo	Concreto	5 - 35	10	0,15 - 45,9
Priyanga <i>et al.</i> (2017)	Graúdo	Concreto	45 - 70	NA	8,67 - 28
Scotta e Giorgi (2016)	Graúdo	Concreto	10	0 - 15	0
Kumar e Prakash (2015)	Graúdo	Concreto	10 - 100	NA	0,44 - 56
Campione <i>et al.</i> (2001)	Graúdo	Concreto	100	3 - 7, 7 - 17	0,8
Salem <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 16	7,25 - 38,71
Nemes (2014)	Graúdo	Concreto	100	> 4	13 - 20
Malesev <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 15	21,2
Yoon <i>et al.</i> (2015)	Graúdo	Concreto	100	~ 10	30,1
Bocca e Rossetti (1978)	Graúdo	Concreto	100	9 - 15	39,82
Bogas e Gomes (2015)	Graúdo	Concreto	100	≤ 12,5	15,22 - 50,79
Moravia <i>et al.</i> (2010)	Graúdo	Concreto	100	≤ 19	17,23 - 35,83
Youm <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	≤ 8	19,1 - 20,65
Fenyvesi (2011)	Graúdo	Concreto	100	4 - 8	20
Shebannavar <i>et al.</i> (2015)	Graúdo	Concreto	100	4,75 - 20	25,45 - 45,32
Youm <i>et al.</i> (2016)	Graúdo	Concreto	100	≤ 8	32,8 - 35,75
Bogas e Gomes (2013)	Graúdo	Concreto	100	≤ 12,5	12,5 - 38,8
Bogas <i>et al.</i> (2012)	Graúdo	Concreto	100	≤ 12,5	36,31
Bogas <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 12	34,5 - 36,22
Khafaga (2012)	Miúdo e graúdo	Concreto	50 + 50	NA	3,4
Cavaleri <i>et al.</i> (2003)	Miúdo e graúdo	Concreto	100 + 100	3 - 7, 7 - 15	8,3
Wegian (2012)	Miúdo e graúdo	Concreto	100 + 100	2 - 4, 4 - 8, 8 - 20	37,59 - 69,45
Nováková <i>et al.</i> (2015)	Miúdo e graúdo	Concreto	100 + 100	0 - 4, 4 - 8	48,73
Abdeen e Hodhod (2010)	Miúdo e graúdo	Concreto	100 + 100	2,4 - 4,76, ≤ 25	49 - 55,97
Kumar e Prakash (2015)	Miúdo e graúdo	Concreto	100 + 100	NA	47,33 - 50,41
Shankar (2016)	Miúdo	Concreto	5 - 20	NA	1,4 - 31,24

Autores	Tipo de agregado substituído	Tipo	Teor de LECA substituído (%)	Tamanho LECA (mm)	Redução (%)
Józwiak-Niedzwiedzka (2005)	Miudo	Concreto	33,33 - 50	0 - 2	6,26 - 12,4
Munoz-Ruiperez et al. (2016)	Miudo	Argamassa	75	2 - 4, 3 - 8	41,25 - 54
Rashad (2005)	Miudo	Argamassa	100	$\leq 4,75$	15

Fonte: Rashad (2018)

Quanto à relação massa/volume, a norma NBR 8953 (ABNT, 2015) e a norma NBR 12655 (ABNT, 2015) prescrevem que os concretos leves apresentem massas específicas secas inferiores a 2.000 kg/m^3 . Enquanto a norma ACI 213R-14 (2014) normatiza que os CLEs possuam massa específica da ordem de 1.120 kg/m^3 a 1.920 kg/m^3 . A Figura 2.14 apresenta algumas valores referenciais de massa específica seca para o concreto leve, de algumas normatizações internacionais.

Figura 2.14 - Massa específica seca (normatizações internacionais)

REFERÊNCIAS NORMATIVAS	MASSA ESPECÍFICA SECA (γ_s) (kg/m^3)
- ACI 213R-03 (2003)	$1120 < \gamma_s < 1920$
- EUROCODE 2 (2007)	$900 < \gamma_s \leq 2000$
- NS 3473 E (1998)	$1200 < \gamma_s < 2200$
- CEB-FIP (1977)	$\gamma_s < 2000$
- RILEM (1975)	$\gamma_s < 2000$

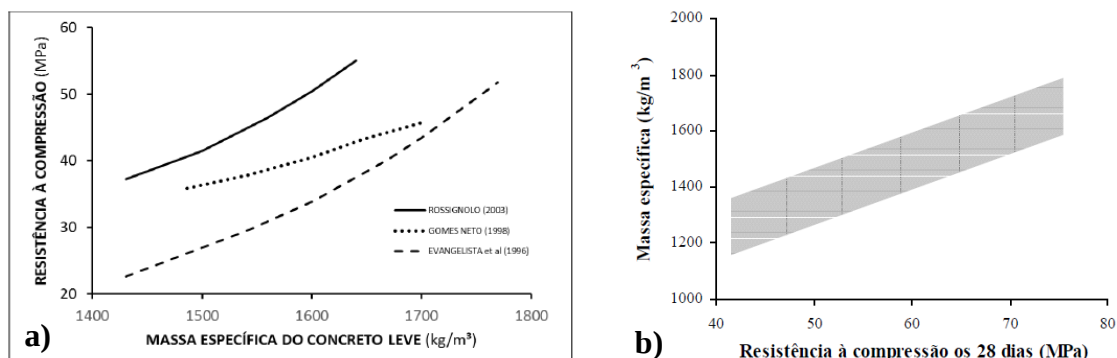
Fonte: Adaptado de Rossignolo (2009)

Para Rossignolo (2009), a argila expandida brasileira apresenta-se como uma solução promissora, técnica e economicamente viável, para a produção de concretos leves estruturais de resistência à compressão de até 50 MPa e massa específica seca da ordem de 1.400 kg/m^3 a 1.800 kg/m^3 . A Figura 2.15 ilustra o comportamento da penalização da resistência à compressão em função da obtenção de menores massas específicas, para o caso particular de concretos leves com a utilização de LECA brasileira.

A Tabela 2.1 também traz uma correlação referencial entre massa específica máxima e resistência à compressão mínima para três classes de concretos estruturais leves, definidos na NBR NM 35 (ABNT, 1995).

Gomes Neto (1998) demonstra, por meio ainda da Figura 2.15(b), que a relação entre resistência à compressão e massa específica definem uma área gráfica, ao invés de uma curva, haja vista a otimização da dosagem que pode ser obtida, principalmente, trabalhando-se no agregado leve.

Figura 2.15 - Relações entre massa específica e resistência à compressão de concretos leves estruturais com o emprego de argila expandida brasileira

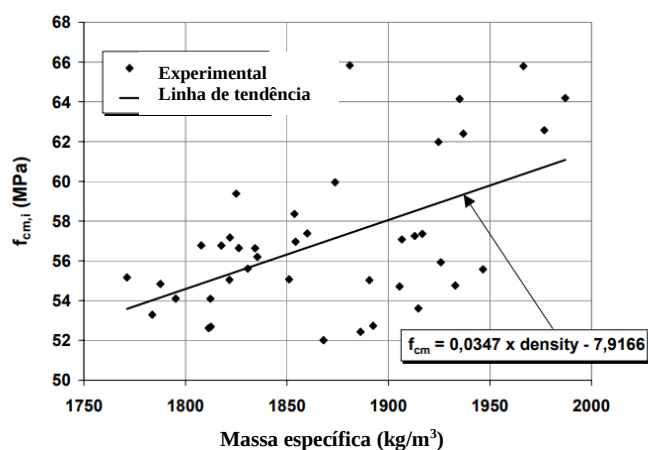


Fonte: Adaptado de Rossignolo e Agnesini (2011)

Fonte: Adaptado de Gomes Neto (1998)

Valente (2007), em seu trabalho sobre concreto leve de alta resistência com o uso de argila expandida, correlacionou a massa específica aparente do concreto com sua resistência à compressão axial, ilustrado por meio da Figura 2.16. Em seu estudo, a autora apresenta uma expressão analítica correlacionando essas duas variáveis, onde o coeficiente de correlação obtido foi de 0,53, indicando uma correlação não tão forte quanto esperado. Esse resultado pode ter sido influenciado pela ordem de grandeza numérica das duas variáveis utilizadas, como justifica a própria pesquisadora.

Figura 2.16 - Relação entre resistência à compressão e massa específica aparente



Fonte: Valente (2007)

Hassad (2018), em seu trabalho de revisão, consolidou os resultados de vinte quatro pesquisas que investigaram a influência da substituição (parcial ou total) dos agregados convencionais por agregados leves na massa específica do concreto, conforme explicitado na Tabela 2.7. Observa-se que o próprio autor, Rashad (2005), identificou uma redução de 48,6%

na massa específica aparente de uma argamassa, com a substituição de 100% do agregado miúdo convencional por agregado leve. Para os concretos, Mostafa e Hossam (2010) obtiveram uma redução de 44,4% também na massa específica aparente, por meio da substituição total de agregados miúdos e graúdos convencionais por leves.

Tabela 2.7 - Influência da utilização de agregados leves de argila expandida na massa específica de concretos e argamassas

Autores	Tipo de agregado substituído	Tipo	Teor de LECA substituído (%)	Tamanho LECA (mm)	Massa específica LECA (kg/m ³)	Redução (%)
Sivakumar e Kameshwari (2015)	Graúdo	Concreto	5 - 35	10	480	2,86 - 13,97
Lakshmi <i>et al.</i> (2017)	Graúdo	Concreto	45 - 70	NA	NA	9,71 - 19
Salem <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 16	518 (aparente)	16,36
Youm <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	≤ 8	1130 (real)	16,14 - 21,4
Yoon <i>et al.</i> (2015)	Graúdo	Concreto	100	~ 10	1.178 (real), 692 (aparente)	18,2
Fenyvesi (2011)	Graúdo	Concreto	100	4 - 8	1907	18,7 - 19,36
Malesev <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 15	113 (seca), 637 (aparente)	21
Moravia <i>et al.</i> (2010)	Graúdo	Concreto	100	≤ 19	NA	19,68 - 32
Campione <i>et al.</i> (2001)	Graúdo	Concreto	100	3 - 17	650 (aparente)	34,92
Shebannavar <i>et al.</i> (2015)	Graúdo	Concreto	100	4,75 - 20	306 (aparente)	34,22 - 36,51
Bocca e Rossetti (1978)	Graúdo	Concreto	100	8 - 16	360	42
Bogas <i>et al.</i> (2012)	Graúdo	Concreto	100	≤ 12,5	1.068 (seca), 613 (aparente)	21,1
Bogas e Nogueira (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 12	1.068 (seca), 613 (aparente)	21,73 - 25,18
Bogas e Gomes (2015)	Graúdo	Concreto	100	4 - 12	1.068 (seca), 613 (aparente)	21,2 - 24,38
Bogas <i>et al.</i> (2014)	Graúdo	Concreto	100	4 - 12	1.068 (seca), 613 (aparente)	24,3 - 24,38
Cavaleri <i>et al.</i> (2003)	Miúdo e Graúdo	Concreto	100 + 100	3 - 7, 7 - 15	NA	27,74
Wegin (2012)	Miúdo e Graúdo	Concreto	100 + 100	2 - 4, 4 - 8, 8 - 20	510	28,4 - 26,36
Abdeen e Hodhod (2010)	Miúdo e Graúdo	Concreto	100 + 100	2,4 – 4,76, ≤ 25	580 (aparente)	44,4
Shankar (2016)	Miúdo	Argamassa	5 -20	NA	1.112 (aparente)	2 - 4,8
Józwiak-Niedzwiedzka (2005)	Miúdo	Concreto	33,33 - 50	0 - 2	NA	3,4 - 4,2
Munoz-Ruiperez <i>et al.</i> (2016)	Miúdo	Argamassa	75	2 - 4, 3 - 8	358 e 300 (aparente)	32 - 36,37
Shendy (1991)	Miúdo	Concreto	100	≤ 4	650 (aparente), 600 (seca)	35,6
Konaková <i>et al.</i> (2017)	Miúdo	Argamssa	100	≤ 4	575 (aparente), 1.025 (real)	46,75
Rashad (2005)	Miúdo	Argamassa	100	≤ 4,75	627 (aparente)	48,6

Fonte: Rashad (2018)

De modo a possibilitar a comparação de desempenho de diferentes concretos, correlacionando sua resistência à compressão com a massa específica aparente, Spitzner (1994) definiu o parâmetro Fator de eficiência (FE), conforme apresentado na Equação 2.1.

$$FE = \frac{f_c}{\gamma_s} \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

FE = fator de eficiência do concreto (MPa.dm³/kg);

f_c = resistência à compressão do concreto (MPa);

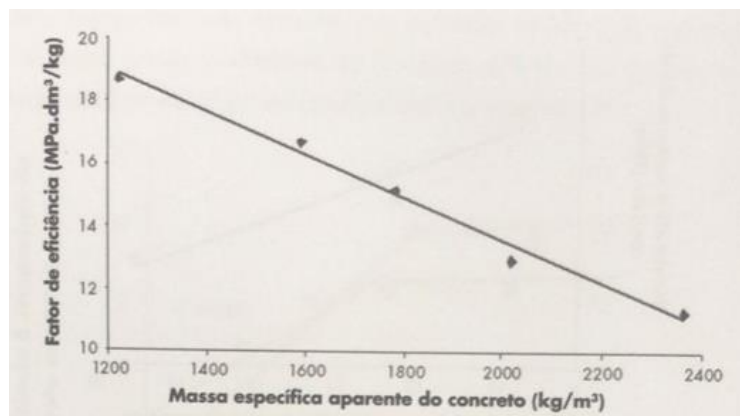
γ_s = massa específica aparente do concreto (kg/dm³).

Esse parâmetro é importante para os concretos estruturais, particularmente nos projetos em que o peso próprio da estrutura tem preponderância nas cargas permanentes, como é caso das pontes de grandes vãos, onde o mesmo pode alcançar 70% do carregamento permanente. Os concretos que utilizam LECA, de forma geral, apresentam (FE) superiores aos concretos convencionais, resguardadas condições similares de dosagem (ROSSIGNOLO, 2009).

Esse fenômeno, melhores (FE) para os concretos com LECA, fisicamente, demonstram que a diminuição de sua resistência à compressão ocorre em taxas inferiores à diminuição de sua massa específica, quando comparados aos concretos convencionais. O FE corrobora que esta diminuição de massa específica, mesmo com resistências à compressão inferiores, possibilitam o dimensionamento de elementos estruturais mais esbeltos, tornando a estrutura economicamente mais viável. Essa relação inversamente proporcional entre massa específica e fator de eficiência foi verificada por Sacht *et al.* (2007), em seus trabalhos experimentais, sendo ilustrada por meio da Figura 2.17.

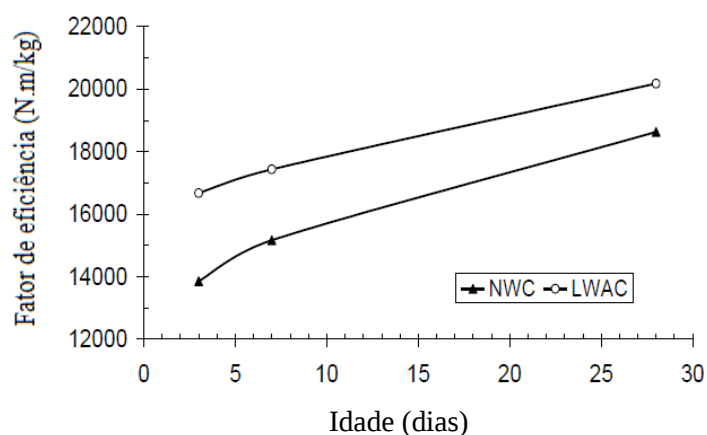
Moravia (2007), Santis e Rossignolo (2014), Verzegnassi (2015), Bernardo *et al.* (2016) e Nunes (2020) corroboraram em suas pesquisas que o emprego da argila expandida brasileira na confecção de concretos leves estruturais possibilita ganho de fator de eficiência, como pode ser exemplificado por meio da Figura 2.18.

Figura 2.17 - Relação entre o fator de eficiência e a massa específica do concreto leve



Fonte: Sacht *et al.* (2007)

Figura 2.18 - Comparação do fator de eficiência para os concretos leve (LWAC) e convencional (NWC)



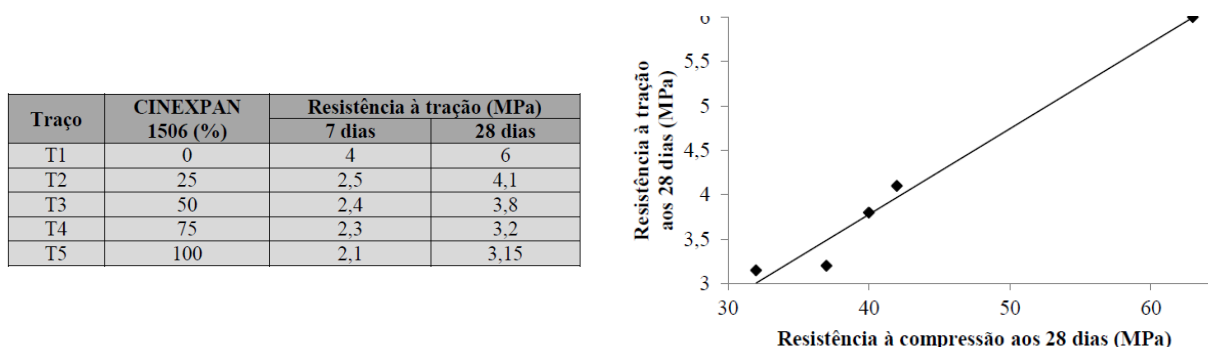
Fonte: Moravia (2007)

De forma geral, os valores de resistência à tração dos concretos leves, seja por compressão diametral ou na flexão, são inferiores aos verificados nos concretos convencionais, para níveis similares de resistência à compressão. Isso se deve ao elevado volume de vazios dos agregados leves. Para os concretos com LECA brasileira, a resistência à tração por compressão diametral varia entre 6% e 9% da resistência à compressão, enquanto a tração na flexão varia entre 8% e 11% (EVANGELISTA *et al.*, 1996; GOMES NETO, 1998; ROSSIGNOLO e AGNESINI, 2005; e ROSSIGNOLO, 2009).

Angelin (2014), em seu trabalho experimental, identificou a redução de 47,5% na resistência à tração por compressão diametral, por ocasião da substituição de 100% do agregado graúdo convencional por argila expandida (CINEXPAN 1506) de DMC 12,5 mm

(comparação entre os traços T1 e T5). Este mesmo percentual de redução foi observado para as idades de 7 dias e 28 dias. Os citados resultados estão ilustrados na Figura 2.19.

Figura 2.19 - Resistência à tração por compressão diametral do concreto leve com o uso de LECA brasileira



Fonte: Angelin (2014)

A Figura 2.20 apresenta algumas relações entre resistências à compressão e à tração, oriundas da literatura. Rossignolo (2009), por meio de suas pesquisas, verificou que as expressões analíticas apresentadas pela norma ACI 318 (2008) são as que mais se aproximam dos resultados experimentais apresentados pelos concretos com LECA brasileiro.

Figura 2.20 - Relações entre as resistências à compressão e as resistências à tração por compressão diametral e à tração na flexão para os concretos leves

Referência	Resistência à tração (MPa)		Observações
	Compressão diametral (f_{td})	Flexão (f_{ctM})	
SLATE et al. (1986)	$0,42.f_c^{0,5}$	$0,54.f_c^{0,5}$	$62 \geq f_c \geq 21$ Apenas agregado leve
ZHANG e GJΦRV (1991a)	$0,23.f_{cu}^{0,67}$	$0,73.f_{cu}^{0,5}$	-
HOFF (1991)	$0,49.f_c^{0,5}$	-	-
CEB/FIP (1977)	$0,23.f_{cu}^{0,67}$	$0,46.f_{cu}^{0,67}$	-
ACI 318 (1992)	$0,42.f_c^{0,5}$	$0,46.f_c^{0,5}$	Apenas agregado leve
ACI 318 (1992)	$0,48.f_c^{0,5}$	$0,53.f_c^{0,5}$	Areia e agregado leve

f_c = Resist. à compressão em corpos-de-prova cilíndricos (MPa);
 f_{cu} = Resist. à compressão em corpos-de-prova cúbicos (MPa).

Fonte: Rossignolo (2009)

A normatização europeia EN 1992-1-1 (2004), Eurocode 2, apresenta uma correlação para a resistência à tração por compressão diametral entre o concreto leve e o de massa específica normal, que utiliza como parâmetro de entrada a massa específica da variável

desejada, conforme verifica-se na Equação 2.2. Já Zhang e Gjorv (1991) correlacionaram a resistência à tração por compressão diametral com a resistência característica do concreto, Equação 2.3.

$$f_{ct,LWC} = f_{ct,NWC} \left(0.4 + 0.6 \frac{\rho}{2200} \right) \quad \text{Equação 2.2}$$

$$f_{ct,sp} = 0.23 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

$f_{ct,LWC}$: resistência à tração por compressão diametral do concreto leve;

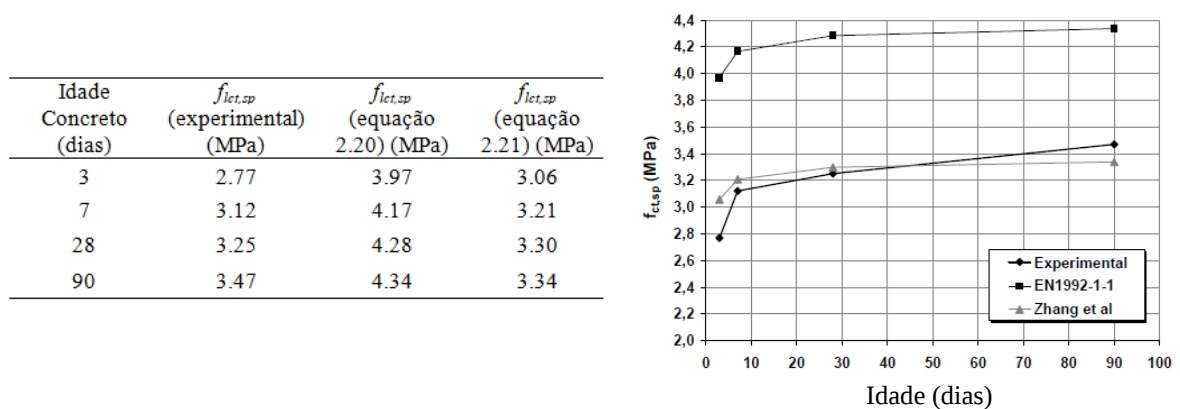
$f_{ct,NWC}$: resistência à tração por compressão diametral do concreto normal;

$f_{ct,sp}$: resistência à tração por compressão diametral (concreto leve e normal);

f_{ck} : resistência à compressão característica (concreto leve ou normal).

Valente (2007) comparou seus resultados experimentais de resistência à tração por compressão diametral com expressões analíticas, Equações 2.2 e 2.3 (ver itens 2.20 e 2.21 da Figura 2.21, respectivamente), onde verifica-se que seus resultados obtiveram melhor compatibilidade com a equação de Zhang e Gjorv (1991).

Figura 2.21 - Evolução da resistência à tração por compressão diametral do concreto com agregado leve (LECA) em diferentes idades



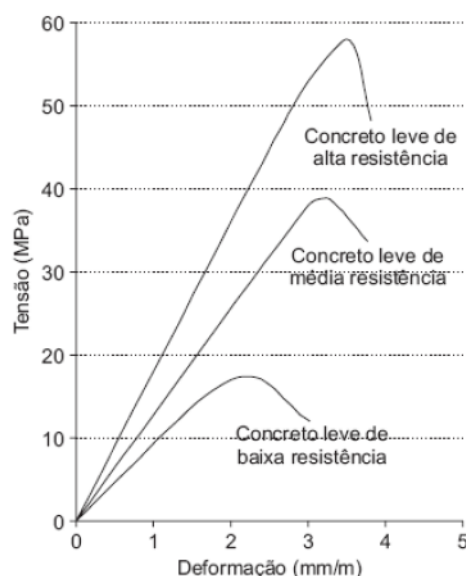
O módulo de deformação dos concretos leves varia entre 50% e 80% do módulo dos concretos convencionais, para resistências à compressão da ordem de 20 MPa a 50 MPa. Essa relação é válida inclusive para os concretos que utilizam argila expandida brasileira. A curva tensão-deformação dos concretos com LECA brasileiro indica comportamento elástico-linear até cerca de 80% do carregamento último. Enquanto nos concretos convencionais, esse valor é cerca de 60% (ROSSIGNOLO, 2009).

Zhang e Gjorv (1990) observaram que as propriedades elásticas do agregado leve e o melhoramento das propriedades da zona de transição agregado-matriz, em função da cura-interna provida pelo agregado leve, influenciam positivamente o módulo de elasticidade do concreto leve. Este melhor desempenho é caracterizando por uma maior linearidade na curva tensão-deformação quando comparado a dos concretos convencionais, para o mesmo nível de resistência mecânica. Os citados autores pontuaram, ainda, as seguintes observações:

- Diminuição da deformação última com o aumento do consumo de cimento;
- Maior linearidade da curva tensão-deformação para os concretos leves dosados com sílica ativa, quando comparados a dos que não a utilizaram. Os autores inferiram que esse fenômeno é motivado pela melhoria das propriedades da zona de transição agregado-matriz;
- A substituição parcial do agregado leve miúdo por areia natural não altera o comportamento da curva tensão-deformação; e
- A curva tensão-deformação do concreto leve é regida, em sua predominância, pelas propriedades do agregado leve.

A Figura 2.22 ilustra o comportamento da curva tensão-deformação do concreto leve para diferentes níveis de resistências, demonstrando a maior linearidade do trecho ascendente da curva com o aumento da resistência à compressão, bem como uma queda mais brusca de resistência no trecho pós-pico. Essas informações foram corroboradas para o concreto leve com o emprego de LECA brasileiro (ROSSIGNOLO, 2009). O referido autor comparou seus resultados experimentais de módulo de deformação com algumas expressões analíticas de normatizações vigentes, à época, identificando que o comportamento do concreto leve com argila brasileira se assemelhava mais às previsões da norma ACI 318 (2008), variando-se apenas o fator constante de 0,043 (ACI, 2008) para 0,049 (Rossignolo, 2005), como exemplificado na Tabela 2.8.

Figura 2.22 - Comportamento da curva tensão-deformação para o concreto leve de diferentes resistências (baixa, média e alta)



Fonte: Carrasquillo (1981)

Tabela 2.8 - Expressões analíticas para o módulo de deformação dos concretos leves

Referência	Equação	Observações
Rossignolo (2005)	$E_c = 0,049 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_c^{0,5}$ (MPa)	$f_c < 50$ MPa
ACI 318 (2008)	$E_c = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_c^{0,5}$ (MPa)	$f_c < 41$ MPa
NS 3473 (1998)	$E_c = 9,5 \cdot f_{ck}^{0,3} \cdot (\gamma/2400)^{1,5}$ (GPa)	$f_{ck} < 85$ MPa
BS 8110 Part.2 (1997)	$E_c = 1,7 \cdot (\gamma/1000)^2 \cdot f_{ck}^{0,3}$ (GPa)	-
CEB (1978)	$E_c = 1,6 \cdot \gamma^2 \cdot (f_{ck} + 8)^{0,33} \cdot 10^{-6}$ (GPa)	-

Onde: E_c = módulo de deformação; γ = massa específica (kg/m³); f_c = res. compressão (150 x 300 mm – cilíndrico); f_{ck} = res. compressão (100 x 200 mm – cilíndrico); f_{ck} = res. compressão (cubo 100 mm)

Fonte: Rossignolo (2009)

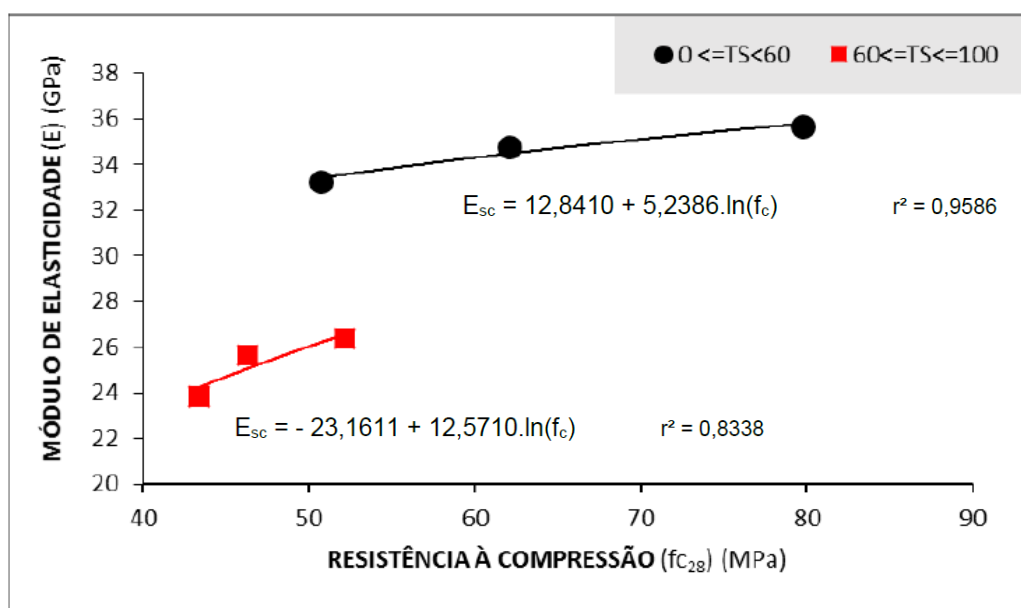
Assunção (2016) investigou o comportamento de concretos leves estruturais auto-adensáveis com a substituição do agregado graúdo natural por argila expandida brasileira, de DMC 12,5 mm, fabricante CINEXPAN – AE1506, para diferentes teores de substituição (0%, 20%, 40%, 60%, 80% e 100%). Por meio da Figura 2.23, observa-se que os resultados encontrados pelo autor para o módulo de elasticidade do concreto, para todos os teores de substituição (60%, 80% e 100%), são inferiores aos das previsões da norma ACI 318 (2008) e Rossignolo (2005), aproximando-se mais da primeira. O autor também conseguiu identificar que a correlação entre o módulo de elasticidade e a resistência à compressão varia em função do teor de argila expandida utilizada, apresentando comportamentos bem característicos para teores inferiores e superiores a 60%, de acordo com o que é mostrado na Figura 2.24.

Figura 2.23 - Comparação dos resultados experimentais e previsões analíticas para o módulo de elasticidade dos concretos leves com o uso de LECA brasileiro

CLAA _{AE} E MASSA ESPECÍFICA SECA	f _{c28} (MPa)	MÓDULO DE ELASTICIDADE (E) (GPa)		
		ACI 318R (03) $E_c = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_c^{1/2}$	Rosignolo (2005) $E_c = 0,049 \cdot \gamma^{1,5} \cdot f_c^{1/2}$	O autor (2015) $E_{sc} = -23,1611 + 12,571 \cdot \ln(f_c)$
CAA _{AE} -60 $\gamma_s = 1.986,3 \text{ kg/m}^3$	51,6	27,3	31,2	26,4
	56,8	28,7	32,7	27,6
CAA _{AE} -80 $\gamma_s = 1.899,6 \text{ kg/m}^3$	44,3	25,3	28,9	24,5
	48,4	26,5	30,2	25,6
CAA _{AE} -100 $\gamma_s = 1.750,7 \text{ kg/m}^3$	42,6	24,8	28,3	24,0
	48,4	26,5	30,2	25,6

Fonte: Assunção (2016)

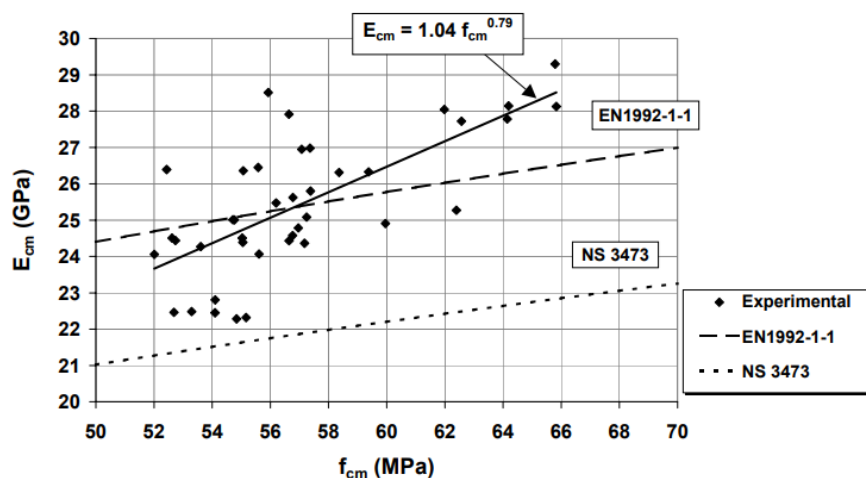
Figura 2.24 - Comportamento do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão do concreto leve com uso de LECA brasileira



Fonte: Assunção (2016)

Valente (2007) também investigou o comportamento do módulo de elasticidade em função da resistência à compressão para concretos leves de alto desempenho, (f_{cm}) variando de 52 MPa a 66 MPa. Os resultados identificados pela autora aproximaram-se significativamente das previsões da EN 1992-1-1 (2004), conforme se verifica na Figura 2.25.

Figura 2.25 - Correlação entre módulo de elasticidade e resistência à compressão



Fonte: Valente (2007)

Moravia (2007) investigou o comportamento de concretos leves com o uso de LECA brasileiro de DMC 19,0 mm, como substituição total ao agregado graúdo convencional. Nesta oportunidade, o autor verificou que o módulo de elasticidade dinâmico foi 15,94% maior que o estático para os concretos normais e 13,75% maior para os concretos leves. Para os concretos leves, os resultados experimentais foram significativamente próximos aos valores previstos pela norma ACI 318 (2008), apresentados na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Comparação entre os módulos de elasticidade estático, dinâmico e analítico

Resistência à compressão (MPa)	Tipo de Concreto	Módulo de elasticidade (GPa)		
		Estático	Dinâmico	Empírico
46,6	Concreto normal (NWC)	25,1	29,1	34,7
33,4	Concreto leve (LWAC)	16,0	18,2	16,6

Fonte: Adaptado de Moravia (2007)

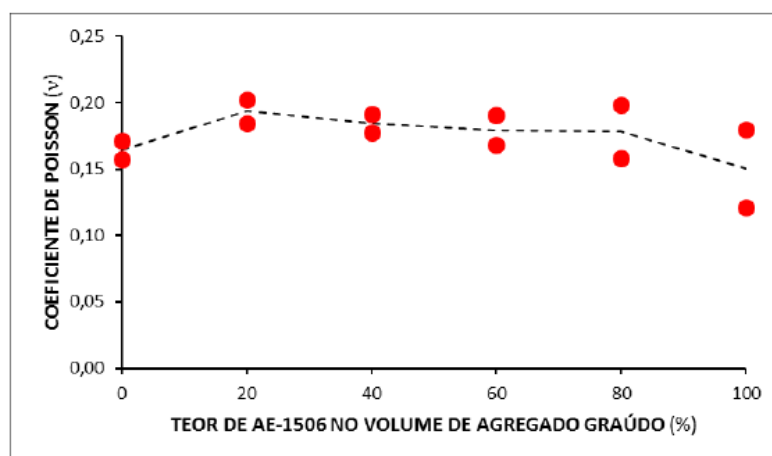
Moravia (2007) salientou, ainda, que as menores grandezas do módulo de elasticidade do concreto leve, em torno de um terço menor que os concretos convencionais, evidenciam a maior capacidade deste em absorver pequenas deformações, por exemplo as oriundas dos esforços de retração, reduzindo assim as tensões internas e formação de microfissuras, quando comparado à do concreto convencional.

A norma NBR 8522-1 (2021) esclarece que o módulo estático estimado por meio da correlação com o módulo dinâmico proporciona uma maior exatidão se comparado à metodologia de ensaio para o módulo estático. Essa particularidade é motivada pela maior

precisão do método das frequências naturais de vibração, compensando a incerteza da correlação.

Assunção (2016) também verificou o impacto da substituição da argila expandida no coeficiente de *Poisson* dos concretos leves. Para substituições da ordem de 20% a 40%, o autor identificou um coeficiente de *Poisson* médio de 0,19, sendo que com o aumento deste teor de substituição, de 60% a 100%, o coeficiente de *Poisson* médio regrediu para a ordem de 0,17. Estes resultados estão exemplificados na Figura 2.26. Deve-se observar que o autor utilizou apenas duas amostras para a obtenção do valor médio por teor de substituição.

Figura 2.26 - Influência do teor de substituição de argila expandida como agregado graúdo em função do coeficiente de *Poisson*

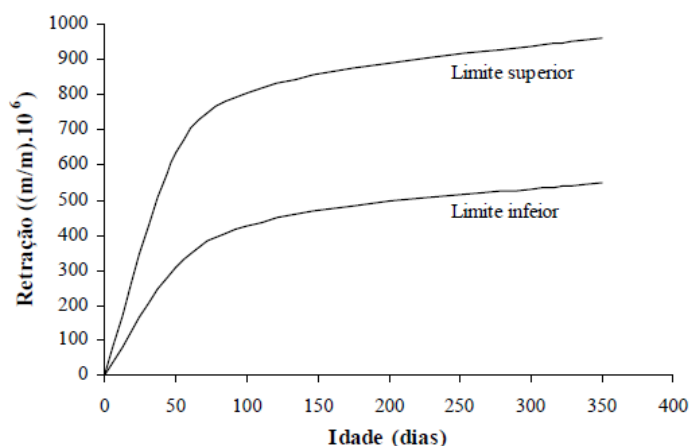


Fonte: Assunção (2016)

De forma geral, os concretos leves são mais susceptíveis à retração por secagem que os concretos convencionais. A retração dos concretos ocorre, primordialmente, pela variação volumétrica da pasta de cimento, sendo diretamente impactada pelo tipo de agregado, quantidade e qualidade do cimento. Esse fenômeno é motivado pelo baixo módulo de deformação dos agregados leves se comparado ao dos agregados convencionais, assim o agregado leve oferece menores restrições à retração da pasta de cimento (ROSSIGNOLO, 2003).

De acordo com Hoff (1991), os concretos leves apresentam retração por secagem variando entre $500 \cdot 10^{-6}$ m/m e $1.000 \cdot 10^{-6}$ m/m, conforme exemplificado na Figura 2.27. Como parâmetro de comparação, a norma NBR 6118 (2014) preconiza que a retração por secagem dos concretos armados convencionais pode ser adotado como $150 \cdot 10^{-6}$ m/m, em função da ancoragem gerada pelas armaduras.

Figura 2.27 - Faixa de variação da retração por secagem dos concretos leves



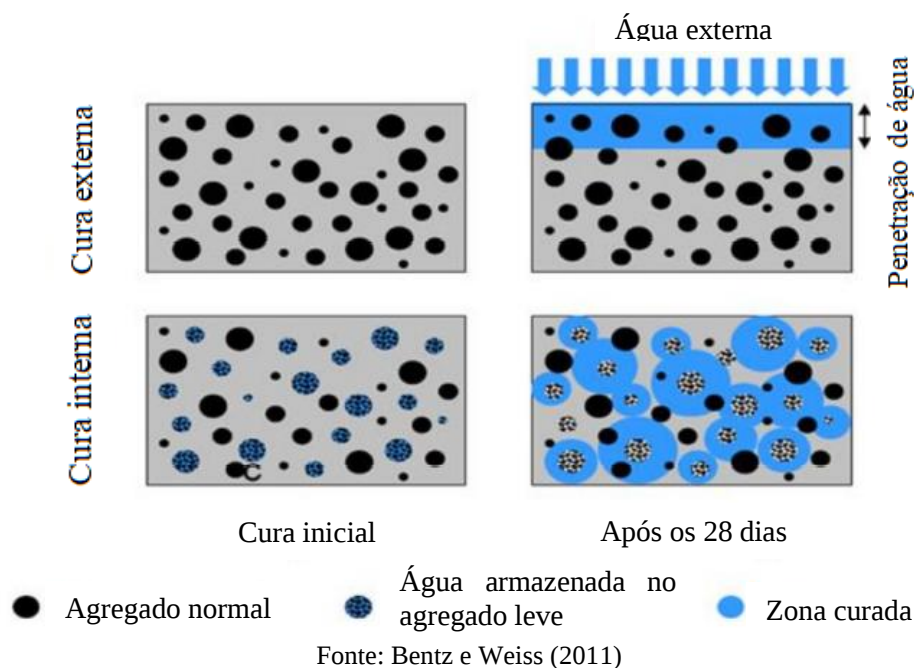
Fonte: Hoff (1991)

A cura do concreto consiste dos procedimentos necessários à manutenção dos teores de umidades, relação água/aglomerante, necessários ao desenvolvimento das reações de hidratação do material cimentício. Concretos de baixa relação água/cimento, inferiores a 0,42, não ofertam água em quantidade suficiente para a hidratação satisfatória do cimento, concluiu Huseien (2021).

Dessa forma, com o objetivo de suplementar a umidade necessária às reações de hidratação nos concretos de alto desempenho, foi desenvolvido o conceito de cura interna, onde os agentes de cura funcionam como “reservatórios” internos que liberam água gradualmente durante o processo de hidratação e evaporação no concreto. Materiais como agregados porosos, por exemplo a argila expandida, pós superfinos porosos, agregados artificiais de massa específica normal, agentes de cura química, por exemplo polímeros superabsorventes e polietilenoglicol, e fibras naturais são exemplos de agentes de cura interna (HAMZAH *et al.*, 2022).

A argila expandida, em função de sua elevada porosidade e absorção de água, quando pré-umidecida, comporta-se como um bom agente de cura interna, possibilitando a migração da umidade interna do agregado para a matriz cimentícia, por conta do gradiente de umidade gerado pelas reações de hidratação e secagem dessa matriz. Este fenômeno permite um processo de cura “de dentro para fora”, melhora a resistência e reduz a retração por secagem do concreto. A ilustração desse processo pode ser verificada por meio da Figura 2.28.

Figura 2.28 - Ilustração da diferença entre cura interna e externa



Os concretos leves com a utilização de LECA apresentam melhores propriedades térmicas que os concretos convencionais, conforme ilustrado na Figura 2.29. O ar aprisionado no interior do agregado leve diminui sua capacidade de transferência e absorção de calor quando comparado a um agregado convencional. Assim, sua menor condutividade térmica, menor coeficiente de expansão térmica e maior estabilidade dos agregados em altas temperaturas contribuem para que o mesmo seja mais resistente ao fogo, em situações de incêndio. Os concretos leves também favorecem ao isolamento térmico das edificações, podendo ser utilizados em alvenarias externas e coberturas com este fim (EUROLIGHTCON, 1998; HOLM e BREMMER, 2000; ROSSIGNOLO, 2009).

Figura 2.29 - Comparação das propriedades térmicas dos agregados leve e convencional

<i>Propriedades</i>	<i>Concreto leve</i>	<i>Concreto normal</i>
Massa específica (kg/m^3)	1850	2400
Resistência à compressão (MPa)	20 - 50	20 - 70
Calor específico ($\text{cal/g.}^\circ\text{C}$)	0,23	0,22
Condutividade térmica (W/m.K)	0,58 - 0,86	1,4 - 2,9
Difusão térmica (m^2/h)	0,0015	0,0025 - 0,0079
Expansão térmica ($\text{microstrain} \cdot 10^{-6}/^\circ\text{C}$)	9	11

Fonte: Holm e Bremmer (2000)

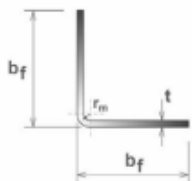
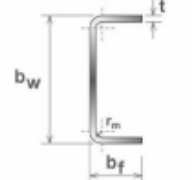
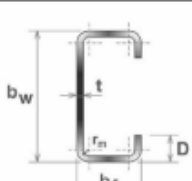
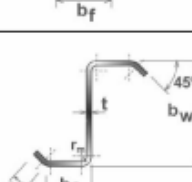
2.2 Perfis formados a frio

A norma NBR 6355 (ABNT, 2012) conceitua perfil estrutural de aço formado a frio como o obtido por dobramento, em prensa dobradeira, de tiras cortadas de chapas ou bobinas, ou por conformação contínua de matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, com ou sem revestimento, sendo que ambas as operações devem ser realizadas com o aço em temperatura ambiente.

A referida norma também padroniza uma série de seções transversais com espessura de perfil de 1,50 mm a 4,75 mm, definindo geometria, massa linear e tolerâncias de fabricação, conforme exemplificado por meio da Figura 2.30. A metodologia de fabricação dos mesmos impõe limites operacionais à espessura das chapas empregadas. Silva e Silva (2008) entendem que a espessura de 8 mm pode ser considerada como o limite superior aceitável para os perfis de aço formados a frio.

A maleabilidade das chapas finas de aço possibilita uma diversidade muito grande de seções transversais, permitindo que a geometria das mesmas possa ser explorada da melhor forma em relação aos esforços solicitantes e particularidades das soluções construtivas. Por exemplo, os perfis formados a frio duplos, em seção unicelular, também conhecidos como seção tipo caixa, devido a sua boa rigidez à torção dispensam possíveis travamentos, possuem menor área de exposição aos agentes externos, reduzindo-se serviços de pintura, bem como detém menor área de estagnação de líquidos ou detritos, reduzindo-se a probabilidade de corrosão (SILVA e SILVA, 2008).

Figura 2.30 - Perfis padronizados para o aço formado a frio

Série	Seção transversal	Designação
Cantoneira de abas iguais		L $b_f \times t$ Ex: L 50 x 3,00
U simples		U $b_w \times b_f \times t$ Ex: U 150 x 50 x 2,65
U enrijecido		Ue $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Ue 150 x 60 x 20 x 2,65
Z enrijecido a 90°		Z90 $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z90 200 x 75 x 20 x 2,25
Z enrijecido a 45°		Z45 $b_w \times b_f \times D \times t$ Ex: Z45 200 x 75 x 20 x 2,25

Fonte: Adaptado de NBR 6355 (ABNT, 2012)

Além da diversidade de seções transversais, os perfis dobrados possuem boa relação massa linear/resistência, possibilitam rapidez nas montagens, economia com transportes e içamentos e estão diretamente alinhados ao conceito da pré-fabricação. Ademais, os perfis formados a frio vêm sendo amplamente empregados em necessidades secundárias da construção civil, tais como andaimes, escoramentos, suporte para forro, divisórias, entre outras estruturas simples.

A norma NBR 14762 (ABNT, 2010), que regulamenta sobre o dimensionamento de estruturas metálicas constituídas por perfis formados a frio, estabelece que a relação entre resistência à ruptura e ao escoamento do aço deve ser maior que 1,08. Preconizado, ainda, que os valores de resistência ao escoamento e à ruptura de projeto não deverão ser superiores a 180 MPa e 300 MPa, respectivamente.

As propriedades mecânicas das seções obtidas de lâminas, chapas e barras dobradas a frio são, na maioria das vezes, substancialmente diferentes daquelas provenientes dos aços originais (virgens). Essa diferenciação ocorre devido ao encruamento do aço no processo de conformação a frio. Nele, o aço é carregado até próximo ao seu limite de escoamento, descarregado e carregado novamente. Esse processo aumenta o limite de escoamento, bem como a resistência à tração do aço, porém reduz a ductilidade do material, minorando a capacidade do mesmo de sofrer grandes deformações antes do rompimento. Esse processo, de modo geral, ocorre próximo à região de dobramento das seções. Por isso, recomenda-se que as chapas sejam conformadas com raio de dobramento adequado ao tipo de material e à sua espessura.

Em função desse encruamento, a norma NBR 14762 (ABNT, 2010) permite a substituição da tensão de escoamento do aço virgem (f_y) por uma tensão de escoamento modificada (f_{yd}).

Deve-se pontuar que uma limitação dos perfis formados a frio, em função da esbeltez de suas chapas, é a sua vulnerabilidade aos fenômenos de instabilidade devido à flambagem. Segundo Venanci (2005), projetos estruturais com o uso de aço formado a frio são altamente susceptíveis aos fenômenos de instabilidade, especialmente para o caso de barras classificadas como de paredes finas e de seção aberta, cujo comportamento de estabilidade deve ser obtido com precisão para se obter resultados seguros nos procedimentos de dimensionamento.

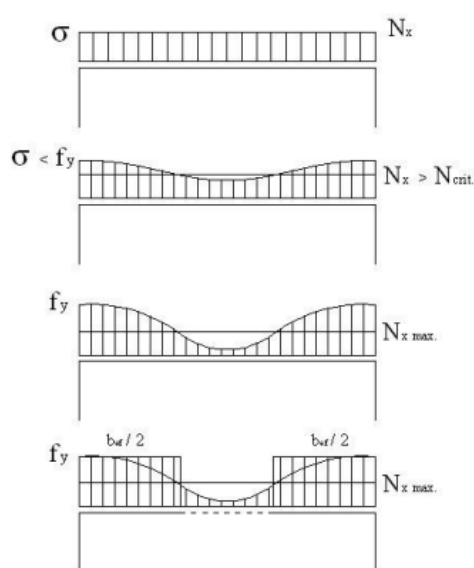
Venanci (2005) menciona ainda que a verificação das cargas críticas de flambagem, com uma maior precisão, exigem análises não-lineares realizadas por meio de métodos de elementos finitos. Com o objetivo de facilitar o emprego destes perfis de forma mais prática, porém garantindo-se fatores de segurança razoáveis, as normas utilizam métodos de cálculo simplificados, como é o exemplo do método das larguras efetivas, preconizado pela norma NBR 14762 (ABNT, 2010).

Os perfis de chapa dobrada, formados por elementos esbeltos, de elevada relação largura espessura, tornam-se susceptíveis principalmente à flambagem local. Deve-se observar que esse fenômeno não indica obrigatoriamente o fim da capacidade resistente do elemento estrutural, mas sim uma redução da sua rigidez global à deformação. Após o início dessa instabilidade, o perfil metálico atingirá seu limite último quando sua fibra mais comprimida atingir o limite de escoamento do aço (SILVA e SILVA, 2008).

O método das larguras efetivas, preconizado pela norma NBR 14762 (ABNT, 2010), pode ser interpretado em função do incremento de tensões nos perfis dobrados, da seguinte forma: inicialmente, com a aplicação gradual do carregamento, até a tensão crítica de

flambagem, a distribuição de tensões é uniforme na seção transversal do perfil; após a tensão crítica de flambagem, o perfil sofre deformação, ocorre uma redistribuição de tensões, até a resistência de escoamento do aço - f_y (nessa ocasião, os “cantos” ou apoios possuem maior rigidez à deformação, assim as maiores tensões concentram-se nas extremidades); quando os apoios atingem a tensão de escoamento do aço, o perfil alcança a sua capacidade máxima resistente. Dessa forma, a largura efetiva (b_{ef}) definirá uma área retangular, que ao carregamento máximo uniforme suportado pelos apoios, numericamente, representará a carga suportada por toda a seção transversal. A referida definição é ilustrada na Figura 2.31.

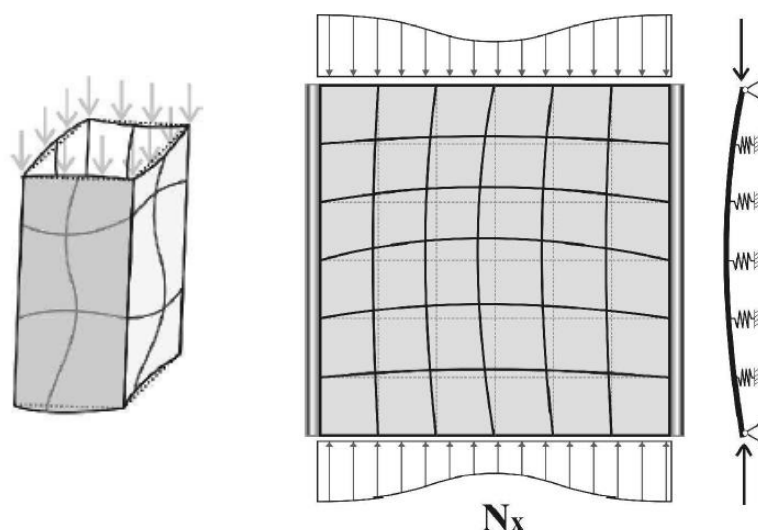
Figura 2.31 – Esquema explicativo de distribuição de tensões em perfil formado a frio



Fonte: Silva e Silva (2008)

Silva e Silva (2008) modelaram o comportamento pós-flambagem de uma chapa fina, por meio de um elemento quadrado, simplesmente apoiado nas quatro bordas, submetido a um esforço de compressão normal nos dois bordos verticais, considerando-se um sistema de grelha aplicado na referida placa. Por meio desse sistema reticulado, as barras horizontais contribuiriam para aumentar a rigidez à deformação das barras verticais comprimidas, onde as primeiras se comportariam como apoios elásticos. Assim, quanto maior a amplitude da deformação das barras comprimidas, maior será a contribuição das barras horizontais, “sistema de molas”, para restituir à grelha a sua posição inicial. Esta simplificação está ilustrada na Figura 2.32 e auxilia na compreensão das condições de contorno de cada elemento dos perfis formado a frio (alma, mesa e enrijecedor), no tocante aos seus comportamentos estruturais por ocasião das instabilidades locais.

Figura 2.32 – Perfil tipo caixa comprimido sob ação de flambagem local (à esquerda); Modelagem de uma chapa ilustrando o comportamento pós-flambagem (à direita)



Fonte: Adaptado de Silva e Silva (2008)

Dessa forma, com o objetivo de melhorar o desempenho estrutural, mais especificamente a instabilidade à flambagem local dos perfis esbeltos de aço formado a frio, os pilares mistos preenchidos se destacam como uma alternativa interessante.

2.3 Pilares mistos preenchidos

Oliveira (2008) definiu, em sua pesquisa, que elementos mistos de aço e concreto são aqueles em que o perfil de aço (laminado, soldado ou dobrado) trabalha conjuntamente com o concreto (geralmente armado) formando um único elemento monolítico (pilar, viga ou laje) ou mesmo somente uma ligação mista.

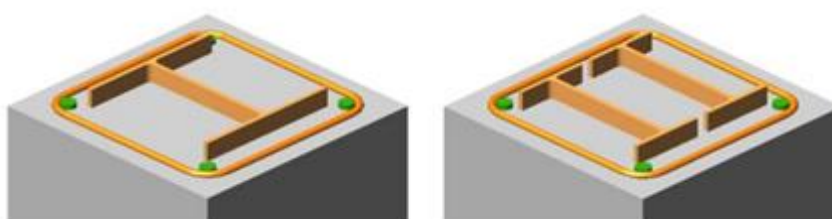
O comportamento conjunto do elemento misto é caracterizado pela transferência de tensões de cisalhamento na interface aço-concreto, que pode ser obtida por aderência natural, por atrito ou pela interação mecânica através de conectores de cisalhamento, mossas ou saliências (PEREIRA, 2017).

Segundo Queiroz e Pimenta (2001), os elementos mistos apresentam as seguintes vantagens se comparados ao concreto armado: redução de formas e escoramentos; minoração de peso próprio; e uma melhor precisão dimensional. Quando esses são comparados aos elementos estruturais formados apenas por aço, já apresentam: redução no consumo de aço e maior proteção contra incêndios e corrosões.

Analisando-se o elemento estrutural pilar misto, a sua classificação utiliza o parâmetro da disposição do concreto em relação ao perfil metálico para diferenciá-los. As pesquisas mais recorrentes vêm investigando os pilares revestidos, preenchidos e parcialmente revestidos.

Pilares mistos revestidos podem ser confeccionados com um ou mais perfis de aço, de diversos tipos (C, U, I, L, entre outros), completamente envolvidos pelo concreto, como ilustrado na Figura 2.33. O revestimento do perfil com concreto promove um incremento na capacidade resistente do perfil, pois os dois materiais trabalham em conjunto, minimizando os efeitos de flambagem (local e global) e aumentando a proteção contra incêndios e corrosão para o aço. A confecção deste tipo de pilar é trabalhosa, haja vista a necessidade de formas por ocasião da concretagem, posicionamento e fixação dos perfis e armaduras metálicas. Deve-se salientar o emprego de barras é recomendado pelas normas para se combater o fendilhamento da camada de recobrimento do concreto (OLIVEIRA, 2008; PEREIRA, 2017; GERIN, 2020).

Figura 2.33 - Pilar misto revestido



Fonte: Oliveira (2008)

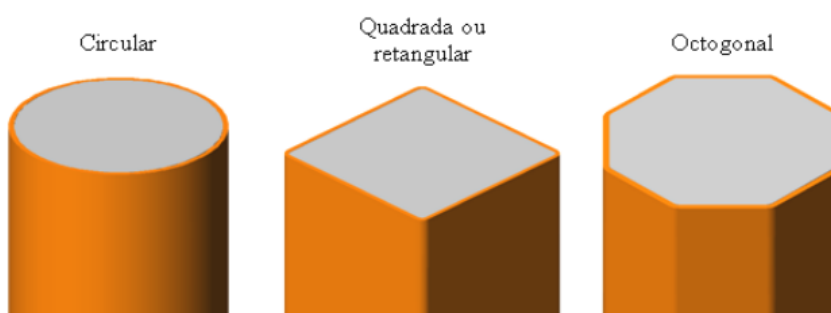
De acordo com Yin *et al.* (2006), os pilares preenchidos, se comparados aos pilares de concreto armado, não necessitam de formas e escoramentos, consequentemente, geram economia de material e mão-de-obra. Ainda como ponto positivo, devido à maior capacidade de carga quando comparado à do concreto armado, podem ser dimensionados com menores seções transversais, gerando menores carregamentos de peso próprio. Como desvantagem, os autores pontuam a menor resistência do elemento misto preenchido ao fogo, haja vista que o aço exposto resiste menos ao fogo que o concreto. A Figura 2.34 exemplifica as principais seções transversais empregadas para os pilares preenchidos.

