

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

Adauri Niero Junior

**Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria
estrutural submetidas à flexão simples**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos
2014

Adauri Niero Junior

**Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria
estrutural submetidas à flexão simples**

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Marcio Antonio Ramalho

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

São Carlos
2014

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

N676a NIERO JUNIOR, ADAURI
Análise teórica e experimental de vigas em
alvenaria estrutural submetidas à flexão simples /
ADAURI NIERO JUNIOR; orientador Marcio Antonio Ramalho.
São Carlos, 2014.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2014.

1. Alvenaria estrutural. 2. Flexão simples. 3.
Vigas. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **ADARI NIERO JUNIOR**.

Título da dissertação: "Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria estrutural submetidos à flexão simples".

Data da defesa: 14/02/2014

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Titular **Marcio Antonio Ramalho (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Vladimir Guilherme Haach**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Guilherme Aris Parsekian**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas):

Profa. Associada **Ana Lucia Homce de Cresce El Debs**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Denis Vinicius Coury**

*Dedico este trabalho aos meus pais
Adauri e Gildete e minha irmã Rina.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço à **Deus**, responsável pela fé, a calma e a coragem, tornando minha vida mais alegre, com boas energias e aproximando pessoas maravilhosas.

Aos meus pais **Adauri** e **Gildete**, meu eterno agradecimento, pois com imenso amor sempre mostraram a importância do estudo. A minha irmã **Rina** pelo carinho e incentivo.

À minha namorada **Carol** que sempre acreditou em meu potencial, agradeço pelo seu carinho, amor, companheirismo, apoio e paciência.

Ao professor **Marcio Ramalho**, pela fundamental orientação no desenvolvimento do trabalho.

Aos **funcionários** do departamento e **técnicos** do laboratório de estruturas que sempre colaboraram com o desenvolvimento do trabalho.

Aos professores do departamento, **Libânio**, **Samuel** e **Vladimir**, respondendo minhas dúvidas e dividindo algumas de suas experiências.

À **Universidade Federal de Viçosa**, que me proporcionou uma excelente base durante a graduação. Agradeço muito, pelos fantásticos professores e funcionários, mas principalmente pelas excelentes amizades (**Civil 05** e **FuD³**).

À **CAPES**, pelo bolsa de pesquisa.

Aos colegas do departamento por compartilhar bons momentos, **Alessandra**, **Alexandre**, **Arnaldo**, **Danieli**, **David**, **Enio**, **Fábio**, **Olívia**, **Patrícia**, **Vinícius**, **Wagner** e especialmente a **Gisele**, **Larissa** e **Marcela** (sempre dispostas a ajudar na elaboração do trabalho).

Finalmente, gostaria de agradecer à **Escola de Engenharia de São Carlos**, por abrirem as portas para que eu pudesse realizar mais um sonho. Aprendendo não só teorias e técnicas. E sim, um crescimento pessoal, uma lição de vida.

*“Ninguém pode nos rotular
Perder ganhar deixar rolar
Intensidade agora em algo novo
A vida tem que se renovar.”*

Forfun

RESUMO

NIERO JUNIOR, A. **Análise teórica e experimental de vigas em alvenaria estrutural submetidas à flexão simples.** 2014. 123p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Em projetos de alvenaria estrutural é indispensável à verificação de elementos submetidos à flexão simples, como vigas, vergas, reservatórios e muros de arrimos. Neste trabalho foram analisados oito grupos de vigas, compostos por três exemplares cada um, diferenciando seu comprimento, altura, tipo da unidade (blocos de concreto e blocos cerâmicos) e taxa de armadura. Os traços de graute e argamassa foram mantidos. As vigas e as armaduras longitudinais foram instrumentadas para obtenção dos deslocamentos e deformações. A finalidade do trabalho foi realizar uma comparação dos resultados obtidos através de ensaios experimentais com os dimensionamentos propostos pelas normas ABNT NBR 15812-1:2010 e NBR 15961-1:2011. Foi possível observar que o dimensionamento proposto pelas normas é conservador, pois limita o comportamento à flexão das vigas em cargas baixas quando comparados com experimentais. Já com a retirada dos coeficientes de segurança pode ocorrer, em alguns casos, que a carga teórica prevista seja maior que a dos resultados experimentais. A formulação adaptada da NBR 6118:2007 para obter valores de deslocamentos apresentou uma boa correlação para as vigas de uma fiada. Já para as vigas de duas fiadas observou-se uma pior correlação entre valores teóricos e experimentais, sendo os deslocamentos teóricos menores que os valores medidos experimentalmente.