O pilar preenchido conta também, positivamente, com o efeito de confinamento do seu núcleo de concreto, onde sua tendência de expansão transversal oriunda do efeito de Poisson é contida lateralmente pelo revestimento metálico, conferindo ao elemento misto um incremento em sua capacidade resistente. De Nardin (2003) observou, ainda, o seguinte

aspecto do confinamento provido por tubos metálicos: “A utilização de tubo de aço propicia taxa de armadura transversal superior à obtida com estribos convencionais e oferece maior grau de confinamento, pois toda a seção de concreto encontra-se confinada, o que não ocorre em caso de pilares em concreto armado.”.

A Figura 2.35 ilustra o emprego dos pilares mistos preenchidos em Hong Kong – *Quens Central Tower*.

Figura 2.34 - Principais tipos de seções transversais de pilares preenchidos



Fonte: Oliveira (2008)

Figura 2.35 - Emprego dos pilares mistos preenchidos em Hong Kong – *Quens Central Tower*: a) preenchimento do pilar; b) exemplo de utilização em edifícios

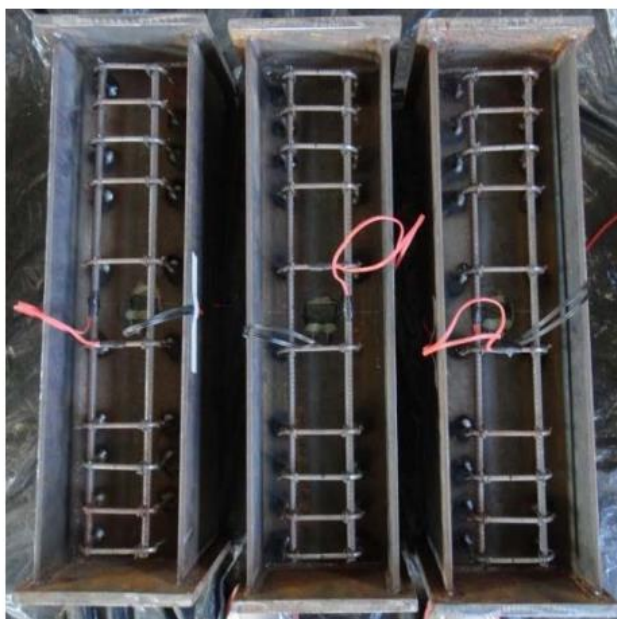


Fonte: Oliveira (2008)

Os pilares mistos parcialmente revestidos possuem um perfil metálico, geralmente de seções “I” ou “H”, trabalhando em conjunto com o concreto armado, onde a região entre as mesas é revestida com concreto, deixando a “alma” do perfil metálico completamente confinada. De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), para este tipo de pilar misto, faz-se necessário o emprego de armaduras transversais e longitudinais para garantir a integridade do concreto, especialmente prevenindo fissuras e o descolamento do concreto, bem como contribuindo para a segurança em situações de incêndio. Deve-se observar que,

quanto a este último quesito, os pilares parcialmente revestidos encontram-se em uma posição intermediária em relação aos preenchidos e revestidos. Analisando-se a praticidade executiva, a obrigatoriedade das armaduras transversais e longitudinais confere uma desvantagem se o comparamos ao pilares somente preenchidos. A Figura 2.36 exemplifica o uso das armaduras longitudinais e transversais nos pilares mistos parcialmente revestidos.

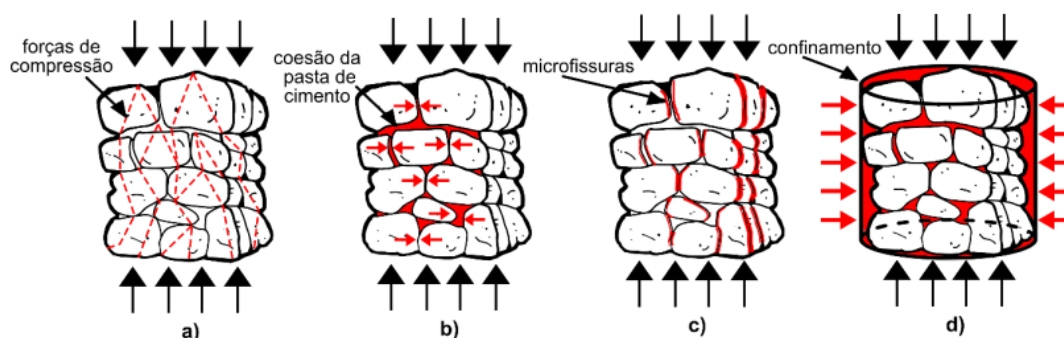
Figura 2.36- Uso de armaduras longitudinais e transversais nos pilares mistos parcialmente revestidos



Fonte: Pereira (2017)

Os pilares mistos preenchidos possuem a particularidade do núcleo de concreto ser contido lateralmente pelo encamisamento metálico. Oliveira (2008) descreve o fenômeno do confinamento, em concretos carregados uniaxialmente, da seguinte forma: os concretos de resistência convencionais são compostos por 75% de agregados de diferentes granulometrias, de modo geral, onde estes agregados compõem o “esqueleto” rígido do concreto, por onde são propagadas as forças de compressão (ver Figura 2.37(a)); a coesão proveniente da pasta de cimento do concreto é responsável por garantir o equilíbrio das componentes horizontais, neste equilíbrio de forças (ver Figura 2.37(b)); quando a coesão é superada, surgem as primeiras microfissuras entre o agregado e a matriz cimentícia (ver Figura 2.37(c)); com o aumento do carregamento, ocorre a evolução do processo de fissuração até a ruptura do concreto; por meio do confinamento, ocorre um incremento na coesão entre as partículas, aumentando assim a resistência à compressão e ductibilidade do concreto (ver Figura 2.37(d)).

Figura 2.37 - Ilustração do fenômeno de confinamento no concreto



Fonte: Gerin (2020)

Existem dois tipos de confinamento, o ativo e o passivo: no ativo, são aplicadas pressões laterais ao elemento estrutural, previamente e controladas externamente, criando uma tensão de confinamento, ao longo da aplicação do carregamento axial, cuja pressão pode ser constante ou incrementada gradualmente; o confinamento passivo é mobilizado quando o elemento estrutural já foi carregado axialmente e sofre alguma restrição a sua deformação transversal, em função de seu efeito *Poisson*.

Richart *et al.* (1928) foram os primeiros pesquisadores a identificar ganho de resistência e deformação no confinamento do núcleo de concretos confinados. Nessa oportunidade, por meio da realização de ensaios triaxiais, o autor quantificou que o ganho de resistência no concreto confinado foi de 4,1 vezes o valor da pressão lateral aplicada. Dando continuidade aos estudos de confinamento do concreto, Richart *et al.* (1929) investigaram o confinamento passivo provido por armaduras em espiral, corroborando a mesma taxa de ganho de resistência para o núcleo confinado, de 4,1 vezes a tensão lateral de confinamento.

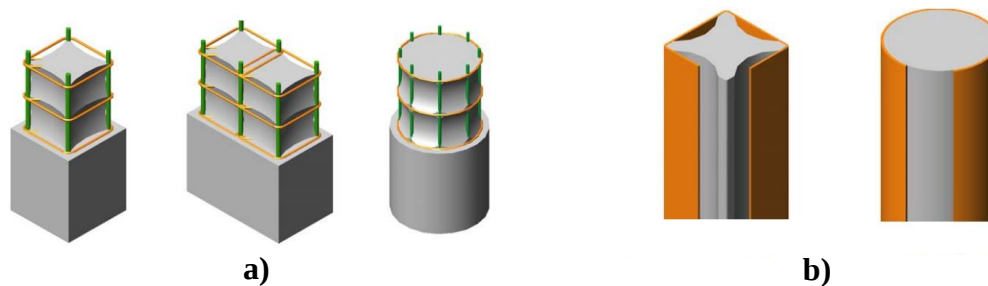
Ao longo dos últimos 100 anos, várias pesquisas foram desenvolvidas com o objetivo de aprimorar a técnica de confinamento dos núcleos de concreto, entre as mais recentes, destacam-se: Mander *et al.* (1988), Cusson e Paultre (1995), Agostini (1992), Carrazedo (2002), Johansson (2002), Lima Júnior (2003), Carneiro (2004), Oliveira (2008), Oliveira *et al.* (2009), Oliveira *et al.* (2010), Karim *et al.* (2014), Zhao *et al.* (2018), Xu *et al.* (2019), Du *et al.* (2021), Li *et al.* (2022).

O confinamento passivo do núcleo de concreto pode ser obtido com o emprego de estribos com espaçamentos reduzidos, encamisamentos por tubos metálicos ou ainda por tubos de materiais compósitos, por exemplo resinas e fibras de carbono ou vidro. Em todas as soluções, estas “armaduras transversais” submetem o núcleo de concreto a um estado triaxial de tensões. Para baixas magnitudes de carregamento, a deformação transversal do concreto é

irrelevante, não sendo suficiente para ativar os dispositivos de contenção lateral, assim os concretos confinado e não confinado possuem comportamento idêntico. Com o aumento do carregamento, aproximando-se da resistência uniaxial do concreto não confinado, o processo de microfissuração se intensifica, ocorrendo a ativação da “armadura transversal”, ou seja, ocorrência de esforços laterais de tração, os quais confinam o núcleo de concreto (OLIVEIRA, 2008).

As diferentes soluções de confinamento passivo possuem suas particularidades quanto à técnica executiva e propriedades conferidas ao núcleo confinado. Segundo Cusson e Paultre (1995), o emprego de estribos, por serem elementos descontínuos, proporcionam um nível de confinamento variável longitudinalmente no pilar. De modo que quanto menor o espaçamento entre os estribos maior será o efeito confinante, existindo um gradiente de tensões de confinamento entre os mesmos, onde a distribuição dessas tensões aproxima-se da forma de um arco, como ilustrado na Figura 2.38(a). O confinamento passivo provido por elementos contínuos, seja por tubos metálicos ou por materiais compósitos, possibilita uma distribuição mais uniforme longitudinalmente das tensões de confinamento, exemplificada na Figura 2.38(b).

Figura 2.38 – a) Ilustração de confinamento passivo provido por estribos; b) confinamento passivo provido tubos metálicos

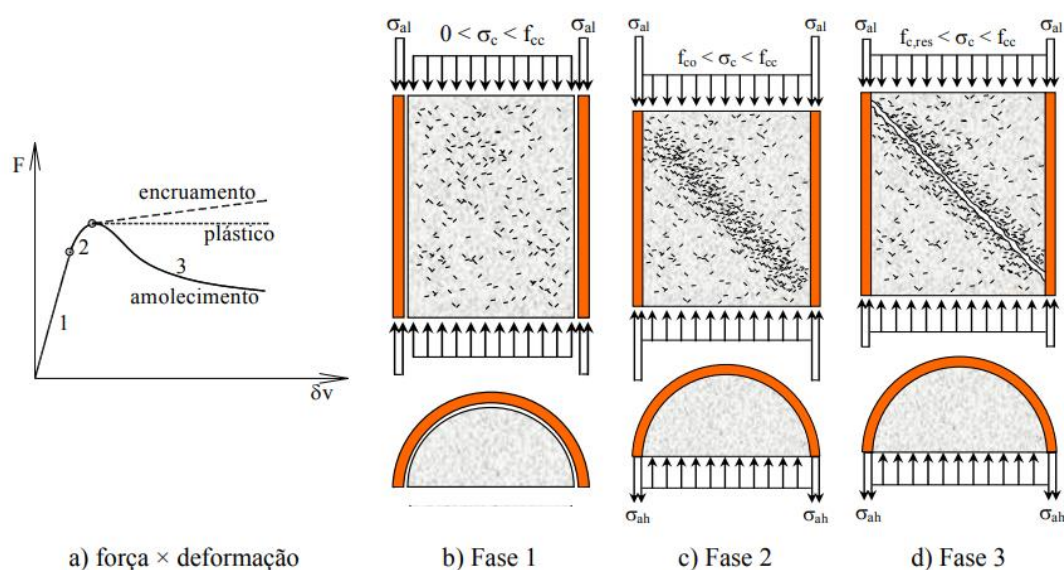


Fonte: Adaptado de Oliveira (2008)

Por meio da Figura 2.39 o confinamento passivo provido por tubos metálicos pode ser descrito em três fases: inicialmente (Fase 1), para baixos carregamentos, o fenômeno do confinamento é inexistente, haja vista que o efeito de *Poisson* do aço é maior que o do concreto convencional, assim o aço e o concreto trabalham à compressão de forma independente e proporcionalmente aos seus módulos de deformação; em um segundo estágio (Fase 2), aproximando-se da resistência à compressão uniaxial do concreto não confinado, com a evolução do processo de microfissuração, a expansão lateral do concreto ativa o confinamento provido pelo perfil tubular, a partir desse ponto, o concreto estará submetido a

um estado triaxial de tensões e o aço a um estado biaxial de tensões, até que seja atingida a resistência máxima da combinação (aço-concreto e confinamento); por fim (Fase 3), o núcleo de concreto possui seu fendilhamento restrito pelo confinamento, assim o seu cisalhamento predomina no processo de ruptura com o avanço da fissuração até a completa separação do concreto em dois blocos, nesse momento, o equilíbrio entre o atrito das porções do concreto já cisalhadas e as forças laterais confinantes irão determinar a capacidade resistente residual do pilar, caracterizando o comportamento pós-pico ou região descendente da curva (JOHANSSON, 2002).

Figura 2.39 - Comportamento esquemático (força versus deformação) para um pilar misto preenchido carregado axialmente em toda a seção

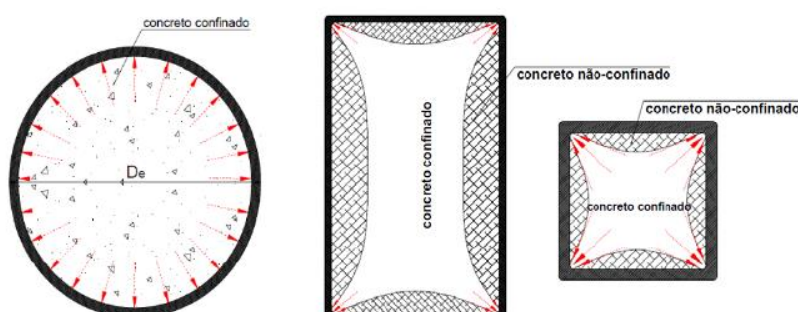


Fonte: Adaptado de Johansson (2002)

Portanto, a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos é influenciada diretamente pelas contribuições do perfil metálico e concreto de preenchimento, bem como pelo grau de confinamento do seu núcleo. Quanto a esse último, deve-se pontuar que o mesmo é influenciado por uma série de parâmetros da combinação aço-concreto, destacando-se: forma da seção transversal, resistência e deformabilidade dos materiais, esbeltez global (L/D), esbeltez local (D/t) e modo de aplicação do carregamento na seção transversal. Estes parâmetros serão discutidos a seguir.

A geometria da seção transversal desempenha um papel extremamente significativo no grau de confinamento do núcleo em pilares preenchidos. Oliveira (2008) observa que, nas seções circulares, todo o concreto está exposto a mesma magnitude de confinamento, enquanto nas seções retangulares e quadradas, as faces do perfil tubular não possuem rigidez suficiente para conter a pressão lateral proveniente da expansão do concreto, gerando uma concentração de confinamento somente na porção mais central do núcleo e nos cantos, conforme ilustrado na Figura 2.40.

Figura 2.40 - Distribuição das tensões de confinamento nas seções transversais circulares, retangulares e quadradas



Fonte: Adaptado de De Nardin (1999)

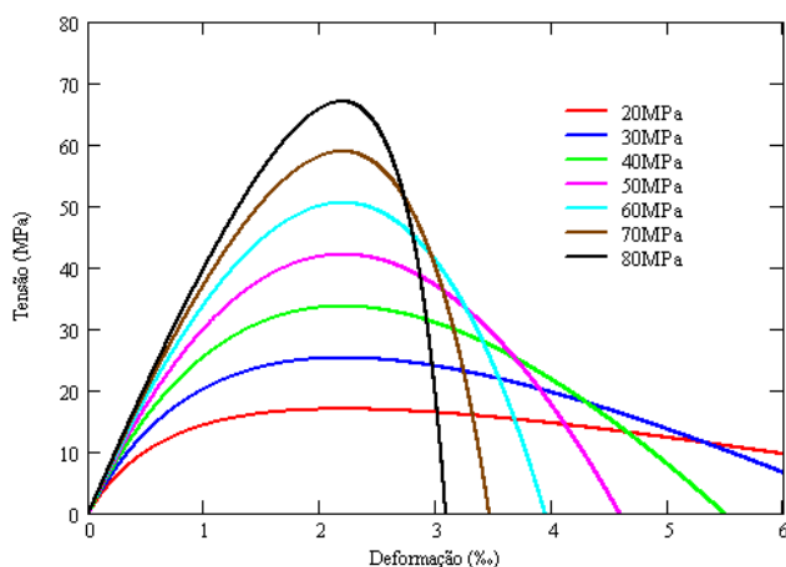
Zhong (2003), Giakoumelis e Lam (2004) e Xiao *et al.* (2012) corroboraram em seus trabalhos que o desempenho da seção circular no confinamento é superior à seção octogonal, que por sua vez é superior à seção quadrada e, por fim, a seção retangular. Os pesquisadores verificaram que a maior rigidez dos cantos favorece o fenômeno de confinamento, bem como a diminuição da relação entre as faces (D/b) em seções retangulares, aproximando-se da razão igual a um (seção quadrada). Na comparação entre as diferentes seções transversais, Susantha *et al.* (2001) quantificou ganhos médios para a resistência à compressão, em função do confinamento, da ordem 46% para seções circulares, 21% para octogonais e 15% para seções quadradas, comparando-se com a do concreto não confinado.

O efeito do confinamento do núcleo do concreto em pilares preenchidos é uma linha de pesquisa que ainda possui muitas lacunas a serem respondidas, principalmente quando são alteradas as propriedades deste núcleo, como é caso do pilar preenchido com concreto leve. A norma NBR 8800 (ABNT, 2008), que se aplica somente aos concretos de massa específica normal, considera ganho de resistência em função do confinamento somente para pilares circulares, de forma similar à especificação ANSI/AISC 360 (2016). O código Eurocode 4

(2004) também restringe o ganho de resistência em função do confinamento somente para seções circulares, entretanto, apresenta uma formulação mais complexa, levando em consideração para a quantificação do efeito de confinamento a esbeltez local (D/t) bem como a esbeltez global do pilar.

Além da geometria da seção transversal do pilar, as propriedades de resistência à compressão e deformação do núcleo de concreto, que estão intrinsicamente relacionadas, contribuem substancialmente para a capacidade resistente e modo de ruptura dos pilares mistos preenchidos. Os concretos de menores resistências tendem a apresentar maiores capacidades de deformação antes da ruptura, característica essa positiva ao efeito de confinamento. Por meio da Figura 2.41, é possível mensurar-se a variação na deformabilidade do concreto em função de sua resistência à compressão.

Figura 2.41 - Curvas (tensão *versus* deformação) para diferentes resistências de concreto



Fonte: CEB-FIP (1970)¹ *apud* Oliveira (2008)

Zhao *et al.* (2018) investigaram a influencia da variação da tensão de escoamento do aço (374,2 MPa e 462,9 MPa) e resistência à compressão do concreto (28 MPa, 39 MPa e 52 MPa) em pilares mistos preenchidos com concreto de massa específica normal. Para tensões inferiores à resistência do concreto não confinado, variando-se a resistência do aço, os autores não perceberam variações entre os protótipos, surgindo incrementos na capacidade resistente dos pilares somente a partir deste ponto. O referido achado está coerente com a literatura, haja

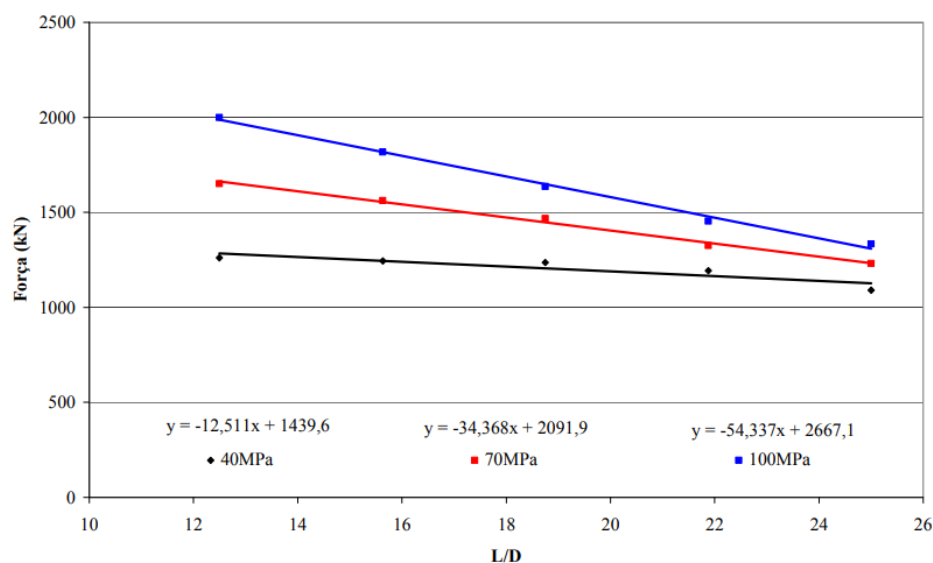
¹ COMITE EUROPEEN DU BETON (1970). International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures. Comite Europeen du Beton-Federation Internationale de la Precontrainte.

vista que a tensão lateral de confinamento é diretamente proporcional à resistência do aço e à espessura do perfil tubular. Quanto à variação da resistência do concreto, não foram observadas diferenças significativas entre as curvas força *versus* deformação antes do escoamento dos tubos de aço. A partir deste ponto, os espécimes com concreto de maior resistência atingiram a ruptura de forma precoce, sugerindo-se a obtenção de menor grau de confinamento. Oliveira *et al.* (2010), avaliando pilares mistos preenchidos para concretos de diferentes resistências, também identificaram perda no efeito de confinamento em função da maior resistência do concreto.

Du *et al.* (2021) investigaram o efeito do confinamento do núcleo do concreto leve em pilares curtos preenchidos, de seção transversal circular, em função da variação do teor de substituição do agregado graúdo convencional pelo leve (0%, 20%, 40% e 60% - xisto expandido) e espessura do perfil metálico (3 mm, 5 mm e 6 mm). Por meio dos seus resultados, os autores observaram um crescimento desproporcional entre as deformações longitudinais e transversais. Por exemplo, para o teor de 60% de substituição, as deformações longitudinais aumentaram 8% enquanto as transversais aumentaram 75%, se comparadas às do concreto sem substituição. Dessa forma, os autores concluíram que os concretos com agregados leves tendem a apresentar efeito *Poisson* superior ao de concretos convencionais, ativando precocemente a contenção lateral provida pelo perfil tubular e, consequentemente, favorecendo o confinamento do núcleo de concreto.

A relação (L/D) dos pilares mistos preenchidos, esbeltez global, também impacta diretamente a capacidade resistente do pilar e o efeito de confinamento do núcleo de concreto. Zeghiche e Chaoui (2005) investigaram o comportamento de quinze pilares mistos preenchidos de seção circular e espessura do perfil de 5,0 mm, variando-se (L/D) de (12,50 a 25,00) e a resistência do concreto não confinado de (40 MPa, 70 MPa e 100 MPa). Os autores concluíram que, para uma mesma classe de resistência do concreto, a capacidade resistente do pilar decresce com o aumento da relação (L/D). Verificou-se, ainda, que a taxa de perda da capacidade resistente do pilar, numericamente igual ao coeficiente angular das linhas de tendência apresentadas na Figura 2.42, aumenta com a resistência do concreto não confinado.

Figura 2.42 - Redução da capacidade resistente do pilar com o aumento de (L/D)

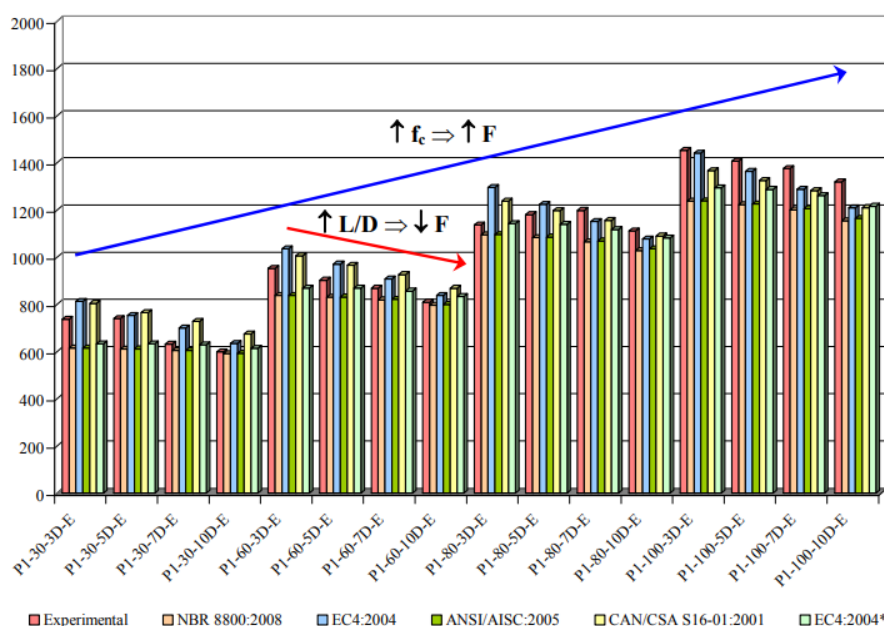


Fonte: Zeghiche e Chaoui (2005)

Oliveira (2010) investigou o comportamento de 62 pilares mistos preenchidos com concreto de massa específica normal, variando-se a espessura do perfil tubular (3,35 mm e 6,0 mm), a resistência do concreto (30 MPa, 60 MPa, 80 MPa e 100 MPa) e a esbeltez do pilares – L/D (3, 5, 7 e 10). Por meio da Figura 2.43, verifica-se que o autor também identificou, em sua pesquisa experimental, diminuição da capacidade resistente dos pilares em função do aumento de (L/D). O autor pontuou, ainda, que maiores relações de (L/D) tende a não evidenciar ganhos de capacidade resistente provenientes do confinamento do núcleo de concreto. Esta particularidade se deve ao fato de, à medida que (L/D) é aumentado, os fenômenos de instabilidade global impedem a ocorrência de deformações transversais que ativem o efeito de confinamento.

Wang *et al.* (2017), investigando pilares mistos preenchidos de (420 mm, 1.120 mm e 1.680 mm) de comprimento, com relação (L/D) de (12, 32 e 48), respectivamente, verificaram perdas de capacidade resistente de 10,2% e 24,3% para os pilares de (L/D) 32 e 48, respectivamente, comparados ao (L/D) igual a 12.

Figura 2.43 - Redução da capacidade resistente do pilar com o aumento de (L/D) e aumento da capacidade resistente do pilar com o incremento da resistência do núcleo não confinado



Fonte: Oliveira (2010)

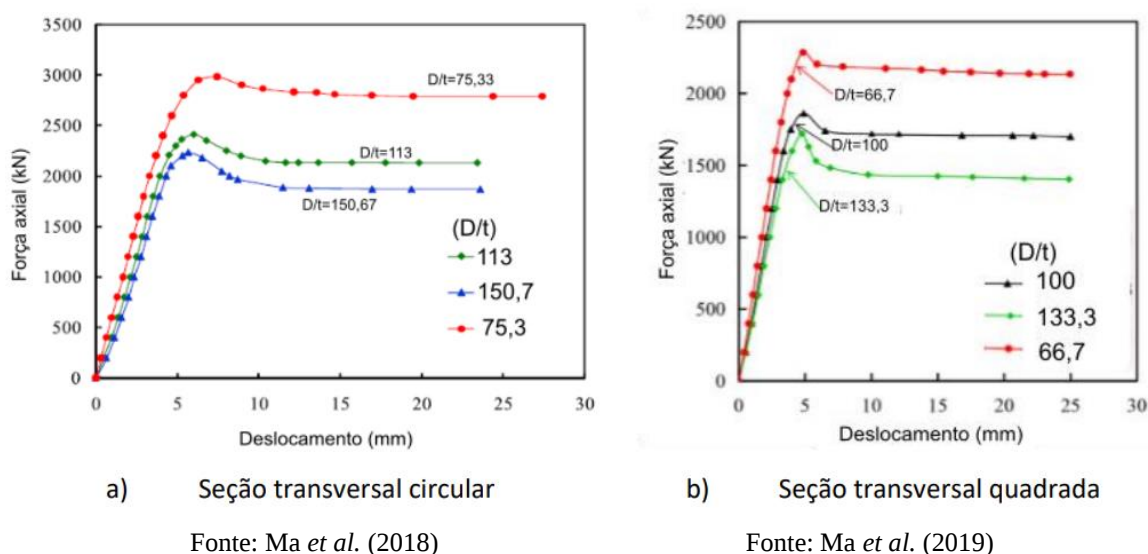
A esbeltez local, representada numericamente pela relação de (D/t) , também é um parâmetro relevante no comportamento de pilares mistos. Com o aumento desse fator, os pilares mistos preenchidos, de modo geral, sofrem redução de sua capacidade resistente, redução do grau de confinamento do núcleo de concreto e aumento da suscetibilidade do perfil tubular aos efeitos de flambagem local. Elevadas relações (D/t) implicam na ausência do efeito de confinamento (HUANG *et al.*, 2002; ZEGHICHE e CHAOUI, 2005).

Wang *et al.* (2015) investigaram o comportamento de pilares mistos preenchidos, com a substituição dos agregados naturais por resíduos de concreto, com teores de substituição de 0%, 50% e 100% e variando-se a relação $(D/t = 36 \text{ e } 51)$. Os referidos autores evidenciaram, para a relação $(D/t = 36)$, ganho na capacidade resistente dos pilares da ordem de (36,32%; 24,89%; e 29,11%), se comparado aos pilares com relação $(D/t = 51)$, para os teores de substituição de 0%, 50% e 100%, respectivamente. Ou seja, nessa pesquisa, independe da proporção do agregado natural/reciclado, o parâmetro (D/t) apresentou uma correlação forte e inversamente proporcional à capacidade resistente do pilar.

Ma *et al.* (2018) e Ma *et al.* (2019) investigaram o comportamento de pilares mistos preenchidos, de seção transversal circular ($D = 226 \text{ mm}$) e quadrada ($D = 200 \text{ mm}$), compostos por chapas finas de (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm) de espessura, variando-se o índice de esbeltez local de (75,3; 113; e 150,7 - seção circular) e (66,7; 100; e 133,3 - seção

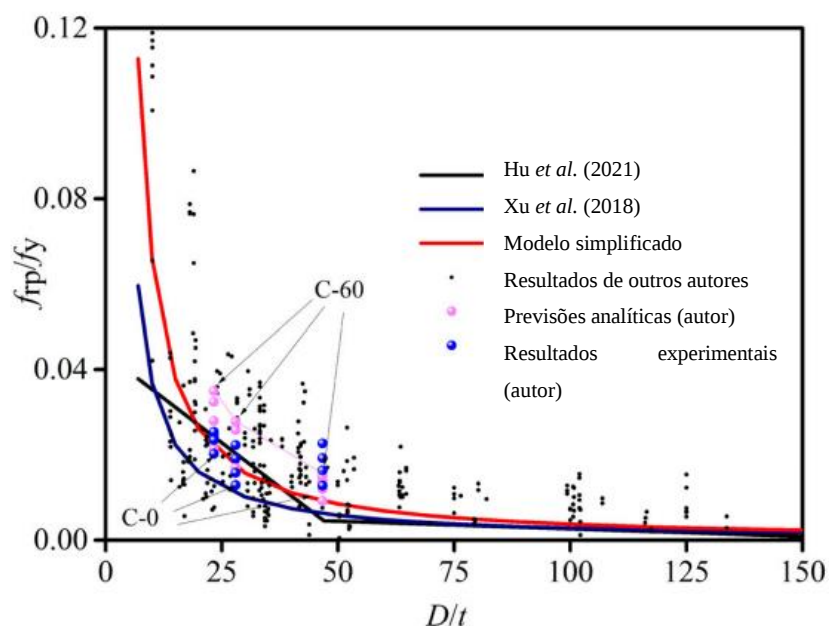
quadrada). Por meio da Figura 2.44, onde são apresentados os resultados de (força *versus* deslocamento) obtidos pelos autores, ratifica-se uma tendência comum, para ambas as seções transversais, de diminuição da capacidade resistente do pilar em função do aumento de sua esbeltez local (D/t).

Figura 2.44 - Influência da esbeltez local (D/t) na capacidade resistente de pilares mistos preenchidos – comparação entre seção transversal circular e quadrada



Com a variação da espessura dos perfis tubulares investigados por Du *et al.* (2021) em seus pilares preenchidos com concreto leve (3 mm, 5 mm e 6 mm de espessura), os autores puderam constatar também a existência de uma relação não linear entre a tensão de confinamento do núcleo de concreto e a razão (D/t), referente à esbeltez local. Os referidos autores apresentaram, por meio da Figura 2.45, uma análise comparativa entre os seus achados e alguns resultados já consolidados na literatura, pontuando-se as seguinte corroborações: a tensão de confinamento do núcleo do concreto aumenta gradualmente com a diminuição da relação de (D/t), ou seja, com o aumento da espessura do perfil metálico; entretanto, essa relação não é linear, existindo um determinado ponto (D/t) em que a taxa de crescimento do confinamento aumenta abruptamente, ou seja, existe um intervalo ótimo da razão (D/t) para otimização do confinamento do núcleo do concreto.

Figura 2.45 – Relação entre tensão de confinamento (f_{rp}/f_y) e esbeltez local (D/t)

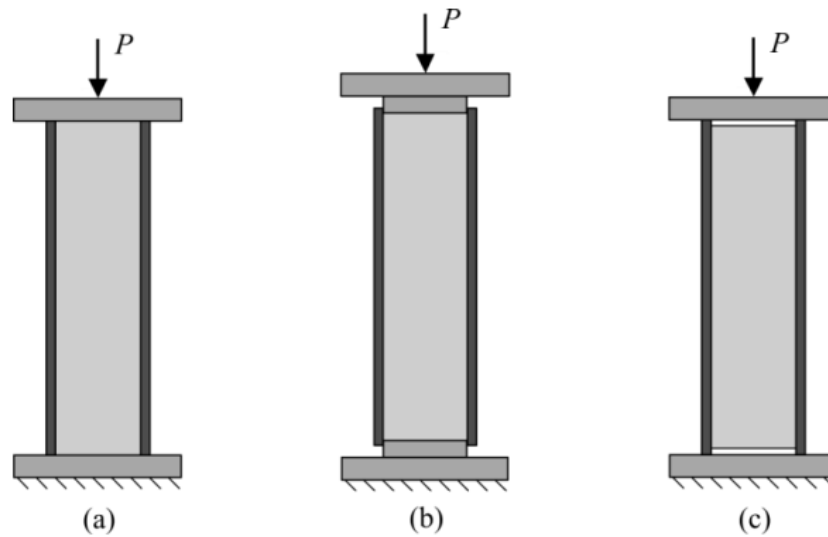


Fonte: Du *et al.* (2021)

Os pilares mistos preenchidos podem receber a aplicação do carregamento vertical de três formas distintas, onde cada uma delas desenvolve suas particularidades quanto à distribuição de tensões em seus elementos e ao confinamento do núcleo. Oliveira *et al.* (2010) explicaram que, se a força for aplicada somente no perfil tubular, exemplo da Figura 2.46(c), não haverá contato entre o aço e o concreto, tendo em vista que somente o aço estará contribuindo com a capacidade resistente da composição, ou seja, o núcleo não será confinado. Os autores ratificaram, ainda, que para a existência de efeito de confinamento, o carregamento deve ser aplicado na seção mista ou somente no núcleo do concreto. Para o primeiro caso, esquematizado na Figura 2.46(a), os autores observaram que o efeito de confinamento é pronunciado a partir do momento que a deformação transversal do núcleo de concreto é suficiente para solicitar esforços de tração, ao longo do perímetro externo, no perfil metálico. Para a aplicação externa do carregamento isoladamente no núcleo de concreto, exemplo da Figura 2.46(b), a mobilização do fenômeno de confinamento ocorre já nas primeiras etapas do carregamento.

Entretanto, deve-se ressaltar que, mesmo apresentando melhor desempenho no efeito de confinamento, a aplicação do carregamento somente no núcleo do concreto não se configura como uma solução técnica-construtiva razoável, pois desconsidera a significativa contribuição do aço na capacidade resistente do pilar, descaracterizando o conceito de pilares mistos.

Figura 2.46 - Formas de aplicação do carregamento em pilares mistos preenchidos



Fonte: Johansson (2002)

2.3.1 Comportamento pós-pico de pilares preenchidos

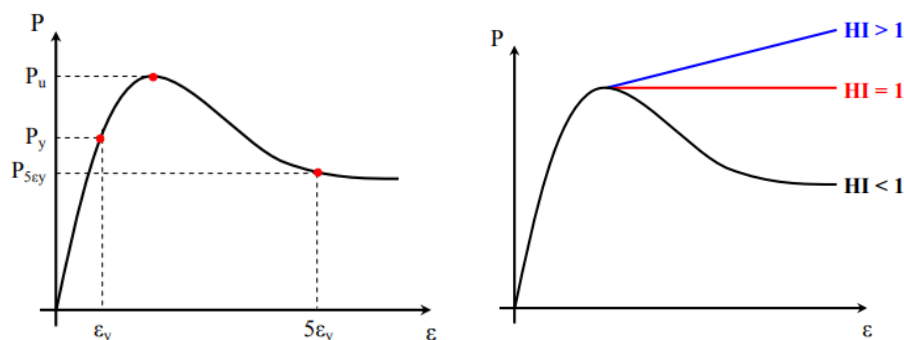
Para a análise do comportamento pós-pico dos pilares mistos preenchidos, Cai *et al.* (1996) propuseram a definição de índice de confinamento, aqui expresso pela variável “ θ ” e apresentado na Equação 2.4. Nessa equação, (A_a) e (A_c) são as áreas das seções transversais do aço e do concreto, respectivamente, (f_y) é a resistência ao escoamento do aço e (f_{ck}) é a resistência não confinada à compressão do concreto, obtida por meio de corpos de prova cilíndricos.

$$\theta = \frac{A_a \cdot f_y}{A_c \cdot f_{ck}} \quad \text{Equação 2.4}$$

Com a evolução do estado d’arte para essa linha de pesquisa, Johansson (2002) apresentou o conceito de índice de endurecimento (HI), conforme Equação 2.5, onde (P_y) é a força de escoamento do pilar, correspondendo ao ponto da curva (força *versus* deformação) em que o comportamento torna-se não linear, e ($P_{5\epsilon_y}$) é a força correspondente a cinco vezes a deformação de escoamento. A referida definição está ilustrada graficamente na Figura 2.47.

$$HI = \frac{P_{5\epsilon_y}}{P_y} \quad \text{Equação 2.5}$$

Figura 2.47 – Comportamento pós-pico de pilares mistos preenchidos (definição de HI)

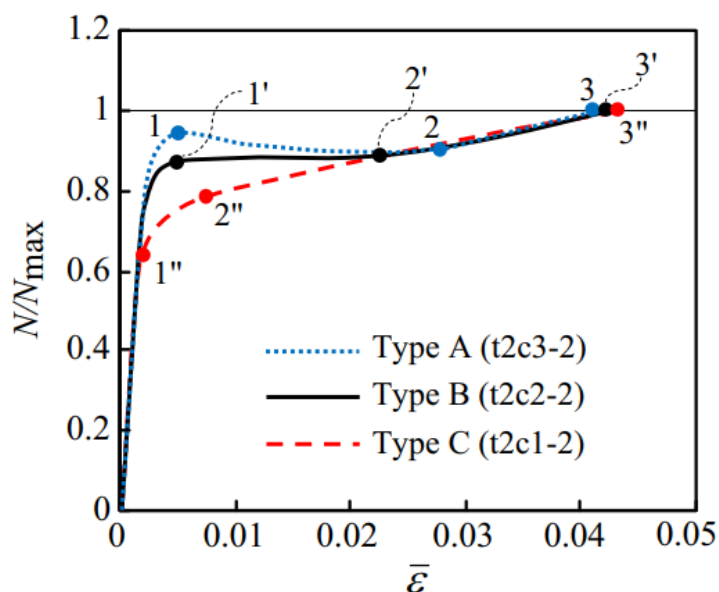


Fonte: Adaptado de Oliveira (2008)

Segundo Johansson (2002), o comportamento da região descendente nas curvas (força *versus* deformação), em pilares mistos preenchidos, pode apresentar-se de três modos distintos, de acordo com o índice de endurecimento (HI): pilares com ($HI < 1$) tendem a apresentar comportamento elasto-plástico com amolecimento ou encruamento negativo (perda de capacidade resistente); pilares com ($HI = 1$) e valores próximos tendem a comportar-se em um regime elasto-plástico perfeito, com deformações longitudinais excessivas, porém com a manutenção da força última; e pilares com ($HI > 1$) geralmente possuem comportamento elasto-plástico com endurecimento ou encruamento positivo (ganho de capacidade resistente).

Ye *et al.* (2016) investigaram o efeito da variação do índice de confinamento ($\theta = 0,678; 0,961; \text{ e } 1,376$), em pilares mistos preenchidos de seção transversal circular (diâmetro de 165 mm) e comprimento de 615 mm. Por meio da Figura 2.48 observa-se que na curva tipo “A”, de menor índice de confinamento, a partir do ponto (1), ocorre uma perda de resistência, seguida de um ganho quase que linear (ponto 2 ao 3) até atingir resistência máxima. Na curva tipo “B”, com índice de confinamento próximo da unidade, após o ponto (1’), o pilar sofre uma deformação excessiva sem ganho de resistência (ponto 1’ a 2’), apresentando a partir daí um ganho quase que linear. Por fim, a curva tipo “C”, com maior índice de confinamento, apresenta um trecho de ganho de resistência não linear (entre os pontos 1” e 2”), seguindo de um trecho de linearidade até a resistência máxima (3”). Deve-se observar que o gráfico ora em análise foi construído com a parametrização da variável capacidade de carga (N) pela carga máxima do pilar ($N_{\max}$). Dessa forma, a Figura 2.48 representa a região pré-pico, onde predominam os fenômenos de confinamento.

Figura 2.48 - Curvas (força axial versus deformação) para pilares curtos preenchidos



Fonte: Ye *et al.* (2016)

Quanto à resistência última dos pilares mistos preenchidos, Oliveira (2008) utilizou a força correspondente à deformação longitudinal de 30‰. Ye *et al.* (2016) e Wang *et al.* (2017) observaram que deformações acima de 10‰ já indicam um estado de deformação excessiva do núcleo de concreto e flambagem local do perfil tubular, ou seja, a utilização de deformações muito excessivas não ofereceriam aplicabilidade estrutural.

2.3.2 Dimensionamento normalizado

2.3.2.1 Generalidades

Neste subtópico, são apresentadas as metodologias de cálculo vigentes para definição da capacidade resistente de projeto dos pilares mistos preenchidos, de seção transversal retangular, segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), o código Eurocode 4 (2004) e a especificação ANSI/AISC (2016). O objetivo almejado neste detalhamento é possibilitar a discussão futura dos resultados previstos por essas normativas, em função das variáveis aqui investigadas, por meio da comparação com os resultados experimentais. A escolha das referidas normatizações deveu-se à aplicabilidade da norma NBR 8800 (ABNT, 2008) em território brasileiro, bem como a notoriedade do código Eurocode 4 (2004) e da especificação ANSI/AISC (2016) nas diversas publicações acadêmicas internacionais.

Quanto à aplicabilidade das normas em pauta no que diz respeito à resistência dos materiais, conforme apresentado na Tabela 2.10, observa-se que tanto o aço quanto o concreto

leve investigados nesta pesquisa enquadram-se nas referidas faixas. Deve-se pontuar apenas que a resistência à compressão do concreto utilizada foi o (f_{cm}), entretanto o mesmo foi tratado estatisticamente com grau de confiança de 95%. Ainda quanto aos limites de aplicabilidade das normas, referente aos materiais, cabe a ressalva de que a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), em seu Anexo “P” – Pilares mistos de aço e concreto, restringe sua utilização para concretos de “densidade normal”, de forma similar ao código Eurocode 4 (2004). Entretanto, na especificação ANSI/AISC, revisada em 2016, não foi identificada esta prescrição.

Tabela 2.10 - Limites de aplicabilidade das normas em relação à resistência dos materiais

Norma	Concreto (MPa)	Aço (MPa)
NBR8800 (2008)	$20 \leq f_{ck} \leq 50$	$250 \leq f_y \leq 450$
Eurocode 4 (2004)	$20 \leq f_{ck} \leq 60$	$235 \leq f_y \leq 460$
ANSI/AISC 360 (2016)	$21 \leq f_{ck} \leq 70$	$290 \leq f_y \leq 400$

Fonte: Próprio Autor

Para a determinação da capacidade resistente dos pilares, foram empregados os dados referentes às propriedades mecânicas dos materiais obtidos experimentalmente nesta pesquisa. Na ausência de algum parâmetro, foram utilizadas as prescrições nominais de cada norma.

Por meio da Tabela 2.11 são apresentados, ainda, os parâmetros de aplicabilidade das normas em análise para as instabilidades global e local, respectivamente, onde: (λ_0 e $\bar{\lambda}$) é o índice de esbeltez relativa do pilar; ($k \cdot L$) é o comprimento de flambagem do pilar; (r_t) é o raio de giração da seção transversal íntegra do pilar; (t) é a espessura do perfil metálico; (b) é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular; (f_y) é a tensão de escoamento do aço; e (E_a) é o módulo de elasticidade do aço.

Tabela 2.11 – Recomendações normativas para limites de esbeltez global e espessura mínima (t) para evitar a instabilidade local

Norma	Recomendação	
	Instabilidade Global	Instabilidade Local
NBR8800 (2008)	$\lambda_0 \leq 2$	$t \geq \frac{b}{2,26} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_a}}$
Eurocode 4 (2004)	$\bar{\lambda} \leq 2$	$t \geq \frac{b}{52} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{235}}$
ANSI/AISC 360 (2016)	$\frac{k \cdot L}{r_t} < 200$	$t \geq \frac{b}{2,26} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E_a}}$

Fonte: Próprio Autor

Quanto à instabilidade global, todos os pilares investigados nesta pesquisa são adequados aos parâmetros definidos nas três normas. Enquanto para a instabilidade local, somente o perfil metálico de espessura igual a 3,0 mm obedece às prescrições das referidas normas. A escolha dos perfis aqui investigados, com espessuras variáveis (1,5 mm, 2,0 mm e 3,0 mm) e chapas finas de aço formado a frio, teve como premissa avaliar o comportamento desta faixa de espessura, que compreende o limite de aceitabilidade das normas para o fenômeno de flambagem local.

Nos próximos tópicos, as particularidades de cada norma são pormenorizadas.

2.3.2.2 NBR 8800:2008

O anexo “P” desta normativa é dedicado exclusivamente ao dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto, onde são contemplados os pilares mistos de seções transversais parcialmente e totalmente revestidos e com seções preenchidas de concreto, submetidos à compressão axial ou flexo-compressão.

Para pilares preenchidos, a norma prescreve sua aplicabilidade somente para perfis tubulares de seção transversal circular e retangular, bem como pontua seu emprego somente para concretos de densidade normal. Para essa última observação, deve-se pontuar a inexistência de norma brasileira para pilares mistos preenchidos com concreto leve estrutural.

O método simplificado ora detalhado prevê as seguintes hipóteses básicas: interação completa entre o aço e o concreto; as imperfeições iniciais do pilar são compatíveis às existentes nos perfis metálicos que o compõem, por ocasião da execução dos ensaios de compressão axial do aço; e a flambagem local para força axial e momento fletor não pode configurar-se como um estado limite último predominante. Quanto às hipóteses básicas, reitera-se, mais uma vez, que somente o perfil de espessura de 3,0 mm obedece às prescrições de espessura mínima, no que diz respeito aos fenômenos de flambagem local.

O método simplificado ainda exige observância aos seguintes limites de aplicabilidade, para os pilares mistos preenchidos: existência de dupla simetria e seção transversal constante; preenchimento com concreto de densidade normal; e fator de contribuição do aço, definido conforme Equação 2.6, dentro da seguinte faixa ($0,2 < \delta < 0,9$). Na Equação 2.6, (A_a) é a área da seção transversal do perfil tubular, (f_y) é a tensão de escoamento aço e ($N_{pl,Rd}$) é a força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto preenchido à plastificação total.

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd}} \quad \text{Equação 2.6}$$

Ainda quanto aos limites de aplicabilidade para pilares mistos preenchidos, a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) prescreve que: a esbeltez relativa do pilar não pode ser superior a dois ($\lambda_0 \leq 2$); pilares preenchidos podem ser confeccionados sem armadura longitudinal adicional, exceto para situações particulares em condições de incêndio previstas na norma NBR 14323 (ABNT, 2013); a relação entre altura e largura das seções transversais retangulares deve estar entre 0,2 e 5,0; e quando a concretagem for realizada com o pilar já montado, deve-se garantir que o perfil metálico, isoladamente, resiste às solicitações de projeto antes de o concreto atingir 75% de sua resistência característica à compressão.

A normativa ora analisada define a força axial resistente de cálculo (N_{Rd}) de pilares mistos, axialmente comprimidos e sujeitos à instabilidade por flexão de acordo com a Equação 2.7, onde: (χ) é o fator de redução associado à resistência à compressão, em função do índice de esbeltez reduzido do pilar (λ_0); e ($N_{pl.Rd}$) é a força axial de compressão resistente de cálculo, da seção transversal, à plastificação total. O fator de redução (χ) pode ser calculado segundo a Equação 2.8.

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{pl.Rd} \quad \text{Equação 2.7}$$

$$\chi = \begin{cases} 0,658^{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 \leq 1,5 \\ \frac{0,877}{\lambda_0^2}, & \text{se } \lambda_0 > 1,5 \end{cases} \quad \text{Equação 2.8}$$

O índice de esbeltez reduzido por sua vez pode ser calculado de acordo com a Equação 2.9. O referido parâmetro dependerá também do cálculo da força axial de compressão resistente à plastificação total ($N_{pl.R}$), valor característico, e da força axial de flambagem elástica (N_e), calculados por meio das Equações 2.10 e 2.11, respectivamente.

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_e}} \quad \text{Equação 2.9}$$

$$N_{pl.R} = f_y \cdot A_a + \alpha \cdot f_{ck} \cdot A_c \quad \text{Equação 2.10}$$

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{Equação 2.11}$$

Na Equação 2.10, para a variável (α) adota-se o valor de 0,95 para seções tubulares circulares e 0,85 para retangulares. Essa diferenciação considera ganho de resistência do núcleo de concreto em função do efeito de confinamento somente para as seções transversais circulares.

Na Equação 2.11, o fator $(EI)_e$ é a rigidez à flexão da seção transversal mista, calculada através da Equação 2.12, enquanto o fator (KL) é o comprimento de flambagem do pilar, que depende do seu comprimento real (L) e do fator (K) , esse último variável de acordo com as condições de contorno das extremidades do pilar, conforme ilustrado na Figura 2.49. Nos ensaios de compressão axial dos protótipos realizados nesta pesquisa, adotou-se configuração do tipo (b) – Figura 2.53, engaste na base e rotação livre e translação impedida no topo. Essa configuração foi possibilitada por meio do emprego de uma rótula utilizada na extremidade superior dos protótipos.

$$(EI)_e = E_a.I_a + 0,6.E_c.I_c \quad \text{Equação 2.12}$$

Na Equação 2.12, (I_a) é o momento de inércia da seção transversal do perfil tubular, (I_c) é o momento de inércia da seção transversal do concreto não fissurado, (E_a) é o módulo de elasticidade do aço e (E_c) é o módulo de elasticidade do concreto.

Deve-se observar que, nesta pesquisa, para comparação com as capacidades resistentes experimentais, na Equação 2.10, não foram utilizados os coeficientes de minoração das resistências do concreto e do aço ($\gamma_a = 1,15$ e $\gamma_c = 1,40$). Esse procedimento também foi adotada nas demais normativas verificadas nesta pesquisa.

Figura 2.49 - Coeficiente de flambagem por flexão de elementos isolados

A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 Rotação e translação impedidas  Rotação livre, translação impedida  Rotação impedida, translação livre  Rotação e translação livres					

Fonte: NBR8800 (ABNT, 2008)

2.3.2.3 EUROCODE 4: 2004

A Norma Europeia EUROCODE 4 (BS EN 1994-1-1:2004), em seu tópico 6.7.3.2, para pilares mistos preenchidos possibilita a não utilização do fator de redução da resistência do concreto de (0,85). A referida Norma considera o efeito de confinamento, nas seções transversais circulares, quando a esbeltez relativa ($\bar{\lambda}$) é menor que 0,5 e a excentricidade do carregamento limitar-se a (e/d) menor ou igual a 0,10, onde (e) é a excentricidade e (d) é o diâmetro da seção transversal circular. Todavia, para as demais seções transversais não se considera ganho de resistência em função do confinamento do núcleo de concreto.

Assim, a força axial resistente de cálculo à plastificação total da seção transversal do pilar misto preenchido de seção retangular pode ser obtida por meio da Equação 2.13, onde o fator de redução da resistência do aço (η_a), para o caso de excentricidade igual a zero ($e = 0$), pode ser obtido pela Equação 2.14.

$$N_{pl.Rd} = \eta_a \cdot \frac{f_y \cdot A_a}{\gamma_a} + \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} \quad \text{Equação 2.13}$$

$$\eta_a = 0,25 \cdot (3 + 2 \cdot \bar{\lambda}) \leq 1 \quad \text{Equação 2.14}$$

O índice de esbeltez relativa ($\bar{\lambda}$), apresentado na Equação 2.14, deve ser calculado da mesma forma que na norma NBR 8800 (ABNT, 2008), de acordo com a Equação 2.9, com o único cuidado de utilizar o coeficiente ($\alpha = 1$).

Por fim, obtém-se a capacidade resistente do pilar (N_{Rd}), de forma similar à norma NBR 8800 (ABNT, 2008), utilizando-se a mesma Equação 2.7, entretanto a metodologia de cálculo do fator de redução (χ) é particular, conforme apresentado na Equação 2.15, onde o parâmetro (ϕ) pode ser obtido através da Equação 2.16.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 + \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad \text{Equação 2.15}$$

$$\phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad \text{Equação 2.16}$$

O parâmetro (ϕ) é função do índice de esbeltez relativa do pilar ($\bar{\lambda}$) e do fator de imperfeições (α). Esse último é uma prescrição do EUROCODE 3 (2005) e descreve as curvas de resistências à compressão, correspondentes ao tipo de perfil de aço (geometria e resistência), considerando-se suas imperfeições iniciais. Para pilares mistos preenchidos, compostos por aço formado a frio, ($\alpha = 0,49$).

2.3.2.4 ANSI/AISC 360: 2016

Quanto à aplicabilidade desta Norma no que concerne à resistência dos materiais, a mesma preconiza que: a resistência à compressão do concreto de densidade normal deve estar compreendida entre 21 MPa e 69 MPa, enquanto o concreto leve deve possuir resistência de 21 MPa a 41 MPa; a tensão de escoamento do aço estrutural da seção mista não pode ser superior a 525 MPa; os vergalhões ou barras de aço longitudinais adicionais podem ter tensão de escoamento até 550 MPa.

A especificação ANSI/AISC 360 (2016), para pilares mistos preenchidos, apresenta ainda as seguintes limitações para seu emprego: a área da seção transversal de aço deve corresponder a pelo menos 1% da seção transversal da seção composta; não há a obrigatoriedade do uso de armaduras longitudinais adicionais; e os pilares mistos devem ser classificados de acordo com sua esbeltez local em compactos, não compactos e esbeltos, cuja classificação indica a metodologia de cálculo para cada tipologia.

Os limites da relação (b/t) preconizados pela normativa em análise estão apresentados na Figura 2.50, onde: (b) é maior dimensão da seção transversal paralela aos eixos de simetria; (t) é a espessura do perfil tubular; (E) é o módulo de elasticidade do aço; e (F_y) é a tensão de escoamento do aço.

Baseando-se nessa classificação, os pilares investigados nesta pesquisa enquadram-se nos três grupos: perfis com espessura de 3,0 mm – compactos; perfis com espessura 2,0 mm – não compactos; e perfis com espessura de 1,50 mm – esbeltos. Deve-se observar que o perfil de maior relação (b/t) ainda encontra-se dentro do limite de aplicabilidade desta Norma.

Figura 2.50 - Classificação dos pilares mistos preenchidos (compacto, não compacto e esbelto) quanto à esbelteza local de sua seção transversal

Descrição do elemento	Relação largura-espessura	(λ_p) Compacto/Não-compacto	(λ_r) Não-compacto/Esbelto	Máximo permitido
Paredes retangulares HSS e seções tipo "Caixa" de espessura uniforme	(b/t)	$2,26 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$3,00 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5,00 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}}$
Seções circulares HSS	(D/t)	$\frac{0,15 \cdot E}{F_y}$	$\frac{0,19 \cdot E}{F_y}$	$\frac{0,31 \cdot E}{F_y}$

Fonte: ANSI/AISC 360 (2016)

Dessa forma, os perfis compactos, duplamente simétricos e carregados axialmente possuem capacidade resistente (P), definida pela Equação 2.17, onde o coeficiente de segurança (ϕ_c) é igual a 0,75. A variável (P_n) é função da relação (P_o/P_e), que reflete os fenômenos de instabilidade global do pilar e pode ser obtida por meio da Equação 2.18.

$$P = \phi_c \cdot P_n \quad \text{Equação 2.17}$$

$$P_n = \begin{cases} P_o \cdot \left[0,658^{\left(\frac{P_o}{P_e} \right)} \right], & \text{se } P_e \geq 0,44 \cdot P_o \\ 0,877 \cdot P_e, & \text{se } P_e < 0,44 \cdot P_o \end{cases} \quad \text{Equação 2.18}$$

Na Equação 2.18, (P_o) é a capacidade resistente do pilar misto, considerando-se que ambos os materiais atingem seu limite de resistência, de forma similar ao previsto pela norma NBR8800 (ABNT, 2008), na Equação 2.10, sendo o fator (α) igual a 0,95 para seções transversais circulares e 0,85 para retangulares. A variável (P_e) corresponde à força normal de flambagem elástica do pilar, sendo calculada com a mesma expressão analítica utilizada nas demais normativas aqui apresentadas, Equação 2.11. Todavia, a especificação ANSI/AISC 360 (2016) traz um diferencial quanto ao cálculo da rigidez efetiva à flexão da seção composta em pilares mistos preenchidos, conforme explicitado nas Equações 2.19 e 2.20, com

a inserção de um parâmetro (C_3) que depende da taxa de aço em relação à seção bruta do pilar.

$$(EI)_e = E_a.I_a + C_3.E_c.I_c \quad \text{Equação 2.19}$$

$$C_3 = 0,45 + 3 \cdot \frac{A_a}{(A_a + A_c)} \leq 0,9 \quad \text{Equação 2.20}$$

Para os perfis não compactos, a metodologia de cálculo é mesma do perfil compacto, consideradas as ressalvas que são descritas a seguir.

Primeiramente, ($P_0 = P_{n0}$) na Equação 2.21, na expressão de (P_p) – Equação 2.22, a constante (C_2) é 0,85 para perfis retangulares e 0,95 para circulares, os parâmetros ($\lambda, \lambda_r, \lambda_p$) são referentes à esbeltez local da seção transversal e devem ser calculados de acordo com a Figura 2.50. Dessa forma, as peculiaridades da metodologia de cálculo para os perfis não compactos estão sintetizados nas Equações 2.21, 2.22 e 2.23.

$$P_{n0} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad \text{Equação 2.21}$$

$$P_p = f_y.A_a + C_2.f_{ck}.A_c \quad \text{Equação 2.22}$$

$$P_y = f_y.A_a + 0,7.f_{ck}.A_c \quad \text{Equação 2.23}$$

Para os perfis esbeltos, também deve-se considerar a mesma metodologia do perfil compacto, com as ressalvas que serão descritas a seguir.

Primeiramente, ($P_0 = P_{n0}$) na Equação 2.24, sendo que para pilares mistos preenchidos de seção retangular, a variável (F_{cr}) é definida como a Equação 2.25.

$$P_{n0} = F_{cr}.A_a + 0,7.f_{ck}.A_c \quad \text{Equação 2.24}$$

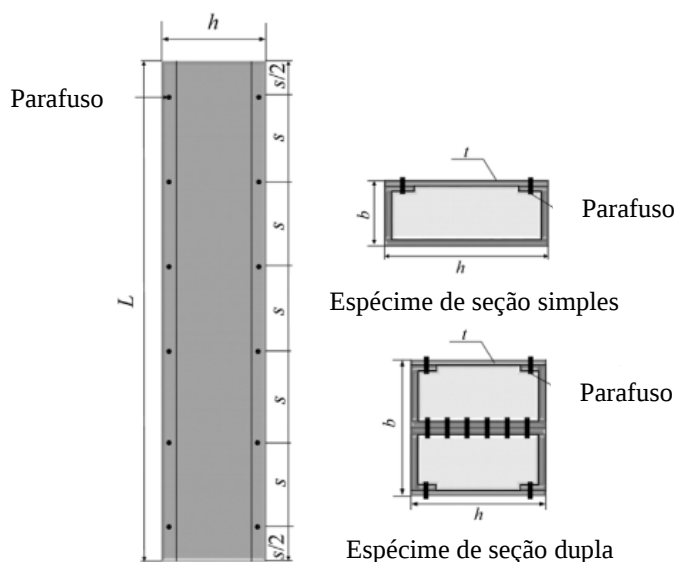
$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad \text{Equação 2.25}$$

2.3.3 Pilares mistos preenchidos com o emprego de concreto leve

Os pilares mistos preenchidos com o emprego de concreto leve e aço formado a frio, quando comparados às estruturas tradicionais de concreto armado, destacam-se pela elevada capacidade de carga, adequação à pré-fabricação e uma superior eficiência econômica/energética, haja vista a boa relação entre a capacidade resistente e o peso específico dos elementos estruturais. Por meio da interação entre o perfil metálico e o núcleo de concreto confinado, a flambagem local do aço de paredes finas pode ser retardada, a capacidade de carga e ductibilidade dos pilares aumentadas, conferindo também à estrutura um melhor desempenho sísmico (LI *et al.*, 2022).

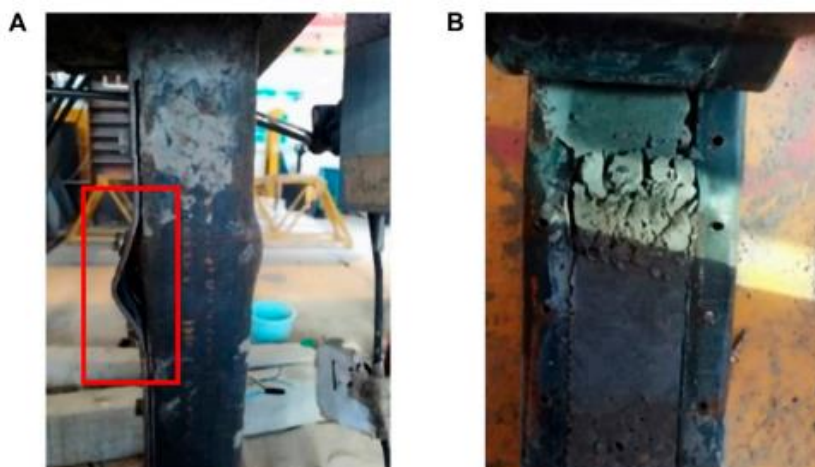
Em sua pesquisa, Li *et al.* (2022) investigaram o comportamento de pilares mistos de aço formado a frio ($f_y = 390$ MPa) preenchidos com concreto leve de xisto e perlita expandida ($f_{ck} = 16,7$ MPa e $E_c = 19,1$ GPa), onde foram variados os parâmetros de esbeltez local, global e o preenchimento ou não da seção transversal do pilar, conforme exemplificado por meio da Figura 2.51. Os autores verificaram que a flambagem local foi o fenômeno predominante no modo de ruptura dos espécimes, como pode ser visualizado na Figura 2.52. Quanto à capacidade resistente, os pilares preenchidos de seção simples apresentaram ganhos de resistência da ordem de 114% se comparados aos dos pilares não preenchidos.

Figura 2.51 – Detalhamento da seção transversal do pilar preenchido



Fonte: Adaptado de Li *et al.* (2022)

Figura 2.52 – Modo de ruptura predominante dos pilares: a) flambagem local do aço; b) esmagamento do concreto leve



Fonte: Adaptado de Li *et al.* (2022)

Hunaiti (1997) ensaiou pilares mistos preenchidos (curtos), com o uso de concreto leve de massa específica aparente de 1.721 kg/m^3 (agregado leve perlita expandida), com seções quadradas e circulares, investigando o comportamento dos mesmos à compressão axial e à flexão. Para os esforços de compressão, o autor obteve um incremento da ordem de 46% a 105% da capacidade de carga resistida somente pelo perfil metálico, com o seu preenchimento com o concreto leve. Para os esforços de flexão, as vigas confeccionadas com os perfis metálicos tubulares e com o concreto leve alcançaram o dobro do momento último das vigas com seções metálicas simples.

Ghannam *et al.* (2010) ensaiaram pilares mistos preenchidos, com seção transversal retangular, comprimento de 2,00 metros e concretos com agregados de peso normal e leve (perlita expandida). Os autores observaram que os espécimes de concreto leve romperam devido à flambagem local e global, suportando carregamentos de até 92% das previsões de projeto. Os pilares de concreto normal também romperam devido à flambagem global, porém suportaram aproximadamente 87% dos carregamentos de projeto. Segundo os autores, estatisticamente, os resultados foram praticamente iguais, haja vista o pequeno número de amostras ensaiadas. Entretanto, os autores pontuaram que os resultados são positivos para o concreto leve, tendo em vista que o mesmo com 30% a menos de peso próprio suportou praticamente os mesmos carregamentos do concreto convencional.

Du *et al.* (2021) salientaram que os agregados leves artificiais, geralmente, são mais deformáveis na expansão lateral que os agregados naturais britados. Assim, os concretos leves confeccionados com estes agregados podem apresentar maior efeito de *Poisson*, característica

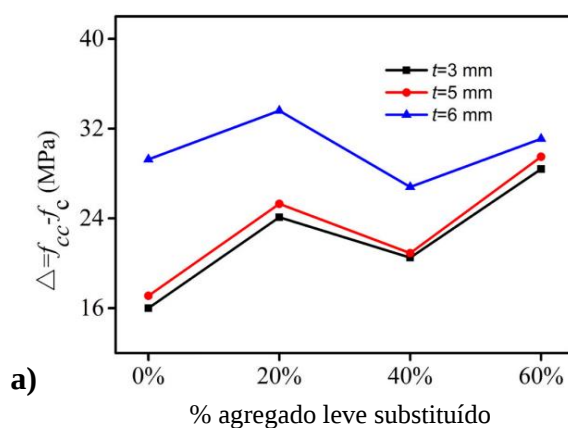
considerada positiva em elementos confinados. Com o objetivo de investigar o possível benefício, isto é, ganho de resistência do núcleo de concreto confinado, os referidos autores avaliaram o comportamento estrutural de pilares tubulares curtos, com 300 mm de comprimento (L) e diâmetro (D) de 140 mm, preenchidos com concreto leve de xisto expandido, variando-se a espessura do perfil metálico (3 mm, 5 mm e 6 mm) e o teor de substituição do agregado leve em relação ao agregado graúdo natural (0%, 20%, 40% e 60%).

Os pesquisadores, Du *et al.* (2021), ainda pontuaram que a escolha por pilares curtos ($L/D = 2,14$) favorece à análise do fenômeno de confinamento do núcleo de concreto, tendo em vista que minimiza as deformações por flexão dos protótipos.

Por meio da Figura 2.53, são apresentados alguns dos resultados obtidos por Du *et al.* (2021), onde constatarem-se: o incremento da capacidade resistente dos pilares (N_{ue}) em função do aumento da espessura do perfil metálico, alinhado às expectativas; não foi identificada variação significativa na capacidade resistente total dos pilares (N_{ue}) em função do teor de substituição dos agregados; com a substituição de 20%, 40% e 60% do agregado leve, o concreto não confinado apresentou perda de resistência à compressão da ordem de 16%, 11% e 4%, respectivamente, se comparado à do concreto sem substituição; e as deformações transversais evoluíram em taxas bem superiores às longitudinais, por exemplo, os protótipos com 60% de substituição apresentaram aumento de deformação transversal de 75% e longitudinal de apenas 8%, se comparados às dos protótipos sem substituição de agregado. Baseado nesse último achado, os autores ratificaram a particularidade dos concretos com agregados leves de apresentarem efeito *Poisson* superior ao dos concretos convencionais, característica esta favorável ao efeito de confinamento.

Ainda na Figura 2.53(b), os autores constatarem ganho, de modo geral, da resistência do núcleo de concreto confinado ($f_{cc} - f_c$) em função do aumento do teor de substituição do agregado leve, de 0% a 60%, sendo identificado um pico inesperado em 20% de substituição devido ao baixo valor de (f_c) para 20%, menor resultado dos quatro grupos avaliados (0%, 20%, 40% e 60%). Desse modo, os autores concluíram que a capacidade resistente dos pilares preenchidos com concreto de agregado leve é influenciada pela resistência à compressão do concreto e de seu efeito *Poisson*, onde esse último não só compensa a perda de resistência do concreto, como também melhora a capacidade resistente do núcleo confinado. Ou seja, existe um ponto ótimo para o teor de substituição do agregado leve, de modo a se buscar a máxima resistência confinada.

Figura 2.53 – Parâmetros e resultados – a) Gráfico do ganho de resistência à compressão *versus* teor de substituição do agregado leve; b) N_{ue} e f_{cc}



Espécime	D/t	A_s (mm ²)	A_c (mm ²)	N_{ue} (kN)	f_{cc} (MPa)	f_{cc}/f_c	θ
CFT-0-3	46,7	1.291	14.103	1.200	57,8	1,38	0,65
CFT-0-5	28,0	2.121	13.273	1.450	58,9	1,41	1,2
CFT-0-6	23,3	2.526	12.868	1.750	74,2	1,78	1,48
CFT-20-3	46,7	1.291	14.103	1.220	59,2	1,69	0,78
CFT-20-5	28,0	2.121	13.273	1.470	60,4	1,72	1,43
CFT-20-6	23,3	2.526	12.868	1.680	68,7	1,96	1,76
CFT-40-3	46,7	1.291	14.103	1.200	57,8	1,55	0,73
CFT-40-5	28,0	2.121	13.273	1.440	58,2	1,56	1,35
CFT-40-6	23,3	2.526	12.868	1.620	64,1	1,72	1,66
CFT-60-3	46,7	1.291	14.103	1.350	68,4	1,71	0,68
CFT-60-5	28,0	2.121	13.273	1.590	69,5	1,74	1,26
CFT-60-6	23,3	2.526	12.868	1.710	71,1	1,78	1,55

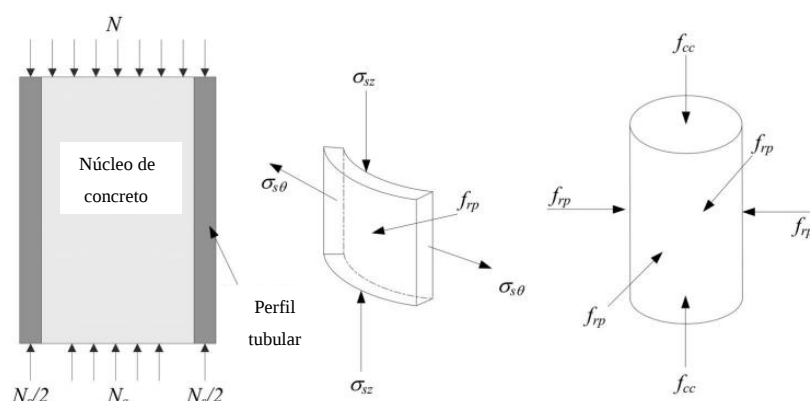
b)

Fonte: Adaptado de Du *et al.* (2021)

Quanto ao modo de ruptura dos pilares mistos preenchidos, Du *et al.* (2021) observaram a formação típica de planos de deslizamento oblíquos, de aproximadamente 45°. Foi observado ainda que, após atingido os níveis de confinamento máximo do núcleo de concreto, com a plastificação do aço, perde-se a capacidade de contenção lateral do núcleo confinado. Por fim, as deformações transversais excessivas do concreto forçam lateralmente o perfil metálico formando um plano de cisalhamento. A Figura 2.54 esquematiza o equilíbrio de forças e tensões na evolução do carregamento de pilares mistos, com a aplicação da carga em ambas as seções transversais simultaneamente, onde a tensão de confinamento lateral provida pelo “encamisamento metálico” gera um estado triaxial de tensões no núcleo de concreto incrementando sua capacidade resistente (f_{cc}).

Ainda quanto ao modo de ruptura, deve-se observar que a configuração dos pilares investigados por Du *et al.* (2021) praticaram índice de confinamento variando-se entre 0,65 e 1,76, como indicado na Figura 2.53, denominado pelos autores de (θ) . Mesmo com a aplicação de índices de confinamento maiores que a unidade, com espessura de perfil (3,0 mm; 5,0 mm; e 6,0 mm), evidenciou-se formação típica de plano de cisalhamento próximo aos 45°.

Figura 2.54 - Relações de equilíbrio entre o núcleo de concreto e o “encamisamento metálico” na aplicação de carregamento em seção mista

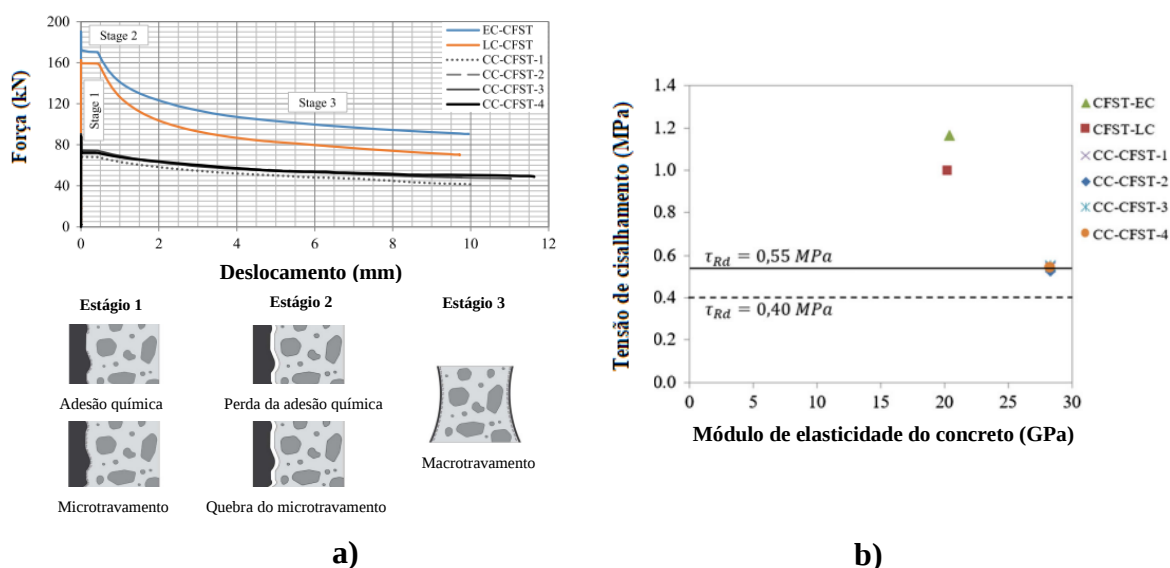


Fonte: Adaptado de Du *et al.* (2021)

As variações dimensionais sofridas pela núcleo de concreto impactam diretamente no equilíbrio de forças existentes na superfície de contato dos dois materiais. Natalli *et al.* (2021) investigaram, em seu trabalho, a influência do tipo concreto nas forças de aderência aço-concreto. Para isso foram realizados ensaios do tipo *push-out*, em pilares mistos preenchidos de seção circular, diâmetro de 100 mm, utilizando-se concreto convencional (CC), leve com o uso de argila expandida brasileira (LC) e leve com a adição de agentes expansivos (EC), as referidas denominações são utilizadas na Figura 2.55.

Observando-se a Figura 2.55(a), verifica-se que o concreto leve com argila expandida (LC-CFST) apresentou capacidade de carga inicial ao cisalhamento da ordem de 160 kN, enquanto o concreto convencional (CC-CFST) apresentou 80 kN. Analisando-se a Figura 2.55(b), que correlaciona a tensão de cisalhamento na interface aço-concreto e o módulo de elasticidade do concreto, ratifica-se que os menores módulos dos concretos leves (LC e EC) estão correlacionados com as maiores tensões de cisalhamento.

Figura 2.55 – a) Gráfico força *versus* deslocamento - ensaio de *push-out*; b) Gráfico tensão de cisalhamento *versus* módulo de elasticidade do concreto



Fonte: Adaptado de Natalli *et al.* (2021)

Dessa forma, Natalli *et al.* (2021) concluíram, por meio de seu trabalho experimental, que pilares mistos preenchidos com concretos leves, de menor módulo de elasticidade, possibilitam o desenvolvimento de maiores resistências na ligação aço-concreto, onde a ocorrência de maiores deformações transversais de forma prematura potencializam o efeito de confinamento do núcleo do concreto.

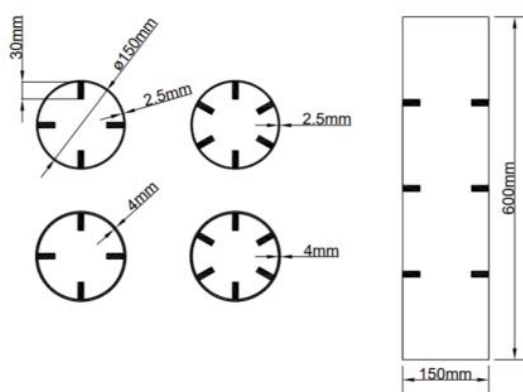
Mouli e Khelafi (2007) também identificaram resistências na ligação aço-concreto para concretos leves duas vezes maior que a verificada para o concreto convencional, em pilares preenchidos. De acordo com os autores, os núcleos de concreto leve submetidos a cargas axiais apresentam deformações radiais que fortalecem a aderência na interface aço-concreto.

Sindhuja e Bhuvaneshwari (2021) também investigaram a resistência da ligação aço-concreto, por meio de ensaios de *push-out*, em pilares mistos preenchidos com concreto leve de argila expandida, de diâmetro de 150 mm e comprimento de 600 mm, onde foram variados os seguintes parâmetros: espessura do perfil tubular (2,5 mm e 4,0 mm), tipo de concreto (normal e leve), uso de fibras de aço e utilização de reforços internos do tipo pino (diâmetro de 8,0 mm e 30 mm de comprimento), variando-se esses últimos em quantidade e espaçamento. Foram realizados análises experimentais e numéricas com o *software* de elementos finitos ANSYS.

A Figura 2.56 ilustra a geometria dos pilares preenchidos avaliados nessa pesquisa.

Esses pesquisadores, Sindhuja e Bhuvaneshwari (2021), identificaram os seguintes achados: a resistência da ligação aço-concreto foi de 2 a 3 vezes menor para os espécimes de espessura de perfil de 2,5 mm em comparação à para os espécimes de 4,0 mm. Esta evidência corroborou as expectativas de que a diminuição da razão (D/t) aumenta a tensão de confinamento do núcleo de concreto e, conseqüentemente, aumenta a resistência da ligação aço-concreto em função do micro e macrotravamento; quanto aos reforços internos (quantidade e espaçamento), variando-se de 4 para 6 pinos por seção, para o perfil de 2,5 mm de espessura, foram observados ganhos na resistência da ligação aço-concreto de (17,0%; 17,49%; e 18,51%) para os concretos normal, leve e leve com fibras, respectivamente, enquanto para o perfil de 4,0 mm de espessura, os referidos ganhos foram de (12,69%; 8,05%; 9,5%). Esse último dado evidenciado pelos autores corrobora a investigação de Du *et al.* (2021) quanto à força da variável (D/t) no fenômeno de confinamento, pois observa-se que diminuindo a relação (D/t) de 60 para 37,5 e aumentando-se em 50% o número de enrijecedores internos (de 4 para 6 por seção), os ganhos de resistência na ligação aço-concreto decresceram. Observa-se, ainda, ganho nas resistências de ligação com a substituição do agregado leve para ($t = 2,5$ mm), entretanto não se observa o mesmo ganho para ($t = 4,0$ mm). Du *et al.* (2021), investigando concreto com agregado leve de xisto, também ratificaram que os ganhos de confinamento com a minoração de (D/t) são mais significativos que os provenientes do maior *Poisson* dos concretos leves, justificando os resultados em discussão.

Figura 2.56 – Detalhamento dos pilares preenchidos com reforços internos do tipo pino



c) Diagrama esquemático da fabricação das colunas CFST



b) 4 enrijecedores



a) 6 enrijecedores

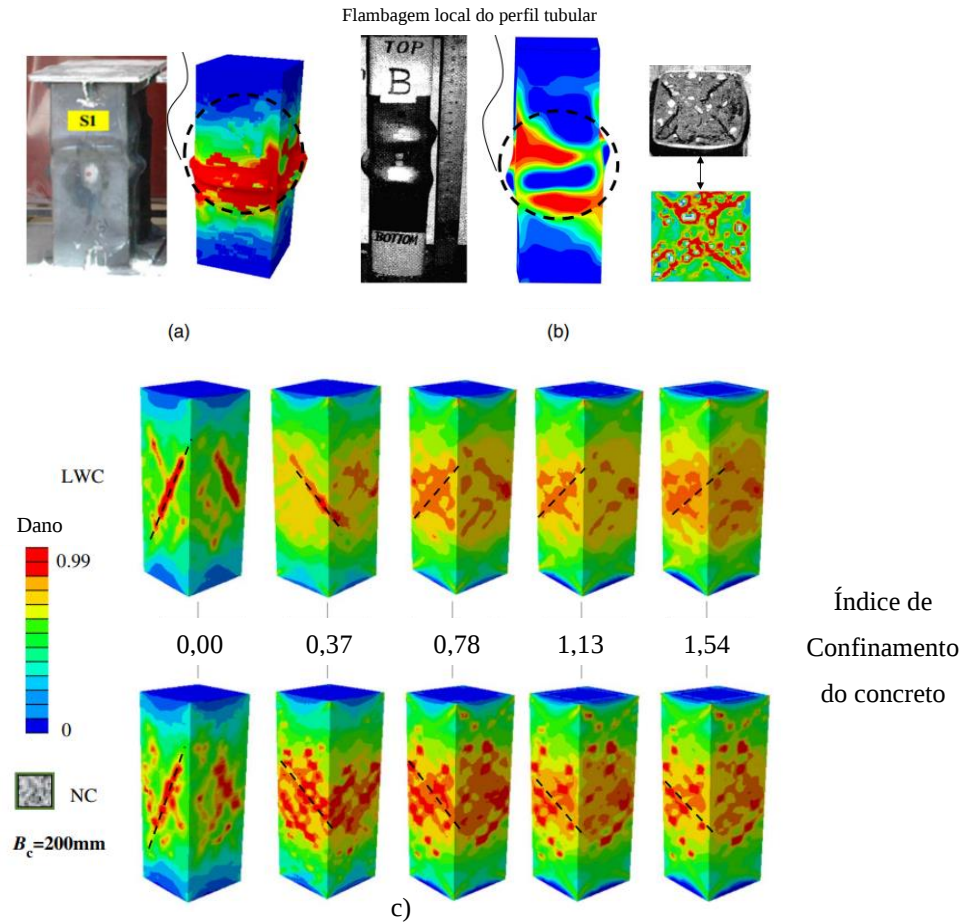
Fonte: Adaptado de Sindhuja e Bhuvaneshwari (2021)

Jin *et al.* (2020) realizaram estudo numérico e analítico, com a utilização de ferramentas de análise em mesoescala e o *software* de elementos finitos ABAQUS, com o objetivo de avaliar a influência do índice de confinamento e forma da seção transversal no modo de ruptura de pilares mistos preenchidos, bem como investigaram o comportamento de pilares de maiores dimensões (D ou b) de (200 mm, 400 mm e 800 mm), haja vista o grau de dificuldade na realização de ensaios experimentais com espécimes destas dimensões. Nesta oportunidade, os autores compararam as previsões numéricas para os núcleos de concreto normal e leve com resultados experimentais da literatura.

Jin *et al.* (2020) concluíram que ambos os concretos, quando não confinados, apresentam plano de ruptura ligeiramente superior a 45°, em relação à horizontal. Todavia, quando confinados com baixo índice de confinamento, o modo de ruptura típico do núcleo de concreto tende a ocorrer em um plano de cisalhamento próximo a 45°, haja vista que o perfil metálico não possui rigidez suficiente para conter a expansão lateral do concreto, ver Figura 2.57(c). Verificou-se ainda que, para baixos índices de confinamento, conferidos por perfis metálicos de chapas finas, a flambagem local dos mesmos ocorre precocemente em relação à capacidade máxima resistente do pilar, onde são formados “abaulamentos” no perfil metálico em torno do núcleo de concreto, conforme mostram as Figura 2.57(a) e Figura 2.57(b).

Jin *et al.* (2020) evidenciaram ainda que, mesmo com índices de confinamento superiores a unidade, limitados a 1,54, o modo de ruptura predominante para o núcleo de concreto foi por cisalhamento, independente do tipo de concreto, leve ou normal. A particularidade evidenciada pelos pesquisadores foi a formação do plano de ruptura predominantemente passante nos agregados leve, de menor resistência, enquanto no concreto normal, o referido plano tende a busca a zona de transição matriz-agregado. Esta diferenciação nos modos de ruptura é idêntica ao verificado em concretos não confinados.

Figura 2.57 – a) e b) Comparação entre modelos numéricos e experimentais; c) Ilustração de análise numérica do modo de ruptura de concretos leve e normal para diferentes índices de confinamento



Zhang *et al.* (2021) investigaram o comportamento de pilares curtos, de seções transversais circular e quadrada, preenchidos com concreto de agregado leve do tipo xisto expandido. Nessa investigação, substituiu-se o teor de agregado leve graúdo por agregado graúdo natural nas proporções de (0%, 25%, 50%, 75% e 100%), bem como variou-se o índice de confinamento de (0,483 a 1,283), verificando-se a capacidade de carga última do pilar (N_u), conforme detalhamento da Figura 2.58.

Figura 2.58 - Parâmetros dos exemplares investigados e resultados de capacidade de carga

Tipo de Seção Transversal	Espécime	% Substituição agregado natural	L (mm)	D (mm)	t (mm)	(L/D)	(D/t)	θ	N _u (kN)
Circular	CI-1	0	480	159	3,5	3,02	45,43	1,283	1.144
	CI-2	25	480	159	3,5	3,02	45,43	0,944	1.176
	CI-3	50	480	159	3,5	3,02	45,43	0,896	1.228
	CI-4	75	480	159	3,5	3,02	45,43	0,779	1.348
	CI-5	100	480	159	3,5	3,02	45,43	0,67	1.565
Quadrada	SI-1	0	450	150	3,0	3,00	50,00	0,924	1.201
	SI-2	25	450	150	3,0	3,00	50,00	0,679	1.093
	SI-3	50	450	150	3,0	3,00	50,00	0,645	1.166
	SI-4	75	450	150	3,0	3,00	50,00	0,561	1.327
	SI-5	100	450	150	3,0	3,00	50,00	0,483	1.811

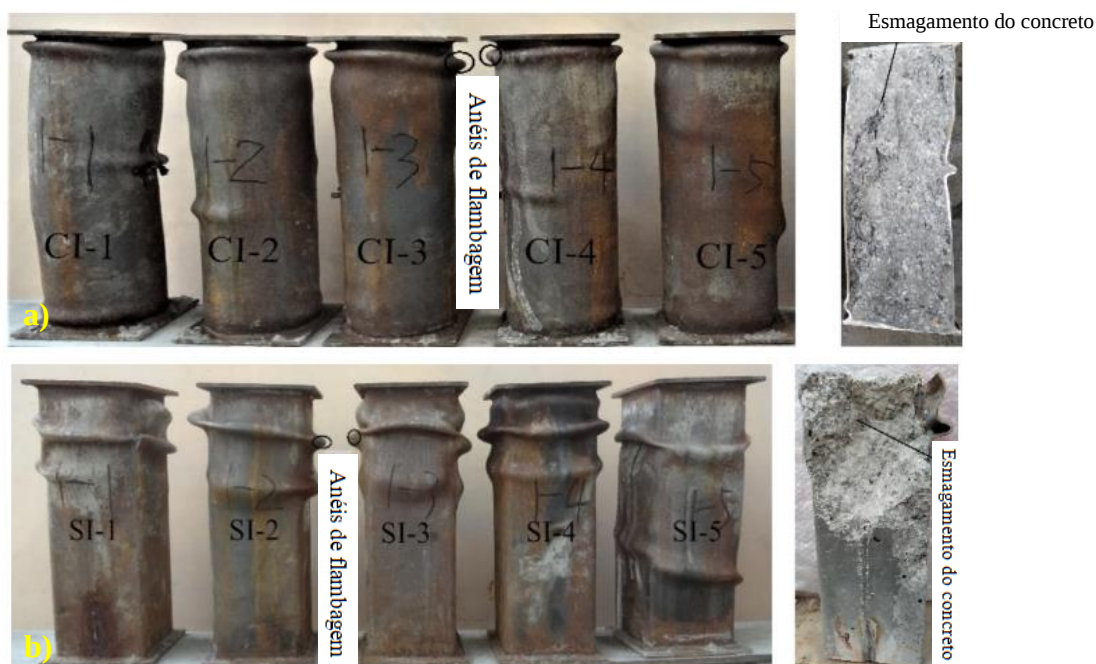
Fonte: Adaptado de Zhang *et al.* (2021)

Por meio da Figura 2.58, observa-se que, à medida que o percentual de substituição do agregado graúdo natural é aumentado, para cada tipo de seção transversal, o índice de confinamento vai retraindo, indicando o aumento de resistência à compressão do núcleo. Zhang *et al.* (2021) pontuaram que, para substituições da ordem de até 50%, não são observadas diferenças significativas na capacidade resistente do pilar, cujo resultado indica a existência de um ponto de equilíbrio entre o alívio do peso próprio da estrutura sem o comprometimento relevante de sua resistência.

Quanto ao modo de ruptura, Zhang *et al.* (2021) evidenciaram um maior esmagamento do núcleo de concreto para os pilares de seção transversal circular, demonstrando uma maior capacidade de confinamento deste núcleo, se comparado ao de seção quadrada. Para o perfil metálico, o modo de ruptura predominante foi a sua flambagem local. Evidenciou-se que o número de anéis de instabilidade local foram maiores nos perfis quadrados, bem como esse número foi decrescente, para ambas as seções, com o aumento do teor de substituição do agregado graúdo leve pelo agregado natural.

Os pesquisadores, Zhang *et al.* (2021), também evidenciaram que os anéis de flambagem local posicionaram-se, predominantemente, na região superior dos pilares. Os autores observaram que pode ter ocorrido fenômeno de “flutuação” dos agregados leves, durante a etapa de adensamento.

Figura 2.59 – Modo de ruptura predominante de pilares mistos preenchidos: a) seção transversal circular e b) seção transversal quadrada



Fonte: Zhang *et al.* (2021)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Metodologia

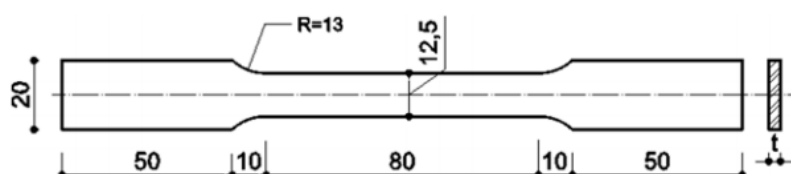
3.1.1 Caracterização dos materiais

3.1.1.1 Perfis metálicos formados a frio

Para confecção dos pilares mistos preenchidos de aço e concreto investigados nesta pesquisa, foram utilizados perfis “U” enrijecidos (127 mm x 50 mm x 17 mm), adquiridos na empresa Aço Brasil, localizada no município de Campina Grande, estado da Paraíba, e formados pelo dobramento a frio de chapas de aço SAE 1008, segundo as especificações da norma ASTM A36 (2021). O referido aço foi fabricado pela Siderúrgica USIMINAS (Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S.A), localizada na cidade de Cubatão, estado de São Paulo.

Para caracterização dos perfis de aço formados a frio foram extraídas 9 (nove) amostras das “almas” dos perfis para realização de ensaio a tração, sendo 3 (três) exemplares de cada espessura de aço utilizado (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm). A geometria dos corpos de prova adotada seguiu o modelo utilizado por Pereira (2017), ilustrada na Figura 3.1, o qual segue padronização da norma NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013).

Figura 3.1 – Dimensões do corpo de prova de aço (em milímetros)



Fonte: Pereira (2017)

Os perfis metálicos utilizados obedeceram às preconizações da norma NBR 6355 (ABNT, 2003) – Perfis estruturais de aço formados a frio – Padronização, quanto à geometria (127 mm x 50 mm x 17 mm) e suas respectivas tolerâncias, bem como suas massas volumétricas: 2,96 kg/m³ (1,5 mm); 3,86 kg/m³ (2,0 mm); e 5,61 kg/m³ (3,0 mm).

Os ensaios para caracterização do aço foram realizados no Laboratório de Ensaios Mecânicos do Curso de Engenharia de Materiais do Instituto Militar de Engenharia (IME), localizado na cidade do Rio de Janeiro/RJ. O equipamento empregado (EMIC – Equipamentos e sistemas de ensaios LTDA, com capacidade de 10 toneladas) possibilitou que os ensaios fossem realizados com controle de taxa de deformação, conforme estabelece a

norma NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013): taxa de deformação de $0,00025 \text{ s}^{-1}$ até o escoamento (f_y) e $0,0067 \text{ s}^{-1}$ até a ruptura (f_u).

3.1.1.2 Caracterização dos agregados

A caracterização dos agregados correspondeu à primeira atividade desenvolvida na etapa experimental desta pesquisa. Esses insumos foram caracterizados conforme as normatizações técnicas vigentes apresentadas na Tabela 3.1. A caracterização física dos agregados representa uma etapa fundamental na definição da composição do traço experimental do concreto, haja vista sua influência direta na propriedade de empacotamento do agregado total que, por conseguinte, impacta o consumo de cimento e relação água/cimento.

Os ensaios de caracterização dos agregados foram realizados no Laboratório de Materiais e Estruturas (LABEME), do Centro de Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba (CT/UFPB) e no Laboratório de Controle Tecnológico da Obra de Adequação de Capacidade e Segurança da BR230, trecho João Pessoa/PB a Cabedelo/PB, km 02 ao km 10, Obra esta executada pelo 1º Batalhão de Engenharia de Construção, do Exército Brasileiro.

Tabela 3.1 - Caracterização dos agregados (normatização)

Tipo de agregado/ensaio	Agregados miúdos		Agregados graúdos	
	Areia natural	Argila Expandida (AE0500)	Agregado graúdo natural	Argila Expandida (AE1506)
Agregados para concreto	ABNT NBR 7211/2022			
Composição granulométrica	ABNT NBR 17054/2022			
Massa específica	ABNT NBR 16916/2021		ABNT NBR 16917/2021	
Absorção de água	ABNT NBR 16916/2021		ABNT NBR 16917/2021	
Massa unitária seca e solta	ABNT NBR 16972/2021			
Teor de material pulverulento	ABNT NBR 16973/2021			

Fonte: Próprio autor

3.1.2 Caracterização do concreto

Foram moldados 80 corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm (diâmetro e altura), 40 com concreto leve e 40 com concreto convencional. Para cada tipo de concreto, os espécimes foram divididos em 4 lotes de 10 exemplares cada. Cada lote, contendo 10 exemplares, foi utilizado para um grupo de ensaios. O ensaio não-destrutivo de módulo

dinâmico foi realizado em todas as amostras, ou seja, 80 exemplares. O detalhamento dos ensaios, normatizações e plano de amostragem adotados encontra-se detalhado na Tabela 3.2.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada no Laboratório de Controle Tecnológico da Obra de Adequação de Capacidade e Segurança da BR230, enquanto os ensaios de caracterização do concreto foram realizados no LABEME (CT/UFPB), para a idade de 28 dias.

Tabela 3.2 - Detalhamento dos ensaios de caracterização dos concretos

Ensaio	Normatização	Número de exemplares	
		Concreto Leve	Concreto Convencional
Resistência à compressão axial	NBR 5739/2018	10	10
Resistência à tração por compressão diametral	NBR 7222/2011	10	10
Módulo de elasticidade (estático)	NBR 8522-1/2021	10	10
Módulo de elasticidade (dinâmico)	NBR 8522-2/2021	40	40
Massa específica	NBR 9778/2009	10	10

Fonte: Próprio autor

A dosagem utilizada para o concreto leve foi estabelecida conforme metodologia desenvolvida por Rossignolo (2003), para resistência à compressão de 35 MPa aos 28 dias de idade. A dosagem do concreto convencional correspondente foi obtida pela substituição do agregado graúdo leve (argila expandida AE1506, de DMC 19,0 mm) pelo agregado convencional britado (brita nº 1, DMC 12,5 mm), bem como substituição do agregado miúdo leve (argila expandida AE0500, DMC 6,3 mm) por areia natural de DMC 2,4 mm. As substituições foram realizadas obedecendo-se a proporcionalidade entre as massas unitárias dos referidos agregados. Por meio da Figura 3.2 é possível obter-se uma ordem de grandeza do tamanho das partículas utilizadas nas dosagens.

Figura 3.2 - Comparação entre as granulometrias dos agregados utilizados: (a) areia natural; (b) AE0500; (c) AE1506; (d) brita 1 (DMC 12,5 mm)



Fonte: Próprio autor

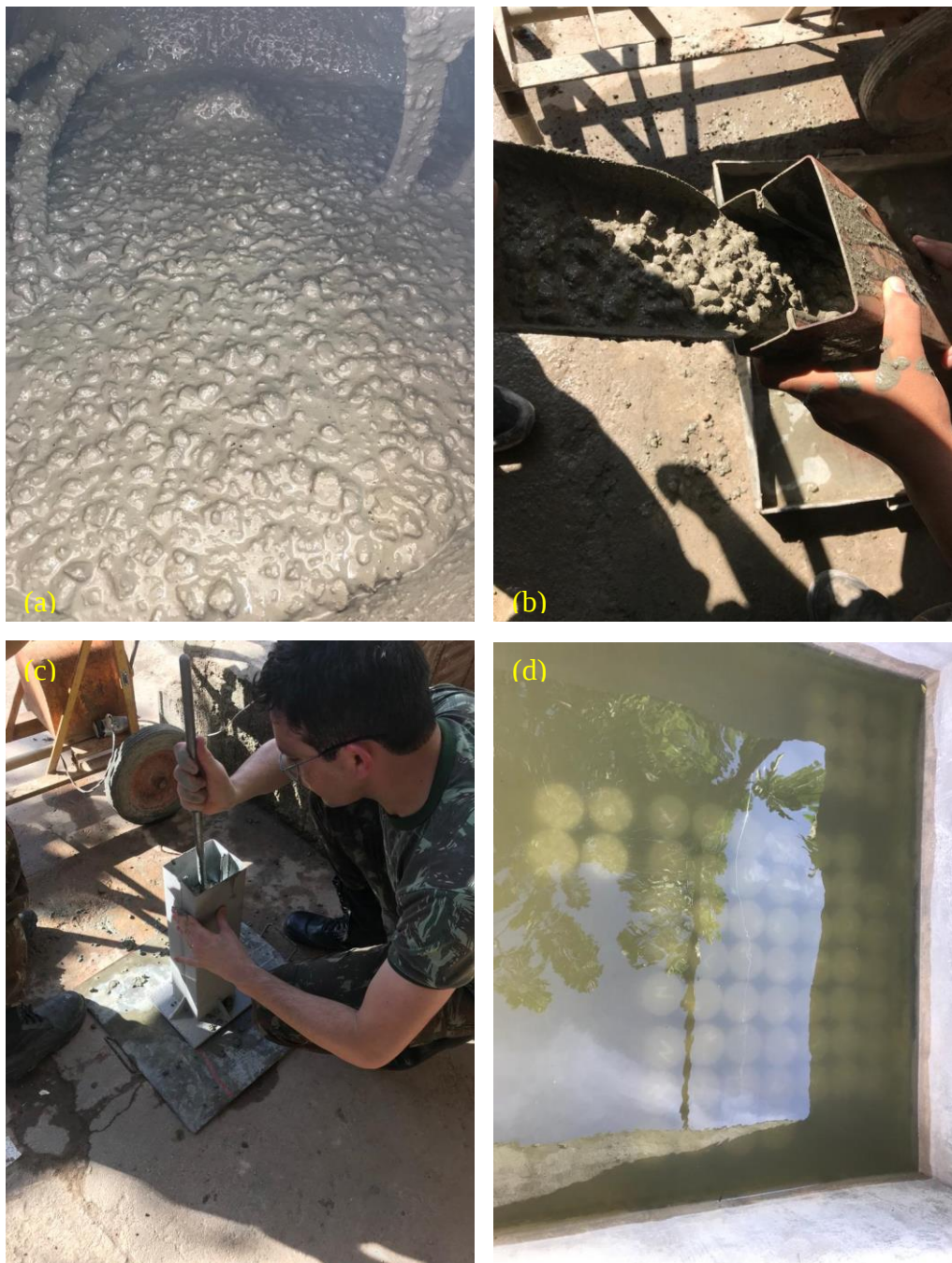
Haja vista os altos teores de absorção dos agregados leves, superiores a 10%, foi realizada a pré-saturação dos mesmos. Para os concretos leves, esse teor de umidade absorvido pelo agregado leve, durante a imersão por 24 horas, foi subtraído da quantidade prevista no momento da mistura. Esse procedimento teve o objetivo de manter a relação água/cimento definido para cada dosagem, tendo em vista a significância do volume de água “armazenado” na argila expandida.

Todos os concretos confeccionados nesta pesquisa, independente do tipo ou destinação, foram preparados em betoneira elétrica, semi-fixa, com capacidade de 200 litros. O tempo de homogeneização dos materiais foi de 5 minutos. O método de mistura seguiu as recomendações de Rossignolo (2003), isto é:

1. Adição de cimento, areia e 50% da água;
2. Após a homogeneização da argamassa, são adicionados sílica ativa, superplastificante e 50% restante da água; e
3. Por fim, são adicionados os agregados leves.

Da mesma forma, para o concreto convencional, os insumos foram misturados na mesma ordem do concreto leve, sendo o agregado graúdo britado adicionado na última etapa. O aspecto do concreto leve em seu estado fresco pode ser observado por meio da Figura 3.3(a).

Figura 3.3 - Procedimentos de confecção do concreto: (a) mistura; (b) lançamento; (c) adensamento; (d) cura



Fonte: Próprio autor

O adensamento dos corpos de prova e protótipos foi realizado com o emprego de haste de adensamento, conforme preconizações da norma NBR 5738 (ABNT, 2015) no que diz respeito ao número de camadas e quantidades de golpes. Para os protótipos, considerou-se a proporcionalidade em função de sua área de seção transversal e alturas, quando comparados ao corpo de prova padrão de 100 mm x 200 mm (diâmetro e altura). Esta solução foi adotada para o adensamento dos concretos investigados nesta pesquisa, leve e convencional, com o

intuito de se evitar uma possível “flutuação” da argila expandida no concreto leve em função de suas menores massas específicas, exemplificada na Figura 3.3(c). Segundo Rossignolo (2009) e ilustrado por meio da Figura 2.10, quanto maior a frequência de vibração, no adensamento mecânico, maior a probabilidade de “flutuação” do agregado leve.

Foi adotado o método de cura úmida por imersão, tanto para os corpos de prova quanto para os protótipos, ilustrada por meio da Figura 3.3(d). Esse método é mais simples, eficiente e exige uma menor infraestrutura, principalmente devido a quantidade e dimensões dos protótipos aqui investigados. Todos os corpos de prova tiveram suas extremidades (topo e base) regularizadas com o uso de retificadora mecânica, antes da realização dos ensaios. Esse procedimento foi realizado no LABEME/CT/UFPB.

As dosagens adotadas nesta pesquisa (concreto leve e convencional), segundo a metodologia de Rossignolo (2003), prevêem relação água/cimento de 0,50 e uso de superplastificante na proporção de 1,5% da massa de cimento. Em função da subtração do teor de água já presente nos agregados leves do volume total a ser adicionado na mistura, em decorrência da pré-saturação, houve uma diferença significativa na trabalhabilidade dos concretos leve e convencional, conforme se verifica na obtenção do abatimento de tronco de cone (*slump test*) ilustrado na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Abatimento de tronco de cone: a) concreto leve; b) concreto convencional



Fonte: Próprio autor

Dada à diferença na trabalhabilidade dos concretos, adotou-se o abatimento de tronco de cone para caracterização do concreto leve, de acordo com a norma NBR 16889 (ABNT, 2020), e os ensaios de espalhamento e t500 para o concreto convencional, segundo a norma NBR 15823-2 (ABNT, 2017), pois este último apresentou características similares a de um concreto auto-adensável.

Os ensaios de compressão axial nos corpos de prova de concreto leve e concreto convencional foram realizados com o intuito de obtenção somente de suas resistências últimas. Os mesmos seguiram as recomendações da norma NBR 5739 (ABNT, 2018), inclusive quanto à velocidade constante de carregamento de 0,45 MPa/s . Foi empregada uma máquina de ensaios mecânicos universal SHIMADZU UH-F, com capacidade para 1000 kN, sendo a coleta dos dados efetivada por meio do Software TRAPEZIUM2, conforme ilustrado na Figura 3.5. Estes equipamentos estão instalados nas dependências do LABEME/CT/UFPB.

Figura 3.5 – a) Máquina de ensaios universal SHIMADZU UH-F1000; b) Sistema de aquisição de dados TRAPEZIUM2



Fonte: Próprio autor

Foram realizados ainda, para ambos os concretos, ensaios de tração por compressão diametral conforme padronizações da norma NBR 7222 (ABNT, 2011), inclusive quanto à velocidade de carregamento (0,05 MPa/s). Os equipamentos empregados, máquina universal e sistema de coleta de dados, foram os mesmos dos ensaios de compressão axial.

Ainda, quanto ao dispositivo de ensaio, deve-se observar que, em função do diâmetro dos pratos da máquina de ensaios universal (155 mm) ser inferior à geratriz dos corpos de prova cilíndricos (200 mm), foram utilizadas chapas de aço de espessura superior a 1 polegada para transmissão dos esforços às amostras. Esse detalhe pode ser observado por meio da Figura 3.6.

Figura 3.6 - Esquema de ensaio de tração por compressão diametral

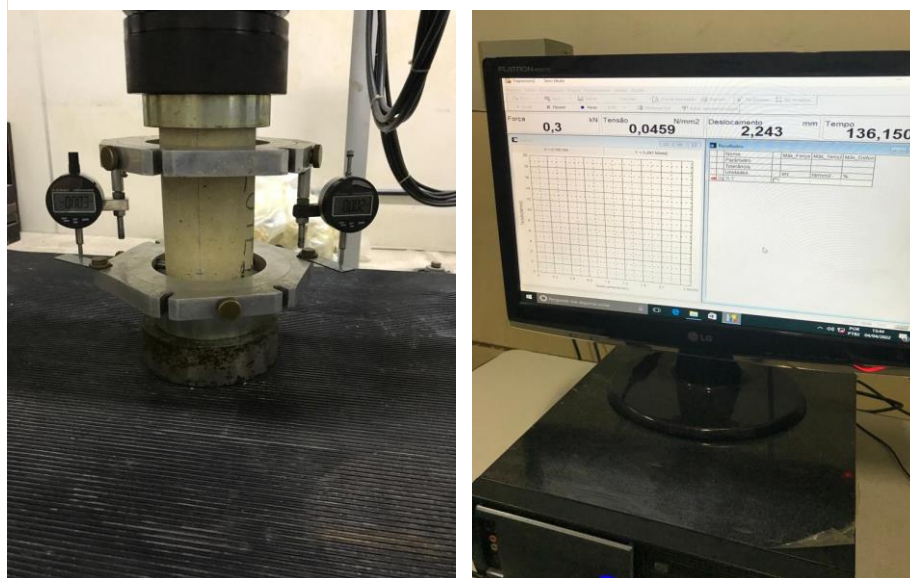


Fonte: Próprio autor

Os ensaios de módulo de elasticidade estático também foram realizados na máquina de ensaios universal SHIMADZU UH-F1000, com o sistema de captação dos dados de carregamento TRAPEZIUM2. A velocidade de carregamento foi de 0,45 MPa/s.

Para captação dos dados de deslocamento, foram utilizados dois relógios comparadores, com resolução de 0,001 mm. Os mesmos foram fixados em bases metálicas independentes, com base de medida de 132 mm, posicionados na porção central do corpo de prova, de forma que a base de medida estivesse equidistante das extremidades da amostra, conforme está ilustrado na Figura 3.7.

Figura 3.7 - Esquema de ensaio de módulo de elasticidade estático



Fonte: Próprio autor

Na realização do ensaio, a norma NBR 8522-1 (ABNT, 2021) foi atendida parcialmente, haja vista que o procedimento de carregamentos cíclicos prévios não foram realizados, em virtude de limitações operacionais do software de captação dos dados.

Foi empregada a metodologia de cálculo “A”, preconizada pela norma NBR 8522-1 (ABNT, 2021), para a obtenção do (E_c), com o emprego de tensão constante. De acordo com a referida norma, o módulo de elasticidade tangente inicial é numericamente igual ao coeficiente angular da reta secante à curva tensão *versus* deformação, interceptando os pontos de tensão de 0,5 MPa e 30% da tensão de ruptura. Neste trabalho, de forma similar ao realizado por Diógenes (2010), a reta secante à curva tensão *versus* deformação foi definida pelos pontos correspondentes à tensão de 5% e 50% da tensão de ruptura. Os resultados numéricos de tensão e deformação correspondentes a esse intervalo demonstraram a viabilidade desta aproximação por meio de regressões lineares e seus respectivos coeficientes de determinação.

Para determinação do módulo de elasticidade dinâmico dos concretos leve e convencional foram realizados ensaios não-destrutivos, por meio das frequências naturais obtidas pela técnica de excitação por impulso – SONELASTIC®. Este equipamento está disponível no LABEME/CT/UFPB e, por intermédio da emissão de ondas sonoras e a resposta da propagação das mesmas no corpo de prova, são obtidas as frequências naturais do

material. Por conseguinte, em função da massa do corpo e de sua geometria, é obtido o módulo de elasticidade dinâmico associado a uma determinada direção de vibração.

Nesta pesquisa, foi investigado o módulo de elasticidade dinâmico longitudinal de corpos de prova cilíndricos de 100 mm x 200 mm. A escolha pela direção longitudinal foi orientada pelo objetivo da correlação entre o módulo dinâmico e o estático, sendo este último definido em função de limitações operacionais na coleta do dado de deslocamento por ocasião da realização do ensaio.

Foram investigados 80 corpos de prova, 40 exemplares de concreto leve e 40 de concreto convencional. Para cada exemplar foram realizadas 3 coletas, totalizando 240 leituras. Este procedimento teve o objetivo de minimizar possíveis erros em função da aplicação manual do estímulo sonoro. Apenas um pesquisador ficou encarregado de tal tarefa de modo a padronizar a aplicação do estímulo. Ao final, foi calculada a média aritmética das 3 leituras de modo a se obter um resultado médio para cada exemplar. Todos os procedimentos foram realizados de acordo com a norma NBR 8522-2 (ABNT, 2021), estando o esquema do ensaio ilustrado na Figura 3.8.

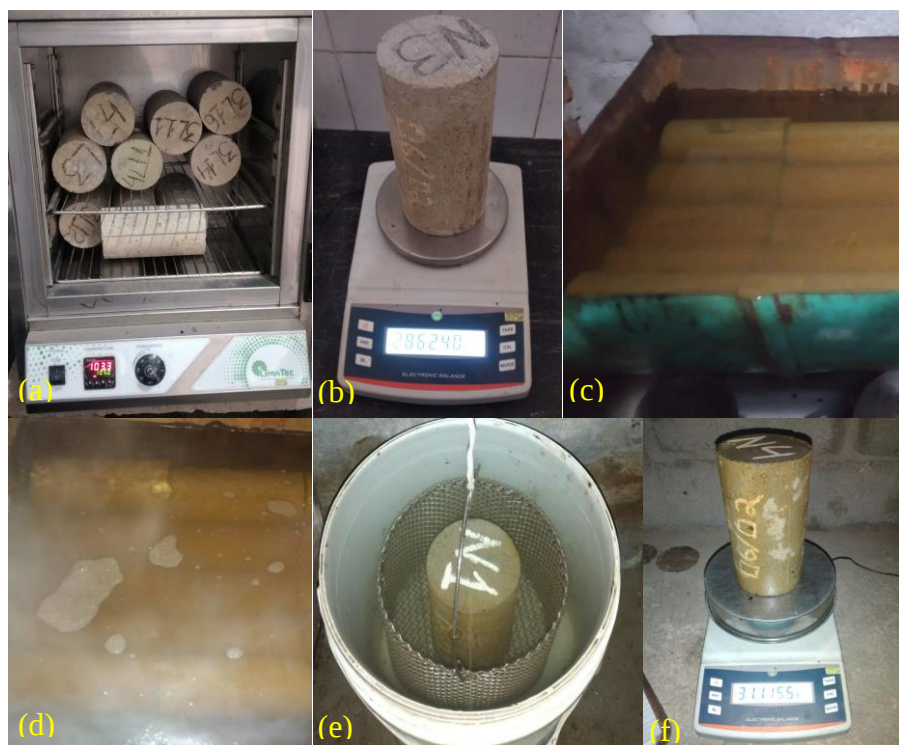
Figura 3.8 - Esquema de ensaio de módulo de elasticidade dinâmico



Fonte: Próprio autor

Foram realizados também ensaios de massa específica, absorção e índice de vazios para ambos os concretos investigados, conforme preconizações da norma NBR 9778 (ABNT, 2009). A Figura 3.9 exemplifica as principais etapas da execução deste ensaio: (a) 72 horas de secagem das amostras em estufa; (b) coleta da massa seca em estufa das amostras; (c) 72 horas de imersão das amostras em água; (d) 5 horas de fervura das amostras; (e) coleta da massa das amostras imersas em água, com o uso de balança hidrostática; e (f) coleta da massa saturada, após imersão e fervura, das amostras.

Figura 3.9 - Sequência do ensaio de massa específica, absorção e índice de vazios



Fonte: Próprio autor

3.1.2.1 Ferramentas estatísticas utilizadas no tratamento dos dados da caracterização dos concretos

Para o tratamento estatístico das amostras correspondentes aos resultados da caracterização dos concretos, foi utilizado o teste “t” de Student para a construção de intervalos de confiança, com nível de significância de 5%. Segundo Morettin (2010), o teste “t” pode ser utilizado para a definição de intervalos de confiança para a média de populações que possuam distribuição normal e variância desconhecida. Após a definição desses intervalos de confiança, a média amostral foi recalculada, excluindo-se os valores extremos, de forma que o valor médio amostral calculado seja o mais representativo da população referente à variável de interesse.

Para verificação da normalidade das amostras utilizou-se o teste de Shapiro Wilk. A referida verificação foi realizada com o emprego do software Statistica.

3.1.3 Detalhamento do programa experimental principal (protótipos)

3.1.3.1 Plano de amostragem

A investigação principal desta pesquisa é o comportamento estrutural de pilares mistos de aço formado a frio preenchidos com concreto leve, com o emprego de argila expandida. Para isso, foram ensaiados à compressão centrada 43 protótipos, 3 pilotos e 40 definitivos, conforme detalhamento apresentado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Detalhamento dos protótipos

Protótipos-pilotos				
Espessura do perfil - t (mm)	Número de protótipos	L (comprimento do protótipo - mm)	L/D	D/t
1,50	1	381	3,00	84,67
2,00	1	381	3,00	63,50
3,00	1	381	3,00	42,33
TOTAL		3		
Protótipos definitivos				
Espessura do perfil - t (mm)	Número de protótipos	L (comprimento do protótipo - mm)	L/D	D/t
1,50	8	381	3,00	84,67
2,00	8	381	3,00	63,50
2,00	8	635	5,00	63,50
2,00	8	1.270	10,00	63,50
3,00	8	381	3,00	42,33
TOTAL		40		

Fonte: Próprio autor

Os protótipos investigados foram denominados conforme o seguinte procedimento:

$$1_{(a)}-P1_{(b)}-3D_{(c)}(P)_{(d)}$$

- a) Número de ordem do protótipo dentro de cada grupo;
- b) Termo referente à espessura do perfil metálico: P1 – perfil de 1,5 mm; P2 – perfil de 2,0 mm; e P3 – perfil de 3,0 mm;
- c) Termo correspondente a esbeltez global do pilar: 3D – pilares de comprimento de 381 mm; 5D – 635 mm de comprimento; e 10D – 1.270 mm de comprimento; e
- d) O termo (P) indica o grupo de protótipos-piloto.

Para os protótipos-pilotos, em número de 3 exemplares, a esbeltez global foi fixada ($L/D = 3$), variando-se a esbeltez local (D/t), em função da espessura do perfil (1,50 mm; 2,00 mm; e 3,00 mm) objetivando avaliar as condições de confecção dos protótipos, principalmente no que tange ao processo de soldagem dos diversos componentes metálicos, e condições gerais de execução do ensaio, tipo de vinculação na aplicação do carregamento, funcionamento da instrumentação e ferramentas de coleta dos dados. A Figura 3.10 ilustra o lote dos protótipos piloto.

Figura 3.10 - Protótipos-pilotos



Fonte: Próprio autor

Para o grupo de protótipos definitivos, avaliou-se a influência da esbeltez global (L/D), fixando-se a espessura do perfil metálico em 2,0 mm, bem como a influência da esbeltez local por meio da fixação do parâmetro global ($L/D = 3$) e variação da espessura do perfil (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm). A Figura 3.11 ilustra os lotes dos protótipos-definitivos.

Figura 3.11 – Protótipos-definitivos: a) relação ($L/D = 3$); b) relação ($L/D = 10$); c) ($L/D = 5$)



Fonte: Próprio autor

3.1.3.2 Confecção dos protótipos

O perfil metálico formado a frio que foi utilizado nesta pesquisa é o perfil “U” enrijecido de 5”, cujas dimensões são (127 mm x 50 mm x 17 mm), com espessuras de (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm). Os referidos perfis foram soldados por meio de seus enrijecedores de borda, extremidade de 17 mm que confere maior rigidez à seção transversal do perfil, com o intuito convertê-lo em um perfil tubular, do tipo “caixa”, ilustrado na Figura 3.12(c).

Todas as soldagens executadas nos protótipos foram do tipo “contínua”, utilizando-se eletrodos E-6013 (3,25 mm de diâmetro), da fabricante Gerda, indicado para a soldagem de chapas finas em aços de baixo e médio teor de carbono. Uma ilustração do cordão de solda longitudinal pode ser visto na Figura 3.12(b).

Figura 3.12 - Sequência executiva da confecção dos protótipos



Fonte: Próprio autor

Em todos os protótipos foram utilizadas chapas de base e topo, de espessura de 12,5 mm, com o objetivo de melhorar a distribuição dos esforços aplicados nas extremidades das seções mistas de aço-concreto. Ainda com o intuito de conferir maior rigidez a estas extremidades, evitando assim a ocorrência de fenômenos de flambagem local de forma

prematura, foram instalados enrijecedores de 6,3 mm de espessura em cada uma das quatro faces do pilar. Esse detalhamento executivo pode ser visualizado na Figura 3.12(f).

A sequência executiva da confecção dos protótipos está ilustrada na Figura 3.12 e consistiu das seguintes etapas: (a) corte dos perfis “U” enrijecidos; (b) soldagem longitudinal dos perfis; (c) formação do perfil tubular, tipo “Caixa”; (d) corte e furação das chapas de topo e base; (e) fixação das chapas de base dos protótipos e seus enrijecedores; (f) limpeza e inspeção dos cordões de solda; (g) concretagem dos protótipos; (h) fixação das chapas de topo dos protótipos e seus enrijecedores; (i) inspeção final dos cordões de solda, limpeza e pintura dos protótipos.

3.1.3.3 Dispositivo de ensaio e instrumentação dos protótipos

Os ensaios de compressão axial foram realizados nas instalações do LABEME, onde utilizou-se uma máquina de ensaios mecânicos universal SHIMADZU UH-F, com capacidade para 1000 kN, sendo a captação dos dados realizada pelo Software TRAPEZIUM2, para os protótipos de relação (L/D) de (3 e 5), comprimentos ($L = 381$ e 635 mm), respectivamente. Os procedimentos de ensaio foram executados conforme a norma NBR 5739 (ABNT, 2018), onde optou-se por ensaio realizado com controle de deslocamento, com taxa de (0,5 mm/min), menor velocidade disponível para o equipamento empregado, com o intuito de garantir a qualidade da construção do ramo descendente da curva (força *versus* deformação). O detalhamento do ensaio com esse dispositivo está ilustrado nas Figura 3.13(a), 3.13(b) e 3.13(c).

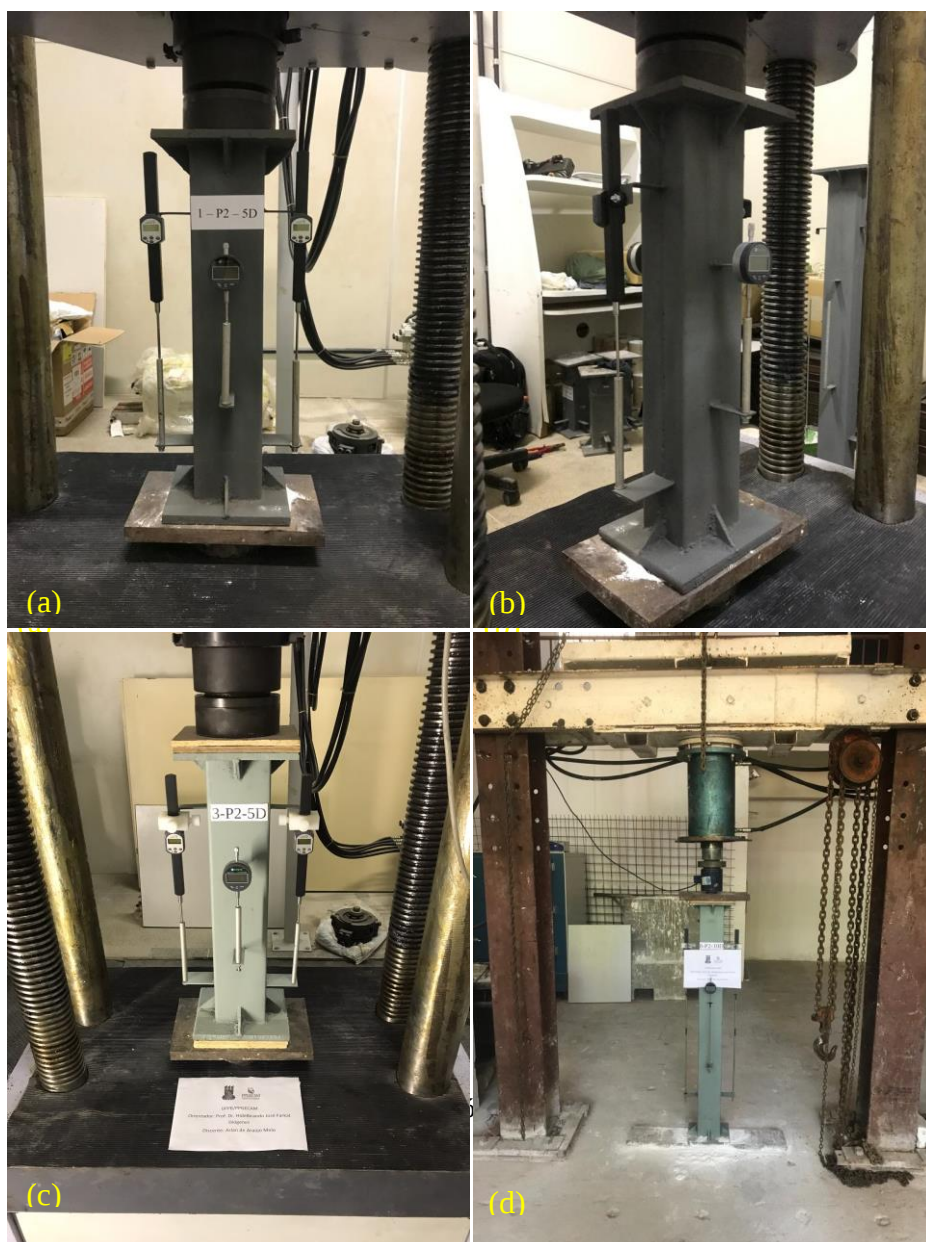
Para o protótipos de ($L/D = 10$), com comprimento de 1.270 mm, em função da limitação do curso da máquina de ensaios mecânicos universal SHIMADZU UH-F, os mesmos foram ensaiados à compressão axial em uma estrutura do tipo pórtico, onde o carregamento foi realizado por meio de célula de carga de capacidade de 1000 kN, registrada na Figura 3.13(d), sendo o sistema de coleta de dados realizado por meio de equipamento *data logger* modelo ALMEMO® 2890-9, da fabricante AHLBORN, registrado neste trabalho na Figura 3.14. Para este grupo de exemplares, verificou-se que a taxa de carregamento de 10 kN/min permitiu a construção dos gráficos (força *versus* deformação) de modo satisfatório.

Quanto à instrumentação necessária à coleta dos deslocamentos longitudinais, foram empregados quatro relógios comparadores, todos com precisão de 0,01 mm, sendo dois de curso de 2” (instalados lateralmente) e 2 de 1” (instalados nas faces frontal e posterior). Nos protótipos curtos ($L/D = 3$), foi utilizada apenas uma base de medida, igual a dois terços do comprimento total dos mesmos. Para os protótipos mais esbeltos ($L/D = 5$ e 10), os relógios

frontais utilizaram base de medida de um terço do comprimento total dos prótipos, enquanto os laterais utilizaram dois terços. Todos os relógios foram instalados na porção longitudinal central dos protótipos. A disposição dos relógios nos diferentes tipos de pilares pode ser visualizada na Figura 3.13.

O perfil metálico tipo “Caixa” de (127 mm x 100 mm) aqui investigado, além da maior dimensão no seu eixo transversal também possui os elementos enrijecedores nesta direção, que a conferem maior momento de inércia. Dessa forma, com a expectativa da flambagem local do perfil, de forma mais pronunciada nas faces anterior e posterior, optou-se pela instalação dos relógios de maior curso nas posições laterais, de modo a potencializar a coleta dos deslocamento após as instabilidades locais. Foi ainda reduzida a base de medida nas faces anterior e posterior com o intuito de que os relógios de menor curso (1”) permanecessem operativos o máximo possível ao longo da realização do ensaio. Este procedimento foi observado como uma boa prática por Oliveira (2008).

Figura 3.13 - Esquema de ensaio de compressão axial dos protótipos e detalhamento do uso dos relógios comparadores



Fonte: Próprio autor

Figura 3.14 - Equipamento *Data Logger* utilizado para coleta dos dados nos protótipos ($L/D = 10$)



Fonte: Próprio autor

3.2 Resultado da caracterização dos materiais

3.2.1 Perfis de aço formados a frio

Os perfis em “U” enrijecidos utilizados nesta pesquisa para fabricação dos perfis tipo “Caixa” possuem a seguinte especificação mercadológica: geometria - (127 mm x 50 mm x 17 mm, dimensão nominal da alma, mesas e enrijecedores, respectivamente); e espessuras de 1,5 mm, 2,0 mm e 3,0 mm. A referida geometria está de acordo com a norma NBR 6355 (ABNT, 2012). Os perfis investigados neste trabalho são formados pelo dobramento de chapas de aço SAE 1008, segundo as especificações da norma ASTM A36 (2021).

Os resultados obtidos para as tensões de escoamento (f_y) e de ruptura (f_u) estão apresentados na Tabela 3.4. Os referidos valores médios foram utilizados nas previsões de resistência, expressões analíticas, para os pilares mistos: tensão de escoamento (f_y) de 305,12 MPa e tensão de ruptura (f_u) de 383,90 MPa. Com esses resultados, observa-se que a relação (f_u/f_y) obtido é da ordem de 1,258, atendendo à especificação da norma NBR 14762 (ABNT, 2010) que preconiza uma relação mínima (f_u/f_y) de 1,08 para os aços estruturais formados a frio. O aspecto dos corpos de prova após a realização do ensaio pode ser visualizado na Figura 3.15.

Tabela 3.4 - Propriedades mecânicas do aço formado a frio

Espessura do perfil (mm)	Amostra	f_y (MPa)	f_u (MPa)
1,5	AM01_1,5 mm	315,15	374,40
	AM02_1,5 mm	314,20	375,06
	AM03_1,5 mm	-	-
2,0	AM01_2,0 mm	341,62	390,98
	AM02_2,0 mm	304,63	397,85
	AM03_2,0 mm	308,82	398,86
3,0	AM01_3,0 mm	280,41	379,53
	AM02_3,0 mm	-	-
	AM03_3,0 mm	271,01	370,61
Média (MPa)		305,12	383,90
Desvio Padrão (MPa)		23,46	11,78
Coeficiente de Variação (%)		7,69	3,07

Fonte: Próprio autor

Figura 3.15 - Corpos de prova do aço após ensaio de tração



Fonte: Próprio autor

Figura 3.16 – a) Amostras de aço ensaiadas à tração; b) Equipamento EMIC utilizado no ensaio de tração



Fonte: Próprio autor

3.2.2 Caracterização dos agregados

a. Areia média natural

A areia natural empregada nesta pesquisa é de granulação média, possuindo módulo de finura de 2,70, dimensão máxima característica de 2,40 mm, massa unitária de 1.579 kg/m^3 e massa específica real de 2.656 kg/m^3 , conforme dados apresentados na Tabela 3.5 e curva de distribuição granulométrica, conforme mostra a Figura 3.17.

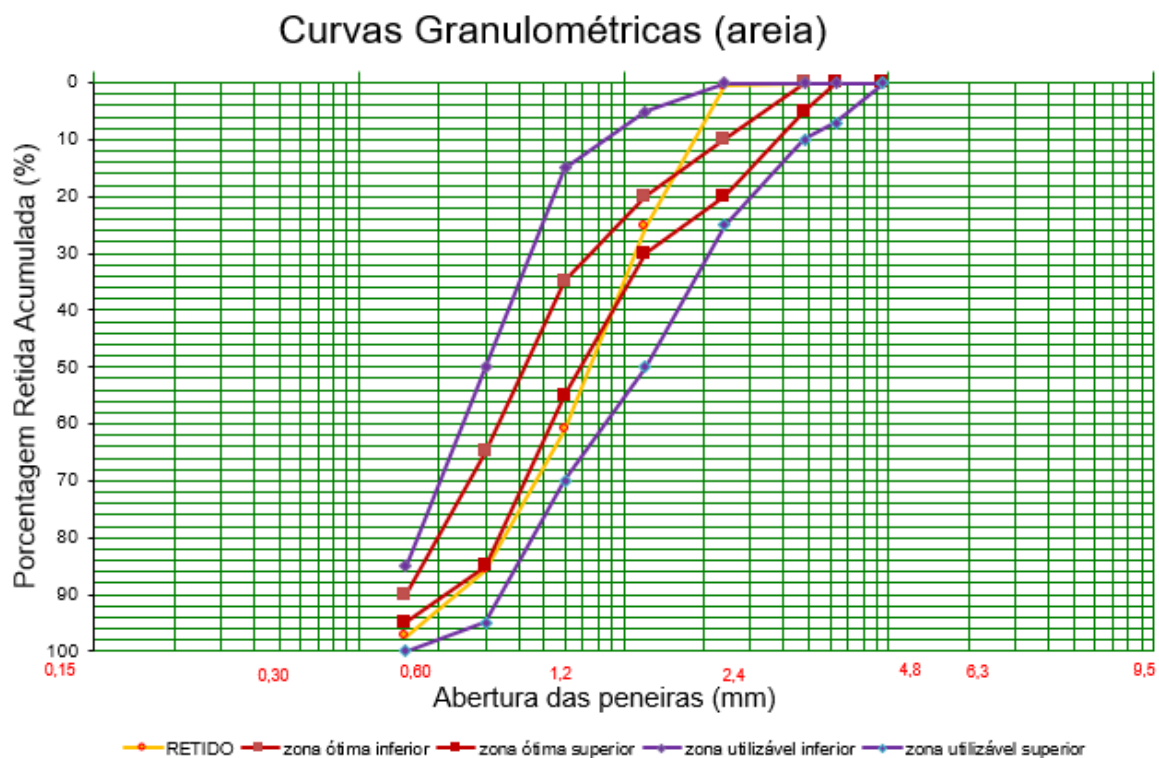
A norma NBR 7211 (ABNT, 2022) define o intervalo de 2,20 a 2,90 como uma zona ótima para o módulo de finura dos agregados miúdos, estando assim a areia natural aqui empregada perfeitamente enquadrada nesta orientação.

Tabela 3.5 - Caracterização física do agregado miúdo natural

ENSAIO DE GRANULOMETRIA DO AGREGADO MIÚDO (NBR 7211/2022)					
Amostra	Peneiras		Material Retido	Percentual (%)	
	Pol	mm	(g)	Retidas	Acumuladas
	3/8"	9,5	0,00	0,0	0,0
	1/4"	6,3	0,00	0,0	0,0
	004	4,8	0,51	0,0	0,0
	008	2,4	15,54	0,5	0,5
	016	1,2	746,52	24,9	25,4
	030	0,6	1.069,44	35,6	61,1
	050	0,3	736,79	24,6	85,6
	100	0,15	354,21	11,8	97,4
	FUNDO		76,99	2,6	100,0
	TOTAIS		3000,00	100,0	-
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA					
Módulo de finura				2,70	
Diâmetro máximo característico (mm)				2,40	
Massa unitária (kg/m³)				1.579	
Massa específica real (kg/m³)				2.656	
Teor de material pulverulento (%)				3,0	

Fonte: Próprio autor

Figura 3.17 - Distribuição granulométrica do agregado miúdo natural



Fonte: Próprio autor

b. Agregado graúdo natural britado

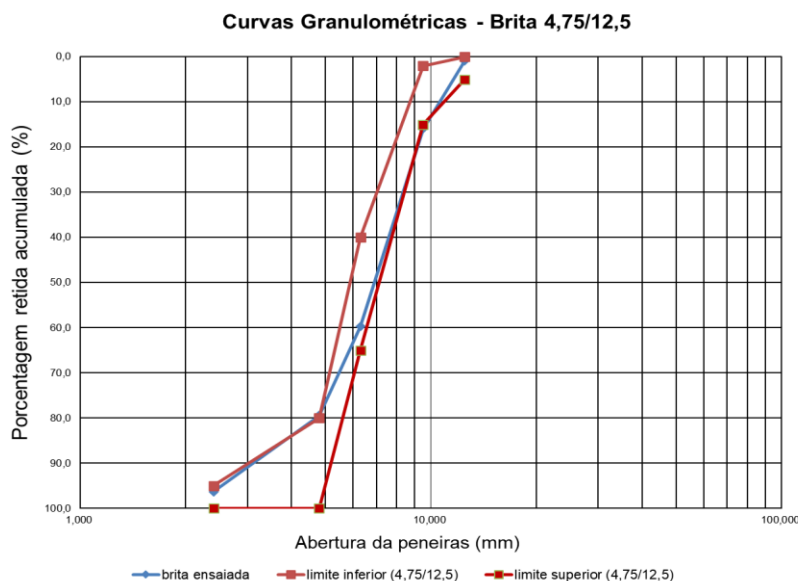
O agregado graúdo natural utilizado nesta pesquisa é um agregado britado, de classificação comercial brita nº 1, de origem de rocha do tipo gnaiss, cuja classificação de acordo com sua zona granulométrica é 4,75/12,5 mm, segundo a norma NBR 7211 (ABNT, 2022). A distribuição granulométrica do agregado graúdo natural está sendo apresentada na Figura 3.18.

A escolha da granulometria deste agregado foi balizada em função de sua compatibilidade com o agregado graúdo leve artificial, argila expandida CINEXPAN AE1506, utilizado no traço do concreto leve. Outras características físicas deste agregado estão apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Caracterização física do agregado graúdo natural

ENSAIO DE GRANULOMETRIA DO AGREGADO GRAÚDO (NBR 7211/2022)					
Amostra	Peneiras		Material retido	Percentual (%)	
	Pol	mm	(g)	Retido	Retido acumulado
	1/2"	12,5	26,06	0,9	0,9
	3/8"	9,5	454,48	15,1	16,0
	1/4"	6,3	1311,14	43,7	59,7
	004	4,8	591,77	19,7	79,4
	008	2,4	507,17	16,9	96,4
	016	1,2	58,79	2,0	98,3
	030	0,6	17,06	0,6	98,9
	050	0,3	5,59	0,2	99,1
	100	0,15	6,83	0,2	99,3
	FUNDO		21,11	0,7	100,0
	TOTAIS		3000,00	100,0	-
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA					
Módulo de finura				5,87	
Diâmetro máximo característico (mm)				12,5	
Massa unitária (kg/m³)				1.525	
Massa específica real (kg/m³)				2.695	
Absorção de água (%)				1,61	

Figura 3.18 - Distribuição granulométrica do agregado graúdo natural



Fonte: Próprio autor

c. Agregado miúdo artificial leve - AE0500 (CINEXPAN)

O agregado leve miúdo utilizado nesta pesquisa é uma argila expandida fabricada pela empresa CINEXPAN, cuja nomenclatura comercial é AE0500 - CINEXPAN. O referido agregado é produzido na cidade de Várzea Paulista, estado de São Paulo. A argila expandida AE 0500 ensaiada apresentou massa unitária de 776 kg/m^3 , massa específica real de 1.265 kg/m^3 e absorção de 21,3%, conforme dados apresentados na Tabela 3.7.

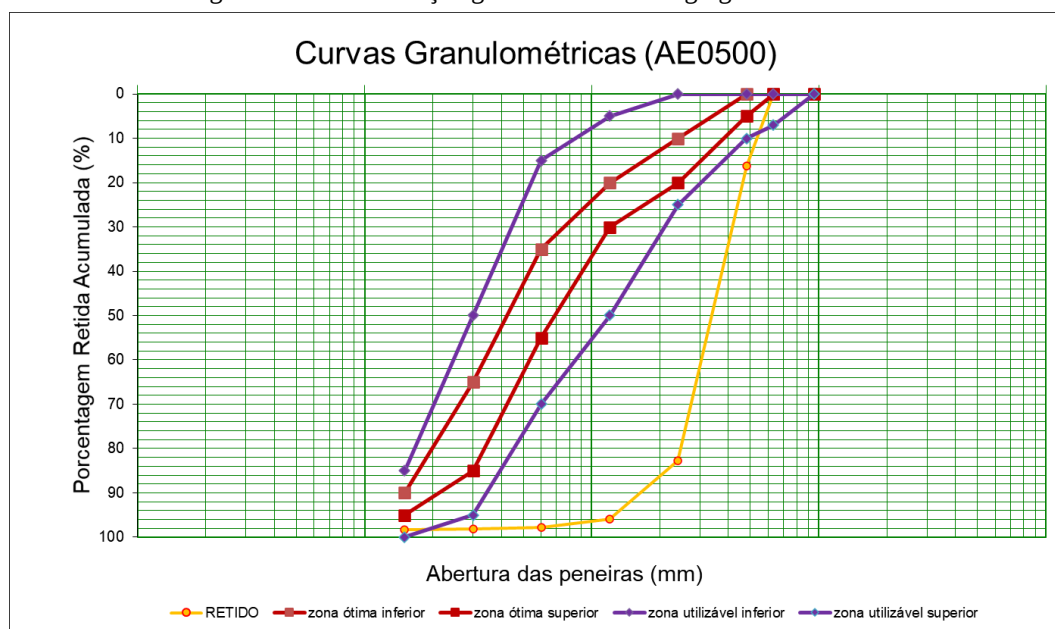
Por meio da curva de distribuição granulométrica ilustrado na Figura 3.19, identifica-se que o agregado miúdo leve AE0500 não se enquadra na zona ótima nem utilizável, preconizadas pela norma NBR 7211 (ABNT, 2022) para os agregados miúdos. Esta particularidade sinaliza para o emprego de agregados compostos, de forma que os agregados leves possam contribuir com a minoração da massa específica do concreto, porém garantindo-se o melhor empacotamento possível na combinação dos diferentes agregados.

Tabela 3.7 - Caracterização física do agregado miúdo artificial leve

ENSAIO DE GRANULOMETRIA DO AGREGADO MIÚDO LEVE - AE0500 (NBR 7211/2022)					
Amostra	Peneiras		Material retido	Percentual (%)	
	Pol	mm	(g)	Retido	Retido acumulado
	3/8"	9,5	0,00	0,0	0,0
	1/4"	6,3	5,02	0,2	0,2
	004	4,8	482,88	16,1	16,3
	008	2,4	1.995,42	66,5	82,8
	016	1,2	394,40	13,1	95,9
	030	0,6	55,50	1,9	97,8
	050	0,3	9,43	0,3	98,1
	100	0,15	7,80	0,3	98,3
	FUNDO		49,55	1,7	100,0
	TOTAIS		3000,00	100,0	-
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA					
Módulo de finura				4,89	
Diâmetro máximo característico (mm)				6,30	
Massa unitária (kg/m³)				776	
Massa específica real (kg/m³)				1.265	
Absorção de água (%)				21,3%	
Teor de material pulverulento (%)				0,3	

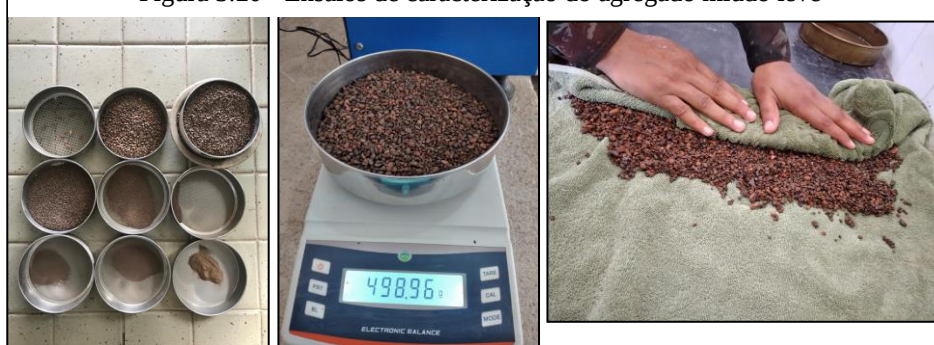
Fonte: Próprio autor

Figura 3.19 - Distribuição granulométrica do agregado miúdo leve



Fonte: Próprio autor

Figura 3.20 - Ensaios de caracterização do agregado miúdo leve



Fonte: Próprio autor

d. Agregado graúdo artificial leve - AE1506 (CINEXPAN)

O agregado graúdo leve empregado nesta pesquisa também é de fabricação da Empresa CINEXPAN e possui a denominação comercial de AE1506 – CINEXPAN. O mesmo possui módulo de finura de 6,50, DMC de 19,0 mm, massa unitária de 597 kg/m^3 , massa específica real de 852 kg/m^3 e absorção de 13,4%, conforme dados apresentados na Tabela 3.8.

A distribuição granulométrica do referido agregado está ilustrada na Figura 3.21, onde é possível observar-se que o mesmo não se enquadra nas zonas granulométricas 4,75/12,5 mm e na zona 9,5/25,0 mm, faixas preconizadas pela norma NBR 7211 (ABNT, 2022), sinalizando novamente a necessidade de um agregado composto.

Tabela 3.8 - Caracterização física do agregado graúdo artificial leve

ENSAIO DE GRANULOMETRIA DO AGREGADO GRAÚDO LEVE - AE1506 (NBR 7211/2022)					
Amostra	Peneiras		Material Retido	Percentual (%)	
	Pol	mm	(g)	Retido	Retido acumulado
	1/2"	12,5	422,72	14,1	14,1
	3/8"	9,5	1337,03	44,6	58,7
	1/4"	6,3	874,10	29,1	87,8
	004	4,8	276,64	9,2	97,0
	008	2,4	56,10	1,9	98,9
	016	1,2	0,74	0,0	98,9
	030	0,6	0,37	0,0	98,9
	050	0,3	0,60	0,0	98,9
	100	0,15	1,11	0,0	99,0
	FUNDO		30,59	1,0	100,0
	TOTAIS		3000,00	100,0	-
CARACTERIZAÇÃO FÍSICA					
Módulo de finura				6,50	
Diâmetro máximo característico (mm)				19,0	
Massa unitária (kg/m³)				597	
Massa específica real (kg/m³)				852	
Absorção de água (%)				13,4	
Teor de material pulverulento (%)				0,1	

Fonte: Próprio autor

Figura 3.21 - Distribuição granulométrica do agregado graúdo leve

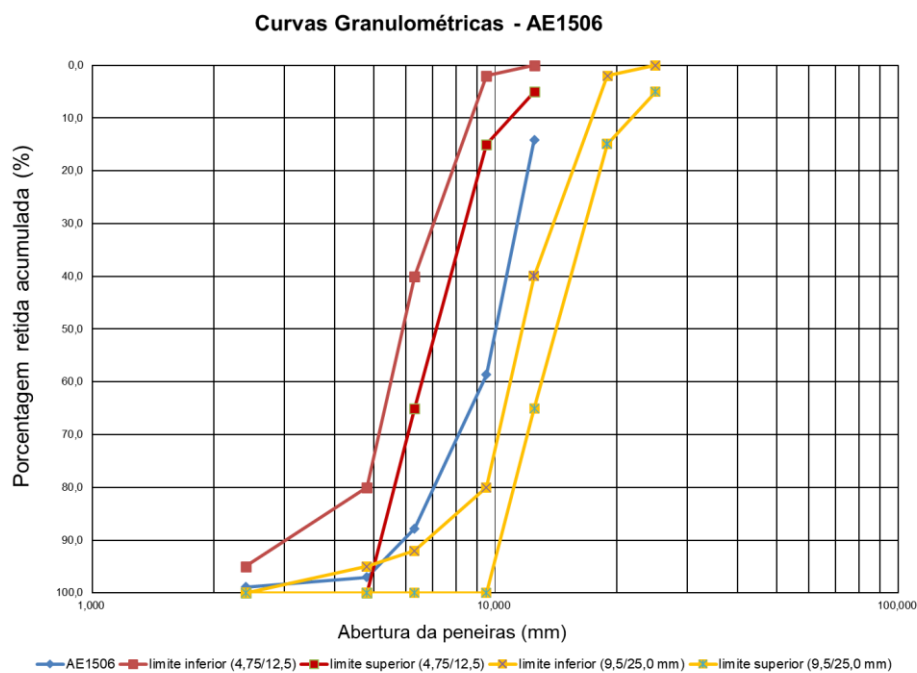
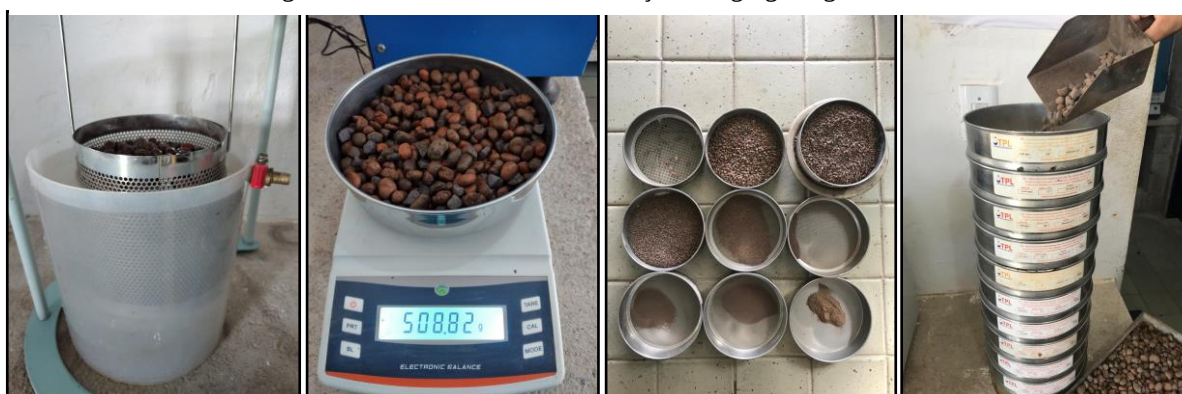


Figura 3.22 - Ensaios de caracterização do agregado graúdo leve



e. Agregado total

A norma NBR NM 35 (ABNT, 1995), que regula especificamente os agregados leves para concreto estrutural, apresenta os enquadramentos granulométricos por faixa para os referidos agregados.

Por meio da Tabela 3.9, observa-se que a AE0500 possui distribuição granulométrica bem distinta ao enquadramento previsto para a Faixa 3 (0 a 4,75 mm). A argila expandida AE1506 possui um melhor enquadramento na Faixa 7 (4,75 a 12,5 mm), ficando fora das especificações apenas na peneira de abertura de 12,5 mm. A combinação de 50% de AE0500 e 50% de AE1506, apesar de ter enquadramento ligeiramente fora da Faixa 1 (0 a 12,5 mm),

nas peneiras de 4,80 mm e 12,50 mm, melhorou sensivelmente a distribuição granulométrica da mistura, conforme pode ser verificado na Figura 3.23.

Nesta pesquisa, foi utilizada uma dosagem definida por Rossignolo (2003), a qual buscou a combinação do máximo fator de empacotamento dos agregados, condições de trabalhabilidade que permitissem o uso do concreto em peças pré-moldadas e propriedades do concreto em seu estado endurecido que o classificassem como estrutural. Com esse intuito, o agregado total obtido por Rossignolo (2003) combinou 35% da AE1506, 35% da AE0500 e 30% de areia natural.

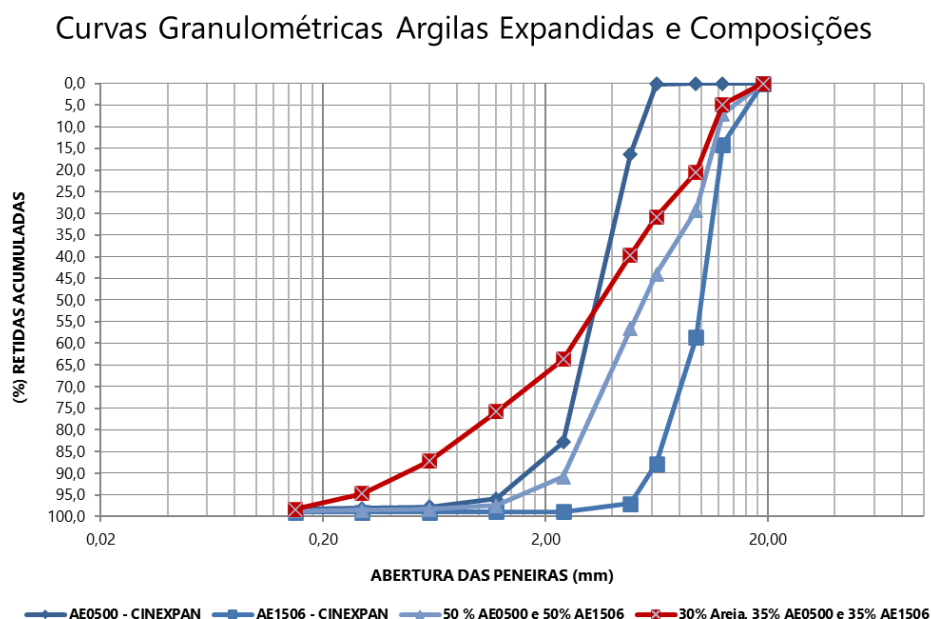
Por meio da Figura 3.23, onde estão sendo comparadas as distribuições granulométricas das duas argilas expandidas individualmente, de sua composição (50/50%) e do agregado total (35/35/30% - AE0500; AE1506; e areia natural, respectivamente), identifica-se que essa última composição melhorou significativamente o arranjo granulométrico das partículas, gerando uma distribuição contínua e uniforme.

Tabela 3.9 - Comparação das distribuições granulométricas dos agregados leves ensaiados com a NBR NM 35/1995

Abertura da peneira (mm)	AE0500 - CINEXPAN		AE1506 - CINEXPAN		50% - AE0500 e 50% AE1506 - CINEXPAN	
	(%) Retida Acumulada	(%) Retida Acumulada (ABNT, NM 35/1995 - Faixa 3 - 4,75 a 0 mm)	(%) Retida Acumulada	(%) Retida Acumulada (ABNT, NM 35/1995 - Faixa 7 - 12,5 a 4,75 mm)	(%) Retida Acumulada	(%) Retida Acumulada (ABNT, NM 35/1995 - Faixa 1 - 12,5 a 0 mm)
19,00	0,0	-	0	0	0,0	0
12,50	0,0	-	14,1	0 - 10	7,0	0 - 5
9,50	0,0	-	58,7	20 - 60	29,3	-
6,30	0,2	-	87,8	-	44,0	-
4,80	16,3	0 - 15	97,0	80 - 100	56,6	20 - 50
2,40	82,8	-	98,9	90 - 100	90,8	-
1,20	95,9	20 - 60	98,9	-	97,4	-
0,60	97,8	-	98,9	-	98,3	-
0,30	98,1	65 - 90	98,9	-	98,5	80 - 95
0,15	98,3	78 - 95	99,0	-	98,7	85 - 98

Fonte: Próprio autor

Figura 3.23 - Distribuição granulométrica dos agregados leves e suas composições (50% AE1506 e 50% AE0500) e (50% AE1506, 50% AE0500 e 30% areia natural)



Fonte: Próprio autor

3.2.3 Cimento, sílica ativa e superplastificante

a. Cimento

Utilizou-se nesta pesquisa cimento de alta resistência inicial da marca Cimento Nacional, CP V-ARI MAX. Sua caracterização física segue na Tabela 3.10.

Tabela 3.10 – Caracterização física do cimento CP V-ARI MAX

Características/Propriedades			Unidade	CP V-ARI MAX
Massa específica			kg/m ³	2.990
Massa unitária no estado solto			kg/m ³	1.200
Finura	Resíduo #200		%	0,2
	Resíduo #325		%	3,4
	Superfície Específica Blaine		cm ² /g	4.687
Tempo de pega	Início		min	130
	Fim		min	210
Resistência à compressão	1 dia		MPa	28,0
	3 dias		MPa	43,0
	7 dias		MPa	48,0
	28 dias		MPa	57,0

Fonte: Fabricante

b. Sílica ativa

Utilizou-se nesta pesquisa sílica amorfa, denominada ao longo do trabalho por sílica ativa, na proporção de 10% em massa em relação ao consumo de cimento. Esse material foi fornecido pela empresa Ferbasa, localizada em Pojuca/BA. De acordo com o fabricante, sua sílica ativa possui massa unitária (densificada) da ordem de 550 kg/m^3 e não-densificada de 200 kg/m^3 , massa específica real de 2.210 kg/m^3 , superfície específica de aproximadamente $19.000 \text{ m}^2/\text{kg}$, diâmetro médio das partículas da ordem de $0,2 \text{ }\mu\text{m}$ e teor de SiO_2 de 86,0%.

c. Aditivo plastificante

O aditivo plastificante utilizado foi o CEMIX 2000, da VEDACIT, um produto polifuncional plastificante com alto poder de redução de água na mistura. O mesmo foi utilizado na proporção de 1,5% em relação à massa de cimento. Algumas características do produto, fornecidas pelo fabricante, estão apresentadas na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Caracterização física do aditivo plastificante CEMIX 2000

Características/Propriedades	Unidade	CEMIX 2000
Massa específica	kg/m^3	1.220
Aspecto	-	Líquido homogêneo
Cor	-	Marron escuro
Composição básica	-	Lignosulfonatos

Fonte: Fabricante

3.3 Definição da dosagem

Rossignolo (2003) desenvolveu uma metodologia para dosagem de concretos leves baseada em três etapas: estudo da composição granulométrica dos agregados leves; determinação da quantidade de água total em função da trabalhabilidade exigida para o concreto (relação entre o teor de água e materiais secos); e propriedades do concreto no estado endurecido em função da relação água/cimento.

Por meio da referida metodologia, nesta pesquisa, para definição da dosagem do concreto leve referencial adotada na amostragem principal, foram dimensionados, moldados e ensaiados à compressão axial três lotes para as resistências de 30 MPa, 35 MPa e 40 MPa, com 5 corpos de prova por lote, conforme detalhamento das dosagens apresentada na Tabela 3.12. Deve-se reiterar que a dosagem para a resistência de 40 MPa foi reproduzida de forma

idêntica à experimentada por Rossignolo (2003), denominada de Traço 5 pelo Autor, enquanto as demais são oriundas da metodologia, fruto da pesquisa do mesmo.

As dosagens em análise utilizaram sílica ativa na proporção de 10% da massa de cimento e agregado total (areia natural, AE0500 e AE1506) na proporção de 30%, 35% e 35% em massa, respectivamente. O aditivo plastificante foi empregado na proporção de 1,5% da massa de cimento. A relação água/cimento (a/c) adotada obedeceu à restrição apresentada por Helene (1995), ver Figura 3.24, a qual estabelece (a/c) mínimos em função da classe de resistência do concreto frente ao risco de corrosão das armaduras. Somente o Traço 5 não obedeceu à referida restrição, pois o mesmo foi reproduzido nas mesmas condições de Rossignolo (2003), sendo os demais fruto da metodologia que impõe a restrição do (a/c) mínimo.

As previsões para resistência à compressão axial e massa específica aparente foram obtidas por meio de expressões analíticas, fruto da análise estatística realizada sobre os resultados de Rossignolo (2003).

Tabela 3.12 - Dosagens dos Concreto Leve segundo metodologia de Rossignolo (2003)

INSUMOS	Traço 5 - 40 MPa (kg/m ³)	Traço 35 MPa (kg/m ³)	Traço 30 MPa (kg/m ³)
Cimento	440,0	394,3	282,7
Sílica	44,0	39,4	28,3
Areia	250,8	165,6	169,6
AE0500	292,6	193,2	197,9
AE1506	292,6	193,2	197,9
Água	261,4	216,9	192,8
Plastificante	6,6	5,9	4,2
a/c (calculado)	0,54	0,62	0,71
a/c (adotado - Helene (1995))	0,54	0,50	0,62
Resultados teóricos (calculados)			
Res. compressão - 28 dias (MPa)	39,7	45,2	38,0
Massa específica aparente – 28 dias (kg/m ³)	1.460,0	1.438,8	1.376,5
Fator de eficiência	27,19	31,4	27,6

Fonte: Próprio autor

Figura 3.24 - Classificação do concreto frente ao risco de corrosão das armaduras

<i>Classe de Concreto (NBR-8953)</i>	Classe de Resistência	Máxima Relação <i>a/c</i>
Durável	$\geq C50$	$\leq \mathbf{0,38}$
Resistente	C35 C40 C45	$\leq 0,50$
Normal	C25 C30	$\leq 0,62$
Efêmero	C10 C15 C20	Qualquer

Fonte: Helene (1995)

Os resultados de resistência à compressão dos três traços dosados para 30 MPa, 35 MPa e 40 MPa com agregado leves, com 14 dias de idade de cura, estão apresentados na Tabela 3.13. Segundo Rossignolo (2003), os concretos leves dosados segundo a metodologia ora adotada atingem 97% de sua resistência de projeto, aproximadamente, nos primeiros 7 dias de cura.

Deve-se salientar que a norma NBR 6118 (ABNT, 2014) preconiza uma resistência mínima de 20 MPa, aos 28 dias de idade, para emprego com fins estruturais. Com base nessa informação e primando-se pelo princípio da economicidade, de posse dos resultados de resistência à compressão, a dosagem para 35 MPa foi selecionada para uso na etapa principal desta pesquisa, estudo do comportamento estrutural dos pilares mistos.

Tabela 3.13 - Resultados de resistência à compressão do concreto leve

Traço 5 - 40 MPa (kg/m³)		Traço 35 MPa (kg/m³)		Traço 30 MPa (kg/m³)	
CP	Resistência (MPa)	CP	Resistência (MPa)	CP	Resistência (MPa)
1	16,8	1	24,3	1	16,2
2	21,8	2	28,7	2	14,6
3	23,9	3	29,8	3	18,1
4	20,1	4	25,3	4	17,2
5	24,7	5	29,4	-	-
Média (MPa)	22,6	Média	27,5	Média	16,5
DP (MPa)	2,1	DP	2,5	DP	1,5
CV (%)	9,29%	CV	9,20%	CV	8,95%

Fonte: Próprio autor

Os exemplares concretados com a dosagem de 35 MPa apresentaram uma massa específica aparente média da ordem de 1.437,5 kg/m³, com idade de 14 dias, conforme detalhado na Tabela 3.14.

Segundo Spitzner (1994), Holm (2000) e Rossignolo (2009), os concretos leves podem ser definidos por um parâmetro que correlaciona a resistência à compressão e sua massa específica, sendo denominado de Fator de eficiência (FE), expresso por meio da Equação 3.1.

Equação 3.1

$$FE = (f_c)/\gamma$$

Onde: f_c = resistência à compressão (MPa);

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

O fator de eficiência calculado para o concreto leve definido como dosagem de referência foi de 19,13 MPa.dm³/kg, conforme apresentado na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 - Resultados de massa específica aparente do concreto leve

CP	Massa (g)	Massa específica aparente (kg/m ³)
1	2.188	1.392,9
2	2.298	1.463,0
3	2.208	1.405,7
4	2.366	1.506,2
5	2.230	1.419,7
Média (kg/m ³)		1.437,5
DP (kg/m ³)		46,6
CV (%)		3,24
FE (MPa.dm ³ /kg)		19,13

Fonte: Próprio autor

Após a definição da dosagem do concreto leve, determinou-se a dosagem do concreto convencional realizando-se a substituição da AE0500 por areia natural e da AE1506 pela brita nº 1 de DMC 12,5 mm. As referidas substituições foram calculadas em função da proporcionalidade entre as massas unitárias dos agregados substituído e substituto. A Tabela 3.15 detalha a dosagem do concreto convencional.

Tabela 3.15 - Dosagem do concreto convencional

INSUMOS	Traço 35 MPa (kg/m ³)
Cimento	394,3
Sílica	39,4
Areia	607,4
Brita 12,5 mm	586,6
Água	216,9
Plastificante	5,9
a/c	0,50

Fonte: Próprio autor

Conforme os dados detalhados nas Tabela 3.16 e Tabela 3.17, verifica-se que o concreto convencional apresentou uma resistência média à compressão, aos 14 dias de idade, de 38,6 MPa, massa específica aparente média de 2.248,1 kg/m³ e FE de 17,16 MPa.dm³/kg.

Tabela 3.16 - Resultados de resistência à compressão do concreto convencional

CP	Resistência (MPa)
1	43,4
2	42,6
3	33,4
4	34,4
5	39,0
Média (MPa)	38,6
DP (MPa)	4,6
CV (%)	11,9

Fonte: Próprio autor

Tabela 3.17 - Resultados de massa específica aparente do concreto convencional

CP	Massa específica aparente (kg/m ³)
1	2.227,7
2	2.221,4
3	2.272,4
4	2.264,1
5	2.254,8
Média (kg/m ³)	2.248,1
DP (kg/m ³)	22,5
CV (%)	1,00
FE (MPa.dm ³ /kg)	17,2

Fonte: Próprio autor

Por fim, comparando-se os resultados entre as duas dosagens (concreto leve e convencional) investigadas nesta pesquisa, nesta etapa preliminar, observou-se que o concreto leve com o emprego da argila expandida nacional como um agregado composto obteve resistência à compressão média 28,8% menor que o concreto convencional, bem como sua massa específica aparente média foi 36,1% menor que a do concreto convencional. Verificou-se portanto que a perda de resistência foi compensada satisfatoriamente pela maior diminuição da massa específica, informação essa corroborada com o ganho de 11,4% do FE, demonstrando assim um balanço positivo entre diminuição de peso próprio e redução resistência, conforme dados apresentados na Tabela 3.18.

Tabela 3.18 - Comparação entre os resultados do concreto leve e convencional

Parâmetro analisado	Concreto leve	Concreto convencional	Variação (%)
Resistência à compressão média (MPa)	27,5	38,6	- 28,8%
Massa específica aparente média (kg/m ³)	1.437,5	2.248,1	- 36,1%
FE (MPa.dm ³ /kg)	19,13	17,16	11,4%

Fonte: Próprio autor

3.4 Caracterização dos concretos (lotes definitivos)

Como os 80 corpos de prova (40 confeccionados com concreto leve e 40 com concreto convencional) foram divididos em 4 lotes com 10 exemplares cada, para cada grupo de concreto, os exemplares foram identificados da seguinte forma: 3L10 (primeiro dígito, variando de 1 a 4 referente ao lote; segundo dígito, L para concreto leve e N para concreto normal; terceiro dígito refere-se ao número de ordem do exemplar dentro de cada lote).

3.4.1 Ensaios no estado fresco: abatimento, espalhamento e t500

Conforme detalhado na metodologia, em virtude da diferença significativa na trabalhabilidade dos concretos leve e normal, exemplificada por meio da Figura 3.4, o concreto leve foi caracterizado em função do *slump test*, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 3.19. Enquanto o concreto normal foi caracterizado pelos ensaios de espalhamento, *slump flow*, e t500, cujos resultados estão apresentados na Tabela 3.20. Os procedimentos de ensaio realizados com o concreto normal estão exemplificados na Figura 3.25.

Observa-se, por meio dos resultados de espalhamento apresentados na Tabela 3.20, que o concreto normal não apresentou fluidez ou capacidade de preenchimento em fluxo livre que

o enquadrasse como concreto auto-adensável, de acordo com as classes de espalhamento preconizadas na norma NBR 15823-1 (ABNT, 2017), cuja primeira faixa é de 550 mm a 650 mm.

Quanto à viscosidade plástica aparente do concreto normal, mensurado pelo parâmetro t_{500} , observa-se que os resultados são superiores a 2 (dois) segundos, ou seja, o concreto ora investigado enquadra-se na classe de viscosidade VS 2, segundo a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2017), cuja classificação é adequada para a maioria das aplicações correntes.

Quanto à estabilidade visual sob fluxo livre, qualitativamente, observa-se por meio da Figura 3.25(d) que o concreto não apresentou evidências de segregação, apresentando boa distribuição dos agregados graúdos e argamassa na mistura e sem segregação, podendo ser classificado como IEV0 (Índice de Estabilidade Visual), segundo a norma NBR 15823-1 (ABNT, 2017).

Tabela 3.19 – Resultados de *Slump Test* para o concreto leve

Lote	<i>Slump Test</i> (mm)
Lote 01	115
Lote 02	130
Lote 03	120
Lote 04	120

Fonte: Próprio autor

Tabela 3.20 – Resultados de Espalhamento e t_{500} para o concreto normal

Lote	Espalhamento (mm)	t_{500} (s)
Lote 01	500	3,5
Lote 02	510	4,0
Lote 03	500	4,4
Lote 04	520	4,7

Fonte: Próprio autor

Figura 3.25 - Execução do ensaio de espalhamento e t500 para o concreto normal



Fonte: Próprio autor

3.4.2 Resistência à compressão

Por meio da Tabela 3.21, estão sendo apresentados os resultados de resistência à compressão dos concretos leve e normal. Os valores médios destacados foram obtidos por meio de tratamento estatístico descrito no Apêndice 7.1. Assim, para o lote definitivo, observa-se que o concreto leve apresentou uma diminuição de resistência da ordem de 16,5%, quando comparado ao concreto convencional.

Outra observação interessante é que a dosagem adotada segundo a metodologia de Rossignolo (2003) tinha por objetivo uma resistência de 35 MPa, aos 28 dias de idade, para o concreto leve. Esse concreto apresentou resistência média de 29,55 MPa, 15,6% menor que o previsto, enquanto o concreto convencional apresentou a resistência esperada de 35,4 MPa.

Figura 3.26 - Corpos de prova após ensaios de compressão e tração por compressão diametral



Fonte: Próprio autor

Tabela 3.21 - Comparação entre os resultados de resistência à compressão dos concretos leve e normal

Dados brutos			
Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Resistência compressão (MPa)	Amostra	Resistência compressão (MPa)
3L1	26,50	3N1	37,38
3L2	22,34	3N2	34,67
3L3	25,26	3N3	35,59
3L4	33,55	3N4	36,00
3L5	28,84	3N5	36,08
3L6	31,00	3N6	33,56
3L7	30,35	3N7	35,85
3L8	29,10	3N8	35,27
3L9	29,97	3N9	34,69
3L10	31,10	3N10	35,02
Dados Médios (após aplicação de intervalos de confiança)			
Média (MPa)	29,55	Média (MPa)	35,40
Desv. Pad. (MPa)	1,60	Desv. Pad. (MPa)	0,57
Coef. Var (%)	5,4%	Coef. Var (%)	1,6%

Fonte: Próprio autor

3.4.3 *Massa específica, absorção e índice de vazios*

A substituição total do agregado gráúdo natural pela argila expandida AE1506 e a substituição parcial da areia natural pela argila expandida AE0500 possibilitaram uma redução de 32,6% na massa específica aparente do concreto leve comparado ao concreto convencional, esse parâmetro foi reduzido de 2.240 kg/m³ (concreto normal) para 1.510 kg/m³ (concreto leve).

A redução da massa específica está associada aos maiores parâmetros de porosidade e permeabilidade do concreto leve. O mesmo apresentou índice de vazios e absorção maiores que o concreto convencional, 19,2 e 38,6% maiores, respectivamente. Os referidos resultados estão apresentados nas Tabela 3.22 e Tabela 3.23.

A ordem de grandeza dos resultados ora identificados está coerente com a literatura, ressalvadas as particularidades da dosagem investigada. Borja (2011), variando o teor dos agregados leves miúdo e gráúdo, em sua dosagem experimental, obteve resultados de absorção entre 5,5% e 10,4% e índice de vazios entre 8,7% e 15,8%. De forma similar, Verzegnassi (2015) obteve absorção entre 9,7% e 13,1% e índice de vazios entre 15,7% e 20,8%. Já Angelin (2014) obteve resultados de absorção de 9,15% e índice de vazios de 13,37%.

A metodologia de dosagem do concreto leve ora utilizada, que é específica para o uso da argila expandida, busca o equilíbrio entre a limitação de resistência imposta pelo agregado leve ao concreto e o alívio de seu peso próprio conferido pela menor massa específica do agregado. O referido equilíbrio é exatamente o conceito de resistência ótima definido por Rossignolo (2003).

A maior absorção do concreto leve, 38,6%, está diretamente relacionada à estrutura porosa do agregado leve. Deve-se reiterar que os mesmos apresentaram absorção da ordem de 13,42 e 21,3% para granulometria gráuda e miúda, respectivamente. Enquanto o agregado gráúdo natural apresentou absorção de 1,61%. O maior índice de vazios também é, predominantemente, justificado pela porosidade da argila expandida. Deve-se observar que a relação entre porosidade e permeabilidade é muito íntima, sendo essa última propriedade possibilitada pelos poros interconectados ou comunicáveis.

O uso da sílica ativa em ambas as dosagens conjugado com a cura interna conferida pelo agregado leve também possuem sua contribuição para melhorar as propriedades da matriz cimentícia nos quesitos de sua densificação e, conseqüentemente, minoração dos índices de vazios e porosidade.

O detalhamento da aplicação do intervalo de confiança está apresentado nos Apêndices 7.3 e 7.4.

Tabela 3.22 - Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios para o concreto normal

Dados brutos - concreto normal						
Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Massa específica saturada (g/cm ³)	Massa específica real (g/cm ³)	Massa específica aparente (g/cm ³)	Absorção (%)	Índice de vazios (%)
2N1	1,87	2,05	2,28	2,24	9,68	15,11
2N2	1,94	2,10	2,32	2,23	8,59	14,23
2N3	1,85	2,01	2,27	2,23	10,05	12,17
2N4	1,90	2,03	2,25	2,29	9,55	14,69
2N5	1,86	2,04	2,26	2,24	9,55	15,50
2N6	1,82	2,05	2,25	2,30	9,68	17,88
2N7	1,82	2,04	2,34	2,16	12,26	15,39
2N8	1,94	2,07	2,23	2,23	6,76	13,09
2N9	1,83	2,02	2,25	2,14	10,23	16,34
2N10	1,85	2,03	2,25	2,26	9,70	17,94
Dados Médios (após aplicação de intervalos de confiança)						
Média	1,85	2,03	2,26	2,24	9,78	15,21
Desv. Pad.	0,028	0,010	0,012	0,014	0,262	0,726
Coef. Var.	1,5%	0,5%	0,5%	0,6%	2,7%	4,8%

Fonte: Próprio autor

Tabela 3.23 - Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios para o concreto leve

Dados brutos - concreto leve						
Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Massa específica saturada (g/cm ³)	Massa específica real (g/cm ³)	Massa específica aparente (g/cm ³)	Absorção (%)	Índice de vazios (%)
2L1	1,26	1,42	1,57	1,45	14,00	18,36
2L2	1,30	1,45	1,59	1,41	14,10	18,53
2L3	1,26	1,41	1,55	1,41	15,00	18,85
2L4	1,37	1,55	1,66	1,54	13,36	17,06
2L5	1,41	1,62	1,64	1,58	13,07	18,45
2L6	1,32	1,50	1,60	1,49	13,32	17,62
2L7	1,39	1,56	1,65	1,53	13,22	17,82
2L8	1,35	1,53	1,64	1,54	13,33	17,95
2L9	1,34	1,52	1,62	1,50	13,00	17,17
2L10	1,34	1,53	1,65	1,49	14,15	18,95
Dados Médios (após aplicação de intervalos de confiança)						
Média	1,34	1,53	1,63	1,51	13,55	18,12
Desv. Pad.	0,024	0,024	0,024	0,033	0,388	0,376
Coef. Var.	1,8%	1,6%	1,5%	2,2%	2,9%	2,1%

Fonte: Próprio autor

3.4.4 Fator de eficiência

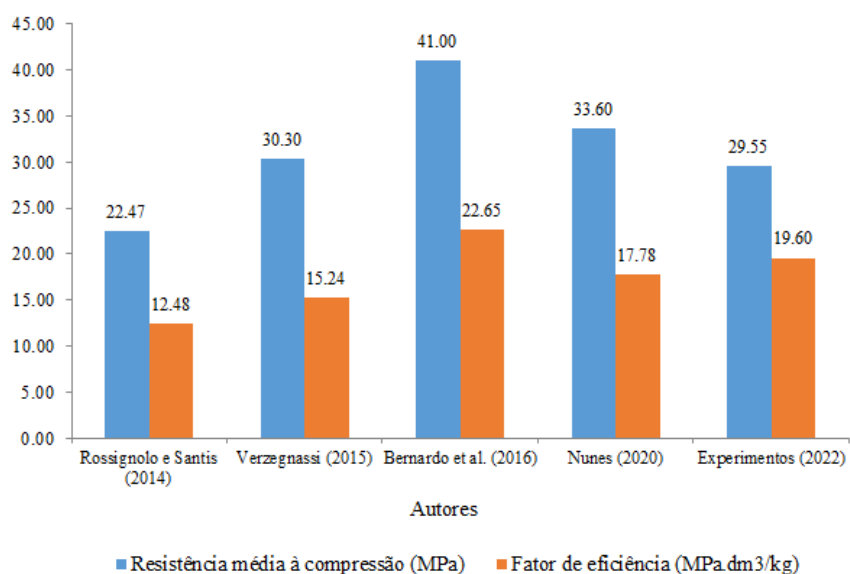
Em virtude das diferentes dosagens investigadas na literatura, a comparação de parâmetros como resistência à compressão e massa específica isoladamente torna-se inconclusiva. De tal sorte que o parâmetro fator de eficiência, por meio da correlação entre resistência e massa específica, define uma variável numérica, possibilitando a comparação de desempenho entre diferentes dosagens.

Nesta pesquisa, corroborou-se experimentalmente a propriedade dos concretos leves em apresentar fatores de eficiência superiores ao concreto convencional, ratificando as investigações desenvolvidas por Moravia (2007), Santis e Rossignolo (2014), Verzegnassi (2015), Bernardo *et al.* (2016) e Nunes (2020). O fator de eficiência identificado nesta pesquisa para o concreto leve foi de 19,60 MPa.dm³/kg, 24,0% superior ao verificado para o concreto convencional, 15,81 MPa.dm³/kg.

Para os concretos de classe de resistência similares ao investigado neste trabalho, classe de resistência de 30 MPa aos 28 dias de idade, por meio da Figura 3.27, que consolida esses dados para algumas das pesquisas mais recentes com o emprego da argila expandida nacional, verifica-se que a pesquisa ora desenvolvida apresentou fator de eficiência superior ao registrado na literatura.

Bernardo *et al.* (2016) encontraram fator de eficiência de 22,65 MPa.dm³/kg, entretanto o referido autor utilizou corpos de prova cúbicos de 150 mm nos ensaios de resistência à compressão e massa específica seca para o cálculo desse parâmetro. Considerando-se um fator de forma de 1,10 entre a resistência à compressão de CPs cúbicos e cilíndricos de 100 mm x 200 mm, de acordo com Zhang e Gjorv (1991), bem como se utilizando o resultado médio de massa específica seca de 1,34 g/cm³ ao invés da massa específica aparente, obtém-se nesta pesquisa um fator de eficiência de 24,3 MPa.dm³/kg, superior ao identificado por Bernardo *et al.* (2016). Portanto, realizadas as devidas correlações de metodologia de cálculo, entende-se que o concreto leve ora desenvolvido apresentou fator de eficiência superior as demais pesquisas aqui revisadas.

Figura 3.27 - Comparação dos resultados de resistência à compressão e fator de eficiência dos concretos leves confeccionados com argila expandida nacional



Fonte: Adaptado Nunes (2020)

3.4.5 Resistência à tração

O concreto leve desenvolvido no contexto deste trabalho, apresentou resistência média à tração por compressão da ordem 1,71 MPa, 19,8% menor que a do concreto referencial de massa específica normal. A resistência média identificada para o concreto normal foi de 2,13 MPa. Essa perda de resistência está diretamente vinculada ao índice de vazios do concreto, sendo este último consequência direta do tipo de agregado leve e dosagem utilizada. Os dados de resistência à tração estão apresentados na Tabela 3.27. O detalhamento do intervalo de confiança aplicado está apresentado no Apêndice 7.7.

A resistência média à tração de 1,71 MPa do concreto leve representou 5,8% da resistência média à compressão deste, identificada da ordem de 29,55 MPa. As pesquisas desenvolvidas por Evangelista *et al.* (1996), Gomes Neto (1998), Rossignolo e Agnesini (2005) e Rossignolo (2009), com o emprego de argila expandida nacional, verificaram uma correlação entre esses dois parâmetros na faixa de 6,0% a 9,0%. Assim, consideradas as particularidades de cada dosagem e a aproximação do resultado ora mensurado com o limite inferior deste faixa, julga-se que este resultado esteja coerente com o estado geral d'arte.

Tabela 3.24 - Resultados de resistência à tração por compressão diametral para os concretos leves e normal

Dados brutos			
Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Amostra	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)
4L1	1,70	4N1	1,71
4L2	2,15	4N2	2,16
4L3	1,59	4N3	1,83
4L4	1,61	4N4	2,50
4L5	2,00	4N5	1,71
4L6	1,65	4N6	2,21
4L7	1,49	4N7	2,10
4L8	1,79	4N8	2,40
4L9	1,75	4N9	2,11
4L10	1,75	4N10	2,07
Dados Médios (após aplicação de intervalos de confiança)			
Média	1,71	Média	2,13
Desv. Pad.	0,07	Desv. Pad.	0,06
Coef. Var.	4,1%	Coef. Var.	2,7%

Fonte: Próprio autor

O resultado experimental de resistência à tração para o concreto leve foi comparado ao de algumas previsões analíticas, conforme detalhado na Tabela 3.25. Por meio dessa, percebe-se que o mesmo aproximou-se substancialmente das previsões da norma EN 1992-1-1 (2004) – Eurocode 2, com um fator de correlação da ordem de 1,01.

Deve-se pontuar que essa normatização, explicitada na Equação 2.2, estima a resistência à tração por compressão diametral do concreto leve em função de sua massa específica e da resistência à tração correspondente ao concreto de massa específica normal de dosagem equivalente. Enquanto as demais expressões possuem somente a resistência à compressão do concreto leve como variável independente.

Julga-se que essa expressão melhor represente o fenômeno em discussão dado ao maior número de variáveis independentes. O conceito de “resistência ótima” demonstra a existência de um equilíbrio entre minoração da massa específica, ponto positivo, e minoração das resistências, ponto negativo.

Tabela 3.25 - Comparação entre a resistência à tração por compressão diametral experimental e previsões analíticas

Referência	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Fator de correlação (Previsão analítica/ Resultado médio experimental)	Observação
HOFF (1991)	2,66	1,56	-
ACI 318 (2008)	2,28	1,34	Dosagem apenas com agregado leve
ACI 318 (2008)	2,61	1,53	Dosagem com areia e agregado leve
EN 1992-1-1 (2004)	1,73	1,01	Calculado a partir da resistência à tração da dosagem similar de concreto normal
Resultado médio experimental	1,71	1,00	-

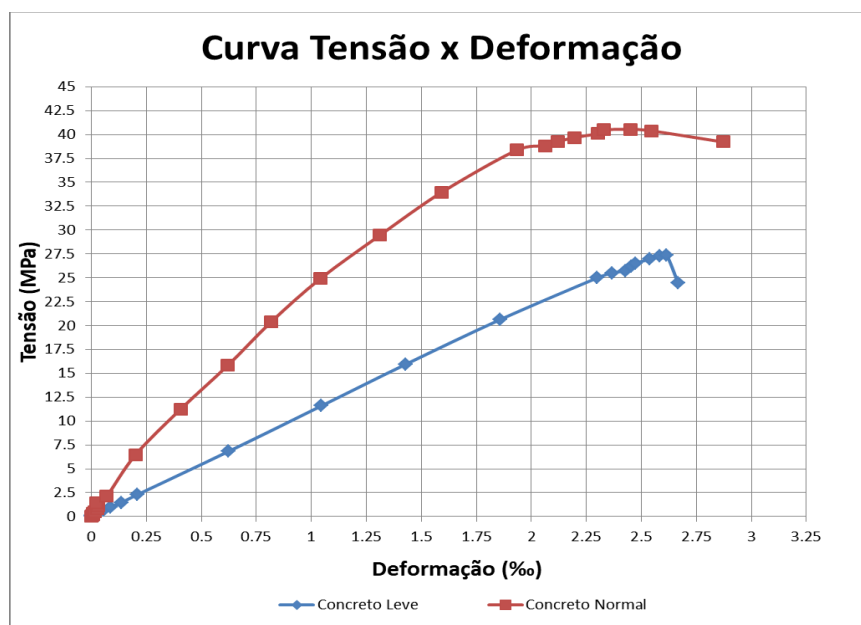
Fonte: Próprio autor

3.4.6 Curva tensão-deformação, módulo de elasticidade estático e dinâmico

Por meio da Figura 3.28, estão sendo comparadas as curvas tensão-deformação para os concretos leve e normal investigados nesta pesquisa. Graficamente, observa-se a maior linearidade do trecho ascendente da curva para o concreto leve, bem como uma queda mais abrupta da resistência no trecho pós-pico. Esse comportamento está coerente com as investigações de Rossignolo (2009), o qual verificou um comportamento elástico-linear para os concretos leves com LECA brasileira até cerca de 80% do carregamento último, enquanto os concretos convencionais apresentaram o mesmo comportamento até a ordem de 60%.

Esse mesmo comportamento pode ser identificado na Figura 3.29, que ilustra algumas curvas obtidas nesta investigação, bem como nos Apêndices 7.9 e 7.10, que apresenta todas as curvas tensão-deformação obtidas nesta pesquisa.

Figura 3.28 - Comparação entre as curvas tensão *versus* deformação do concreto normal e leve investigados

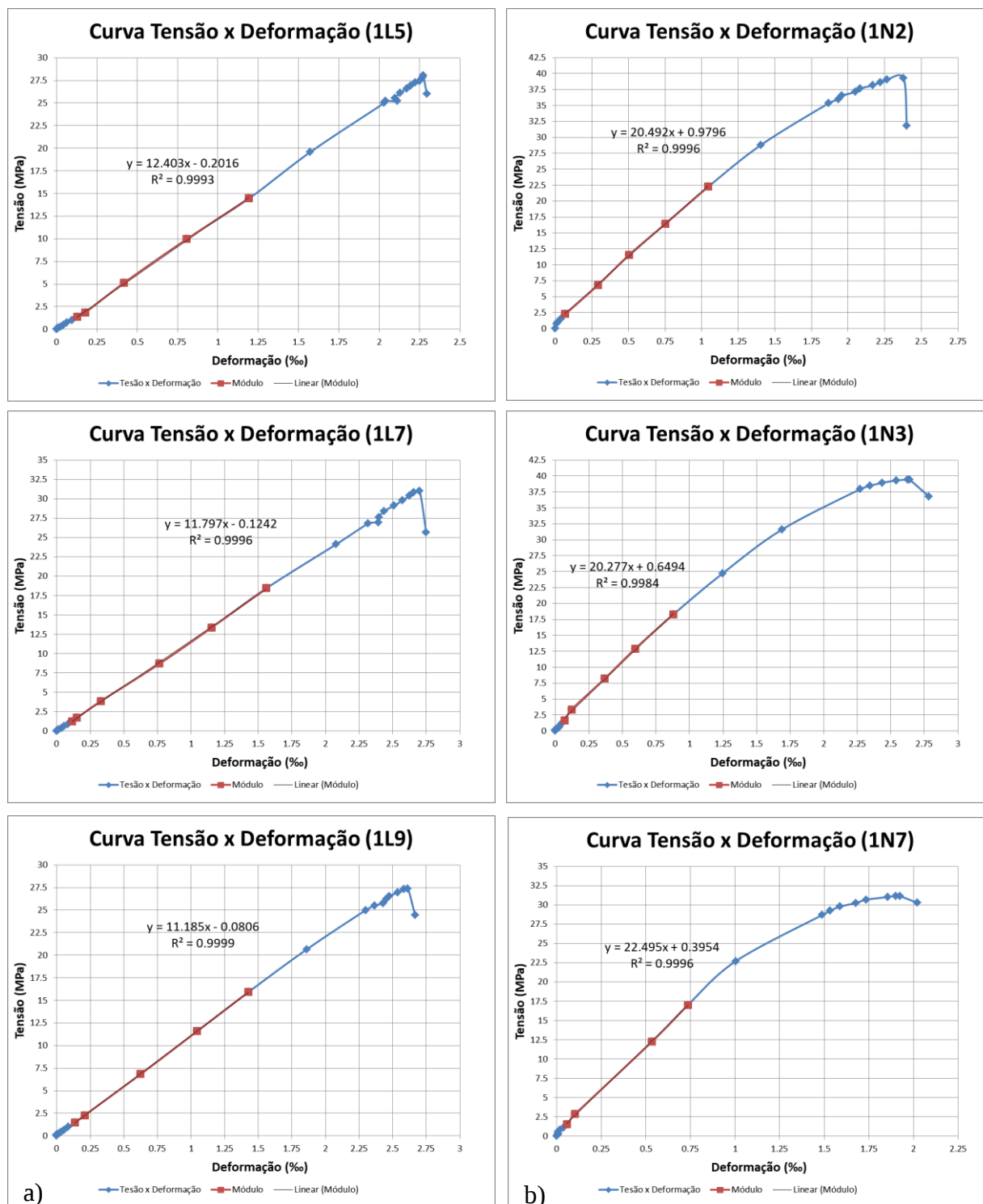


Fonte: Próprio autor

O resultado para o módulo de deformação foi calculado como o coeficiente angular da curva tensão-deformação nos pontos correspondentes à 5% e 50% da tensão máxima suportada pelo corpo de prova. Essa metodologia mostrou-se viável e representativa principalmente verificando-se o coeficiente de determinação (R^2) obtido nas regressões lineares, como pode ser visualizado na Figura 3.29, onde todos esses foram da ordem 0,99.

O módulo de deformação estático médio obtido para o concreto leve foi da ordem de 12,2 GPa, sendo esse valor 56,5% do valor identificado para o concreto convencional, 21,7 GPa. Esse percentual está alinhado com a literatura, que prevê uma relação da ordem de 50% a 80% entre os citados módulos, para concretos de 20 MPa a 50 MPa, inclusive com o emprego de argila expandida nacional (ROSSIGNOLO, 2009). Todos os resultados verificados neste trabalho estão apresentados na Tabela 3.26.

Figura 3.29 – a) Curvas tensão *versus* deformação para o concreto leve; b) Curvas tensão *versus* deformação para o concreto normal



Fonte: Próprio autor

Tabela 3.26 - Resultados para os ensaios de módulo de elasticidade estático dos concretos leve e normal

Dados brutos			
Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Módulo de deformação estático (GPa)	Amostra	Módulo de deformação estático (GPa)
1L1	12,9	1N1	18,5
1L2	12,3	1N2	20,5
1L3	11,3	1N3	20,3
1L4	12,4	1N4	18,8
1L5	12,4	1N5	21,1
1L6	11,2	1N6	24,0
1L7	11,8	1N7	22,5
1L8	13,4	1N8	28,6
1L9	11,2	1N9	15,7
1L10	10,8	1N10	27,7
Dados tratados			
Média	12,2	Média	21,7
Desv. Pad.	0,30	Desv. Pad.	1,5
Coef. Var.	2,4%	Coef. Var.	7,2%

Fonte: Próprio autor

O módulo de deformação estático médio experimental foi comparado com o das previsões analíticas apresentadas em publicações acadêmicas e normatizações, conforme detalhado na Tabela 3.27. Por meio dessa, verifica-se que a previsão mais próxima ao resultado experimental encontra-se no trabalho de Rossignolo (2009), superior apenas em 1% à média experimental. Esse resultado encontra coerência no fato de que essa pesquisa está reproduzindo a metodologia de dosagem apresentada pelo referido Autor.

Observa-se, ainda, que todas as previsões normativas apresentaram valores inferiores ao experimental: CEB (1978), 23% menor; NS 3473 (2003), 11% menor; EN 1992-1-1 (2004), 29% menor; e ACI 318 (2008), 11% menor. Pontua-se que as normas NS 3473 (2003) e ACI 318 (2008) apresentaram previsões praticamente idênticas. As previsões oriundas de trabalhos acadêmicos apresentaram previsões superiores ao experimental: Valente (2007), 23% maior; e Assunção (2016), 59% maior.

Quanto a esse alinhamento das previsões normativas apresentarem valores inferiores, julga-se que essas são frutos de pesquisas mais amplas, onde são realizadas ponderações entre diferentes dosagens, ou seja, as previsões possuem um caráter mais generalista. Deve-se pontuar ainda a possível aplicação de fatores de segurança, bem como tratamentos estatísticos que minorem o resultado esperado. Em contrapartida, os resultados apresentados em pesquisas acadêmicas refletem as particularidades de cada estudo de caso ali investigados.

Tabela 3.27 - Comparação entre o módulo de deformação experimental e previsões analíticas

Autor/Norma	Módulo de deformação estático (GPa)	Relação entre (Estimativa analítica e o Resultado médio experimental)
CEB (1978)	9,5	0,77
NS 3473 (2003)	10,9	0,89
EN 1992-1-1 (2004)	8,6	0,71
Valente (2007)	15,1	1,23
ACI 318 (2008)	10,8	0,89
Rossignolo (2009)	12,4	1,01
Assunção (2016)	19,4	1,59
Experimentos	12,2	1,00

Fonte: Próprio autor

Nesta pesquisa, investigou-se ainda a correlação entre os módulos de deformação obtidos pela metodologia estática, segundo a norma NBR 8522-1 (ABNT, 2021), e a dinâmica, preconizada pela norma NBR 8522-2 (ABNT, 2021).

Na Tabela 3.28, coluna (4), verifica-se que o módulo obtido pela metodologia dinâmica foi 11,29% e 11,05% superior ao obtido pela metodologia estática, para os concretos normal e leve, respectivamente. Inicialmente, de forma qualitativa, estes resultados corroboraram uma previsão preconizada pela norma NBR 8522-2 (2021) de que o módulo de elasticidade dinâmico é sempre maior ou igual ao módulo tangente inicial estático. Os resultados experimentais completos estão apresentados nas Tabela 3.29 e Tabela 3.30.

Do ponto de vista quantitativo, os resultados ora identificados aproximaram-se dos achados de Moravia (2007), que investigou o comportamento de concretos leves com o uso de LECA brasileira de DMC 19,0 mm. Naquela oportunidade, o autor verificou que os módulos de elasticidade dinâmicos foram 15,94% e 13,75% maiores que os estáticos, para os concretos normal e leve, respectivamente.

Resguardadas as particularidades de cada pesquisa, do ponto de vista do tamanho da amostra e tratamento estatístico empregado, julga-se que a ordem de grandeza dos resultados identificados em ambas as pesquisas possuem coerência. Deve-se ressaltar, ainda, que a proximidade da relação identificada para os dois tipos de concreto, normal e leve, de 11,29% e 11,05% apontam para uma uniformidade de procedimentos na fase experimental, preparação das amostras e coleta dos dados, bem como para uma possível similaridade das correlações para os concretos leve e convencional.

A norma NBR 8522-1 (ABNT, 2021), em seu Anexo “B”, apresenta uma metodologia de cálculo para estimação do módulo de elasticidade estático em função do módulo de

elasticidade dinâmico e da massa específica aparente do concreto. A referida estimativa foi calculada e apresentada na coluna (5), da Tabela 3.28. Verifica-se na coluna (6), da mesma Tabela 3.28, que essa estimativa foi 24,09% e 10,60% inferior ao módulo estático médio experimental identificado nesta pesquisa.

A citada Norma, em seu item “B.2”, Anexo “B” disserta sobre a incerteza da estimação do módulo estático a partir do dinâmico para concretos brasileiros, utilizando-se a metodologia nela preconizada, fruto do modelo de Popovics (1975), alertando sobre um erro médio da ordem de (-6,7%), com desvio-padrão de 7,1% para a estimação em pauta.

A mesma esclarece, ainda, que a principal motivação para tal incerteza deve-se à dispersão dos resultados obtidos a partir do método estático, onde, em programas interlaboratoriais realizados anualmente pela Rede Brasileira de Laboratórios de Ensaio do Inmetro, tem-se verificado desvios-padrões da ordem de 12% neste tipo de ensaio. A norma ACI 318 (2008) considera um desvio-padrão de até 20% como aceitável para este ensaio.

Do ponto de vista qualitativo, os valores estimados comportaram-se como o esperado, minorados em relação ao valor obtido experimental pelo método estático. Do ponto de vista quantitativo, verifica-se que o resultado para o concreto leve resguardou a ordem de grandeza da estimativa, segundo a norma NBR 8522-1 (2021), valor estimado (-10,60%) inferior ao obtido pelo método estático experimental.

Analisando-se os dados brutos dos dois ensaios de módulo estático (concreto leve e normal), apresentados no Apêndice 7.11, verifica-se que antes do tratamento estatístico, o coeficiente de variação para o concreto leve foi de 7,0%, enquanto para o concreto normal foi de 18,6%. A menor dispersão nos resultados numéricos para o concreto leve pode ser justificada pela maior linearidade na curva tensão *versus* deformação em seu trecho ascendente do concreto leve se comparado ao normal, conforme ilustrou-se nas Figuras 3.24 e 3.25. Esta maior dispersão, ainda abaixo do recomendado pela norma ACI 318 (2008), pode justificar numericamente o percentual de (-24,09%) identificado na estimativa, coluna (6) para o concreto normal.

Tabela 3.28 – Relação entre módulo de deformação estático e dinâmico para os concretos leve e normal

Tipo de concreto	Resistência média à compressão (MPa) (1)	Módulo de deformação estático experimental (GPa) (2)	Módulo de deformação dinâmico experimental (GPa) (3)	Variação percentual entre módulo estático e dinâmico (4)	Estimativa do módulo estático a partir do dinâmico (Anexo B, NBR8522-1, 2021) (GPa) (5)	Variação percentual entre módulo estático e sua estimativa (NBR8522-1, 2021) (6)
Concreto normal	35,40	21,7	24,1	11,29%	16,4	24,09%
Concreto leve	29,55	12,2	13,6	11,05%	10,9	10,60%

Fonte: Próprio autor

Tabela 3.29 – Resultados do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto normal

Dados Brutos - Módulo Elasticidade Dinâmico - Concreto Normal (GPa)								
Identificação do exemplar	Lote 1		Lote 2		Lote 3		Lote 4	
	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar
N1.A	22,4		21,6		23,9		20,3	
N1.B	22,5	22,5	21,6	21,6	23,9	23,9	20,3	20,3
N1.C	22,5		21,6		24,0		20,3	
N2.A	23,6		22,6		24,2		20,8	
N2.B	23,7	23,7	22,6	22,6	24,2	24,2	20,8	20,8
N2.C	23,7		22,6		24,3		20,9	
N1.A	23,7		22,7		24,8		21,0	
N1.B	23,7	23,7	22,7	22,7	24,8	24,8	21,1	21,0
N1.C	23,7		22,7		24,8		21,1	
N2.A	23,9		23,4		24,9		21,9	
N2.B	23,9	23,9	23,4	23,4	24,9	24,9	21,9	21,9
N2.C	24,0		23,4		24,9		22,0	
N1.A	25,6		23,5		24,9		22,7	
N1.B	25,6	25,6	23,5	23,6	25,0	25,0	22,8	22,8
N1.C	25,6		23,7		25,0		22,8	
N2.A	25,9		23,7		25,1		23,1	
N2.B	25,9	25,9	23,8	23,8	25,2	25,2	23,1	23,1
N2.C	26,0		23,9		25,2		23,1	
N1.A	26,9		24,0		25,4		23,4	
N1.B	27,0	27,0	24,0	24,0	25,5	25,4	23,4	23,4
N1.C	27,0		24,0		25,5		23,4	
N2.A	27,0		24,1		26,6		24,0	
N2.B	27,0	27,1	24,1	24,1	26,6	26,6	24,0	24,0
N2.C	27,3		24,1		26,6		24,1	
N1.A	27,3		24,9		26,8		24,3	
N1.B	27,3	27,3	24,9	24,9	26,8	26,8	24,3	24,3
N1.C	27,3		24,9		26,8		24,4	
N2.A	27,3		26,0		26,9		24,4	
N2.B	27,3	27,3	26,0	26,0	26,9	26,9	24,4	24,4
N2.C	27,3		26,0		26,9		24,4	
Dados Médios								
Média (GPa)	24,1							
Desv. Pad. (GPa)	0,3							
Coef. Var. (%)	1,3%							

Fonte: Próprio autor

Tabela 3.30 - Resultados do módulo de elasticidade dinâmico para o concreto leve

Dados brutos - Módulo elasticidade dinâmico - Concreto leve (GPa)								
Identificação do exemplar	Lote 1		Lote 2		Lote 3		Lote 4	
	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar	Leitura individual	Média por exemplar
L1.A	11,6		11,6		11,0		12,6	
L1.B	11,6	11,6	11,7	11,8	11,1	11,1	12,7	12,7
L1.C	11,6		12,0		11,1		12,7	
L2.A	12,5		12,0		11,9		12,8	
L2.B	12,5	12,5	12,0	12,2	12,0	12,0	12,8	12,8
L2.C	12,6		12,5		12,0		12,9	
L3.A	12,6		13,0		12,2		12,9	
L3.B	12,6	12,6	13,0	13,0	12,3	12,4	13,0	13,0
L3.C	12,6		13,0		12,7		13,0	
L4.A	12,7		13,2		12,7		13,2	
L4.B	12,7	12,7	13,3	13,4	12,9	12,9	13,2	13,2
L4.C	12,9		13,6		13,2		13,2	
L5.A	13,0		13,6		13,2		13,2	
L5.B	13,0	13,0	13,8	13,8	13,2	13,3	13,2	13,2
L5.C	13,0		13,9		13,5		13,2	
L6.A	13,0		14,2		13,6		13,4	
L6.B	13,1	13,1	14,2	14,4	13,9	13,8	13,4	13,4
L6.C	13,1		14,7		14,0		13,4	
L7.A	13,3		14,7		14,2		13,6	
L7.B	13,3	13,3	14,8	14,8	14,6	14,5	13,6	13,6
L7.C	13,4		14,8		14,7		13,6	
L8.A	14,0		14,8		14,7		14,0	
L8.B	14,3	14,3	14,8	15,0	14,7	14,9	14,0	14,1
L8.C	14,6		15,2		15,3		14,2	
L9.A	14,9		15,5		15,3		15,0	
L9.B	15,0	15,0	15,5	15,5	15,3	15,3	15,1	15,0
L9.C	15,0		15,6		15,4		15,1	
L10.A	15,9		16,2		16,7		16,1	
L10.B	16,0	16,1	16,2	16,2	16,7	16,7	16,3	16,2
L10.C	16,3		16,3		16,7		16,3	

Dados Tratados	
Média (GPa)	13,6
Desv. Pad. (GPa)	0,3
Coef. Var. (%)	2,1%

Fonte: Próprio autor

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES DOS PILARES MISTOS PREENCHIDOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados e desenvolvidas algumas discussões sobre os pilares mistos preenchidos investigados nesta pesquisa, ensaiados à compressão axial em seção mista, à luz da fundamentação teórica apresentada no capítulo 2, bem como é apresentada uma análise comparativa da capacidade resistente experimental com algumas previsões normativas.

Em um primeiro tópico, estão sendo analisados os protótipos-piloto, de forma mais sumária, haja vista que foi confeccionado apenas uma unidade para cada espessura de perfil metálico, somente para o comprimento (L) de 381 mm (1-P1-3D; 1-P2-3D; e 1-P3-3D). Em um segundo tópico, são apresentados os resultados dos 40 (quarenta) protótipos-definitivos, Para os resultados numéricos, de modo a melhorar o tamanho da amostra nos tratamentos estatísticos, foram considerados os resultados de ambos os grupos (pilotos e definitivos), haja vista a similaridade dos mesmos.

Os pilares preenchidos aqui investigados, pilotos e definitivos, foram analisados quanto: ao comportamento de sua curva (força *versus* deformação) e configuração final pós-ensaio (modo de ruptura); capacidade resistente experimental; rigidez axial à compressão; e comparação com previsões normativas.

Para obtenção das curvas força *versus* deformação, foram utilizadas as leituras de deslocamento axial obtidas por meio dos quatro relógios comparadores de deslocamento utilizados nos ensaios, um em cada face, onde esses deslocamentos foram convertidos em deformação em função da base de medida inicial adotada em cada relógio.

4.1 Resultados dos protótipos-piloto

A confecção de protótipos-piloto teve, inicialmente, o objetivo de validar o método de confecção dos protótipos, principalmente quanto à qualidade das ligações soldadas que seriam executadas, bem como verificar a eficácia e eficiência do sistema de coleta de dados (força e deslocamento) ora adotado.

Quanto à primeira validação, deve-se pontuar que nenhum protótipo ensaiado apresentou ruptura de ligação soldada. Quanto à segunda validação, a configuração adotada para os relógios comparadores, emprego de um em cada face, garantiu a continuidade dos ensaios em estágios avançados de deformação, chegando à ordem de 50%, bem como em situações de perda de alguns relógios em função da ocorrência de flambagem local na exata

posição de instalação do suporte do mesmo. Essa última particularidade é de extrema relevância para a realização de ensaios com pilares mistos compostos por chapas finas, haja vista a suscetibilidade dos mesmos aos fenômenos de instabilidade local, comprometendo a coleta de suas deformações axiais e transversais. Uma exemplificação desse fenômeno, rotação excessiva do suporte de fixação da instrumentação, pode ser verificada na Figura 4.1.

O fenômeno descrito no parágrafo anterior, quanto à instabilidade dos suportes fixados externamente no perfil metálico para coleta de deformações, foi identificado na fase de ensaio dos protótipos-piloto e inviabilizou a coleta de deformações transversais. Julga-se que uma alternativa viável para a situação ora descrita seja o emprego de extensômetros elétricos, do tipo *strain gauges*, colados externamente no perfil metálico, metodologia essa amplamente utilizada em trabalhos similares a este.

Figura 4.1 - Exemplo de rotação excessiva do suporte de fixação da instrumentação



Fonte: Próprio autor

Os protótipos-piloto foram avaliados, qualitativamente, quanto aos quesitos comportamento geral da curva força *versus* deformação, modo de ruptura e rigidez axial à compressão, os quais são detalhados a seguir.

4.1.1 Comportamento da curva força versus deformação ($L/D = 3$)

Por meio da Tabela 4.1 são detalhados os principais parâmetros avaliados para os protótipos-piloto. A escolha da relação ($L/D = 3$) para os mesmos, variando-se apenas a espessura do perfil metálico (b/t), teve a expectativa de alcançar os máximos carregamentos possíveis em função da menor relação (L/D), relação essa favorável aos menores efeitos de instabilidade global, bem como mais propícia aos “possíveis” ganhos de resistência do núcleo em razão de seu confinamento.

O índice de confinamento (θ) para as espessuras de perfil de (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm) foi de (0,61; 0,81; e 1,18), respectivamente, refletindo numericamente a maior taxa de contribuição do aço na seção transversal do pilar misto.

Quanto ao índice de endurecimento (HI), observa-se que os resultados foram de (1,25; 0,96; e 0,83) para os perfis de espessura de (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm), respectivamente. Por meio da Figura 4.2, onde as curvas (força versus deformação) experimentais são comparadas às previsões de Johansson (2002), observa-se que:

a) O protótipo 1-P1-3D (P), com (HI = 1,25), apresentou um comportamento elasto-plástico com encruamento positivo, aproximando-se da curva Tipo 3 (b). Deve-se observar que, no trecho elástico-linear, por volta da deformação axial de 0,8‰, ocorre uma deformação excessiva oriunda dos primeiros efeitos da flambagem local. Após a pronúncia desta instabilidade, a curva comporta-se aproximadamente linear até por volta da deformação de 2,4‰ (ver detalhamento na Figura 4.3(a)). Em seguida, o pilar prossegue ganhando resistência em um trecho não linear, seguido de um significativo segmento linear até o atingimento da resistência máxima. Por fim, na região descendente da curva, o pilar perde resistência de forma lenta e gradual até a ordem da deformação de 32‰, aproximadamente.

b) O protótipo 1-P2-3D (P), com (HI = 0,96), evidenciou um comportamento elasto-plástico com encruamento negativo, aproximando-se da curva Tipo 1 (b). Todavia, Johansson (2002) não identificou mudança de inclinação no trecho elástico-linear para os seus modelos com (HI < 1), a qual foi verificada neste exemplar para deformação de aproximadamente 1,7‰ (ver detalhe na Figura 4.3(b)), onde esse segundo segmento elástico-linear desenvolveu-se até em torno de 2,9‰, seguido de curto trecho não linear até o alcance da capacidade máxima resistente experimental do pilar. Por fim, desenvolveu-se um longo ramo descendente da curva, de forma lenta e progressiva, aproximadamente linear, até aproximadamente 32‰.

c) O protótipo 1-P3-3D (P), com ($HI = 0,83$), também evidenciou um comportamento elasto-plástico com encruamento negativo, aproximando-se da curva Tipo 1 (a), porém com algumas particularidades. Primeiramente, no trecho ascendente da curva (elástico-linear), este exemplar também evidenciou mudança na inclinação da mesma por volta da deformação de 1,2‰, onde esse segundo trecho desenvolveu-se até a ordem de 3,2‰ (ver Figura 4.3(c)). Após o segmento elástico-linear, pronunciou-se um curtíssimo trecho não linear, de modo que a força correspondente ao limite de proporcionalidade e a força máxima resistente do pilar fossem praticamente idênticas. Essa característica é típica do modelo Tipo 1. Após alcançada a capacidade máxima do pilar, esse evidenciou uma perda de resistência aproximadamente linear até a ordem de 9,0‰. A partir deste ponto, surge a segunda particularidade apresentada pelo exemplar 1-P3-3D: desenvolvimento de um longo trecho atingindo deformações da ordem de 32‰ sem perda de resistência.

Na Tabela 4.1, a capacidade resistente experimental dos pilares é comparada também à força última teórica, considerando-se que ambos os materiais (aço e concreto) seriam solicitados em seus limites de resistência, desconsiderando-se fatores de segurança e coeficientes relacionados aos fenômenos de instabilidade e possíveis efeitos de confinamento. A referida força foi obtida por meio Equação 4.1.

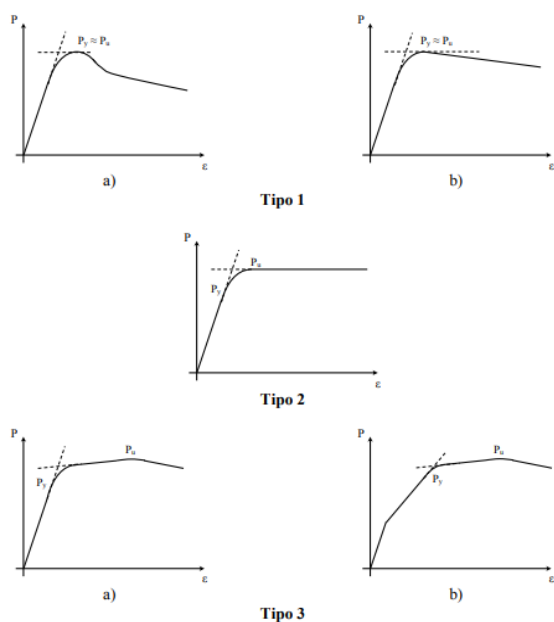
$$F_u = f_y.A_a + f_{ck}.A_c \quad \text{Equação 4.1}$$

Tabela 4.1 – Parâmetros avaliados nos protótipos-piloto

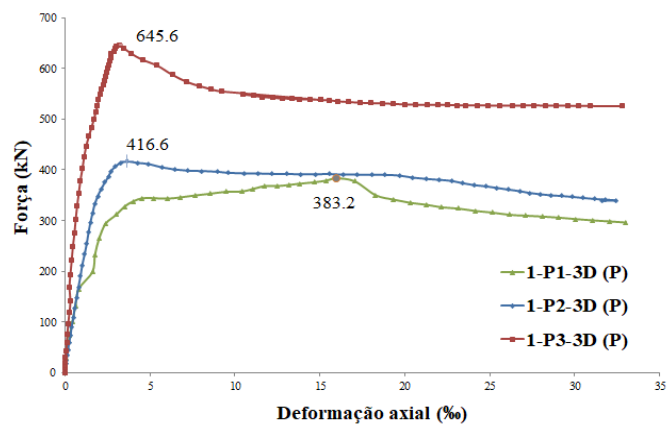
Protótipo	A_c (cm ²)	f_{co} (MPa)	A_s (cm ²)	f_y (MPa)	θ	HI	F_u (kN)	F_{exp} (kN)	(F_{exp}/F_u)
1-P1-3D (P)	127	29,55	7,53	305,12	0,61	1,25	605,04	383,20	0,63
1-P2-3D (P)			9,91		0,81	0,96	677,66	416,60	0,61
1-P3-3D (P)			14,48		1,18	0,83	817,10	645,60	0,79

Fonte: Próprio autor

Figura 4.2 - Classificação do comportamento pós-pico proposto por Johansson (2002) (à esquerda); Curvas (força versus deformação axial) dos pilares mistos preenchidos (protótipos-piloto)

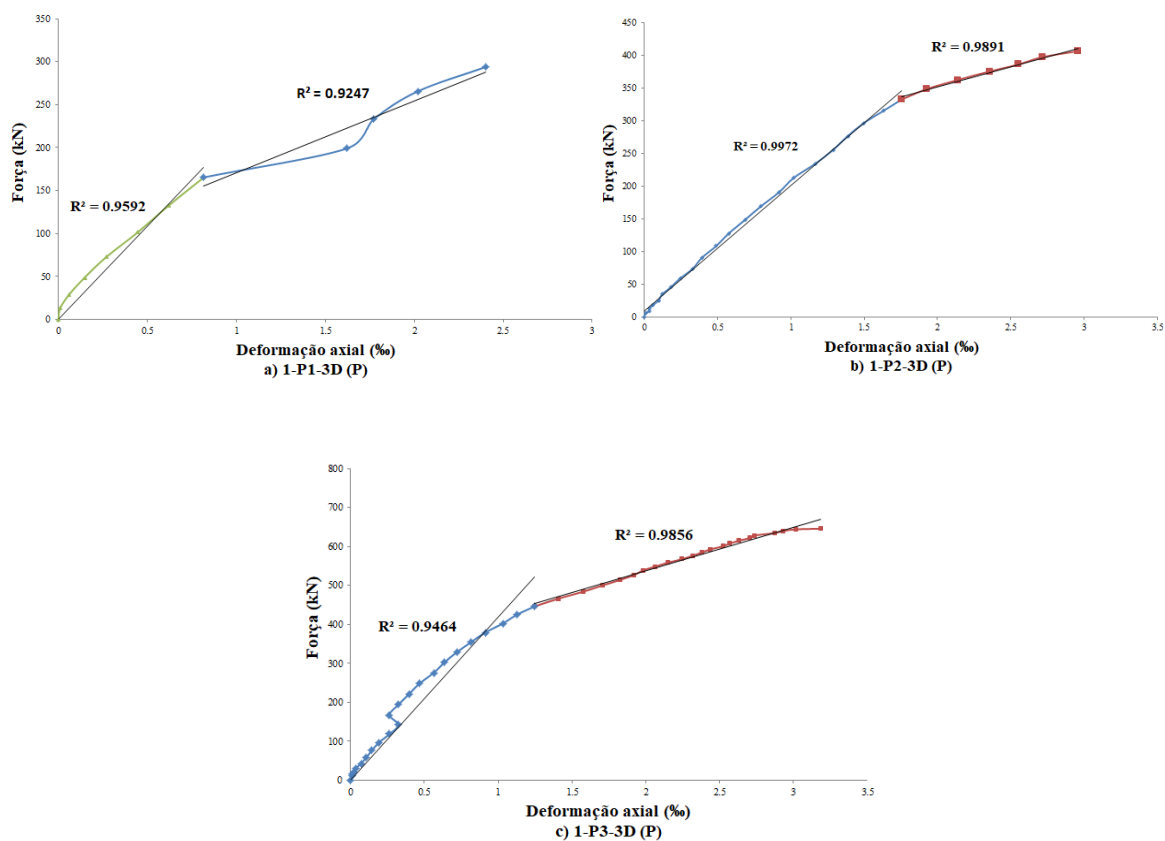


Fonte: Johansson (2002)



Fonte: Próprio Autor

Figura 4.3 - Detalhamento da mudança de inclinação da curva (força versus deformação) do trecho elástico (protótipos-piloto)

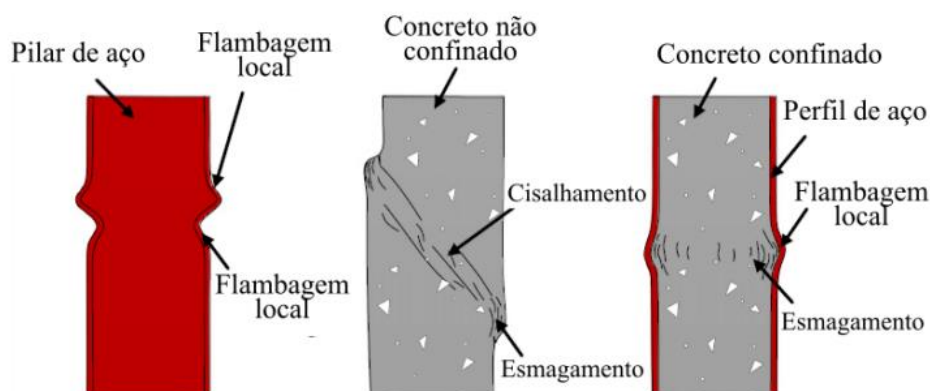


Fonte: Próprio Autor

4.1.2 Modo de ruptura ($L/D = 3$)

Quando comparados os modos de ruptura de pilares curtos de aço, concreto e mistos preenchidos de aço-concreto, submetidos à compressão axial centrada, observa-se que: no simplesmente metálico, o fenômeno predominante é flambagem local; no pilar de concreto, ocorre a combinação de ruptura por cisalhamento e o esmagamento do mesmo; enquanto no pilar misto preenchido, caso o “encamisamento metálico” promova baixas tensões de confinamento, o cisalhamento do concreto será predominante no processo de ruptura, entretanto, incrementando-se a tensão de confinamento, o concreto terá a tendência de falha por esmagamento combinada à flambagem local do aço (GERIN, 2020). Esse esmagamento seria proveniente do estado triaxial conferido ao núcleo de concreto pelo confinamento, enquanto o aumento do confinamento seria possibilitado de aplicação de baixas relações de esbeltez global (L/D) e local (D/t). A Figura 4.4 ilustra as particularidades desses diferentes modos de ruptura.

Figura 4.4 - Modos de ruptura característicos em pilares de aço, concreto e mistos preenchidos de aço-concreto (esquerda para direita)



Fonte: Han *et al.* (2014)

A configuração final dos pilares da série piloto foi registrada por meio da Figura 4.5, onde é possível constatar-se que: o pilar curto com a menor espessura de perfil metálico, 1,5 mm ($b/t = 84,7$), apresentou modo de ruptura caracterizado pelo esmagamento do núcleo de concreto, sem formação aparente de plano de cisalhamento, e flambagem local do “encamisamento metálico” - Figura 4.5(a); o perfil de 2,0 mm de espessura ($b/t = 63,5$) apresentou o esmagamento parcial do núcleo de concreto somente em sua face frontal, cujo fenômeno foi provocado pela ocorrência de flexo-compressão durante a execução do ensaio, possivelmente gerada por excentricidade acidental decorrente de imperfeições geométricas do

modelo, o perfil metálico apresentou dois pontos de flambagem local, em faces opostas, entretanto sem a formação de um plano completo ao longo da seção transversal do pilar - Figura 4.5(b); por fim, o modelo 1-P3-3D (P), de menor relação ($b/t = 42,3$), apresentou um comportamento típico de cisalhamento do concreto com formação de uma plano bem definido de aproximadamente 45° , sendo acompanhado pela flambagem local do aço, em toda a seção transversal do pilar, localizada ao longo do plano de cisalhamento - Figura 4.5(c).

Quanto ao posicionamento longitudinal dos planos de ruptura, deve-se pontuar que para os pilares de maior relação (b/t), com espessura de perfil metálico de 1,5 mm e 2,0 mm, estes planos de ruptura ocorreram próximos ao limite superior dois terços centrais dos pilares, em contrapartida o modelo de menor relação ($b/t = 42,3$) teve o plano de cisalhamento formado próximo à porção central do pilar.

Tendo em vista o caráter qualitativo dos ensaios-piloto, discussões pormenorizadas serão realizadas nos tópicos correspondentes aos lotes definitivos.

Figura 4.5 – Modo de ruptura dos protótipos-piloto



Fonte: Próprio Autor

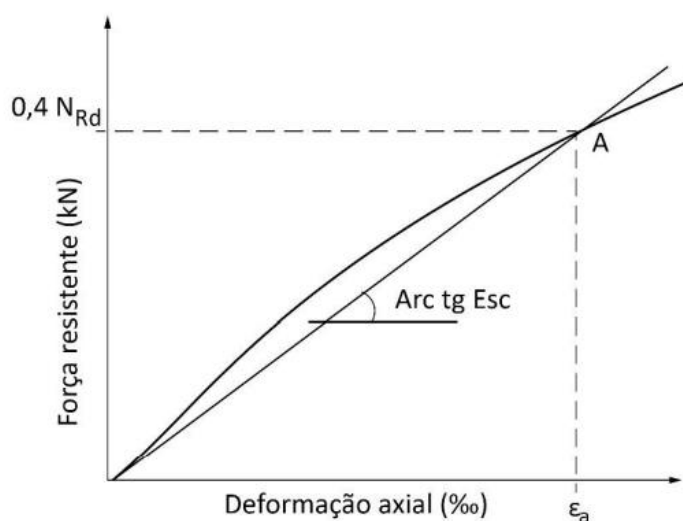
4.1.3 Rigidez axial à compressão

Neste tópico, é quantificada a rigidez axial à compressão experimental dos pilares mistos preenchidos com agregado leve, série piloto, verificando-se possíveis ganhos em função da variação da espessura do perfil metálico, bem como comparando dos valores experimentais com o normativo. Ainda quanto à relevância desta análise, deve-se observar que a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) não prescreve o uso de suas expressões analíticas para

os pilares preenchidos com concreto leve estrutural, não havendo normatização nacional específica para tal aplicação.

O módulo de deformação experimental dos pilares preenchidos, definido como módulo de deformação secante (E_{sc}), foi calculado como a inclinação da reta secante à curva força *versus* deformação, passando pela origem e pelo ponto correspondente a 40% da força máxima resistente do pilar, conforme ilustrado na Figura 4.6. Essa metodologia de cálculo foi realizada de forma similar às pesquisas realizadas por Huo *et al.* (2009), Yang e Ma (2013), Wang *et al.* (2017) e Gerin (2020).

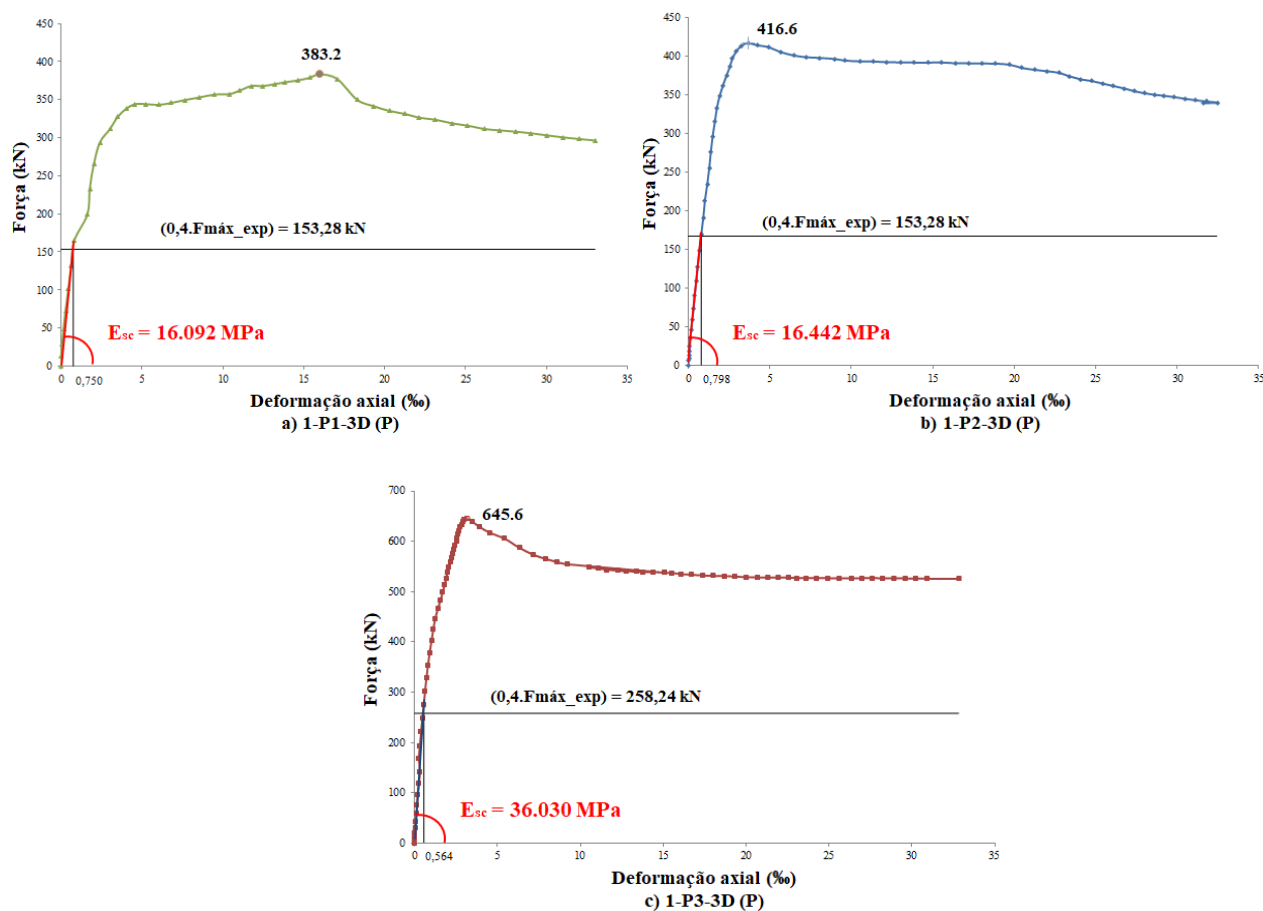
Figura 4.6 - Representação esquemática do módulo de deformação em pilares preenchidos



Fonte: Gerin (2020)

Dessa forma, o módulo de deformação (E_{cs}) obtido experimentalmente está explicitado na Figura 4.7.

Figura 4.7 - Módulo de deformação experimental dos pilares mistos preenchidos (protótipos-piloto)



Fonte: Próprio Autor

A partir do (E_{cs}), foi calculada a rigidez axial à compressão (EA_{exp}), conforme Equação 4.2, onde (A_{sc}) é a área bruta da seção transversal do pilar preenchido. Em seguida, a mesma foi comparada à rigidez axial efetiva à compressão (EA_e), calculada segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008), conforme Equação 4.3. Os resultados foram consolidados na Tabela 4.2 e apontam para um rigidez experimental inferior à expectativa analítica, com relação (EA_{exp})/(EA_e) de 0,69 e 0,61 para os perfis de 1,5 mm e 2,0 mm de espessura, respectivamente, Entretanto, para o perfil de 3,0 mm, a referida relação é de 1,07.

$$EA_{\text{exp}} = E_{sc}.A_{sc} \quad \text{Equação 4.2}$$

$$EA_e = E_a.A_a + E_c.A_c \quad \text{Equação 4.3}$$

Tabela 4.2 – Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-piloto)

Protótipo	E_{sc} (MPa)	E_c (MPa)	E_a (MPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{\text{exp}})/(EA_e)$
1-P1-3D (P)	16.092	12.231	200.000	204.373	296.724	0,69
1-P2-3D (P)	16.442			208.813	341.413	0,61
1-P3-3D (P)	36.030			457.579	427.223	1,07

Fonte: Próprio Autor

4.2 Resultados dos protótipos-definitivos

Neste tópico, são apresentadas as curvas (força *versus* deformação) e a configuração final dos protótipos definitivos investigados nesta pesquisa, enfatizando-se os modos de ruptura predominantes. Para isso, os resultados foram agrupados de acordo com os parâmetros de esbeltez global e local variados na investigação.

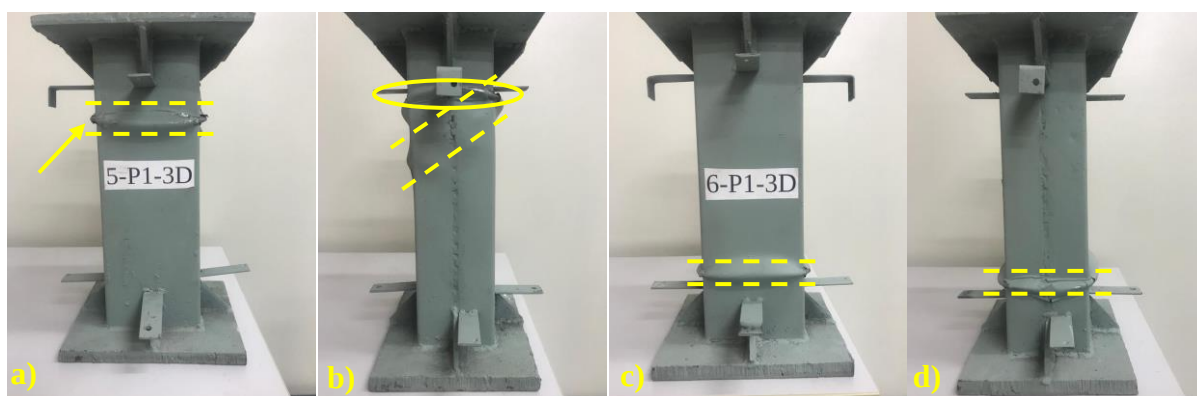
4.2.1 Pilares com $L/D = 3$

Os pilares preenchidos curtos apresentam-se como a melhor configuração para análise de possíveis condições de confinamento, haja vista a menor influência dos fenômenos de instabilidade global nas deformabilidades do pilar. Baixas relações (L/D) possibilitam o desenvolvimento proeminente de deformações transversais do núcleo de concreto, ativando a tensão lateral de confinamento provida pelo encamisamento metálico. Essa tensão lateral é proporcional à capacidade do perfil metálico de resistir aos esforços de expansão do núcleo de concreto. Dessa forma, com o objetivo de avaliar possíveis vantagens no desempenho estrutural do pilar, preenchido com argila expandida, em função de maiores tensões de confinamento, foram variadas as espessuras dos perfis em (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm). Os resultados qualitativos dos diagramas (força *versus* deformação) e modo de falha estão detalhados nos subtópicos a seguir.

4.2.1.1 *Esbeltez local ($b/t = 84,7$)*

Os pilares curtos compostos por perfis metálicos de chapas finas (1,5 mm de espessura), com índice de confinamento ($\theta = 0,65$), apresentaram dois modos típicos de falha. O primeiro e mais predominante foi a flambagem local do perfil metálico, caracterizada pela formação típica de “anéis” ou “abaulamentos” ao longo da superfície perimetral do perfil tubular, seguida da ruptura do núcleo de concreto em função de seu cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 4.8(b).

Figura 4.8 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 1,5 mm



Fonte: Próprio Autor

Nesse modo de ruptura predominante, em função da elevada relação (b/t), o perfil metálico não possui rigidez suficiente para confinar ou distribuir tensões de confinamento ao núcleo de concreto. Assim, o perfil sofre a formação de “anéis” de flambagem local ao longo de toda a sua seção transversal, inclusive nos “cantos” onde há maior rigidez. Como o índice de confinamento do pilar é menor que a unidade ($\theta = 0,65$), o núcleo de concreto resiste a maior proporção do carregamento imposto ao pilar, vindo esse à ruptura por conta do cisalhamento do seu núcleo. Deve-se pontuar, ainda, que mesmo na predominância do cisalhamento do seu núcleo, o esmagamento do concreto também foi evidenciado na região perimetral, próxima aos “anéis” oriundos da flambagem local, conforme ilustrado na Figura 4.9(b).

Observando-se as Figura 4.9(a) e 4.9(b), verifica-se que o esmagamento excessivo do concreto na região de ocorrência dos “anéis” da flambagem local desconfigura, em parte, a formação mais explícita do plano de cisalhamento em 45° . Esse esmagamento pode ser atribuído ao caráter mais frágil da ruptura do concreto leve com agregado de argila expandida, comparando-se aos concretos com agregados convencionais. Entretanto, a formação de um

plano de ruptura inclinado para o núcleo de concreto, caracterizando o cisalhamento do mesmo, foi corroborada na análise pós-ensaio na grande maioria dos protótipos deste grupo.

Figura 4.9 – a) e b) Modo de ruptura predominante por cisalhamento do núcleo de concreto; c) e d) modo de ruptura por esmagamento do núcleo de concreto



Observação: as setas verticais, em (b, c, d), indicam os pontos de ocorrência de esmagamento do concreto nas regiões de formação dos “anéis” da flambagem local; as retas inclinadas, em (a, b) ilustram a formação predominante de planos inclinados, próximos aos 45°, referente ao plano de cisalhamento do concreto.

Fonte: Próprio Autor

Para dois protótipos do grupo, curtos com a maior esbelteza local, 3-P1-3D e 6-P1-3D, foi verificada a ocorrência de ruptura do núcleo de concreto somente em função do seu esmagamento, com a formação de um plano de ruptura horizontal em toda a seção transversal do pilar acompanhando a instabilidade local do perfil metálico, conforme ilustrado nas Figura 4.9(c) e 4.9(d). Estes dois exemplares apresentaram seus planos de ruptura próximos à extremidade superior dos mesmos, bem como suas capacidades resistentes foram as menores para este grupo. Em virtude dessas particularidades, existe a possibilidade de ocorrência de falha no processo de adensamento, onde a aplicação de uma maior energia pode ter acarretado no fenômeno de “flutuação” do agregado leve e, consequentemente, criação de um plano preferencial de ruptura com maior densidade de agregados leves e menor resistência à compressão.

A possível ocorrência do fenômeno de flutuação do agregado leve em pilares mistos preenchidos também foi evidenciada por Zhang *et al.* (2021), que constataram a formação de anéis de flambagem local predominantemente na porção superior de seus protótipos.

O protótipo (2-P1-3D) pronunciou, inicialmente, flambagem local em apenas uma das faces de menor rigidez, ocasionando esmagamento do concreto nesta face e gerando, consequentemente, excentricidades acentuadas na aplicação do carregamento. Em virtude dessa ocorrência, o modo de ruptura deste pilar foi caracterizado por flambagem local em uma

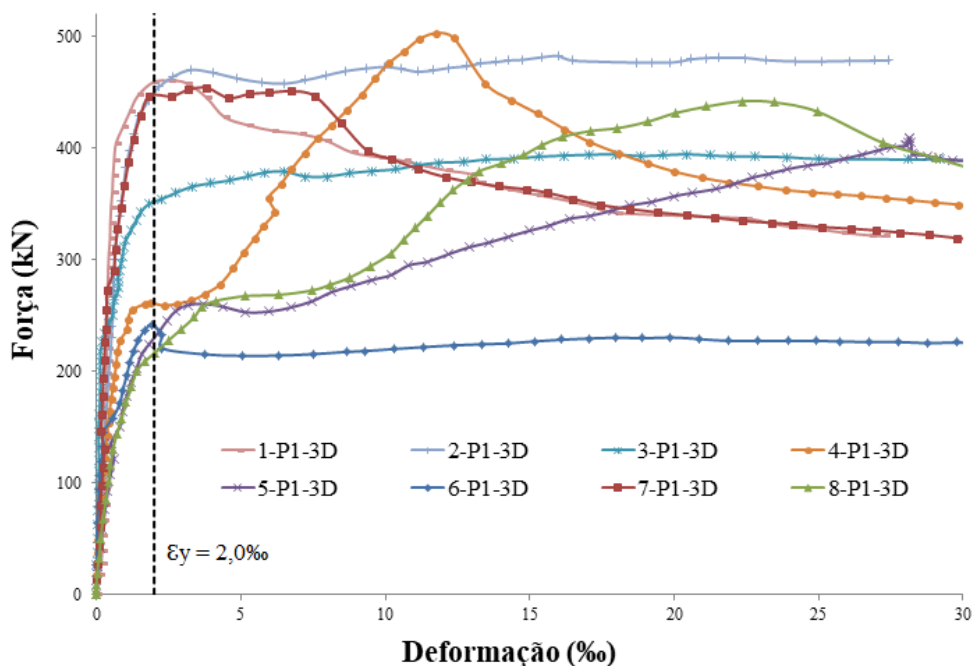
das faces, esmagamento parcial do núcleo de concreto na seção transversal do pilar e rotação excessiva da extremidade superior do mesmo.

Os resultados aqui identificados corroboraram os conceitos construídos por Johansson (2002), onde o autor pontuou que o índice de confinamento (θ), para pilares mistos preenchidos compostos por aço formado a frio, possuem pouca correlação com o comportamento pós-pico dos pilares, estando esse parâmetro mais fortemente correlacionado com o modo de ruptura dos mesmos. Menores índices de confinamento indicam que o núcleo de concreto é responsável por suportar maiores parcelas do carregamento, ou seja, na ruptura do pilar, o seu comportamento frágil será mais evidente.

Para este grupo de pilares aqui investigados (P1-3D), pilares curtos de elevada esbeltez local (b/t), com índice de confinamento fixo e menor que a unidade ($\theta = 0,65$), os mesmos apresentaram os três modos de comportamento pós-pico: elasto-plástico com amolecimento; elasto-plástico perfeito; e elasto-plástico com endurecimento.

Por meio da Figura 4.10, as curvas (força *versus* deformação) dos oito pilares definitivos deste grupo são apresentadas de forma conjunta. Deve-se observar que para a construção dos gráficos a seguir, a deformação axial foi limitada a ordem de 30%, de modo a facilitar uma análise comparativa dos mesmos. Inicialmente, observando-se a região ascendente dos gráficos, regime elástico-linear, verifica-se que os exemplares (1, 3 e 7) apresentaram rigidezes axiais à compressão significativamente superiores aos demais, os quais foram calculados e comparados no tópico 4.4. Entretanto, os mesmos apresentaram força resistente máxima qualitativamente semelhante ao grupo, com exceção do protótipo (6-P1-3D) que pode ter sofrido problemas em sua concretagem, como já discutido anteriormente.

Figura 4.10 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 84,7$)



Fonte: Próprio Autor

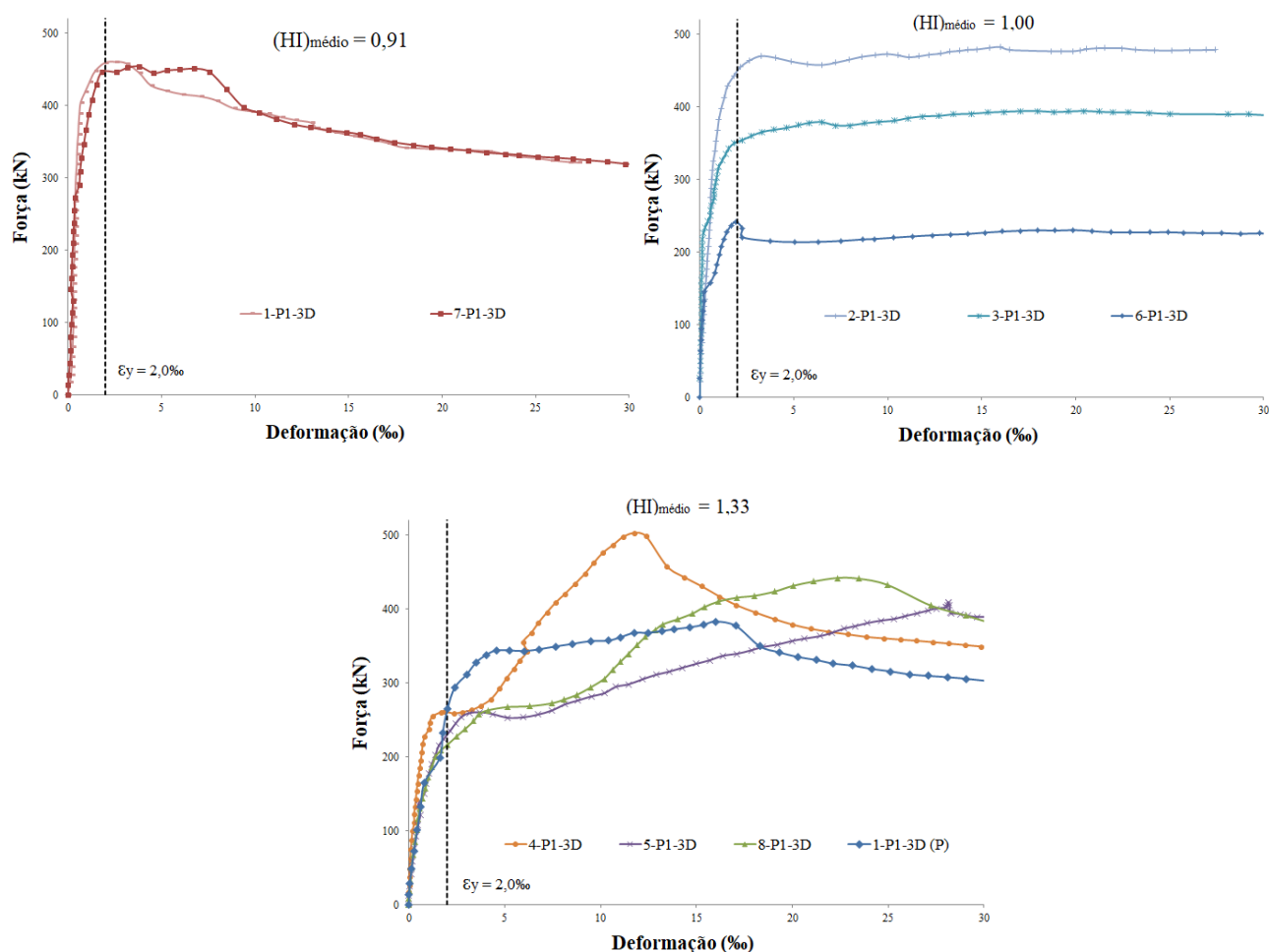
Esse ganho de rigidez pode estar atrelado ao desenvolvimento das instabilidades locais de forma mais gradual, bem distribuída na seção transversal do perfil metálico, de modo a possibilitar a evolução das deformações transversais no concreto de forma mais progressiva, impactando diretamente nas deformações longitudinais. Essa compatibilidade entre as deformações transversais no aço e no concreto pode conferir uma maior linearidade do segmento elástico-linear para o pilar misto. Deve-se observar que os demais exemplares deste grupo, para deformações longitudinais em torno de 2‰, apresentam um patamar com deformações excessivas sem ganho de resistência. Esse patamar caracteriza o pronunciamento dos primeiros “anéis” de flambagem local, ocasionando deformações transversais e longitudinais excessivas, seguidas de ganho de capacidade resistente até a força máxima, novamente com exceção do (6-P1-3D).

Ainda quanto ao ramo ascendente das curvas, todos os protótipos apresentaram mudança de inclinação (rigidez) no regime elástico-linear. Essa mudança é bem interpretada como a transição entre o aço e o concreto trabalhando à compressão individualmente, de acordo com seus módulos de elasticidade, entretanto sem interação. Em um segundo momento, com avançado estado de microfissuração, o concreto expande transversalmente, sendo contido pelo “encamisamento metálico”. A partir deste momento existe interação na superfície aço-concreto, onde ambos os materiais passam a trabalhar de forma conjunta.

Oliveira (2008) e Gerin (2020), investigando o comportamento de pilares preenchidos de seção transversal circular, também evidenciaram mudança dessa inclinação. A particularidade ora evidenciada para perfis de chapas finas é a suscetibilidade dos mesmos à instabilidade local, o que aparenta evidenciar uma certa imprecisão quanto ao grau de deformação correspondente a essa mudança de rigidez.

As curvas (força *versus* deformação) para os pilares do grupo (P1-3D), na Figura 4.11, foram divididas de acordo com o seu comportamento pós-pico, segundo o conceito de índice de endurecimento (HI). Observa-se que os exemplares (1 e 7) possuem comportamento elasto-plástico com amolecimento muito similares e ($HI_{\text{médio}} = 0,91$). Estes mesmos protótipos apresentaram rigidezes axiais à compressão superiores aos demais. Dessa forma, a maior linearidade do segmento elástico-linear também pode estar associada a essa obtenção de $HI < 1$. Estas duas curvas são do Tipo 1.b, segundo a classificação de Johansson (2002), onde o comportamento pós-pico é caracterizado por uma perda progressiva de capacidade resistente, quase linear.

Figura 4.11 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 84,7$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)



Fonte: Próprio Autor

Os três protótipos que demonstraram comportamento gráfico elasto-plástico perfeito, inclusive com ($HI_{médio} = 1,00$), foram os mesmos que não apresentaram o modo de ruptura por cisalhamento típico do núcleo de concreto. Existem indícios que os exemplares (3 e 6) possam ter sofrido problemas na concretagem. Deve-se observar, na Figura 4.11, que o exemplar (6-P1-3D), que apresentou capacidade resistente 43% menor que a média do grupo, sofreu uma perda abrupta de resistência, logo após a deformação de escoamento do aço, por volta de 2‰, seguindo um longo segmento de deformações excessivas sem perda de resistência. Enquanto o (3-P1-3D) não sofreu perda de resistência após a deformação de 2‰, demonstrando uma possível interação do núcleo e perfil metálico na manutenção da capacidade resistente do pilar. Por fim, ainda com este comportamento elasto-plástico perfeito, o protótipo (2-P1-3D) apresentou rotação excessiva de sua chapa de topo superior, descaracterizando o comportamento do índice de endurecimento em função da interação do perfil metálico com o

núcleo de concreto. Segundo Johansson (2002), o comportamento elasto-plástico perfeito é classificado como curva do Tipo 2.

Os exemplares (1 (P), 4, 5 e 8), com ($HI_{\text{médio}} = 1,33$), pronunciaram comportamento pós-pico do tipo elasto-plástico com endurecimento ou encruamento positivo. Observa-se que, após uma deformação axial média de 2‰, ocorrem deformações excessivas sem ganho de resistência, justificadas fisicamente pela intensificação dos fenômenos de instabilidade local, com exceção do 1 (P). A partir daí, a curva (força *versus* deformação) dos pilares é regida pelo comportamento não linear do aço e do concreto, bem como de possíveis efeitos de confinamento. Não foi objetivo deste trabalho quantificar algum possível ganho de resistência do núcleo do concreto leve confinado. Entretanto, as pesquisas de Natalli *et al.* (2021) e Sindhuja e Bhuvaneshwari (2021) evidenciaram que o maior efeito de *Poisson* dos concretos leves favorece o desenvolvimento de maiores forças de aderência aço-concreto, bem como são propícios ao melhor desempenho do confinamento do núcleo de concreto em pilares mistos preenchidos.

Para este subgrupo, com comportamento elasto-plástico com endurecimento, observa-se a inexistência de um padrão para o comportamento da curva (força *versus* deformação), após a deformação axial de 2‰, com a exceção de possuírem ($HI > 1$). O exemplar 5, por exemplo, após as deformações excessivas iniciais, desenvolveu um longo segmento linear com ganho de resistência até atingir a força máxima, enquanto o exemplar 8 apresentou de forma não linear. Os exemplares 1 (P) e 4 apresentaram segmentos quase que lineares (pré-pico), porém com inclinações diferentes, seguidos de segmentos não lineares até a deformação de 30‰. Segundo a classificação de Johansson (2002), os pilares deste grupo (P1-3D), que apresentaram encruamento positivo, possuem curvas (força *versus* deformação) do Tipo 3.b, tendo em vista que em todas elas, além do ganho de capacidade resistente, houve mudança de suas inclinações no ramo ascendente.

4.2.1.2 Esbeltez local ($b/t = 63,5$)

Os pilares curtos que foram confeccionados com o perfil metálico intermediário, de 2,0 mm de espessura, evidenciaram um modo de ruptura com comportamento bem mais padronizado que o de 1,5 mm de espessura. Dos oito protótipos deste grupo ensaiados, sete apresentaram falha do perfil metálico por flambagem local acompanhada de ruptura do núcleo de concreto por cisalhamento.

Quanto ao modo de ruptura do aço, observou-se o desenvolvimento de “anéis” de instabilidade local com alturas bem superiores às desenvolvidas nos perfis mais finos de

1,5 mm de espessura, caracterizando abaulamentos significativamente mais suaves na superfície externa do aço, como pode ser visualizado na Figura 4.12. Esta particularidade pode ser proveniente da maior capacidade do perfil de 2,0 mm na distribuição de tensões laterais ao núcleo de concreto. Este comportamento característico pode ainda indicar que perfis metálicos com essa configuração de espessura e geometria de seção transversal possuem alguma capacidade de confinamento em concretos de maior deformabilidade, que é o caso dos concretos com agregados leves.

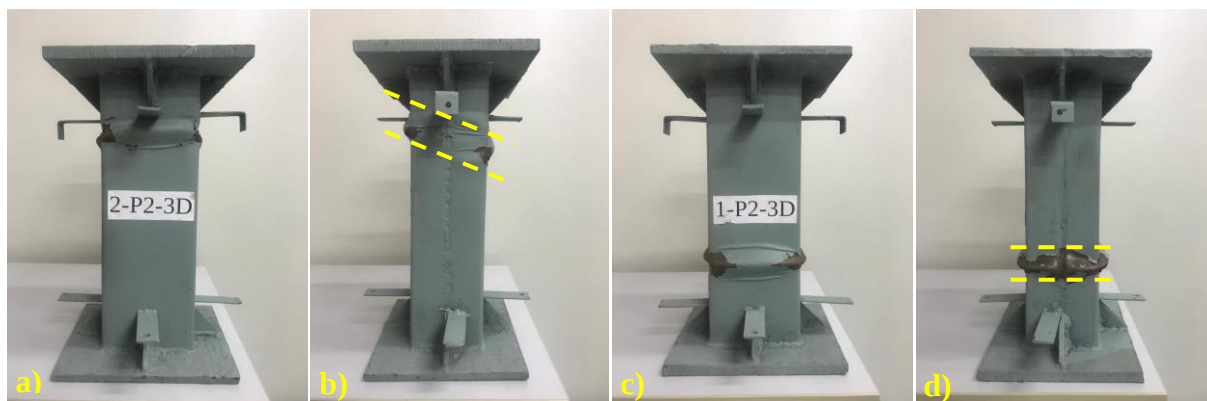
Figura 4.12 - Comparação do modo de instabilidade local entre os perfis de 1,5 mm e 2,0 mm de espessura



Fonte: Próprio Autor

Quanto à ruptura do núcleo de concreto, foram evidenciados experimentalmente a formação de planos de cisalhamento bem definidos, com inclinação aproximada de 45° , como ilustrado nas Figura 4.13(b) e Figura 4.14(a), 4.14(b) e 4.14(c). Deve-se observar, ainda, a ocorrência de esmagamento excessivo do concreto ao longo de toda a região perimetral na seção transversal do pilar, acompanhando os “anéis” de flambagem local, Figura 4.14(d).

Figura 4.13 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 2,0 mm



Fonte: Próprio Autor

Figura 4.14 - Modo de ruptura predominante por cisalhamento do núcleo de concreto para pilares curtos com perfil de 2,0 mm de espessura



Fonte: Próprio Autor

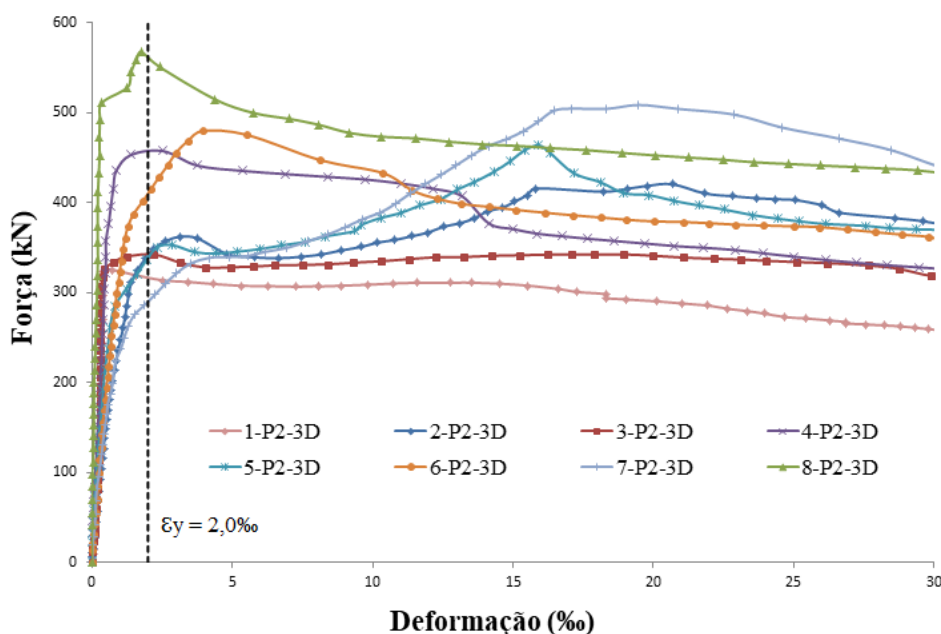
Um dos protótipos do grupo (P2-3D), especificamente o (1-P2-3D), apresentou modo de ruptura diferenciado com flambagem local do perfil metálico e esmagamento do núcleo de concreto. A instabilidade local foi caracterizada pela formação de abaulamento ao longo de toda a seção transversal do perfil tubular, com esmagamento do núcleo de concreto em um plano horizontal. Deve-se observar que este pilar apresentou a menor resistência à compressão deste grupo, 27% inferior à média. De modo similar ao verificado nos protótipos do grupo (P1-3D), os dois exemplares deste grupo que apresentaram as menores resistências à compressão (1-P2-3D e 3-P2-3D, 27% e 23% inferiores à media do grupo, respectivamente) também evidenciaram comportamento pós-pico do tipo elasto-plástico perfeito, como exemplificado na Figura 4.16.

Esses achados podem indicar que o comportamento pós-pico do tipo elasto-plástico perfeito não se configura como uma resposta típica para a configuração de pilares mistos

preenchidos ora investigados, e sim uma resposta atípica desses elementos em virtude de defeitos no seu processo construtivo. Neste caso, um possível defeito seria a formação de planos preferenciais de ruptura provenientes do efeito de “flutuação” da argila expandida por ocasião do adensamento do concreto.

Na Figura 4.15, são apresentadas de forma conjunta as curvas (força *versus* deformação) para os pilares do grupo (P2-3D), os quais possuem índice de confinamento ($\theta = 0,87$). Comparando-se, qualitativamente, com os resultados do grupo (P1-3D), ver Figura 4.10, observa-se uma menor dispersão da variável capacidade resistente do pilar. Entretanto, de forma similar ao grupo (P1-3D), os pilares com perfil metálico de 2,0 mm também evidenciaram as três possibilidades de comportamento pós-pico, com (HI) menor, igual e maior que a unidade (Figura 4.16).

Figura 4.15 - Curvas (força *versus* deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 63,5$)



Fonte: Próprio Autor

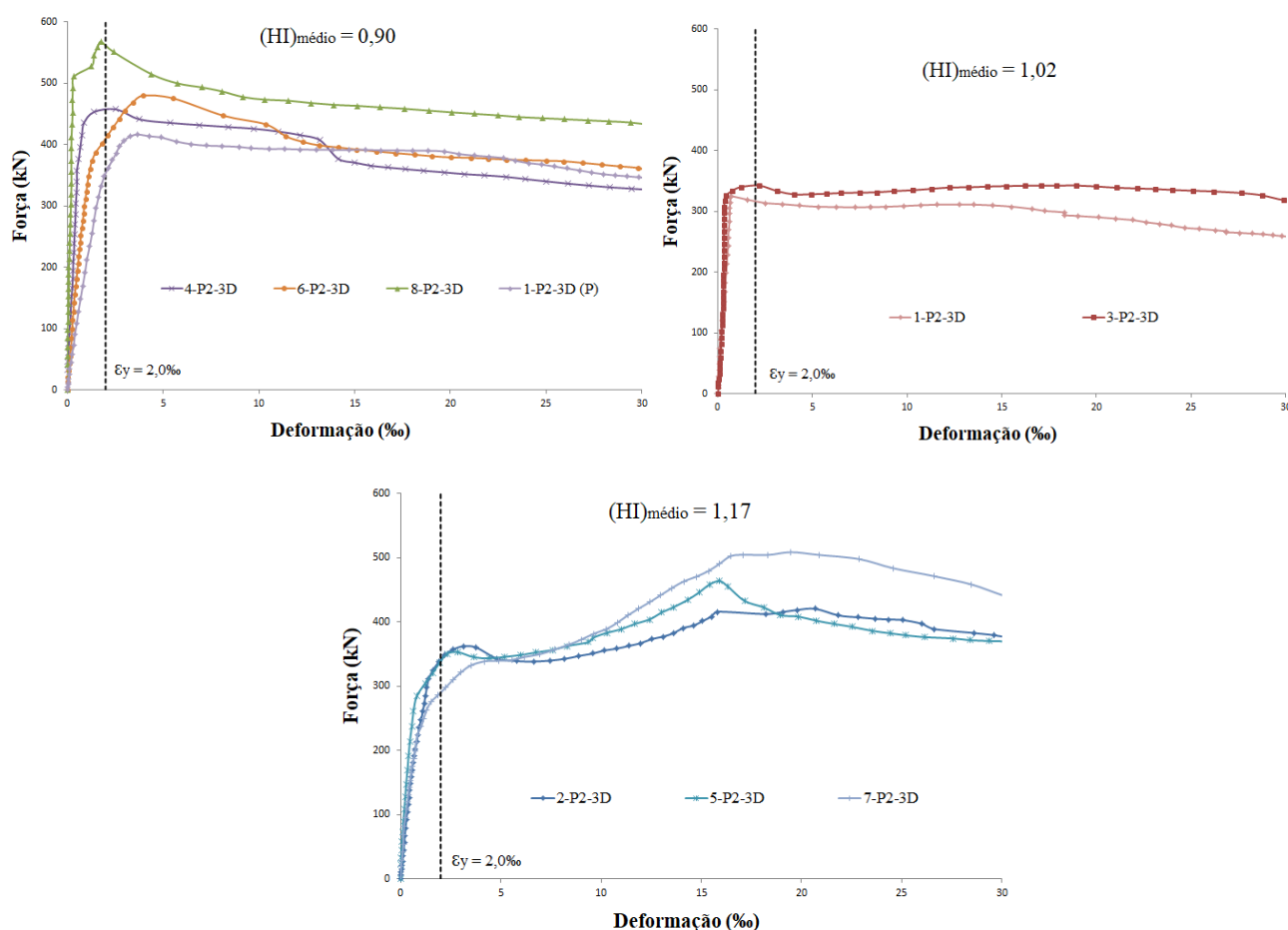
Nos segmentos ascendentes, elástico-linear, em todas as curvas foi identificada mudança de inclinação, evidenciando variação na rigidez dos pilares neste estágio inicial. Três protótipos apresentaram ganho de rigidez axial à compressão, que serão quantificados no tópico 4.4. Porém suas resistências máximas se mantiveram próximas à media do grupo. Esses comportamentos foram similares ao grupo (P1-3D).

Quatro protótipos apresentaram comportamento pós-pico do tipo elasto-plástico com amolecimento, com ($HI_{\text{médio}} = 0,90$). Segundo a classificação de Johansson (2002), este comportamento da região descendente da curva é do Tipo 1.b, tendo em vista a perda

progressiva de resistência, quase linear. Os exemplares que apresentaram comportamento elasto-plástico perfeito, com $(HI_{\text{médio}} = 1,02)$, foram os mesmos que evidenciaram as menores capacidades resistentes para o grupo, da ordem de 23% e 27% inferiores à media.

Por fim, os exemplares que apresentaram comportamento elasto-plástico com encruamento positivo, com $(HI_{\text{médio}} = 1,17)$, de forma similar ao grupo (P1-3D), possuem curvas do Tipo 3.b, caracterizadas por mudanças nas inclinações dos trechos ascendente e descendente de suas curvas.

Figura 4.16 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações $(L/D = 3 \text{ e } b/t = 63,5)$ – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)



Fonte: Próprio Autor

4.2.1.3 Esbeltez local ($b/t = 42,3$)

O modo de ruptura dos protótipos curtos, com a menor relação de esbeltez local e índice de confinamento ($\theta=1,33$), evidenciou flambagem local do perfil metálico e dois diferentes comportamentos típicos para o seu núcleo de concreto: ruptura por cisalhamento e esmagamento.

Comparando-se ao grupo (P2-3D), onde houve predominância da ruptura do núcleo de concreto por cisalhamento, observou-se que o aumento da área da seção transversal do aço em 46% impactou o modo de ruptura do núcleo confinado, modificação essa que pode estar associada a uma melhor distribuição de tensões laterais de confinamento. Verifica-se, na Figura 4.17, a formação típica de planos de ruptura próximos a 45°, de forma similar ao identificado nos grupos (P1-3D e P2-3D). Por meio da Figura 4.18, percebe-se a formação de plano horizontal bem definido, caracterizado pelo esmagamento do núcleo de concreto.

Figura 4.17 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 3$) e espessura de perfil 3,0 mm



Fonte: Próprio Autor

Figura 4.18 - Modo de ruptura por esmagamento do núcleo de concreto para pilares curtos com perfil de 3,0 mm de espessura



Fonte: Próprio Autor

O índice de confinamento aplicado neste grupo (P3-3D) é superior à unidade e indica uma maior contribuição do aço na capacidade resistente do pilar preenchido, diferente dos grupos anteriores já discutidos. Para ($\theta > 1$), tem-se a expectativa de que o modo de ruptura do núcleo de concreto ocorra por esmagamento ao invés de cisalhamento, haja vista que a resposta do aço será mais evidente, possibilitando um confinamento mais efetivo do concreto,

conduzindo-o a um estado triaxial de tensões mais elevado que promoverá seu esmagamento. Observa-se, na Figura 4.18(d), que a formação do “anéis” de flambagem local no perfil metálico de 3,0 mm foram mais expressivas nas faces de menor rigidez, caracterizando uma maior capacidade confinante deste perfil tubular em comparações aos demais, em que a instabilidade local ocorreu de forma predominante em toda a seção transversal do perfil tubular.

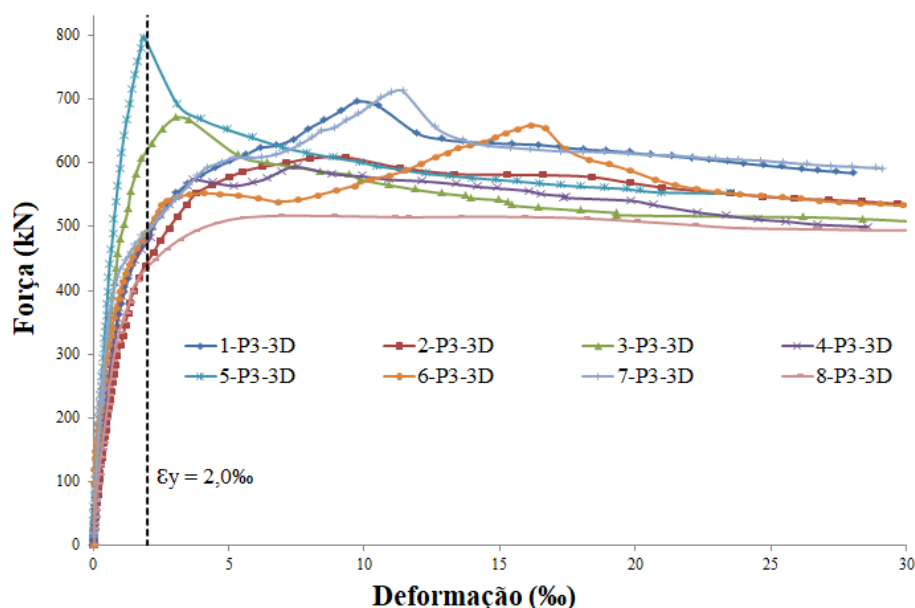
Dessa forma, quanto ao modo de ruptura, fruto das evidências verificadas por meio da variação da espessura do encamisamento metálico, o perfil de 3,0 mm ($\theta=1,33$) apresentou indícios de maior contribuição no confinamento do núcleo de concreto leve. Apesar do baixo índice de confinamento (θ), observou-se a ocorrência significativa de mudança no modo de falha do núcleo de concreto leve, de predominância de cisalhamento para um modo intermediário de cisalhamento e esmagamento.

O achado evidenciado nesta pesquisa experimental está coerente com as observações de Du *et al.* (2021), que identificaram ganhos expressivos de tensão de confinamento para relações ($D/t < 50$), corroborando a existência de uma faixa ótima para a esbeltez local do pilar de modo a otimizar o efeito confinante. Além disso, Natalli *et al.* (2021) e Sindhuja e Bhuvaneshwari (2021) corroboraram, em suas pesquisas, que o emprego de concreto com agregados leves em pilares preenchidos melhora a interação aço-concreto em função do maior *Poisson* do mesmo.

Quanto ao comportamento das curvas (força *versus* deformação) do grupo (P3-3D), em sua região ascendente, foram identificadas algumas similaridades aos demais lotes. Primeiramente, observou-se a resposta padronizada de mudança da inclinação no segmento linear para todos os protótipos aqui investigados, independente da espessura do perfil. Para os elementos dos grupos (P1-3D e P2-3D) não foi evidenciado um padrão para essa mudança. Entretanto, para o grupo (P3-3D), a mesma pronunciou-se de forma recorrente próximo à deformação axial de 1%. Para o perfil de 3,0 mm de espessura, a influência das instabilidades locais na deformabilidade longitudinal é diminuída, em virtude da sua maior rigidez. Dessa forma, entende-se que essa possa a justificativa para a melhor identificação deste ponto de mudança na rigidez do pilar.

Ainda de modo análogo aos demais lotes já analisados, alguns exemplares do grupo (P3-3D) apresentaram ganho de rigidez axial à compressão. Todavia, este ganho de rigidez não impactou de forma conclusiva o aumento de capacidade resistente, com exceção do protótipo (5-P3-3D), conforme se verifica na Figura 4.19.

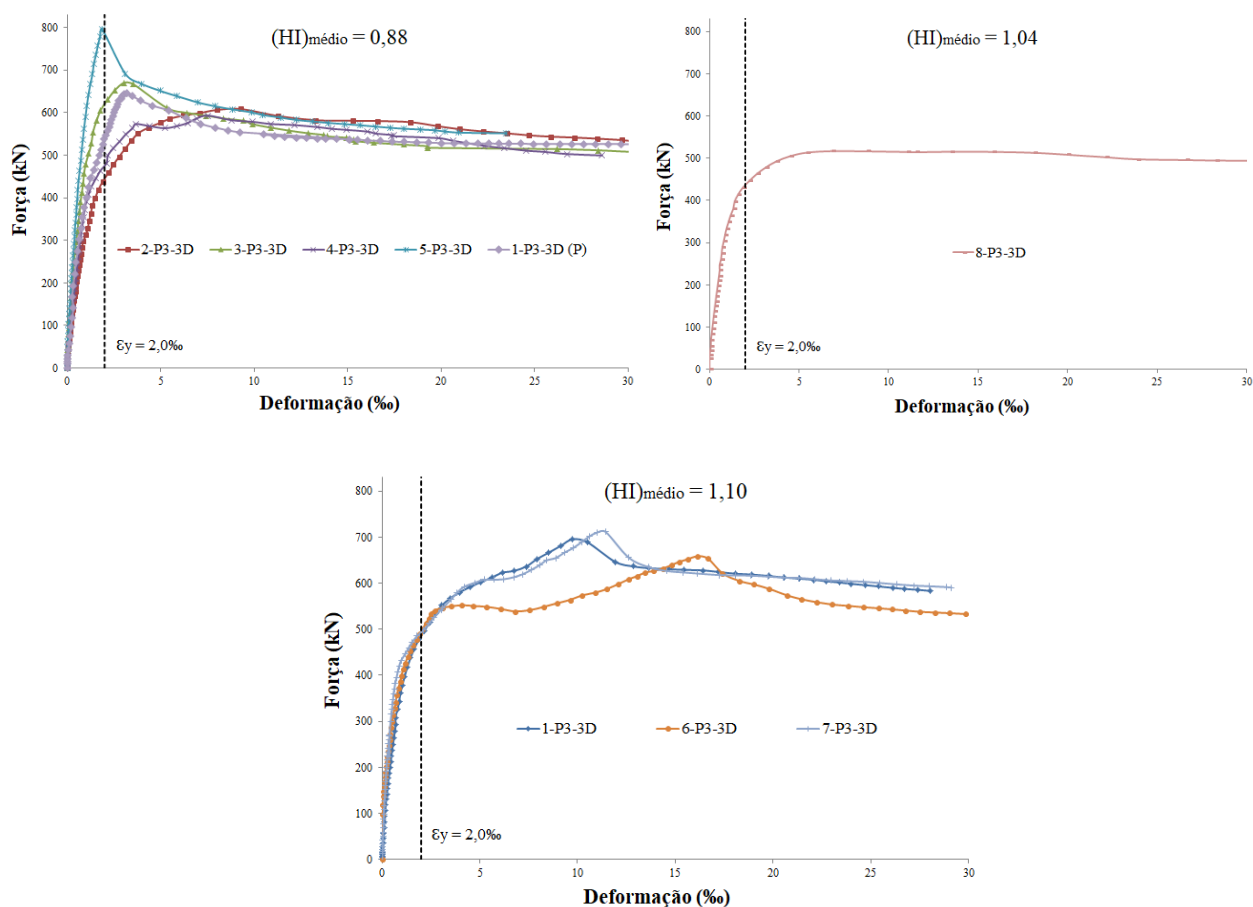
Figura 4.19 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 42,3$)



Fonte: Próprio Autor

Analisando-se o comportamento pós-pico, Figura 4.20, percebe-se, em uma análise gráfica, um comportamento bem mais convergente, menos disperso, que nos demais grupos já avaliados. Todavia, o lote (P3-3D) também evidenciou os três tipos de comportamento típico pós-pico. Com um ($HI_{\text{médio}} = 0,88$), cinco exemplares demonstraram comportamento elasto-plástico com amolecimento. De acordo com a classificação de Johansson (2002), essas curvas enquadram-se predominantemente como do Tipo 1.b, onde sua região descendente é caracterizada por uma perda lenta e gradual de resistência, quase que linear, com exceção do protótipo (5-P3-3D). Esse último evidenciou a maior capacidade resistente do lote (795,9 kN), entretanto, após alcançada a força máxima, apresentou uma perda brusca de resistência, seguida da convergência para a linha de tendência do seu lote com o desenvolvimento de deformações até a ordem de 23%. Esse tipo de curva enquadra-se como do Tipo 1.a.

Figura 4.20 - Curvas (força *versus* deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 3$ e $b/t = 42,3$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)



Fonte: Próprio Autor

Como mais um padrão evidenciado na comparação entre os três grupos já analisados, o único exemplar que apresentou comportamento elasto-plástico perfeito neste lote (8-P3-3D) foi o mesmo que evidenciou a menor capacidade resistente no grupo (516,9 kN, 21% inferior a sua média). O $(HI)_{\text{médio}} = 1,04$, ligeiramente superior a unidade, não indicou encruamento positivo da região pós-pico, e sim indicou a diferença de resistência do pilar entre o final do regime elástico-linear e o perfeitamente plástico.

Três curvas deste grupo apresentaram ainda comportamento elasto-plástico com endurecimento, com $(HI)_{\text{médio}} = 1,10$, do tipo 3.b, haja vista a mudança de rigidez no segmento ascendente.

De modo geral, ressalvada a ordem de grandeza da capacidade resistente de cada grupo, influenciada em grande parte pela maior contribuição do aço nas seções transversais, o comportamento das curvas (força *versus* deformação) não apresentou grandes discrepâncias com a variação da espessura do perfil. A variação do índice de confinamento (0,65; 0,87; e 1,33) mostrou-se mais evidente no modo de falha do núcleo de concreto, identificando uma

possível transição no modo de ruptura do núcleo de concreto por cisalhamento para esmagamento, com o incremento da espessura do perfil de 1,5 mm e 2,0 mm para 3,0 mm.

Para cada índice de confinamento experimentado, os três modos de comportamento pós-pico foram verificados. Em virtude dos achados e indícios identificados nesta pesquisa, julga-se que o comportamento elasto-plástico perfeito pode não se configurar como uma resposta característica do modelo, e sim que seja proveniente de falhas executivas na confecção dos protótipos. Infere-se, ainda, que a diferença entre as curvas Tipo 1.b e 3.b, comportamento elasto-plástico com amolecimento e com encruamento, respectivamente, possa estar associada ao desenvolvimento ou não de maior rigidez à compressão do pilar no regime elástico-linear.

Deve-se observar que, mesmo com variação de rigidez inicial, não foram evidenciados ganhos de capacidade resistente. A variação da rigidez correlacionou-se apenas à antecipação da deformação correspondente à força máxima resistida pelo pilar. A suscetibilidade do perfil metálico aos fenômenos de flambagem local não limita de forma obrigatória sua capacidade resistente final, e sim reduz sua rigidez global à deformação, como explica Silva e Silva (2008).

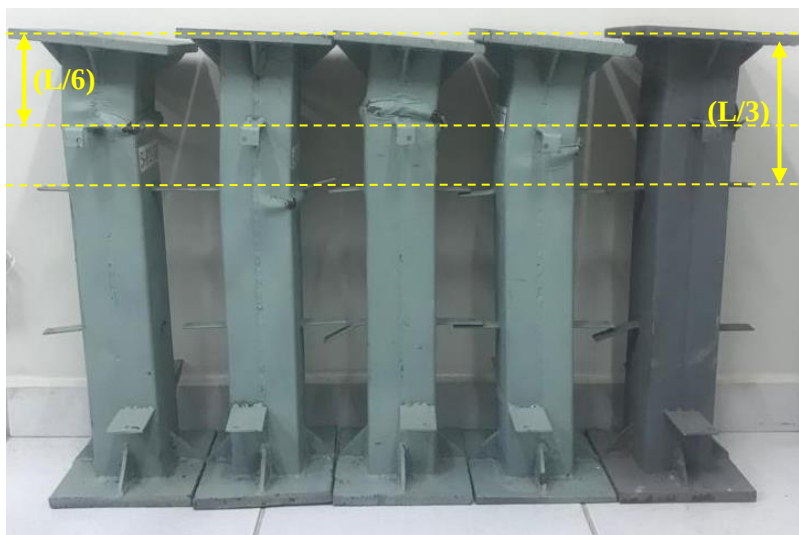
Dessa forma, entende-se que a ocorrência de flambagem local nos perfis tubulares, de forma precoce em relação à força máxima resistida pelo pilar, pode estar associada ao desenvolvimento de deformações transversais e longitudinais excessivas e prematuras. Entretanto, como os materiais ainda não atingiram suas resistências de escoamento, o pilar volta a ganhar resistência de forma não linear em virtude de não linearidades física e geométrica, bem como das possíveis interações entre os dois materiais (forças de aderência ou mesmo confinamento), até alcançar o limite da capacidade resistente do mesmo.

4.2.2 Pilares com $L/D = 5$

Os pilares com relação ($L/D = 5$) e espessura de perfil metálico de 2,0 mm, perfazendo um índice de confinamento ($\theta=0,87$), denominado neste trabalho por grupo (P2-5D), apresentaram modo de falha bem similar ao grupo (P2-3D), esse último composto por pilares curtos de mesma espessura de perfil, caracterizado por cisalhamento do núcleo de concreto e flambagem local do perfil metálico.

Ademais, o grupo (P2-5D) também evidenciou, de modo consistente, rotações excessivas de sua chapa de topo, conforme exemplificado na Figura 4.21. Julga-se que a sobreposição da ocorrência de flambagem local em apenas uma das faces do pilar, na direção de menor rigidez, a instabilidade local do perfil de 2,0 mm de espessura e, ainda, a ocorrência de possíveis desaprumos acidentais provenientes de imprecisões no processo de fabricação dos protótipos, como também da centralização dos mesmos por ocasião da execução do ensaio, podem ter ocasionado esforços de flexo-compressão nos referidos modelos. Observa-se ainda, por meio da Figura 4.21, que, neste subgrupo, a instabilidade local acompanhada das referidas rotações pronunciaram-se somente na região superior do pilar ($L/3$).

Figura 4.21 - Configuração final predominante dos pilares com relação ($L/D = 5$) e espessura de perfil de 2,0 mm



Fonte: Próprio Autor

Além do modo de falha predominante por cisalhamento do núcleo de concreto, ainda foram observados para os exemplares (2-P2-5D e 7-P2-5D) a ocorrência de esmagamento do núcleo, ver Figura 4.21(a) e 4.21(b).

Essas particularidades no modo de ruptura não impactaram na capacidade resistente dos protótipos deste grupo, onde os mesmos apresentaram força última resistente média

experimental de 509,4 kN, com coeficiente de variação da ordem de 2,8%. Esse grupo controle (P2-5D) evidenciou os melhores resultados de capacidade resistente em termos de dispersão dos mesmos.

Figura 4.21 - Configuração final dos pilares com relação ($L/D = 5$) e espessura de perfil 2,0 mm: a) e b) esmagamento típico do núcleo do concreto; c) e d) cisalhamento do núcleo de concreto

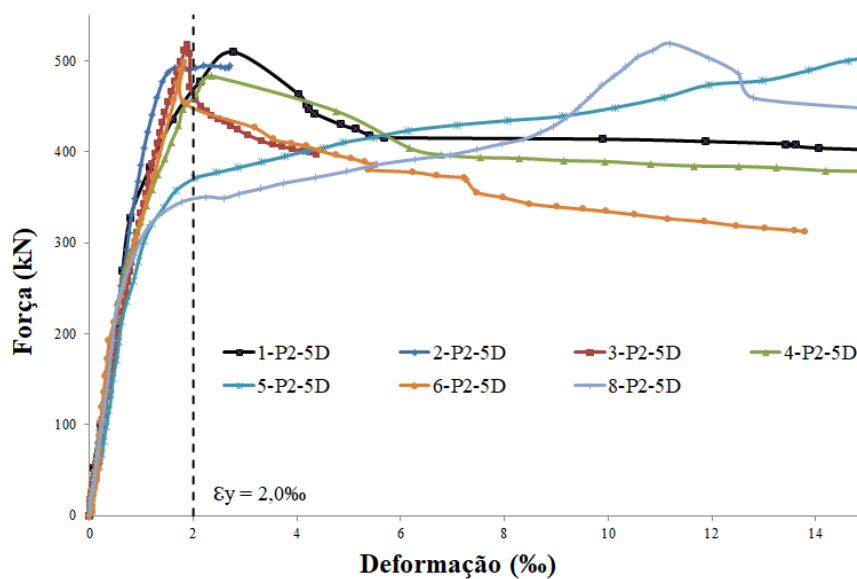


Fonte: Próprio Autor

Quanto às curvas (força *versus* deformação) deste grupo, dois protótipos (2-P2-5D e 3-P2-5D) não foram classificados quanto ao seu índice de endurecimento (HI). A ocorrência de deformações axiais e rotações excessivas inviabilizou a coleta do encurtamento vertical para estágios mais avançados durante a realização do ensaio, como demonstrado na Figura 4.22, onde as deformações máximas registradas foram da ordem de 2,53‰ e 4,27‰ para os exemplares 2 e 3, respectivamente. O exemplar 7 deste grupo não teve sua curva construída em função da perda de comunicação entre o *software* de aquisição de dados e a máquina de ensaios universal durante a realização do ensaio, impossibilitando a coleta dos dados de carregamento. Para este exemplar foi possível a obtenção somente de sua força última.

Os protótipos deste grupo tiveram suas curvas (força *versus* deformação) consolidadas na Figura 4.22. Na região ascendente da curva, todos os espécimes evidenciaram mudança de inclinação, indicando possíveis mudanças de rigidez, entretanto sem um padrão bem definido. Quanto à rigidez axial à compressão do pilar, observa-se uma significativa convergência por meio da análise gráfica. Entretanto, esse parâmetro é melhor analisado no tópico 4.4.

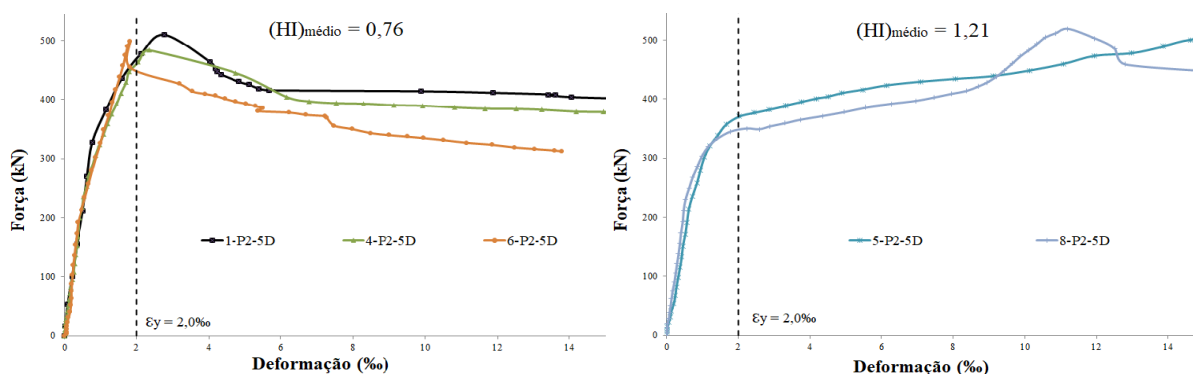
Figura 4.22 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 5$)



Fonte: Próprio Autor

Os protótipos deste grupo, espessura de perfil de 2,0 e ($L/D = 5$), também apresentaram comportamentos pós-pico do tipo elasto-plástico com amolecimento ou endurecimento, conforme Figura 4.23. Os exemplares (1, 3, 5, 6 e 8) evidenciaram rotação excessiva da chapa de topo além do cisalhamento de seu núcleo de concreto e flambagem local do perfil metálico, evidenciando comportamento pós-pico das duas tipologias. Ou seja, julga-se que a ocorrência da rotação excessiva, neste caso, não possa ser correlacionada diretamente com o tipo de resposta pós-pico.

Figura 4.23 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 5$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)



Fonte: Próprio Autor

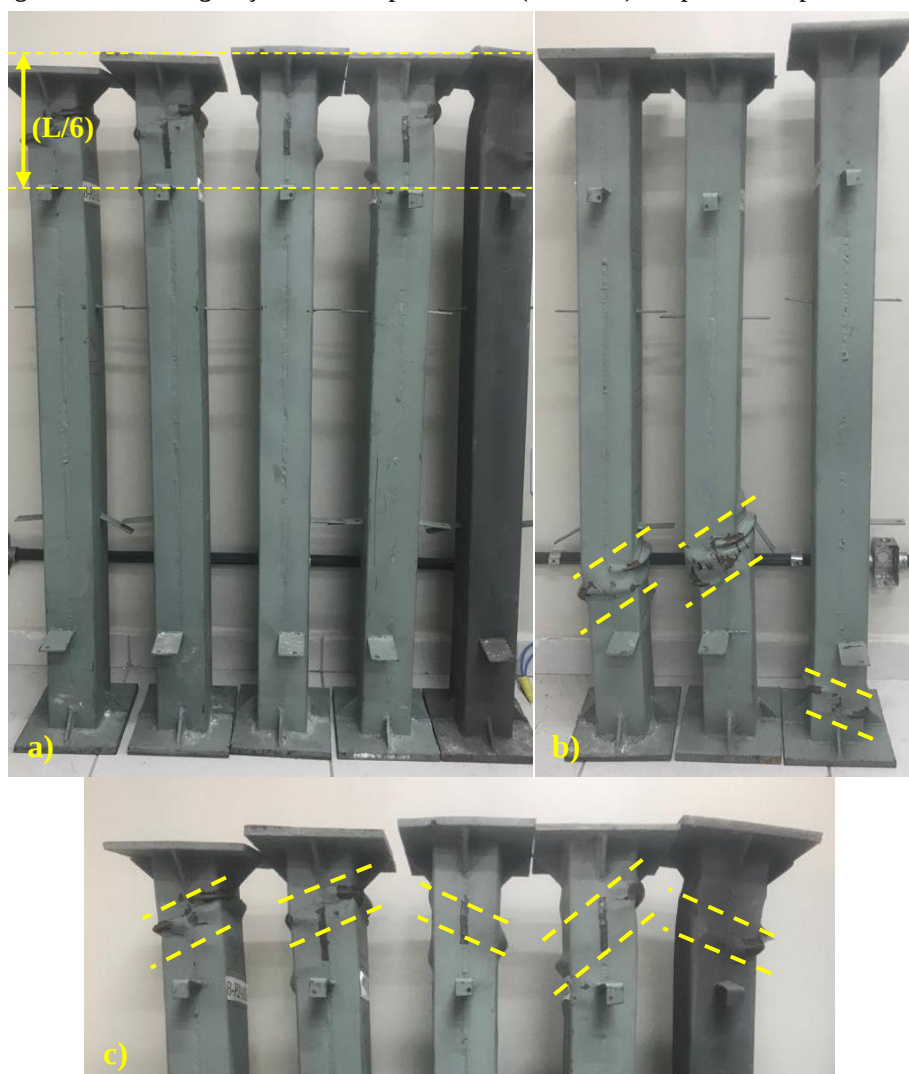
Analisando-se a evolução da formação dos “anéis” de flambagem local ao longo do carregamento, verifica-se que, para os exemplares (1, 4 e 6), os primeiros indícios de instabilidade surgem entre as forças de 400 kN e 450 kN. Enquanto para os exemplares (5 e 8), a instabilidade local surge por volta dos 350 kN. Independe disso, os cinco espécimes atingem resistência máxima aproximadamente iguais.

Dessa forma, de modo similar aos pilares curtos, essas evidências podem indicar que a ocorrência da flambagem local de modo precoce para os pilares preenchidos pode retardar o atingimento da força máxima resistida pelo mesmo, entretanto não a reduz, bem como modifica o enquadramento pós-pico do pilar de elasto-plástico com amolecimento para endurecimento.

4.2.3 Pilares com $L/D = 10$

Os pilares do grupo (P2-10D), de maior índice de esbeltez desta investigação e índice de confinamento ($\theta=0,87$) apresentaram modo de falha predominante por flambagem local do perfil metálico e cisalhamento do núcleo de concreto, acompanhados de ocorrência significativa de rotação da chapa superior do protótipo, como ilustrado na Figura 4.24.

Figura 4.24 - Configuração final dos pilares com ($L/D = 10$) e espessura de perfil 2,0 mm



Fonte: Próprio Autor

Julga-se que as motivações para o desenvolvimento dessas rotações indesejadas possam ser as mesmas ocorridas nos exemplares do grupo (P2-5D), de esbeltez intermediária, entretanto, potencializadas pelo maior fator de (L/D). O posicionamento deste fenômeno, longitudinalmente no pilar, nos grupos de esbeltez global ($L/D = 5$ e 10), ocorreu de forma análoga, porém com suas particularidades. Em ($L/D = 5$), todas as instabilidades acompanhadas de rotação excessiva ocorreram na região superior do pilar, limitadas a ($L/3$), enquanto nos espécimes de relação ($L/D = 10$), o mesmo fenômeno limitou-se à região de ($L/6$).

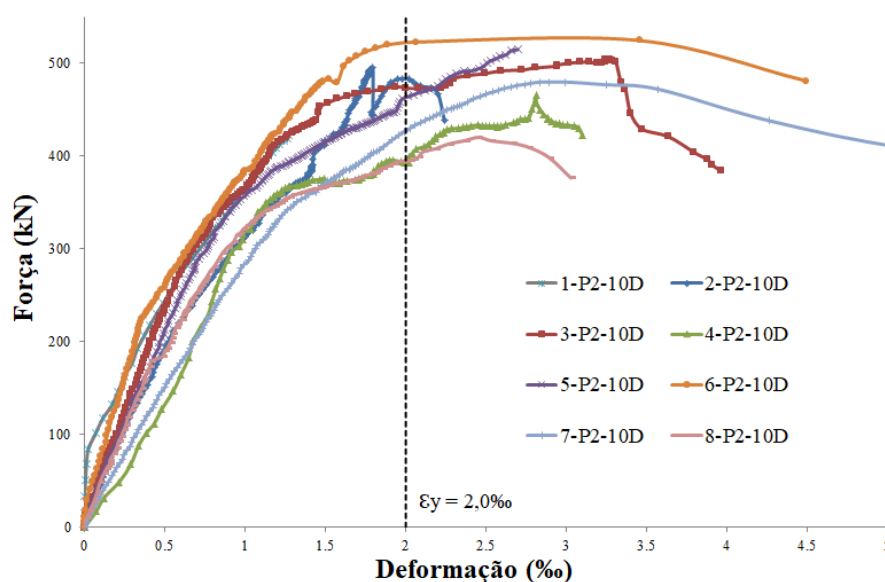
Esses dois grupos controle possuem a mesma seção transversal tipo, com perfis metálicos de 2,0 mm de espessura. Todavia, observa-se, por meio dos achados ora em análise, que os pilares de menor esbeltez global ($L/D = 5$) podem possuir uma maior capacidade de

propagação dos esforços longitudinalmente no pilar. Os protótipos com ($L/D = 10$), que evidenciaram rotação excessiva, não indicaram redução de sua capacidade resistente em comparação aos demais exemplares do grupo, porém o desenvolvimento desse fenômeno não é desejado do ponto vista prático, caracterizando-se como uma limitação de serviço.

Apesar da predominância do fenômeno descrito nos parágrafos anteriores, alguns exemplares com ($L/D = 10$) também evidenciaram modo de falha sem rotação, conforme Figura 4.24(b). Em virtude do posicionamento do plano de ruptura longitudinalmente nos pilares, algumas leituras de deslocamento limitaram-se ao regime elástico-linear nas curvas (força *versus* deslocamento). Deve-se pontuar ainda que não foram identificados efeitos de instabilidade global nos exemplares ensaiados deste grupo.

Para os exemplares com ($L/D = 10$), observou-se uma significativa similaridade no comportamento das curvas (força *versus* deformação) em seu trecho elástico-linear, indicando uma aparente convergência para a resposta de rigidez axial à compressão do pilar, parâmetro esse que é comparado no tópico 4.4. Gráficamente, essa observação pode ser visualizada na Figura 4.25.

Figura 4.25 - Curvas (força *versus* deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 10$)



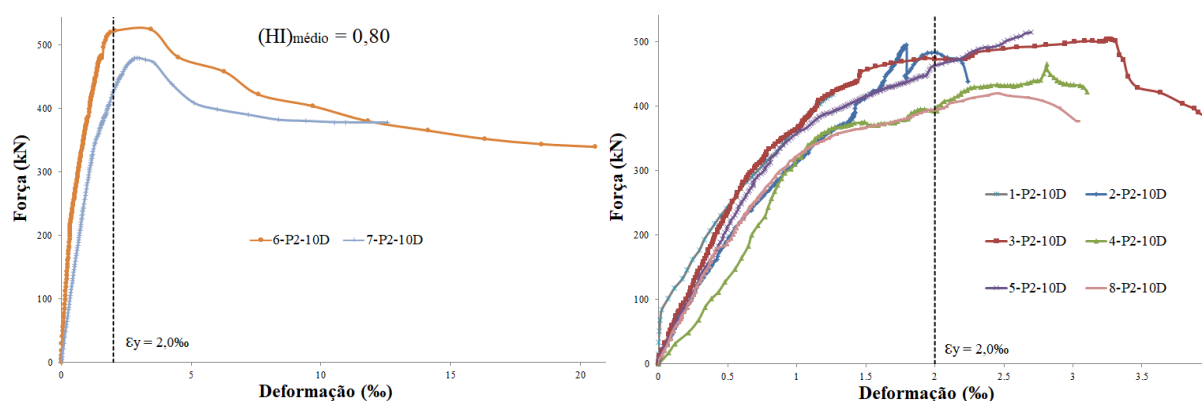
Fonte: Próprio Autor

Não foi identificado neste lote, de forma generalizada, o comportamento de mudança de inclinação da curva (força *versus* deformação) em seu regime elástico-linear, diferentemente do verificado nos grupos de relação ($L/D = 3$ e 5). Os protótipos que evidenciaram mudança de rigidez na região ascendente da curva, de forma mais característica,

não sofreram as máximas rotações identificadas no grupo, bem como tiveram o desenvolvimento de maiores deformações em sua porção central longitudinalmente. Dessa forma, julga-se que a ocorrência de excentricidades na aplicação do carregamento e consequentes rotações da extremidade superior dos exemplares possam ter impedido a regular propagação de tensões de compressão, longitudinalmente, nos dois terços centrais do pilar. Consequentemente, a resposta da perfeita interação aço-concreto no pilar misto preenchido pode ter sido comprometida.

Quanto ao ramo descendente da curva, somente para dois exemplares (6 e 7) foi possível o enquadramento do comportamento pós-pico segundo o índice de endurecimento (HI). Essa dificuldade foi motivada pela limitação da ocorrência de deslocamentos na porção central do pilar instrumentado, conforme já discutido anteriormente. Para os dois pilares exitosos, o modo de falha foi a combinação de flambagem local do perfil metálico e cisalhamento do núcleo de concreto. Esses apresentaram comportamento pós-pico elasto-plástico com amolecimento e ($HI_{\text{médio}} = 0,80$). Segundo a classificação de Johansson (2002), as curvas são do Tipo 1.a, haja vista a ocorrência de perda brusca de resistência, após atingida a força máxima, seguida de perda progressiva da força acompanhada de deformações excessivas.

Figura 4.26 - Curvas (força versus deformação) para os pilares preenchidos de relações ($L/D = 10$) – Agrupados por similaridade do índice de endurecimento (HI)



Fonte: Próprio Autor

4.3 Rigidez

De modo idêntico à metodologia adotada no tópico 4.1.3 para os protótipos-piloto, a rigidez axial à compressão dos protótipos-definitivos foi calculada e comparada à previsão analítica, de acordo com as Equações 4.2 e 4.3.

Foi utilizado o teste “t” de Student para a construção de intervalos de confiança, com nível de significância de 5%. Após a definição desses intervalos de confiança, as médias amostrais foram recalculadas, excluindo-se os valores extremos. Para verificação da normalidade das amostras utilizou-se o teste de Shapiro Wilk, onde apenas um dos grupos controle (P2-3D) apresentou distribuição distinta da normal, porém com o objetivo de manter a equidade dos procedimentos, o método de tratamento estatístico ora descrito foi aplicado a todos os grupos. Os dados brutos amostrais, histogramas de frequência e o detalhamento dos procedimentos estatísticos realizados estão pormenorizados no Apêndice 7.15 e 7.16.

Por meio da Tabela 4.3, são apresentados os resultados já tratados estatisticamente do módulo de deformação secante experimental (E_{sc}) e rigidez axial à compressão experimental (EA_{exp}), onde esse último está sendo comparado à rigidez axial efetiva à compressão (EA_e), calculada segundo a norma NBR 8800 (ABNT, 2008).

Tabela 4.3 - Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-definitivos, grupo controle de mesma esbeltez global ($L/D = 3$))

Protótipos	P1-3D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	37,2	472.737	296.724	1,59
Desv. Pad.	20,8	263.987	-	0,89
Coef. Var.	55,8%	55,8%	-	55,8%
Protótipos	P2-3D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	32,1	407.581	341.413	1,19
Desv. Pad.	11,5	146.189	-	0,43
Coef. Var.	35,9%	35,9%	-	35,9%
Protótipos	P3-3D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	40,6	515.675	427.223	1,21
Desv. Pad.	9,2	116.522	-	0,27
Coef. Var.	22,6%	22,6%	-	22,6%

Fonte: Próprio Autor

Inicialmente, na Tabela 4.3, foram consolidados os resultados dos grupos controle de mesma esbeltez global ($L/D = 3$), variando-se a espessura do perfil em (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm). Os grupos (P1-3D) e (P2-3D), de maiores esbeltezes locais, mesmo após o tratamento estatístico, evidenciaram elevada dispersão dos seus resultados de módulo de deformação e, conseqüentemente, de rigidez à compressão, atingindo coeficientes de variação da ordem de 55,8% e 35,9%, respectivamente.

Como consequência de seu modo de ruptura, os pilares curtos evidenciaram, de modo predominante, fenômenos de flambagem local ao longo dos dois terços centrais de seu comprimento, local onde foram posicionados os relógios comparadores de deslocamento. Dessa forma, a maior susceptibilidade desses protótipos à instabilidade local comprometeu de forma relevante a dispersão dos resultados referentes ao módulo de deformação dos pilares. Comparando-se a rigidez axial à compressão experimental com a analítica $(EA_{exp})/(EA_e)$, foram obtidos os fatores de 1,59 e 1,19 para os grupos (P1-3D e P2-3D), respectivamente.

Para o perfil de 3,0 mm, o coeficiente de variação obtido foi significativamente menor (22,6%). Esse resultado está alinhado ao modo de ruptura característico desse grupo, onde a maior contribuição do perfil metálico na capacidade resistente do pilar, mesmo com a ocorrência de flambagem local, permitiu uma melhor propagação de tensões ao longo do protótipo, permitindo o desenvolvimento de deformações longitudinais e transversais de modo mais lento e progressivo e, conseqüentemente, permitindo uma maior linearidade do segmento elástico-linear.

Por meio da Tabela 4.4, onde foram comparados os resultados dos grupos controle onde houve variação da esbeltez global ($L/D = 3, 5$ e 10), fixada a esbeltez local ($b/t = 63,5$), corrobora-se o comprometimento da coleta dos dados de encurtamento vertical do pilar curtos ($L/D = 3$), em função do fenômeno de instabilidade local, quando comparados aos grupos ($L/D = 5$ e 10).

Tabela 4.4 - Resultados de rigidez axial à compressão analíticos e experimentais (protótipos-definitivos, grupo controle de mesma esbeltez local ($b/t = 63,5$))

Protótipos	P2-3D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	32,1	407.581	341.413	1,19
Desv. Pad.	11,5	146.189	-	0,43
Coef. Var.	35,9%	35,9%	-	35,9%
Protótipos	P2-5D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	34,4	437.131	341.413	1,28
Desv. Pad.	2,0	25.260	-	0,07
Coef. Var.	5,8%	5,8%	-	5,8%
Protótipos	P2-10D			
	E_{sc} (GPa)	EA_{exp} (kN)	EA_e (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
Média	33,9	430.559	341.413	1,26
Desv. Pad.	3,0	37.996	-	0,11
Coef. Var.	8,8%	8,8%	-	8,8%

Fonte: Próprio Autor

Na Tabela 4.4, apesar da convergência dos resultados médios identificados em cada grupo controle, evidenciados por meio da relação $(EA_{exp})/(EA_e)$, verifica-se uma relevante diferença na dispersão dos resultados, quando comparados os grupos (P2-5D e P2-10D) ao grupo (P2-3D), indicada pelos seus coeficientes de variação de (5,8%; 8,8%; e 35,9%), respectivamente.

A observação registrada no parágrafo anterior está coerente com a diferenciação do modo de falha identificado entre esses grupos no tópico 4.2, onde os pilares de maior esbeltez global ($L/D = 5$ e 10) evidenciaram flambagem local predominantemente fora dos dois terços centrais de seu comprimento, minimizando o efeito das deformações excessivas provenientes da instabilidade local na construção das curvas (força *versus* deformação) dos protótipos. Essa particularidade favoreceu à maior linearidade dos segmentos elástico-linear e, conseqüentemente, contribuíram para as menores dispersões dos resultados ora analisados.

De modo global, sendo realizada uma ressalva para os grupos (P1-3D e P2-3D) por conta da dispersão interna identificada, a ordem de grandeza dos resultados de rigidez à compressão obtidos foi satisfatória, onde a relação $(EA_{exp})/(EA_e)$ variou de 1,19 a 1,28. Gerin (2020), investigando o comportamento de pilares mistos curtos preenchidos de seção transversal circular, identificou variação de 1,10 a 1,17 para a relação em questão.

4.4 Força resistente experimental e comparação com previsões normativas

A definição de força máxima resistente em pilares mistos preenchidos precisa ser compatibilizada a um limite de deformações aceitáveis do ponto de vista estrutural. Esse sistema misto de aço-concreto, de forma geral, confere maior ductibilidade ao pilar, permitindo o desenvolvimento de deformações excessivas que não são de interesse prático. Essa particularidade é mais evidente no caso de pilares com comportamento pós-pico elasto-plástico perfeito ou com endurecimento, onde faz-se necessária a definição dessa deformação limite. Para os casos de encruamento negativo, a capacidade máxima resistente do pilar, geralmente, evidencia-se para baixas deformações, tornando desnecessário tal procedimento.

Oliveira (2008) utilizou, em seus trabalhos com pilares mistos preenchidos, a deformação axial limite de 30%. Ye *et al.* (2016) e Wang *et al.* (2017) utilizaram o limite de 10%, pois estes últimos autores afirmaram que deformações superiores a 10% já indicam um significativo estado de microfissuração do núcleo de concreto e ocorrência de flambagem local do perfil metálico.

Neste trabalho, todas as forças de pico identificadas, nos cinco grupos controle ensaiados, foram evidenciadas em deformações axiais inferiores a 30%, onde algumas ocorreram no intervalo entre 10% e 30%. Essa última ocorrência caracterizou principalmente os grupos de maiores esbeltezes locais, associado ao comportamento pós-pico com encruamento positivo. De modo a preservar a padronização da metodologia empregada nos diversos grupos avaliados, aliada à ocorrência de deformações inferiores a 30%, será utilizada a real força máxima como capacidade resistente dos pilares mistos preenchidos ora investigados.

Os resultados foram tratados estatisticamente com a definição de intervalos de confiança, com nível de significância de 5%, de forma análoga ao realizado nos resultados de rigidez (tópico 4.3), onde todos os grupos controle evidenciaram distribuição normal. A análise estatística pode ser verificada no Apêndice 7.17.

Os resultados médios de capacidade resistente dos pilares, já tratados estatisticamente, bem como os desvios-padrões e coeficientes de variação amostrais de cada grupo controle, estão apresentados na Tabela 4.5. Realizou-se, ainda, um teste “t” para amostras independentes, verificando-se se esses resultados de capacidade resistente são estatisticamente diferentes entre si, ao nível de significância de 5,0%, conforme análise apresentada na Tabela 4.6.

Tabela 4.5 – Capacidade resistente última dos pilares mistos preenchidos investigados

Dados Tratados – Variação da Esbeltez Local (b/t)			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P1-3D	P2-3D	P3-3D
Média (kN)	432,34	457,81	654,77
Desv. Pad. (kN)	37,14	35,20	43,06
C.V (%)	8,6%	7,7%	6,6%
Dados Tratados – Variação da Esbeltez Global (L/D)			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P2-3D	P2-5D	P2-10D
Média (kN)	457,81	513,17	478,20
Desv. Pad. (kN)	35,20	10,25	39,86
C.V (%)	7,7%	2,0%	8,3%

Fonte: Próprio Autor

Tabela 4.6 – Resultado de teste “t” para amostras independentes referentes à capacidade resistente dos pilares

T-test for Independent Samples (Spreadsheet3) Note: Variables were treated as independent samples									
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P1-3D vs. P2-3D	419.0382	442.4445	-0.644450	16	0.528416	9	9	77.48063	76.60848
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P1-3D vs. P3-3D	419.0382	655.1354	-6.39678	16	0.000009	9	9	77.48063	79.10162
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P2-3D vs. P3-3D	442.4445	655.1354	-5.79446	16	0.000027	9	9	76.60848	79.10162
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P2-3D vs. P2-5D	442.4445	509.4376	-2.42806	15	0.028231	9	8	76.60848	14.20405
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P2-3D vs. P2-10D	442.4445	478.2000	-1.18261	15	0.255370	9	8	76.60848	39.86144
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
P2-5D vs. P2-10D	509.4376	478.2000	2.087913	14	0.055561	8	8	14.20405	39.86144

Fonte: Próprio Autor

De modo global, os resultados de força máxima resistente, após o tratamento estatístico, apresentaram dispersões significativamente similares, com coeficientes de variação no intervalo de 6,6% a 8,6%, com exceção do grupo (P2-5D) que evidenciou somente 2,0% para esse parâmetro.

Analisando-se, inicialmente, o lote onde houve variação da esbeltez local, conclui-se que os grupos (P1-3D e P2-3D), diferenciados pela espessura dos perfis metálicos de 1,5 mm para 2,0 mm, não apresentaram diferenças estatisticamente significativas. Os resultados

médios de capacidade resistente foram muito próximos, onde o grupo (P2-3D) evidenciou apenas 5,9% de força máxima a maior que o (P1-3D). Com o incremento da espessura do perfil para 3,0 mm, os testes de hipóteses (P1-3D *versus* P3-3D e P2-3D *versus* P3-3D) ratificaram os achados físicos, validando a diferença entre as amostras, conforme se verifica na Tabela 4.6. Assim, a capacidade resistente média do grupo (P3-3D) indicou ganhos em força máxima de 51,4% e 43,0% quando comparado aos grupos (P1-3D e P2-3D), respectivamente.

Em seguida, analisando-se o lote onde houve variação da esbeltez global, evidenciaram-se diferenças significativas somente entre os grupos (P2-3D e P2-5D), ou seja, os pilares de comprimento ($L = 635$ mm) apresentaram um ganho médio de 12,1% em sua capacidade máxima resistente, quando comparados aos pilares curtos de ($L = 381$ mm). Comparando-se, aos pares, o grupo (P2-10D) aos grupos (P2-3D e P2-5D) não foram evidenciadas diferenças significativas, similaridade essa evidenciada por um p -valor $> 0,05$, de acordo com os dados consolidados na Tabela 4.6.

Deve-se observar que, em termos de qualidade da amostra de resultados, caracterizada pela maior concentração dos mesmos, o grupo (P2-5D) evidenciou os menores coeficientes de variação, sendo 5,8% para os resultados de rigidez axial à compressão e 2,0% para força máxima resistente do pilar.

Quanto ao ganho de resistência de 12,1%, comparando-se os grupos (P2-3D e P2-5D), analisado de forma conjunta ao modo de falha predominante evidenciado em cada grupo, julga-se que os seguintes fatores podem estar atrelados a esse possível incremento: variando-se a esbeltez local, o perfil de 2,0 mm demonstrou alguma capacidade de confinamento do núcleo de concreto, em função da mudança do modo de falha do núcleo de concreto predominante de cisalhamento para esmagamento; e maior ocorrência de esforços de flexo-compressão nos exemplares de ($L/D = 5$), minimizando a ocorrência de flambagem local e permitindo uma maior contribuição do aço até o patamar de sua tensão de escoamento.

De modo geral, a capacidade resistente de pilares mistos preenchidos e sua relação (L/D) são inversamente proporcionais. Todavia, Oliveira (2008) avaliando a variação da capacidade resistente em pilares mistos preenchidos, de seção transversal circular, identificou forças máximas médias de 737 kN e 739,5 kN para relações (L/D) de 3 e 5, respectivamente, resultados esses praticamente idênticos. O referido autor investigou pilares preenchidos com concreto de massa específica normal.

Dessa forma, percebe-se que, para baixas relações de (L/D), onde os fenômenos de confinamento são mais evidenciados, a relação inversamente proporcional entre capacidade

resistente e (L/D) aparenta não ser tão forte. Bem como a variação da esbeltez global (L/D) em pilares mistos preenchidos com concreto de agregado leve de (3 a 10) não demonstrou, experimentalmente, impacto significativo de perda de sua capacidade resistente.

Por meio da Tabela 4.7, os resultados de capacidade resistente experimental foram comparados aos das previsões normativas calculadas de acordo a metodologia detalhada no tópico 2.3.4. Deve-se reiterar que, nas previsões analíticas, os coeficientes de minoração das resistências dos materiais não foi utilizado.

Tabela 4.7- Comparação dos resultados experimentais às previsões normativas

Grupo controle com variação de esbeltez local (b/t)							
Protótipos	F_{exp} (kN) (1)	NBR8800 (kN) (2)	F_{exp}/F_{NBR} (3)	EUROCODE 4 (kN) (4)	F_{exp}/F_{EC4} (5)	ANSI/AISC 360 (kN) (6)	F_{exp}/F_{ANSI} (7)
P1-3D	432,34	526,37	0,82	540,00	0,80	433,88	1,00
P2-3D	457,81	592,97	0,77	591,49	0,77	588,51	0,78
P3-3D	654,77	720,75	0,91	689,09	0,95	720,90	0,91
Grupo controle com variação de esbeltez global (L/D)							
P2-3D	457,81	592,97	0,77	591,49	0,77	588,51	0,78
P2-5D	513,17	586,78	0,87	556,72	0,92	582,58	0,88
P2-10D	478,20	558,63	0,86	454,88	1,05	555,57	0,86

Fonte: Próprio Autor

Tabela 4.8 - Resultado de teste “t” para amostras independentes referentes à comparação das previsões normativas

T-test for Independent Samples (Spreadsheet1)									
Note: Variables were treated as independent samples									
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
F_{exp}/F_{NBR} vs. F_{exp}/F_{EC4}	0.834089	0.878640	-0.861249	10	0.409277	6	6	0.055689	0.113813
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
F_{exp}/F_{NBR} vs. F_{exp}/F_{ANSI}	0.834089	0.867022	-0.806077	10	0.438947	6	6	0.055689	0.083151
Group 1 vs. Group 2	Mean Group 1	Mean Group 2	t-value	df	p	Valid N Group 1	Valid N Group 2	Std.Dev. Group 1	Std.Dev. Group 2
F_{exp}/F_{EC4} vs. F_{exp}/F_{ANSI}	0.878640	0.867022	0.201889	10	0.844051	6	6	0.113813	0.083151

Fonte: Próprio Autor

Analisando-se, inicialmente, o grupo controle com variação de esbeltez local dos pilares (b/t), observa-se que as previsões normativas reproduziram de forma convergente entre si a maior capacidade de carga do pilar com o incremento da espessura do perfil metálico, demonstrando a maior contribuição do mesmo proporcionalmente à área de seção transversal do aço incrementada.

Observando-se as colunas (3), (5) e (7) da Tabela 4.7, verificou-se uma significativa proximidade entre os resultados para as relações (F_{exp}/F_{NBR}) , (F_{exp}/F_{EC4}) e (F_{exp}/F_{ANSI}) . Realizando-se um teste “t” para amostras independentes entre essas três variáveis, verificou-se que estatisticamente elas são semelhantes, conforme Tabela 4.8. Essa evidência demonstrou o alinhamento metodológico entre as três normativas ora verificadas. Entretanto, deve-se salientar que a norma NBR 8800 (ABNT, 2008) e o código EUROCODE 4 (2004) não prescrevem o seu emprego para pilares mistos com preenchimento de concreto leve, limitando-se somente para concretos de massa específica normal, enquanto a especificação ANSI/AISC 360 (2016) permite.

Observou-se, ainda, que os perfis de 1,5 mm e 2,0 mm de espessura não obedecem às prescrições mínimas de esbeltez local estabelecidas nas três normativas ora analisadas. Desse modo, por meio das colunas (3), (5) e (7) da Tabela 4.7, para os protótipos dos grupos (P1-3D e P2-3D), os resultados experimentais foram de 0% a 23% inferior aos das prescrições normativas. O perfil de 3,0 mm, grupo (P3-3D), único perfil adequado às prescrições das três normas quanto à esbeltez local, evidenciou capacidade resistente de 5% a 9% inferior à das previsões analíticas para as três normas.

Analisando-se o grupo de controle com variação da esbeltez global, verificou-se, nas colunas (2, 4 e 6), a minoração da capacidade resistente normativa dos pilares em função do aumento da relação (L/D). Esse grupo foi totalmente confeccionado com a utilização de perfis metálicos de 2,0 mm, perfil que não obedece às prescrições mínimas recomendadas para esbeltez local, segundo as três normatizações ora verificadas. O comportamento geral das relações (F_{exp}/F_{NBR}) , (F_{exp}/F_{EC4}) e (F_{exp}/F_{ANSI}) foi similar ao grupo controle onde houve variação da esbeltez local, indicando capacidades resistentes experimentais da ordem de 8% a 23% inferiores às das previsões normativas, com exceção do grupo (P2-10D), onde o resultado experimental superou a previsão do EUROCODE 4 em 5%.

De modo geral, observou-se que os resultados experimentais apresentaram capacidades resistentes inferiores às das previsões da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), do código EUROCODE 4 (2004) e da especificação ANSI/AISC 360 (2016) da ordem de 5% a 23%. Essa minoração pode estar associada à maior suscetibilidade dos perfis metálicos investigados à instabilidade local, haja vista que este foi o modo de ruptura predominante nos protótipos desta investigação, para os perfis metálicos. Deve-se observar que uma das hipóteses básicas necessárias à aplicabilidade das expressões analíticas ora discutidas é que a flambagem local não se configure como um estado limite predominante, característica essa refutada experimentalmente.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como principal objetivo avaliar experimentalmente o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos constituídos por perfis de aço formados a frio e concreto leve estrutural, solicitados à compressão axial centrada, evidenciando-se o interesse prático dessa solução construtiva. Deve-se observar que a normatização brasileira é incipiente quanto ao objeto em estudo. Com esse intuito foram confeccionados e ensaiados 43 protótipos entre pilotos e definitivos, variando-se a espessura do perfil metálico e o comprimento do pilar.

O programa experimental foi desenvolvido em duas etapas principais: caracterização do concreto leve estrutural, com o emprego de argila expandida; e ensaio dos pilares à compressão axial centrada.

Nesta primeira etapa, por meio da utilização de dosagem definida por Rossignolo (2003), foi obtido um concreto leve de resistência média à compressão, aos 28 dias, de 29,55 MPa, 16,5% inferior à resistência de uma dosagem referencial com a substituição dos agregados leves graúdo e miúdo por brita nº 1 e areia lavada. A utilização dos agregados leves permitiu a obtenção de uma massa específica aparente de 1.510 kg/m^3 , 32,6% inferior à dosagem referencial. A diminuição de sua resistência associada à menor massa específica possibilitou ao concreto leve investigado o alcance de fator de eficiência (FE) de 19,60 MPa.dm³/kg, representando um ganho deste parâmetro de 24,0% se comparado ao concreto referencial de massa específica normal.

O concreto leve objeto desta investigação experimental evidenciou ainda resistência média à tração por compressão diametral de 1,71 MPa, 19,8% inferior ao concreto referencial, bem como módulo de elasticidade estático médio de 12,2 GPa, representando 56,5% do módulo verificado para o concreto de massa específica normal. Rossignolo (2009) afirma que os concretos leves com argila expandida brasileira apresentam módulo de elasticidade entre 60% e 80% do módulo característico dos concretos de massa específica normal, para dosagens similares.

O menor módulo de elasticidade dos concretos leves, bem como seus maiores efeitos de *Poisson*, configuram-se como características positivas ao comportamento de pilares mistos que o utilizam em seu preenchimento, nos fenômenos de confinamento e na interação aço-concreto.

Portanto, a caracterização do concreto leve utilizado no preenchimento dos pilares mistos possibilitou o cálculo das previsões normativas quanto à capacidade resistente dos

pilares mistos, bem como indicou ganho do fator de eficiência, demonstrando não só a contribuição do núcleo de concreto na capacidade resistente do pilar, bem como sua maior vantagem no alívio do carregamento proveniente do peso próprio das estruturas.

Na segunda etapa da pesquisa experimental, os pilares mistos foram ensaiados à compressão axial centrada. Variando-se a esbeltez local dos pilares curtos ($L/D = 3$), por meio das espessuras de perfil de (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm), verificou-se que o modo de ruptura predominante foi a flambagem local do perfil metálico associado à predominância do cisalhamento do núcleo do concreto leve. Entretanto, foram evidenciadas algumas ocorrências de esmagamento do núcleo de concreto para os pilares com espessura de perfil de 3,0 mm, indicando a possibilidade de que a relação ($D/t = 42,3$) associada ao concreto leve possa já evidenciar estados de confinamento significativos ao concreto, modificando seu modo de ruptura.

Quanto às curvas (força *versus* deformação), para os pilares curtos, foram evidenciados comportamentos elasto-plástico com amolecimento e com endurecimento. Julga-se que essa diferenciação possa estar associada à ocorrência das flambagens locais, que podem impedir o desenvolvimento de maior rigidez à compressão do pilar no regime elástico-linear. Verificou-se que independe do tipo de curva, a força máxima resistida pelo pilar não sofreu grandes alterações. Apenas o ganho de rigidez inicial possibilitou a antecipação da deformação correspondente à força máxima resistida pelo pilar.

Já com a variação da esbeltez global, os pilares com ($L/D = 5$ e 10) também evidenciaram flambagem local do perfil metálico e predominância de cisalhamento do núcleo de concreto, associados também à rotação excessiva da extremidade superior do pilar. Julga-se que possíveis excentricidades possam ter ocasionado fenômenos de flexo-compressão. Existe ainda a possibilidade de que a flutuação do agregado leve tenha contribuído com a formação de planos de ruptura preferenciais. Os exemplares de relação ($L/D = 5$) evidenciaram formação de anéis de instabilidade local mais próximos à porção central do pilar, demonstrando uma maior capacidade de propagação das tensões de compressão no pilar.

Quanto às curvas (força *versus* deformação), os pilares de maior esbeltez global também evidenciaram os dois tipos de comportamento pós-pico. Os trechos ascendentes das curvas apresentaram maior linearidade em função da ocorrência predominante de flambagem local fora dos dois terços centrais de instalação dos relógios comparadores.

A rigidez axial experimental obtida foi (59%; 19%; e 21%) superior à da previsão analítica para os pilares com variação de esbeltez local (P1-3D; P2-3D; e P3-3D),

respectivamente, bem como (19%; 28%; e 26%) também superiores à da previsão analítica para variação de esbeltez global (P2-3D; P2-5D; e P2-10D), respectivamente. Para os pilares curtos, os resultados de rigidez experimental foram comprometidos pela ocorrência das flambagens locais. Efeito esse minorado para os pilares mais esbeltos ($L/D = 5$ e 10), que apresentaram coeficientes de variação da ordem de 5,8% e 8,8%, respectivamente.

Quanto à capacidade resistente dos pilares, para o grupo de mesma esbeltez global, não foi identificada diferença significativa entre os pilares com espessura de perfil de 1,5 mm e 2,0 mm, onde os valores médios evidenciados foram 432,34 kN e 457,81 kN, respectivamente. Enquanto os pilares com espessura de 3,0 mm apresentaram resistência média 654,77 kN, indicando ganho de força máxima de 51,4% e 43,0% quando comparado aos grupos P1-3D e P2-3D, respectivamente.

Enquanto variando-se a esbeltez global, os valores médios de resistência foram de (457,81 kN; 513,17 kN; e 478,20 kN) os pilares dos grupos (P2-3D; P2-5D; e P2-10D), respectivamente. Estatisticamente, evidenciou-se ganho de resistência de 12,1% do pilar de 635 mm de comprimento quando comparado ao de 381 mm. Os demais grupos não apresentaram diferenças significativas entre si.

Quanto à comparação da capacidade resistente experimental dos pilares mistos com as previsões normativas, observou-se, de modo geral, que os resultados experimentais foram de 5% a 23% inferiores aos das previsões da norma NBR 8800 (ABNT, 2008), do código EUROCODE 4 (2004) e da especificação ANSI/AISC 360 (2016). Foi realizado um teste “t” entre os três resultados, onde estes demonstraram ser estatisticamente semelhantes, ou seja, as três metodologias distintas apresentaram resultados similares. Julga-se que o resultado experimental a menor seja fruto da vulnerabilidades dos perfis ora avaliados aos fenômenos de instabilidade local.

Por fim, diante da incipiência deste tema, inclusive com a inexistência de normativa nacional específica para pilares mistos constituídos por aço formado a frio e preenchidos com concreto leve estrutural, bem como dos resultados experimentais ora obtidos, este trabalho teve o objetivo de contribuir com o desenvolvimento do estado d’arte nesta linha de pesquisa, possibilitando o seu aproveitamento em trabalhos futuros.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

O emprego de concreto leve estrutural em pilares mistos preenchidos apresenta-se como uma solução promissora no campo da pré-fabricação, haja vista a capacidade de carga conferida pelo elemento misto, a diminuição do peso próprio do elemento estrutural em função da menor massa específica do concreto leve, bem como as potencialidades na interação aço-concreto em virtude da maior deformabilidade dos concretos leves.

Entretanto, esse tema é incipiente e deficiente de normatizações que possibilitem o emprego seguro dessa solução construtiva. Esta pesquisa experimental avaliou o comportamento de uma única dosagem de concreto leve em pilares mistos preenchidos de seção transversal retangular de (127 mm x 100 mm), variando-se três espessuras de perfil metálico (1,5 mm; 2,0 mm; e 3,0 mm) e três comprimentos de pilar (381 mm; 635 mm; e 1.270 mm).

Dessa forma, diante dos achados desta pesquisa, foram evidenciadas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- a) Realização de caracterização mais ampla do concreto com agregado leve do tipo argila expandida, verificando-se inclusive a variação das deformabilidades longitudinal e transversal do concreto leve em função de diferentes dosagens.
- b) Avaliação do ganho de resistência do núcleo de concreto leve com argila expandida para diferentes seções transversais: quadrada, retangular e circular, com o objetivo de avaliar os parâmetros influentes neste efeito.
- c) Avaliação da influência dos parâmetros (D/t) e (L/D) na capacidade resistente de pilares mistos preenchidos com concreto de agregado leve do tipo argila expandida, investigando inclusive comprimentos (L) em escala real.
- d) Avaliação das forças de aderência do concreto leve e perfis de aço formados a frio.
- e) Desenvolvimento de elementos estruturais enrijecedores que minimizem os fenômenos de instabilidade local em pilares mistos preenchidos.
- f) Estudo de dosagens e técnicas construtivas que possam minimizar o fenômeno de flutuação dos agregados leves no concreto.
- g) Desenvolvimento de modelagem numérica e modelos teóricos que prevejam o comportamento estrutural de pilares mistos preenchidos com concreto leve estrutural, com argila expandida brasileira.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGOSTINI, L.R.S. **Pilares de concreto de alta resistência**. 1992. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 213R-14**: Guide for structural lightweight aggregate concrete. USA, 2014.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318-08**: Code requirements for reinforced concrete. USA, 2008.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **ANSI/AISC 360**: Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, Illinois, 2016.

ANGELIN, A. F. **Concreto leve estrutural - Desempenhos físicos, térmicos, mecânicos e microestruturais**. 2014. 126 f. Dissertação (Mestrado em Tecnologia) - Faculdade de Tecnologia da Universidade Estadual de Campinas, Limeira, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NM 35**: Agregados leves para concreto estrutural – Especificação. Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 5739**: Concreto - Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2018.

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 6355**: Perfis estruturais de aço formados a frio: padronização. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7211**: Agregados para concreto - Requisitos. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522-1**: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 1: Módulos estáticos à compressão. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8522-2**: Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 2: Módulo de elasticidade dinâmico pelo método das frequências naturais de vibração. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8800**: Projeto e execução de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9778**: Argamassa e concretos endurecidos – Determinação da absorção de água, índice de vazios e massa específica. Rio de Janeiro, 2009

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12655**: Concreto de cimento Portland - Preparo, controle, recebimento e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16916**: Agregado miúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16917**: Agregado graúdo - Determinação da densidade e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16972**: Agregados - Determinação da massa unitária e do índice de vazios. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16973**: Agregados - Determinação do material fino que passa pela peneira de 75 µm por lavagem. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 17054 (PROJETO)**: Agregados - Determinação da composição granulométrica - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2022.

ASSUNÇÃO, J. W. **Concreto leve autoadensável: avaliação da influência da argila expandida no processo de dosagem e nas propriedades do concreto**. 256 f. Tese (Doutorado) – Instituto de arquitetura e urbanismo, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

BENTZ, D.P.; WEISS, W.J. **Internal Curing: A 2010 State-of-the-Art Review**. US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology: Gaithersburg, MD, USA, p. 1-82, 2011.

BERNARDO, L. F. A.; NEPOMUCENO, M. C. S.; PINTO, H.A. S. Flexural ductility of lightweight-aggregate concrete beams. **Journal of Civil Engineering and Management**, v. 66, p. 121, 2016.

BOGAS, J. A.; GOMES, A. Compressive behavior and failure modes of structural lightweight aggregate concrete – Characterization and strength prediction. **Materials & Design**, v. 46, p. 832-841, 2013.

BOGAS, J. A.; NOGUEIRA, R. Tensile strength of structural expanded clay lightweight concrete subjected to different curing conditions. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 18, p. 1780-1791, 2014.

BORJA, E.V. **Efeito da adição de argila expandida e adições minerais na formulação de concretos estruturais leves autoadensáveis**. 231 f. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2011.

CAI, S. H.; GU, W. P. Behavior and ultimate strength of steel-tube-confined-high-strength concrete columns. In: Fourth International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete. **Proceedings**. Paris, v. 3, p. 29-31, 1996.

CARNEIRO, L. A. V. **Reforço de Vigas e Pilares de Concreto com Materiais Compósitos de Resina e Fibras**. 2004. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

CARRASQUILLO, R.L.; NILSON, A.H.; SLATE, F.O. Properties of high strength concrete subject to short-term loads. **Journal American Concrete Institute**, EUA, v. 78, n. 3, p. 171-178, 1981.

CARRAZEDO, R. **Mecanismos de confinamento e suas implicações no reforço de pilares de compósito de fibras de carbono**. 2002. Dissertação (Mestrado em engenharia de estruturas) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

COUTINHO, A. S. **Fabrico e Propriedades do Betão**. 2. ed. Lisboa: LNEC, 1988. v. 1, 400 p.

CUSSON, D.; PAULTRE, P. Stress-strain model for confined high-strength concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 121, n. 3, p. 468-477, 1995.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. 1999. 148 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

DE NARDIN, S. **Pilares mistos preenchidos: estudo da flexo-compressão e de ligações viga-pilar**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

DIÓGENES, H. J. F. **Análise Numérica e Experimental de Ligações por aderência Aço – Concreto Aplicada em Estruturas Mistas**. 2013. 198 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

DU, B.; ZHAO, L. R.; XIANG, T. Y.; ZHAO, F. C. Impact of aggregate content and tube thickness on semi-lightweight aggregate concrete filled steel tube subjected to uniaxial compression. **Structural Concrete**, p. 1-12, 2021;1-12.

EMRE, D. M.; NURI, A. H.; CENGİZ, S. A comparison of strength and elastic properties between conventional and lightweight structural concretes designed with expanded clay aggregates. **Construction and Building Materials**, v. 101, p. 260-267, 2015.

ELLOBODY, E.; YOUNG, B. Numerical simulation of concrete encased steel composite columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, p. 211-222, 2011.

EUROLIGHTCON – Economic Design And Construction with Lightweight Aggregate Concrete. **Report BE96-3942/R2: LWAC Material Properties – State-of-the-Art**, 1998, 109 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION – CEN. **EN1994-1-1: Design of composite steel and concrete structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings**, 2004.

EVANGELISTA, A. C. J.; SHEHATA, L.C.D.; ALMEIDA, I.R. Características mecânicas de concretos leves de alta resistência com argila expandida, produzidos no Brasil, In: International Congress on high-performance concrete and performance and quality of concrete structures. **Proceedings**. Florianópolis, p. 170-189, 1996.

GERIN, M. T. **Comportamento de pilares mistos preenchidos com concreto de resíduos de concreto submetidos a compressão axial centrada: efeito do teor de substituição e da forma de aplicação da força**. 2020. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 153 p., 2020.

GIAKOUMELIS, G.; LAM, D. Axial capacity of circular concrete-filled tube columns. **Journal of Construction Steel Research**. v. 60, n. 7, p. 1049-1068, 2004.

GOMES NETO, D. P. **Dosagem de microconcretos leves de alto desempenho para a produção de pré-fabricados de pequena espessura – Estudo de caso**. 1998. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 156 p., 1998.

GOPI, R. V.; REVATHI, R.; RAMYA, K. R. Saturated light expanded clay aggregate and fly ash aggregate as internal curing agents in self compacting concrete. **Australian Journal of Basic and Applied Sciences**, v. 9, p. 226–233, 2015.

GRABOIS, T. M.; TOLEDO FILHO, R. D.; CORDEIRO, G. C. Caracterização reológica e mecânica de concretos leves autoadensáveis. In: CONGRESSO IBÉROAMERICANO SOBRE BETÃO AUTO-COMPACTÁVEL – Avanços e oportunidades, 3., 2012, Madrid. **Anais...**, Madrid: [s.n.], 2012. p. 411 – 419.

HAN, L. H.; LI, W.; BJORHOVDE, R. Developments and advanced applications of concrete filled steel tubular (CFST) structures: Members. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 100, p. 211–228, 2014.

HAMZAH, N.; MOHD, S. H.; BAGHBAN, M.H.; MOHD, S. A.R.; FARIDMEHR, I.; MUHD, S. M. N.; BENJEDDOU, O.; HUSEIEN, G.F. A Review on the Use of Self-Curing Agents and Its Mechanism in High-Performance Cementitious Materials. **Buildings**, v. 12, p. 152, 2022.

HOFF, G.C. High strenght lightweight concrete for Artic applications. In: **ACI SYMPOSIUM ON PERFORMANCE OF STRUCTURAL LIGHTWEGHT CONCRETE**, Dallas, USA, 1991.

HOLM, T.A.; BREMNER, T.W. **High Strenght Lightweight Aggregate Concrete**. In: High Performance Concrete: Properties and Aplications, Great Britain, McGraw-Hill, p. 341-374, 1994.

HOLM, T.; BREMMER, T. **State-of-theart report on high-strength, high-durability structural low-density concrete for applications in severe marine environments**. Engineer Research Development Center: US Army Corps of Engineers, 3. ed., 2000.

HUANG, C. S.; YEH, Y. K.; LIU, G. Y.; HU, H. T.; TSAI, K. C.; WENG, Y. T.; WANG, S. H.; WU, M. H. Axial load behavior of stiffened concrete-filled steel columns. **Journal of Structural Engineering**, v. 128, n. 9, p. 1222-1230, 2002.

HUNAITI, B. Y. M. Strength of Composite Sections with foamed and lightweight aggregate concrete. **Journal of materials in civil engineering**, p. 58–61, 1997.

HUO, J.; HUANG, G.; XIAO, Y. Effects of sustained axial load and cooling phase on post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 8–9, p. 1664–1676, 2009.

HUSEIEN, G. F.; SAM, A. R. M.; ALGAIFI, H. A.; ALYOUSEF, R. Development of a sustainable concrete incorporated with effective microorganism and fly Ash: Characteristics and modeling studies. **Construction and Building Materials**, v. 285, 2021.

JAMKHANEH, M. E.; KAFI, M. A. Experimental and Numerical Investigation of Octagonal Partially Encased Composite Columns Subject to Axial and Torsion Moment Loading. **Civil Engineering Journal**, v. 3, n. 10, 2017.

JIN, L.; CHEN, H.; FAN, L.; LI, P.; DU, X. Size Effect on Nominal Strength of Lightweight and Normal Concrete-Filled Steel Tube Columns under Axial Compression: Mesoscale Simulations. **Journal of Structural Engineering**, v. 146, 2020.

JOHANSSON, M. **Composite action and confinement effects in tubular steel-concrete Columns**. Chalmers University of Technology, Suécia, 2002.

KARIM, H.; SHEIKH, M. N.; HADI, M. N. Confinement of circular concrete columns: A review, In: **Proceeding of The 1st International Engineering Conference on developments in Civil & Computer Engineering Applications**, p. 28-36, 2014.

LIMA JÚNIOR, H. C. (2003). **Avaliação da ductibilidade de pilares de concreto armado, submetidos a flexo-compressão reta com e sem adição de fibras metálicas**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2003.

LI, Y.; YAN, Y.; MENG, X.; ZHANG, K.; LI, X.; GAO, C. Experimental Study on Axial Compression Performance of Thin-Walled Steel Tube Lightweight Concrete Columns With Composite Section. **Frontiers in Materials Front**, v. 9, 2022.

MA, H.; DONG, J.; LIU, Y.; GUO, T. Compressive behaviour of composite columns composed of RAC-filled circular steel tube and profile steel under axial loading. **Journal of Constructional Steel Research**, v.143, p. 72–82, 2018.

MA, H.; DONG, J.; LIU, Y. Axial compression performance of composite short columns composed of RAC-filled square steel tube and profile steel. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 153, p. 416–430, 2019.

MANDER, J. B.; PRIESTLEY, M. J. N.; PARK, R. Theoretical Stress-Strain model for confined concrete. **Journal of Structural Engineering**, v. 114, n. 8, p. 1804–1826, 1988.

MEHTA, K. P.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais**. Editora Pini, 2. ed., São Paulo, 2014.

MOLITERNO, A. **Elementos para projetos em perfis leves de aço**. 1. ed., São Paulo: Editora Edgar Blucher, 1989, 209 p.

MORAVIA, W. G. Caracterização Microestrutural da Argila Expandida Para Aplicação Como Agregado em Concreto Estrutural Leve. **Cerâmica**, v. 52, p. 193-199, 2006.

MORAVIA, W. G. **Influência de parâmetros microestruturais na durabilidade do concreto leve produzido com argila expandida**. 187 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007.

MORAVIA, W. G.; GUMIERI, A. G.; VASCONCELOS, W. L. Efficiency factor and modulus of elasticity of lightweight concrete with expanded clay aggregate, **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 3, p. 195–204, 2010.

MOULI, M.; KHELAFI, H. Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete. **Engineering Structures**, v. 8, p. 1791–1797, 2007.

MOSTAFA, A.M.; HOSSAM, A. Experimental investigation and development of artificial neural network model for the properties of locally produced light weight aggregate concrete. **Engineering**, p. 408-419, 2010.

NATALI, J. F.; XAVIER, E. M.; COSTA, L. C. B.; RODRIGUES, B. H.; SARMANHO, A. M. C.; PEIXOTO, R. A. F. New methodology to analyze the steel–concrete bond in CFST filled with lightweight and conventional concrete. **Materials and Structures**, 2021.

NUNES, J. J. B. C. **Concreto autoadensável com agregados leves para terminais de transportes**. 187 f. Dissertação de Mestrado – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2020.

OLIVEIRA, W. L. A. **Análise teórico-experimental de pilares mistos preenchidos de seção circular**, 251 f. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2008.

OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Influence of concrete strength and length/diameter on the axial capacity of CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 65, n. 12, p. 2103–2110, 2009.

OLIVEIRA, W. L. A.; DE NARDIN, S.; EL DEBS, A. L. H. C. Evaluation of passive confinement in CFT columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 66, n. 4, p. 487–495, 2010.

PEREIRA, M. F. **Comportamento Estrutural de Pilares Mistos Parcialmente Revestidos Submetidos a flexo-compressão**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2017.

POPOVICS, S. Verification of relationship between mechanical properties of concrete-like materials. **Matériaux et Construction**, v. 8, n. 3, p. 183-191, 1975.

QUEIROZ, G.; PIMENTA R. J. **Elemento das estruturas mistas aço-concreto**. Belo Horizonte: O Lutador, 336 p., 2001.

RASHAD, A. M. Lightweight expanded clay aggregate as a building material – An overview. **Construction and Building Materials**, v. 170, p. 757-775, 2018.

RASHAD, A. M. **Mitigating the elevated temperature effects and predicting the residual strength of loaded RC short columns**. Thesis (PhD) - Structural Engineering, Faculty of Engineering, Cairo University, 2005.

RICHART, F. E.; BRANDZAEG, A.; BROWN, R. L. A study of the failure of concrete under combined compressive stresses. **Bulletin 185**, Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station, 104 p., 1928.

RICHART, F. E.; BRANDZAEG, A.; BROWN, R. L. The failure of plain concrete and spirally reinforced concrete in compression. **Bulletin 190**, Champaign (IL, USA): University of Illinois Engineering Experimental Station, 74 p., 1929.

ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C. **Concreto leve estrutural**, In: ISAIA, G. C. (Ed.) **Concreto, ensino, pesquisa e realizações**, São Paulo, IBRACON, v. 02, p. 1333-1362, 2005.

ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C.; MORAIS, J. A. Properties of high-performance LWAC for precast structures with Brazilian lightweight aggregates. **Cement & Concrete composites**, v. 25, 2003.

ROSSIGNOLO, J. A.; AGNESINI, M. V. C.; MORAIS, J. A. **Concreto Leve Estrutural**, In: ISAIA, Geraldo C. (Ed), **Concreto: Ciência e Tecnologia**, 1. ed. São Paulo: IBRACON, v. 2, p. 1531-1568, 2011.

ROSSIGNOLO, J. A.; PEREIRA, J. R. L. Influência do agregado no desempenho da resistência à compressão do concreto: comparação entre basalto e argila expandida, In: **V Encontro tecnológico da engenharia civil e arquitetura**, Maringá, p. 1-6, 2005.

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

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto leve de alto desempenho modificado com SB para pré-fabricados esbeltos – Dosagem, produção, propriedades e microestrutura**, 220 f. Tese

(Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

SACHT, H. M.; ROSSIGNOLO, J. A.; SANTOS, W.N. A influência do teor de argila expandida na condutividade térmica do concreto leve. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto, **Anais**, Bento Gonçalves, v. 1, p. 1-10, 2007.

SANTOS, M. E. **Argila Expandida Como Agregado Para Concreto Leve**, Tema Livre – Apresentado à Reunião Anual do IBRACON, São Paulo, 1986.

SANTIS, B. C.; ROSSIGNOLO, J. A. Avaliação da influência de agregados leves de argila calcinada no desempenho de concretos estruturais. **Ambiente Construído**, v. 14, n. 4, p. 21–32, 2014.

SAMPAIO, R. F.; MANCINI, M. C. Estudos de Revisão Sistemática: um guia para síntese criteriosa da evidência científica. **Revista Brasileira de Fisioterapia**, v. 11, n. 1, p. 83-89, 2007.

SCOTTA, R.; GIORGI, P. Comparative cyclic tests of exterior flat slabcolumn connections in normal concrete and fiber-reinforced lightweight aggregate concrete. **Materials and Structures**, v. 49, p. 4049–4067, 2016.

SHANKAR, M. Experimental investigation on self compacting concrete using light weight aggregates. **International Journal of Advanced Engineering Research and Science's**, v. 1, p. 745-753, 2016.

SILVA, E. L.; SILVA, V. P. **Dimensionamento de perfis formados a frio conforme NBR 14762 e NBR 6355**. Rio de Janeiro: IBS/ CBCA, 119 p , 2008.

SINDHUJA, S.; BHUVANESHWARI, P. Push-Out Test on Low-Density Concrete Filled stiffened Steel Tubular Columns. **International Journal of Civil Engineering**, 2021.

SPITZNER, J. **High-strenght LWA concrete**. In: **High-Strenght Concrete**. RILEM, Cap. II – Aggregates, 1994.

SUSANTHA, K. A. S.; GE, H.; USAMI, T. Uniaxial stress-strain relationship of concrete confined by various shaped steel tubes. **Engineering Structures**, v. 23, n. 10, p. 1331–1347, 2001.

TAO, Z.; SONG, T. Y.; UY, B.; HAN, L. H. Bond behavior in concrete-filled steel tubes. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 120, p. 81-93, 2016.

VALENTE, M. I. B. **Estudo Experimental de Sistemas de Conexão para Pontes Mistas de Aço e Betão Leve**. 427 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Portugal, 2007.

VIEIRA, M. G. **Betões de elevado desempenho com agregados leves – Durabilidade e microestrutura**. Dissertação (Mestrado) - Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, 2000.

VENANCI, V. **Resistência de vigas-coluna formadas por perfis de aço de chapa dobrada, com base no método da resistência direta.** (2005) Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Departamento de Engenharia de Estruturas, Rio de Janeiro 2005.

VERZEGNASSI, E. **Estudo das propriedades no estado fresco e endurecido do concreto leve autoadensável.** Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Tecnologia, Limeira-SP, 2015.

WANG, Y.; CHEN, J.; GENG, Y. Testing and analysis of axially loaded normal-strength recycled aggregate concrete filled steel tubular stub columns. **Engineering Structures**, v. 86, p. 192–212, 2015.

WANG, Z.B.; TAO, Z.; HAN, L. H.; UY, B.; LAM, D.; KANG, W. H. Strength, stiffness and ductility of concrete-filled steel columns under axial compression. **Engineering Structures**, v. 135, p. 209–221, 2017.

WEGIN, F. M. Strength properties of lightweight concrete made with LECA grading. **Australian Journal of Civil Engineering**, v. 10, p. 11–22, 2012.

XIAO, J.; HUANG, Y.; YANG, J.; ZHANG, C. Mechanical properties of confined recycled aggregate concrete under axial compression. **Construction and Building Materials**, v. 26, p. 591–603, 2012.

XU, J. J.; CHEN, Z. P.; ZHAO, X. Y.; DEMARTINO, C.; OZBAKKALOGLU, T.; XUE, J. Y. Seismic performance of circular recycled aggregate concrete-filled steel tubular columns: FEM modelling and sensitivity analysis. **Thin-Walled Structures**, v. 141, p. 509–525, 2019.

YANG, Y. F.; MA, G. L. Experimental behaviour of recycled aggregate concrete filled stainless steel tube stub columns and beams. **Thin-Walled Structures**, v. 66, p. 62–75, 2013.

YE, Y.; HAN, L. H.; SHEEHAN, T.; GUO, Z. X. Concrete-filled bimetallic tubes under axial compression: Experimental investigation. **Thin-Walled Structures**, v. 108, p. 321–332, 2016.

YIN, J.; ZHA, X.; LI, L. Fire resistance of axially loaded concrete filled steel tubes columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 62, n. 7, p. 723–729, 2006.

ZEGHICHE, J.; CHAOUI, K. An experimental behavior of concrete-filled steel tubular columns. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 61, n. 1, p. 53–66, 2005.

ZHAO, Y. G.; LIN, S.; LUB, Z. H.; SAITOA, T.; HE, L. Loading paths of confined concrete in circular concrete loaded CFT stub columns subjected to axial compression. **Engineering Structures**, v. 156, p. 21–31, 2018.

ZHANG, M. H.; GJORV, O. E. Mechanical properties of high-strength lightweight concrete. **ACI Materials Journal**, v. 88, n. 3, p. 240–247, 1991.

ZHONG, S. T.; CHEN, H.T.; ZHANG, S. Behaviours and strength of concentrically loaded short concrete-filled steel HS columns with different cross-section geometries. **International**

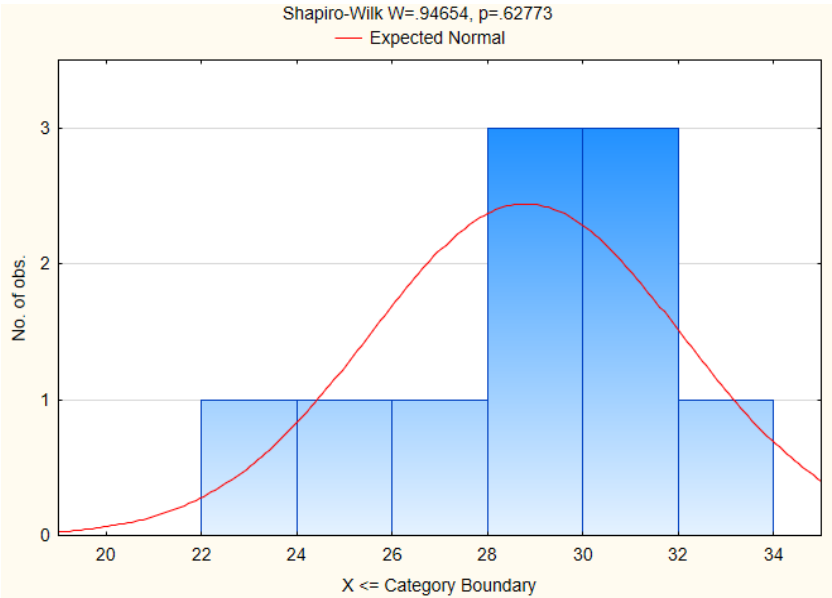
Conference on Steel Concrete Composite Structures. Powerhouse Museum, Darling Harbour, Sydney, Australia, 2003.

7 APÊNDICES

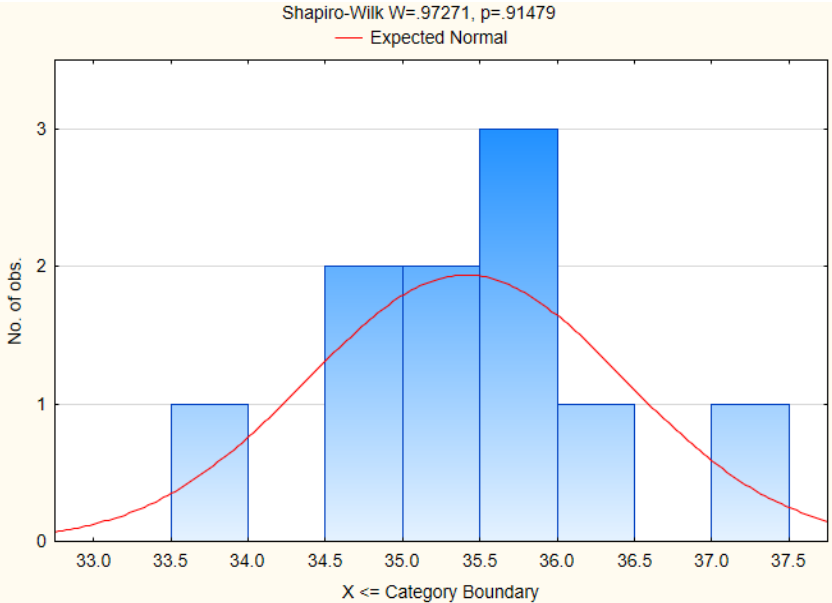
7.1 Resultados de resistência à compressão dos concretos leve e normal

Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Resistência Compressão (MPa)	Amostra	Resistência Compressão (MPa)
3L1	26,50	3N1	37,38
3L2	22,34	3N2	34,67
3L3	25,26	3N3	35,59
3L4	33,55	3N4	36,00
3L5	28,84	3N5	36,08
3L6	31,00	3N6	33,56
3L7	30,35	3N7	35,85
3L8	29,10	3N8	35,27
3L9	29,97	3N9	34,69
3L10	31,10	3N10	35,02
Média	28,80	Média	35,41
Desv. Pad.	3,27	Desv. Pad.	1,03
Coef. Var.	11,3%	Coef. Var.	2,9%
t-crítico	2,262	t-crítico	2,262
n	10	n	10
Limite inf.	26,46	Limite inf.	34,67
Limite sup.	31,14	Limite sup.	36,15
Dados médios (após aplicação de intervalo de confiança)			
3L1	26,50	3N1	
3L2		3N2	34,67
3L3		3N3	35,59
3L4		3N4	36,00
3L5	28,84	3N5	36,08
3L6	31,00	3N6	
3L7	30,35	3N7	35,85
3L8	29,10	3N8	35,27
3L9	29,97	3N9	34,69
3L10	31,10	3N10	35,02
Média	29,55	Média	35,40
Desv. Pad.	1,60	Desv. Pad.	0,57
Coef. Var.	5,4%	Coef. Var.	1,6%

7.2 Histogramas de frequência resultados de resistência à compressão dos concretos: a) leve; b) normal



a)



b)

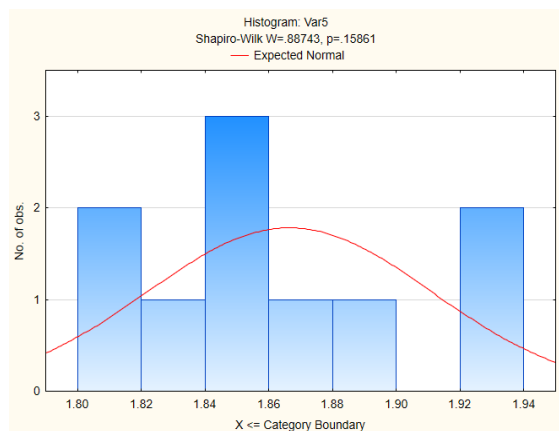
7.3 Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios do concreto normal

Dados brutos - concreto normal						
Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Massa específica saturada (g/cm ³)	Massa específica real (g/cm ³)	Massa específica aparente (g/cm ³)	Absorção (%)	Índice de vazios (%)
2N1	1,87	2,05	2,28	2,24	9,68	15,11
2N2	1,94	2,10	2,32	2,23	8,59	14,23
2N3	1,85	2,01	2,27	2,23	10,05	12,17
2N4	1,90	2,03	2,25	2,29	9,55	14,69
2N5	1,86	2,04	2,26	2,24	9,55	15,50
2N6	1,82	2,05	2,25	2,30	9,68	17,88
2N7	1,82	2,04	2,34	2,16	12,26	15,39
2N8	1,94	2,07	2,23	2,23	6,76	13,09
2N9	1,83	2,02	2,25	2,14	10,23	16,34
2N10	1,85	2,03	2,25	2,26	9,70	17,94
Média	1,87	2,04	2,27	2,23	9,61	15,23
Desv. Pad.	0,045	0,027	0,035	0,051	1,367	1,853
Coef. Var.	2,4%	1,3%	1,5%	2,3%	14,2%	12,2%
t-crítico	2,262	2,262	2,262	2,262	2,262	2,262
n	10	10	10	10	10	10
Limite inf.	1,83	2,02	2,25	2,20	8,63	13,91
Limite sup.	1,90	2,06	2,30	2,27	10,58	16,56
Dados médios (após aplicação de intervalo de confiança)						
2N1	1,87	2,05	2,28	2,24	9,68	15,11
2N2				2,23		14,23
2N3	1,85	2,03	2,27	2,23	10,05	
2N4	1,90	2,03	2,25		9,55	14,69
2N5	1,86	2,04	2,26	2,24	9,55	15,50
2N6	1,82	2,03	2,25		9,68	
2N7	1,82	2,04				15,39
2N8				2,23		
2N9	1,83	2,02	2,25		10,23	16,34
2N10	1,85	2,03	2,25	2,26	9,70	
Média	1,85	2,03	2,26	2,24	9,78	15,21
Desv. Pad.	0,028	0,010	0,012	0,014	0,262	0,726
Coef. Var.	1,5%	0,5%	0,5%	0,6%	2,7%	4,8%

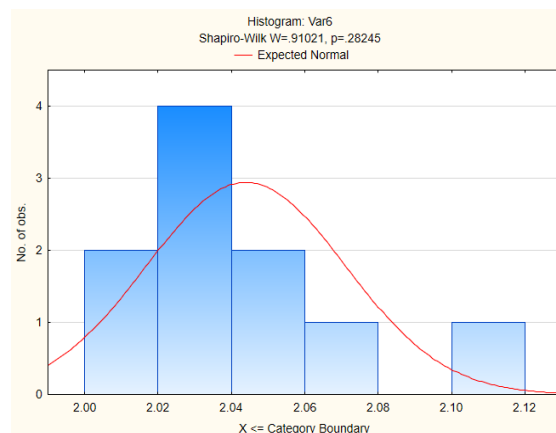
7.4 Resultados de massa específica, absorção e índice de vazios do concreto leve

Dados brutos - concreto leve						
Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)	Massa específica saturada (g/cm ³)	Massa específica real (g/cm ³)	Massa específica aparente (g/cm ³)	Absorção (%)	Índice de vazios (%)
2L1	1,26	1,42	1,57	1,45	14,00	18,36
2L2	1,30	1,45	1,59	1,41	14,10	18,53
2L3	1,26	1,41	1,55	1,41	15,00	18,85
2L4	1,37	1,55	1,66	1,54	13,36	17,06
2L5	1,41	1,62	1,64	1,58	13,07	18,45
2L6	1,32	1,50	1,60	1,49	13,32	17,62
2L7	1,39	1,56	1,65	1,53	13,22	17,82
2L8	1,35	1,53	1,64	1,54	13,33	17,95
2L9	1,34	1,52	1,62	1,50	13,00	17,17
2L10	1,34	1,53	1,65	1,49	14,15	18,95
Média	1,33	1,51	1,62	1,49	13,65	18,08
Desv. Pad.	0,050	0,066	0,039	0,057	0,635	0,663
Coef. Var.	3,7%	4,4%	2,4%	3,8%	4,6%	3,7%
t-crítico	2,262	2,262	2,262	2,262	2,262	2,262
n	10	10	10	10	10	10
Limite inf.	1,30	1,46	1,59	1,45	13,20	17,60
Limite sup.	1,37	1,56	1,65	1,54	14,11	18,55
Dados médios (após aplicação de intervalo de confiança)						
2L1				1,45	14,00	18,36
2L2	1,30		1,59		14,10	18,53
2L3						
2L4	1,37	1,55		1,54	13,36	
2L5			1,64			18,45
2L6	1,32	1,50	1,60	1,49	13,32	17,62
2L7		1,56	1,65	1,53	13,22	17,82
2L8	1,35	1,53	1,64	1,54	13,33	17,95
2L9	1,34	1,52	1,62	1,50		
2L10	1,34	1,53	1,65	1,49		
Média	1,34	1,53	1,63	1,51	13,55	18,12
Desv. Pad.	0,024	0,024	0,024	0,033	0,388	0,376
Coef. Var.	1,8%	1,6%	1,5%	2,2%	2,9%	2,1%

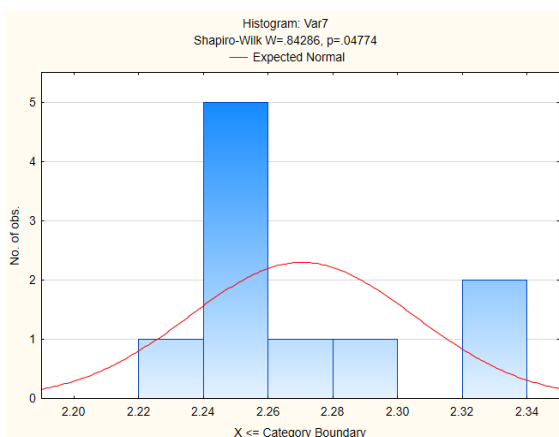
7.5 Histogramas de frequência resultados de massa específica, absorção e índice de vazios do concreto normal



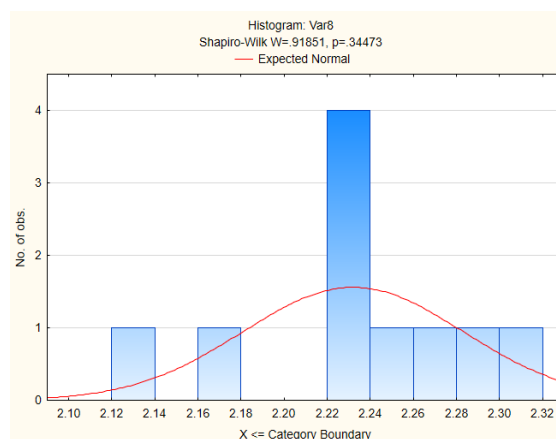
Massa específica seca



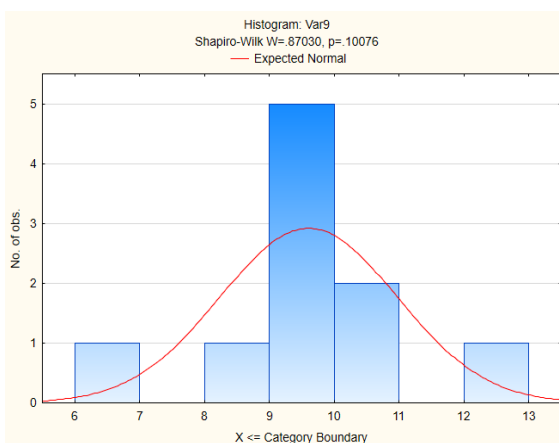
Massa específica saturada



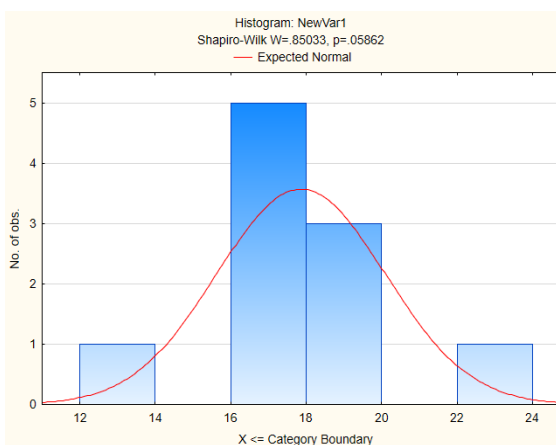
Massa específica real



Massa específica aparente

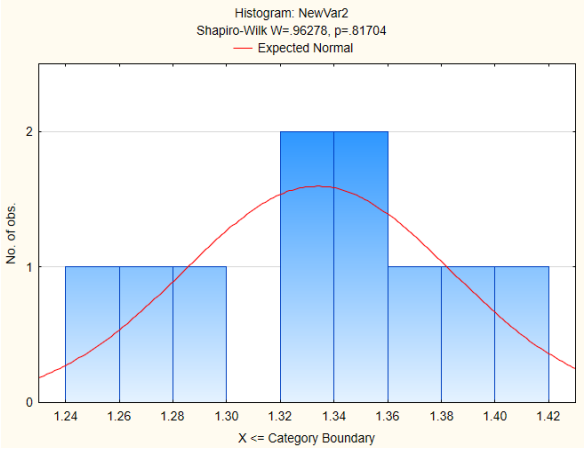


Absorção

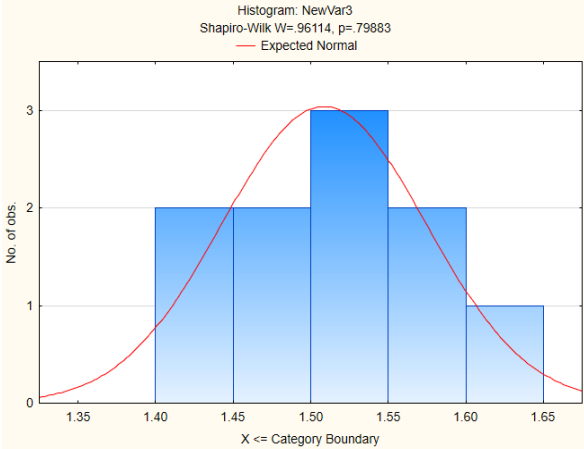


Índice de vazios

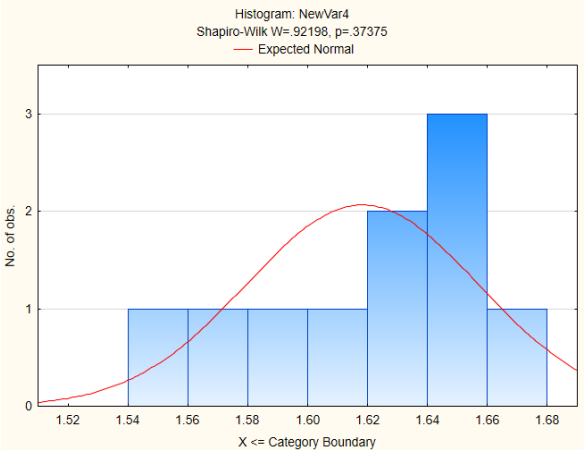
7.6 Histogramas de frequência resultados de massa específica, absorção e índice de vazios do concreto leve



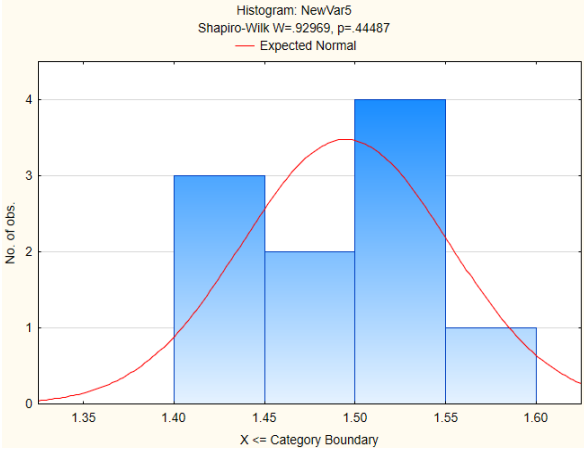
Massa específica seca



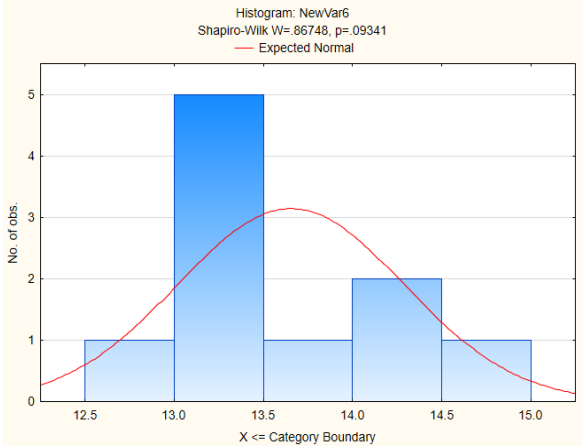
Massa específica saturada



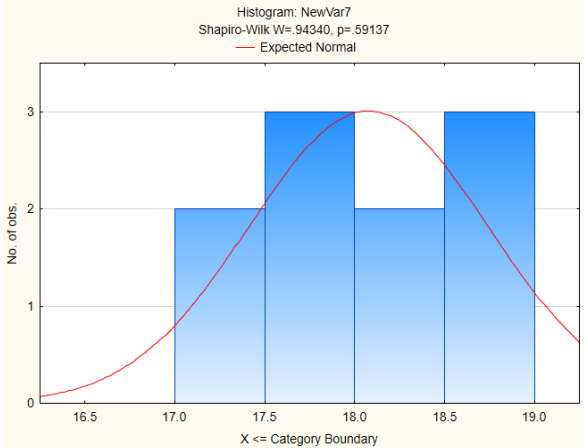
Massa específica real



Massa específica aparente



Absorção

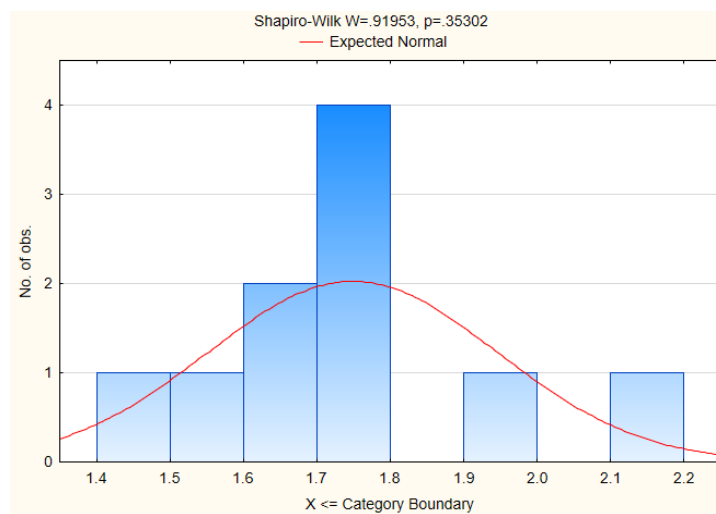


Índice de vazios

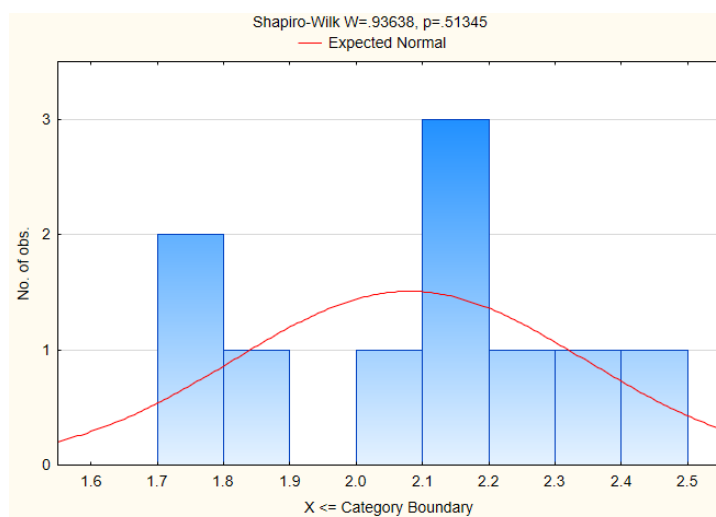
7.7 Resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos leve e normal

Dados brutos			
Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Amostra	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)
4L1	1,70	4N1	1,71
4L2	2,15	4N2	2,16
4L3	1,59	4N3	1,83
4L4	1,61	4N4	2,50
4L5	2,00	4N5	1,71
4L6	1,65	4N6	2,21
4L7	1,49	4N7	2,10
4L8	1,79	4N8	2,40
4L9	1,75	4N9	2,11
4L10	1,75	4N10	2,07
Média	1,75	Média	2,08
Desv. Pad.	0,20	Desv. Pad.	0,26
Coef. Var.	11,3%	Coef. Var.	12,7%
t-crítico	2,262	t-crítico	2,262
n	10	n	10
Limite inf.	1,61	Limite inf.	1,89
Limite sup.	1,89	Limite sup.	2,27
Dados médios (após aplicação de intervalo de confiança)			
4L1	1,70	4N1	
4L2		4N2	2,16
4L3		4N3	
4L4	1,61	4N4	
4L5		4N5	
4L6	1,65	4N6	2,21
4L7		4N7	2,10
4L8	1,79	4N8	
4L9	1,75	4N9	2,11
4L10	1,75	4N10	2,07
Média	1,71	Média	2,13
Desv. Pad.	0,07	Desv. Pad.	0,06
Coef. Var.	4,1%	Coef. Var.	2,7%

7.8 Histogramas de frequência resultados de resistência à tração por compressão diametral dos concretos: a) leve; b) normal

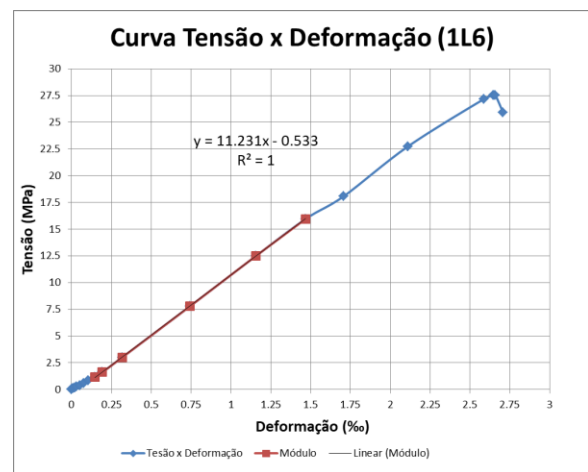
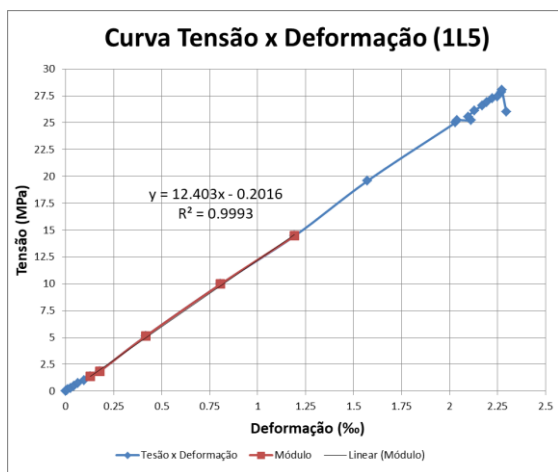
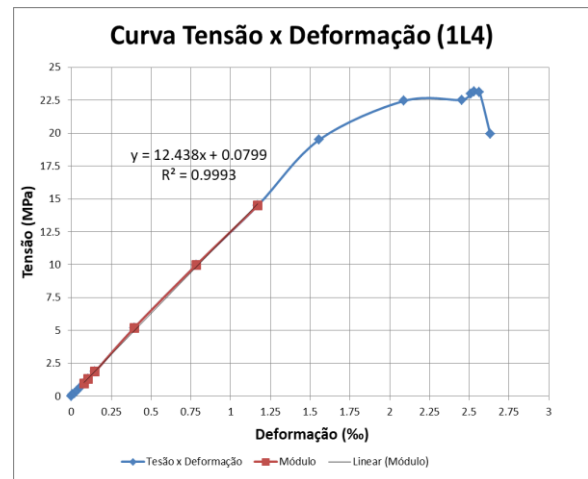
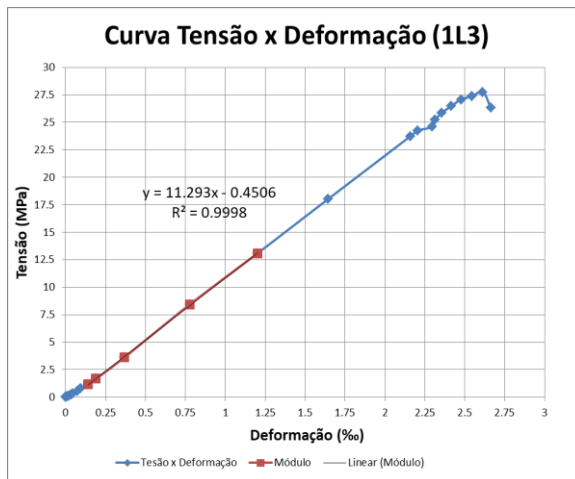
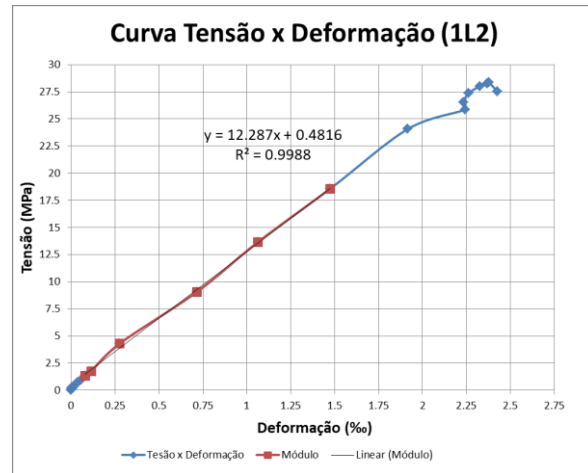
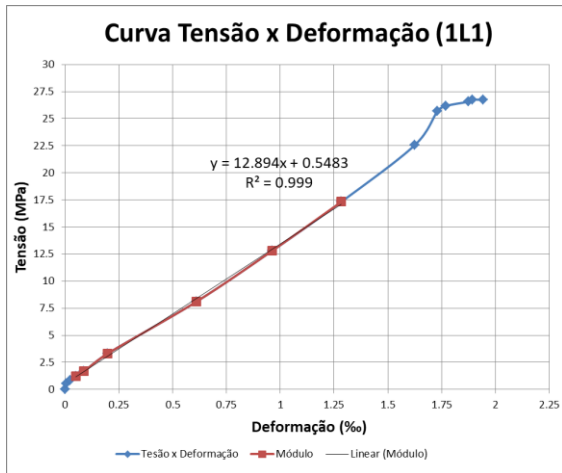


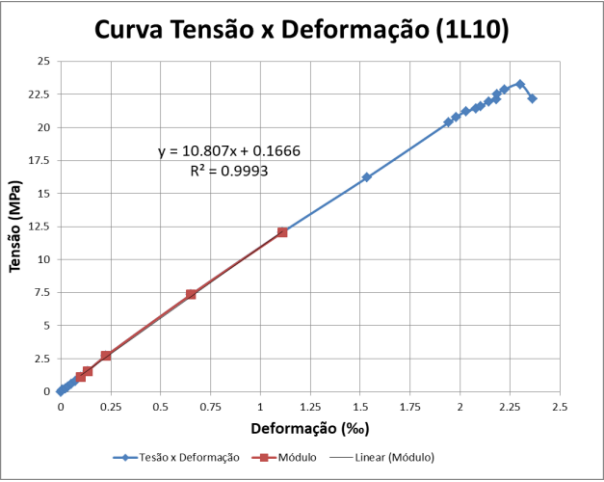
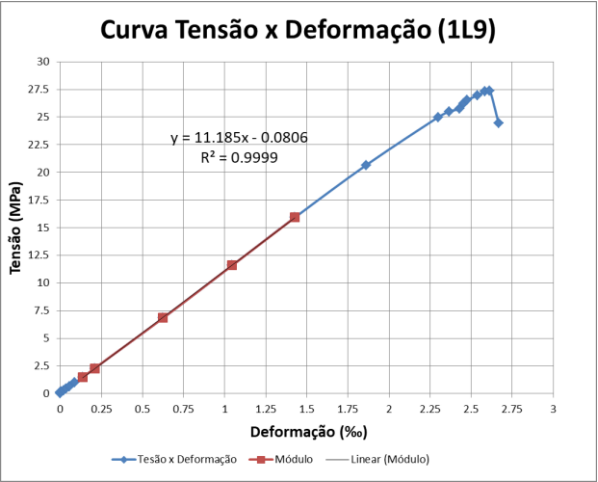
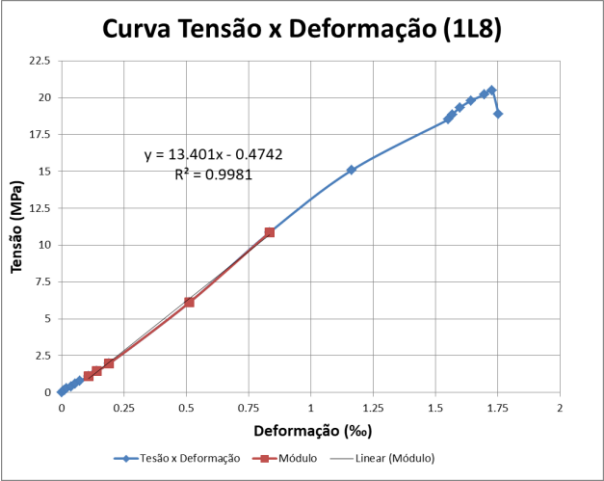
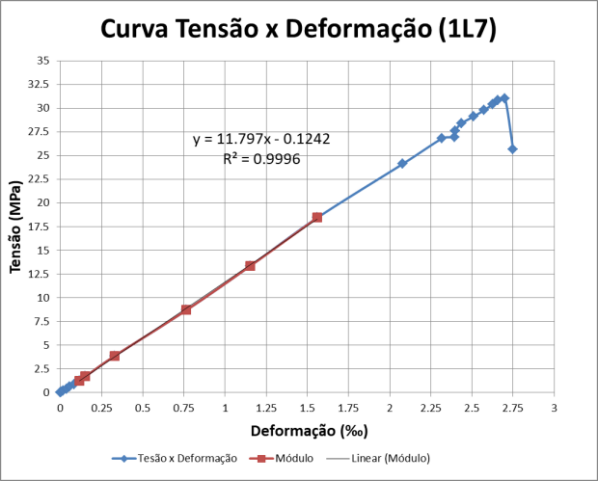
a)



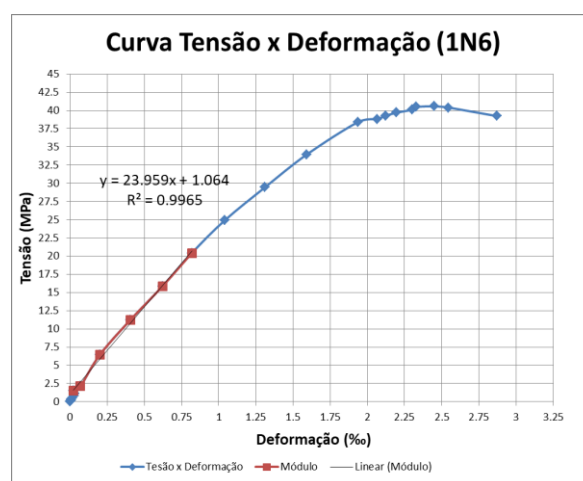
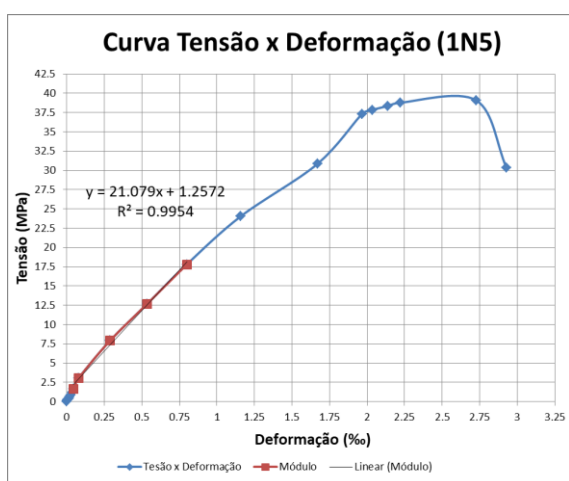
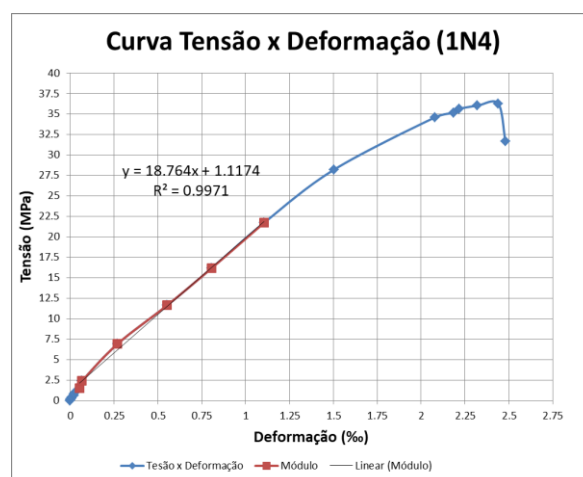
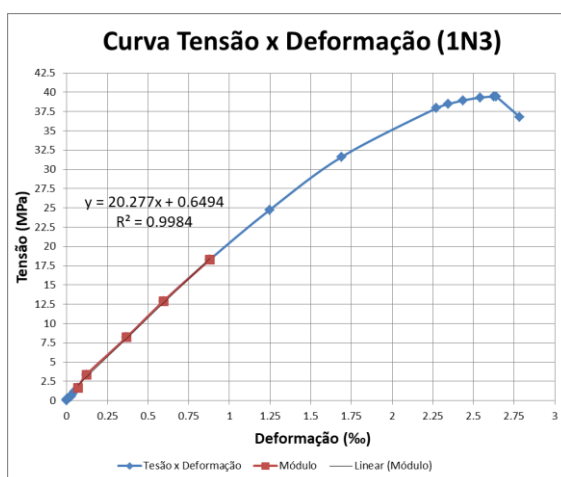
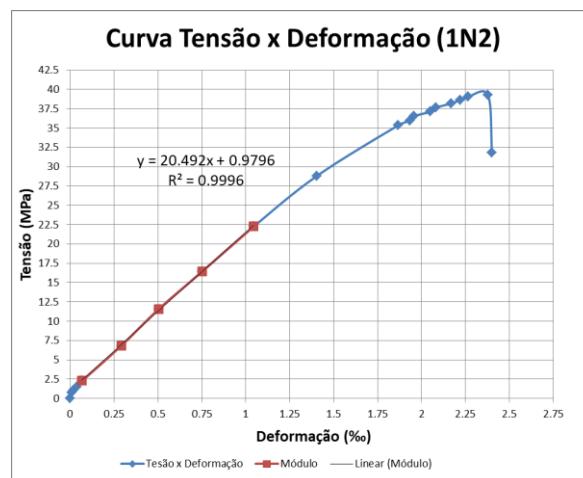
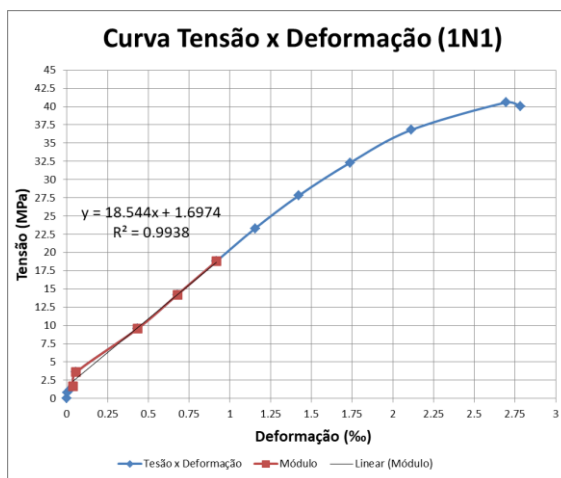
b)

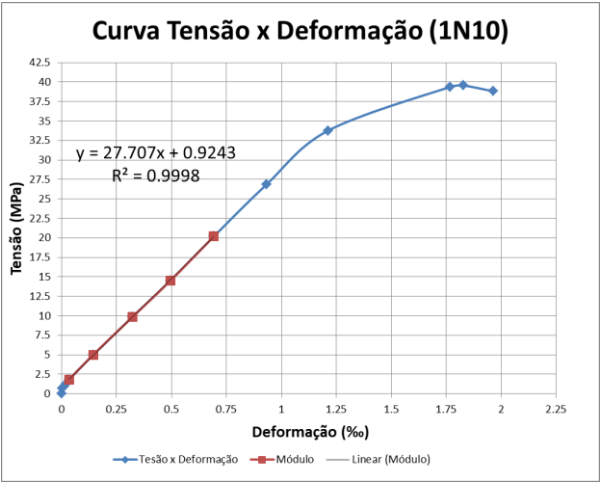
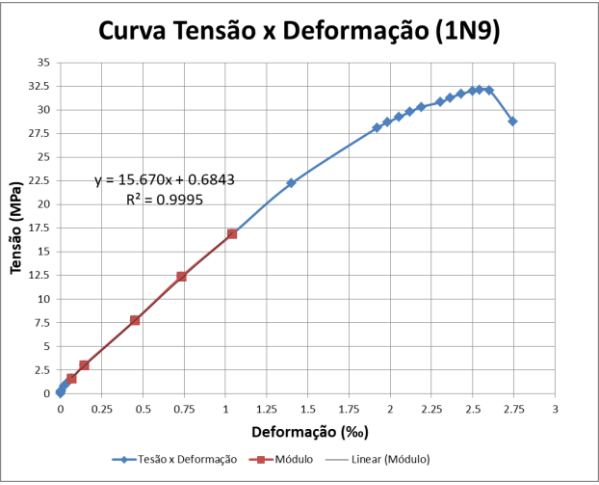
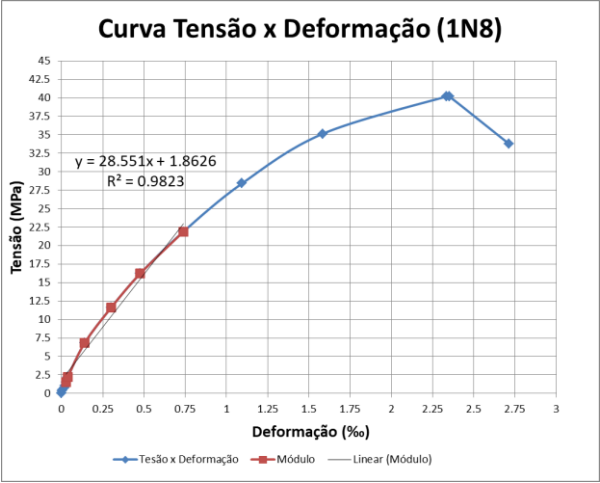
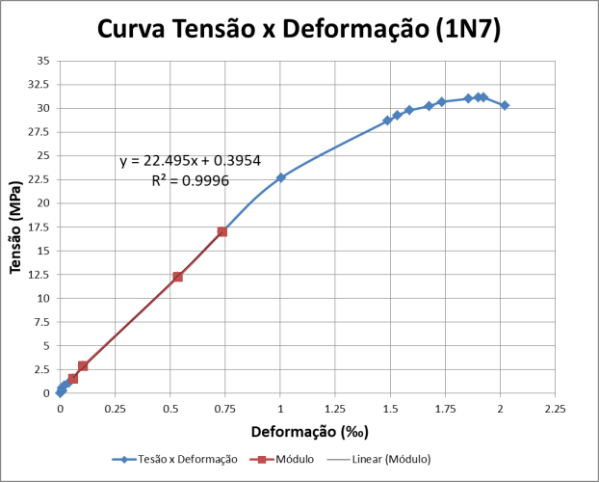
7.9 Curvas (tensão versus deformação) concreto leve





7.10 Curvas (tensão versus deformação) concreto normal

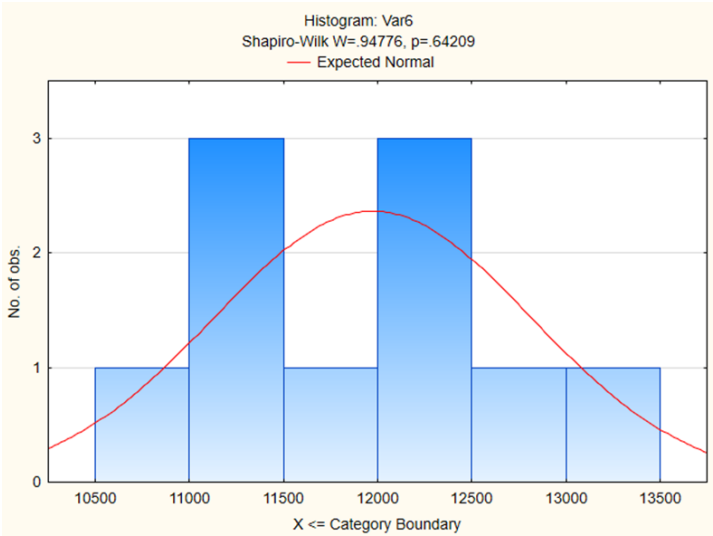




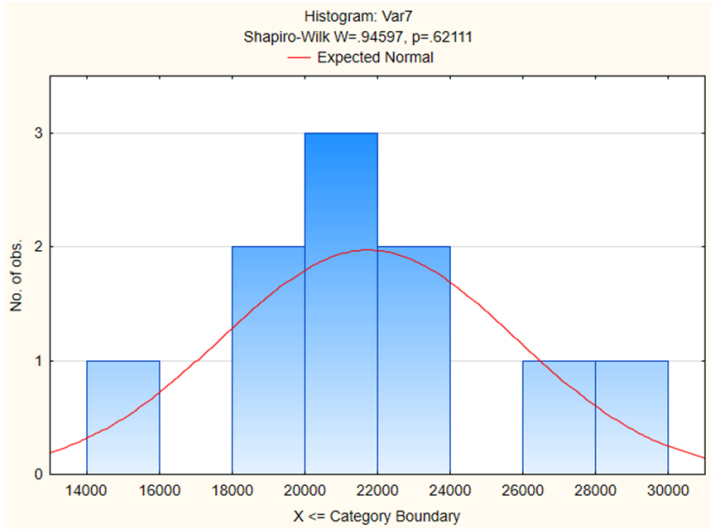
7.11 Resultados de módulo de elasticidade estático para concretos leve e normal

Dados brutos			
Concreto leve		Concreto normal	
Amostra	Módulo Elástico E_{ci} (GPa)	Amostra	Módulo Elástico E_{ci} (MPa)
1L1	12,9	1N1	18,5
1L2	12,3	1N2	20,5
1L3	11,3	1N3	20,3
1L4	12,4	1N4	18,8
1L5	12,4	1N5	21,1
1L6	11,2	1N6	24,0
1L7	11,8	1N7	22,5
1L8	13,4	1N8	28,6
1L9	11,2	1N9	15,7
1L10	10,8	1N10	27,7
Média	12,0	Média	21,8
Desv. Pad.	0,84	Desv. Pad.	4,04
Coef. Var.	7.0%	Coef. Var.	18.6%
t-crítico	2.262	t-crítico	2.262
n	10	n	10
Limite inf.	11,4	Limite inf.	18,9
Limite sup.	12,6	Limite sup.	24,7
Dados tratados			
1L1		1N1	
1L2	12,3	1N2	20,5
1L3		1N3	20,3
1L4	12,4	1N4	
1L5	12,4	1N5	21,1
1L6		1N6	24,0
1L7	11,8	1N7	22,5
1L8		1N8	
1L9		1N9	
1L10		1N10	
Média	12,2	Média	21,7
Desv. Pad.	0,30	Desv. Pad.	1,55
Coef. Var.	2.4%	Coef. Var.	7.2%

7.12 Histogramas de frequência resultados de módulo de elasticidade estático para os concretos: a) leve; b) normal



a)



b)

7.13 Resultados de módulo de elasticidade dinâmico para concretos: a) leve e b) normal

Média	13,7
Desv. Pad.	1,37
Coef. Var.	10,0%
t-crítico (alfa 5%)	2,023
n	40
Limite inf.	13,26
Limite sup.	14,14

Média após a aplicação de intervalo de confiança

Média	13.6
Desv. Pad.	0.3
Coef. Var.	2.1%

a)

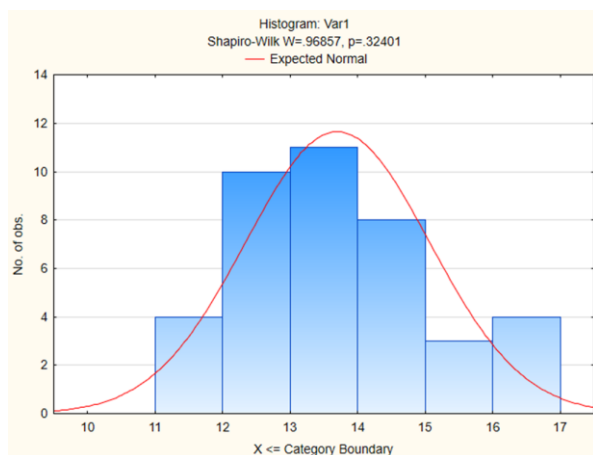
Média	24,3
Desv. Pad.	1,8
Coef. Var.	7,5%
t-crítico (alfa 5%)	2,023
n	40
Limite inf.	23,68
Limite sup.	24,84

Média após a aplicação de intervalo de confiança

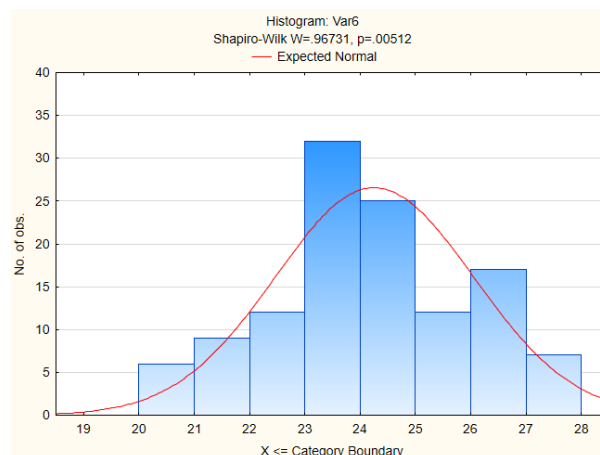
Média	24,1
Desv. Pad.	0,3
Coef. Var.	1,3%

b)

7.14 Histogramas de frequência resultados de módulo de elasticidade dinâmico para os concretos: a) leve; b) normal



a)



b)

7.15 Resultados de rigidez axial à compressão dos pilares

Dados Brutos				
Protótipo	P1-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	42.395	538.415	296.724	1,81
2	36.811	467.499		1,58
3	138.918	1.764.263		5,95
4	23.750	301.628		1,02
5	14.390	182.750		0,62
6	61.286	778.336		2,62
7	66.022	838.474		2,83
8	12.106	153.742		0,52
Piloto	15.910	202.056		0,68
Média	45.732	580.796	296.724	1,96
Desv. Pad.	40.177	510.250	-	1,72
CV (%)	87,9%	87,9%	-	87,9%
t-crítico (alfa 5%)	2,306			
n	9			
Limite inf.				0,64
Limite sup.				3,28
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)				
Protótipo	P1-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	42.395	538.415	296.724	1,81
2	36.811	467.499		1,58
3				
4	23.750	301.628		1,02
5	14.390	182.750		0,62
6	61.286	778.336		2,62
7	66.022	838.474		2,83
8				
Piloto	15.910	202.056		0,68
Média	37.223	472.737	296.724	1,59
Desv. Pad.	20.786	263.987	-	0,89
Coef. Var.	55,8%	55,8%	-	55,8%

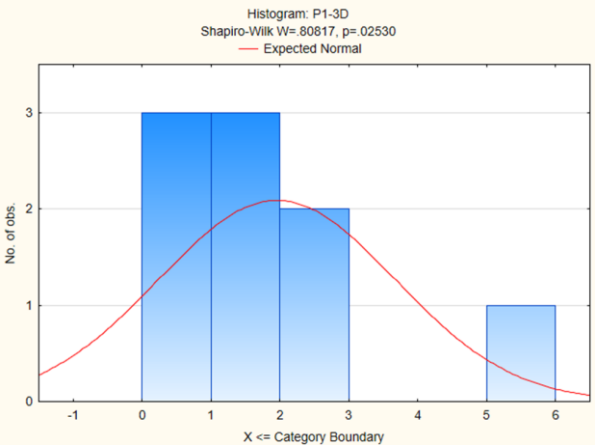
Dados Brutos				
Protótipo	P2-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	35.917	456.144	341.413	1,34
2	23.660	300.487		0,88
3	39.881	506.494		1,48
4	51.873	658.790		1,93
5	37.845	480.636		1,41
6	29.378	373.099		1,09
7	21.489	272.914		0,80
8	151.396	1.922.728		5,63
Piloto	16.699	212.083		0,62
Média	45.349	575.931	341.413	1,69
Desv. Pad.	41.200	523.234	-	1,53
CV (%)	90,9%	90,9%	-	90,9%
t-crítico (alfa 5%)	2,306			
n	9			
Limite inf.				0,51
Limite sup.				2,86
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)				
Protótipo	P2-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	35.917	456.144	341.413	1,34
2	23.660	300.487		0,88
3	39.881	506.494		1,48
4	51.873	658.790		1,93
5	37.845	480.636		1,41
6	29.378	373.099		1,09
7	21.489	272.914		0,80
8				
Piloto	16.699	212.083		0,62
Média	32.093	407.581	341.413	1,19
Desv. Pad.	11.511	146.189	-	0,43
Coef. Var.	35,9%	35,9%	-	35,9%

Dados Brutos				
Protótipo	P3-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	33.757	428.717	427.223	1,00
2	29.591	375.808		0,88
3	51.758	657.321		1,54
4	35.482	450.617		1,05
5	62.803	797.602		1,87
6	52.993	673.013		1,58
7	54.543	692.701		1,62
8	33.607	426.803		1,00
Piloto	36.030	457.579		1,07
Média	43.396	551.129	427.223	1,29
Desv. Pad.	12.037	152.871	-	0,36
CV (%)	27,7%	27,7%	-	27,7%
t-crítico (alfa 5%)	2,306			
n	9			
Limite inf.				1,01
Limite sup.				1,57
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)				
Protótipo	P3-3D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	33.757	428.717	427.223	1,00
2				
3	51.758	657.321		1,54
4	35.482	450.617		1,05
5				
6	52.993	673.013		1,58
7				
8	33.607	426.803		1,00
Piloto	36.030	457.579		1,07
Média	40.604	515.675	427.223	1,21
Desv. Pad.	9.175	116.522	-	0,27
Coef. Var.	22,6%	22,6%	-	22,6%

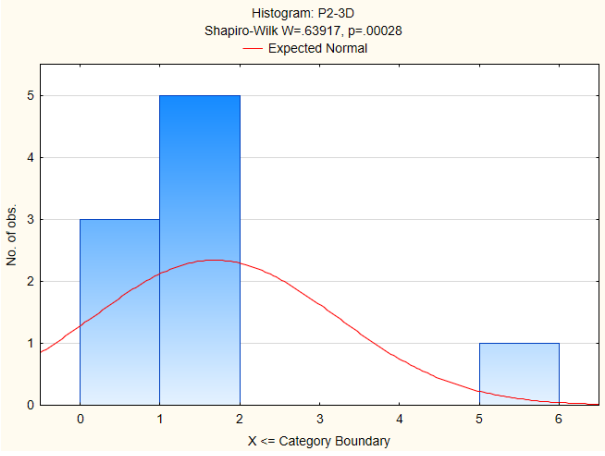
Dados Brutos				
Protótipo	P2-5D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	32.462	412.263	341.413	1,21
2	33.166	421.205		1,23
3	28.067	356.454		1,04
4	36.833	467.777		1,37
5	27.255	346.138		1,01
6	40.133	509.693		1,49
7	-	-		-
8	35.219	447.277		1,31
Piloto	-			
Média	33.305	422.972	341.413	1,24
Desv. Pad.	4.610	58.545	-	0,17
CV (%)	13,8%	13,8%	-	13,8%
t-crítico (alfa 5%)	2,447			
n	7			
Limite inf.				1,08
Limite sup.				1,40
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)				
Protótipo	P2-5D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	32.462	412.263	341.413	1,21
2	33.166	421.205		1,23
3				
4	36.833	467.777		1,37
5				
6				
7				
8	35.219	447.277		1,31
Piloto	-			
Média	34.420	437.131	341.413	1,28
Desv. Pad.	1.989	25.260	-	0,07
Coef. Var.	5,8%	5,8%	-	5,8%

Dados Brutos				
Protótipo	P2-10D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1	51.587	655.159	341.413	1,92
2	30.473	387.011		1,13
3	37.748	479.394		1,40
4	22.225	282.264		0,83
5	33.361	423.686		1,24
6	49.481	628.406		1,84
7	23.124	293.680		0,86
8	34.027	432.144		1,27
Piloto	-			
Média	35.253	447.718	341.413	1,31
Desv. Pad.	10.825	137.473	-	0,40
CV (%)	30,7%	30,7%	-	30,7%
t-crítico (alfa 5%)	2,365			
n	8			
Limite inf.				0.97
Limite sup.				1.65
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)				
Protótipo	P2-10D			
	E_{sc} (MPa)	(EA_{exp}) (kN)	(EA_e) (kN)	$(EA_{exp})/(EA_e)$
1			341.413	
2	30.473	387.011		1,13
3	37.748	479.394		1,40
4				
5	33.361	423.686		1,24
6				
7				
8	34.027	432.144		1,27
Piloto	-			
Média	33.902	430.559	341.413	1,26
Desv. Pad.	2.992	37.996	-	0,11
Coef. Var.	8,8%	8,8%	-	8,8%

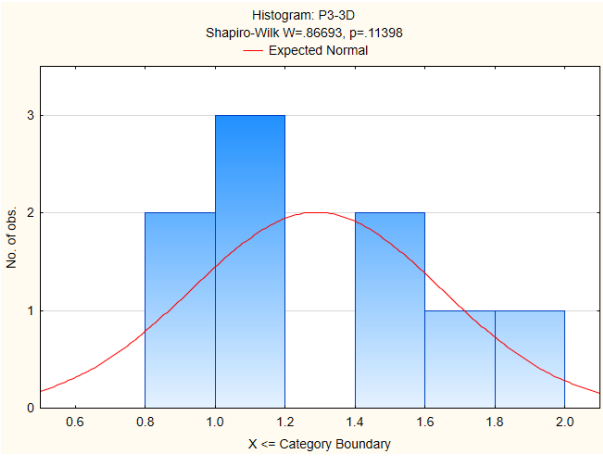
7.16 Histogramas de frequência para os resultados de rigidez axial à compressão dos pilares



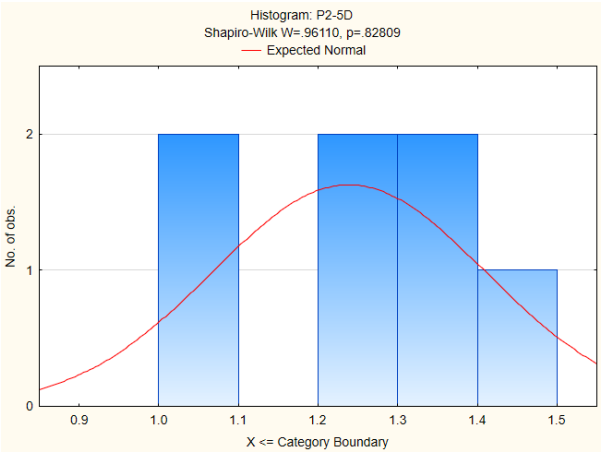
P1-3D



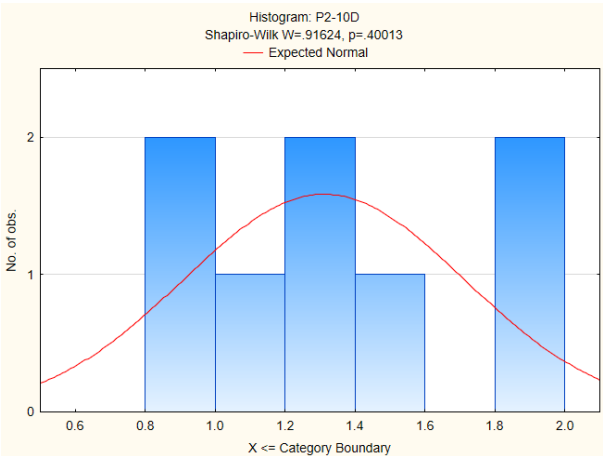
P2-3D



P3-3D



P2-5D



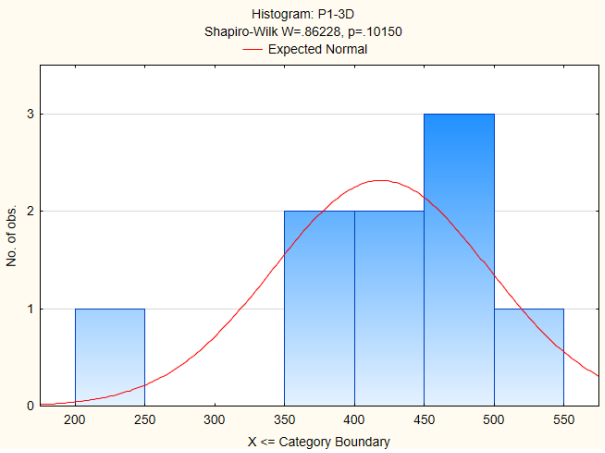
P2-10D

7.17 Resultados de resistência à compressão axial dos pilares

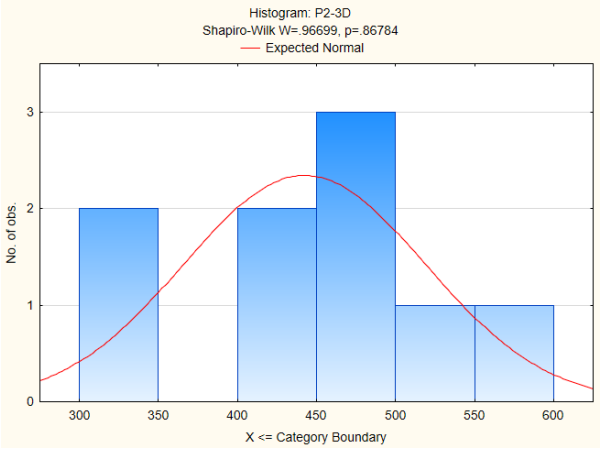
Dados Brutos			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P1-3D	P2-3D	P3-3D
1	460,53	325,25	695,56
2	482,66	420,53	608,63
3	394,56	342,50	670,41
4	503,19	457,53	593,38
5	409,22	463,75	795,94
6	241,75	479,81	658,34
7	454,13	508,66	711,50
8	442,13	567,41	516,91
Piloto	383,19	416,56	645,56
Média (kN)	419,04	442,44	655,14
Desv. Pad. (kN)	77,48	76,61	79,10
C.V. (%)	18,49%	17,31%	12,07%
t-crítico (alfa 5%)	2,306	2,306	2,306
Limite Inf.	359,48	383,56	594,33
Limite Sup.	478,59	501,33	715,94
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P1-3D	P2-3D	P3-3D
Média (kN)	432,34	457,81	654,77
Desv. Pad. (kN)	37,14	35,20	43,06
C.V (%)	8,6%	7,7%	6,6%

Dados Brutos			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P2-3D	P2-5D	P2-10D
1	325,25	509,59	422,00
2	420,53	525,47	495,00
3	342,50	517,22	504,00
4	457,53	483,28	465,30
5	463,75	501,75	514,80
6	479,81	498,19	524,50
7	508,66	520,94	479,80
8	567,41	519,06	420,20
Piloto	416,56	-	-
Média (kN)	442,44	509,44	478,20
Desv. Pad. (kN)	76,61	14,20	39,86
C.V. (%)	17,31%	2,79%	8,34%
t-crítico (alfa 5%)	2,306	3,306	4,306
Limite Inf.	383,56	492,84	417,51
Limite Sup.	501,33	526,04	538,89
Dados médios (após a aplicação de intervalos de confiança)			
Amostra	Resistência à compressão axial (kN)		
	P2-3D	P2-5D	P2-10D
Média (kN)	457,81	513,17	478,20
Desv. Pad. (kN)	35,20	10,25	39,86
C.V (%)	7,7%	2,0%	8,3%

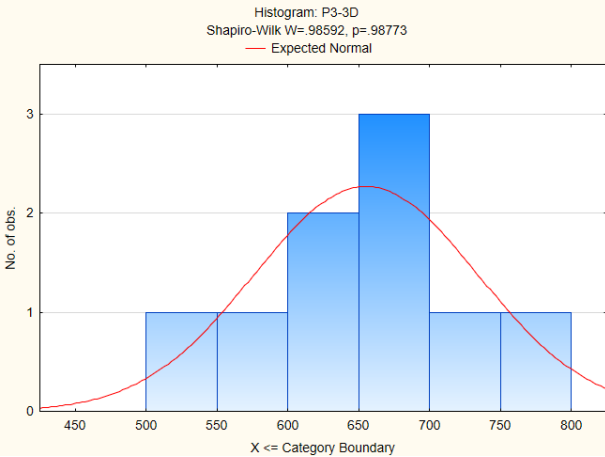
7.18 Histogramas de frequência para os resultados de resistência à compressão axial dos pilares



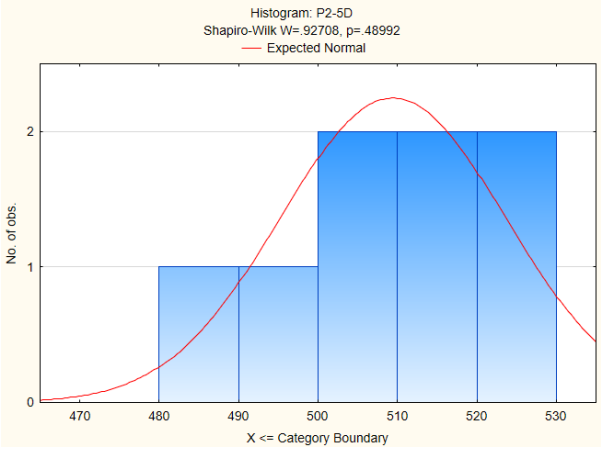
P1-3D



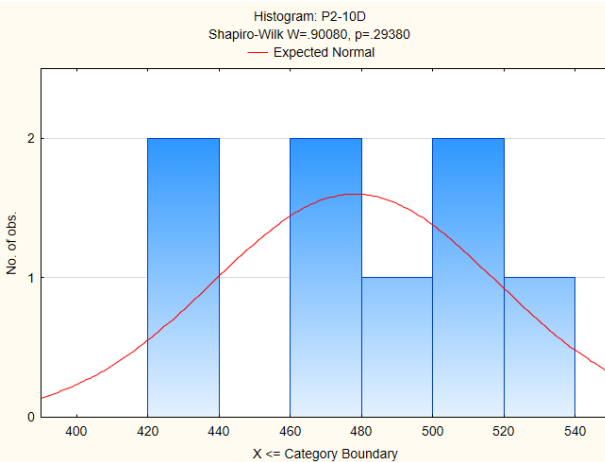
P2-3D



P3-3D



P2-5D



P2-10D