Palavras chave: Alvenaria estrutural. Flexão simples. Vigas.

ABSTRACT

NIERO JUNIOR, A. **Theoretical and experimental analysis of structural masonry beams subjected to simple bending.** 2014. 123p. Thesis (master) – Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

In structural masonry projects is essential to verify elements subjected to simple bending, such as beams, lintels, water tanks and retaining walls. In this study, an experimental parametric analysis was conducted. Eight groups of beams composed by three specimens were tested and the parameters varied were: length, height, unit type (concrete blocks and ceramic blocks) and reinforcement ratio. The proportion of grout and the mortar were fixed. The beams and longitudinal bars were instrumented to obtain the displacements and strains. The purpose of this study was to compare the results obtained through experimental analysis with the proposed methods presented on ABNT NBR 15812-1:2010 and NBR 15961-1:2011. In the comparison was observed that the proposed design method is conservative, due to the limit load obtained by the code prescriptions was lower than the experimental results. In some cases, the theoretical load results were greater than experimental results when the safety factors were removed. The adapted formulation of the NBR 6118:2007, to obtain displacement values, showed a good correlation to the beams of one row. Regarding to beams with two rows, the correlation between experimental and theoretical values was not suitable, the theoretical displacements presented smaller than the values measured in the tests.

Keywords: Structural Masonry. Simple Bending. Beams.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Dispersão de ações verticais.	25
Figura 2.2 - Diagrama momento-curvatura para vigas de alvenaria.	27
Figura 2.3 - Diagrama de tensões (alvenaria não armada).	29
Figura 2.4 - Diagrama de tensões (alvenaria armada).	30
Figura 2.5 - Diagrama de tensões e deformações (armadura dupla).	33
Figura 3.1 - Geometria dos Grupos VCO-1 e VCO+1.	44
Figura 3.2 - Geometria dos Grupos VCO-2 e VCO+2.	44
Figura 3.3 - Geometria dos Grupos VCE-1 e VCE+1.	44
Figura 3.4 - Geometria dos Grupos VCE-2 e VCE+2.	45
Figura 3.5 - Diferença entre espessuras das paredes internas e externas do bloco cerâmico. ...	45
Figura 3.6 - Detalhamento dos Grupos VCO-1 e VCE-1.	46
Figura 3.7 - Detalhamento dos Grupos VCO+1 e VCE+1.	46
Figura 3.8 - Detalhamento dos Grupos VCO-2 e VCE-2.	46
Figura 3.9 - Detalhamento dos Grupos VCO+2 e VCE+2.	47
Figura 3.10 - Defletômetros para determinação dos deslocamentos (flechas).	48
Figura 3.11 - Transdutor para monitorar deslocamentos e fissuração.	48
Figura 3.12 - Instrumentação dos Grupos VCO-1 e VCO+1.	48
Figura 3.13 - Instrumentação dos Grupos VCO-2 e VCO+2.	49
Figura 3.14 - Instrumentação dos Grupos VCE-1 e VCE+1.	49
Figura 3.15 - Instrumentação dos Grupos VCE-2 e VCE+2.	49
Figura 3.16 – Detalhe da fixação dos transdutores 4 e 5.	50
Figura 3.17 – Imagem da fixação dos transdutores 4 e 5.	50
Figura 3.18 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCO-1 e VCO+1.	51
Figura 3.19 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCO-2 e VCO+2.	51
Figura 3.20 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCE-1 e VCE+1.	51
Figura 3.21 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCE-2 e VCE+2.	51
Figura 3.22 - Esquema de carregamento nas vigas.	52
Figura 3.23 - Perfil metálico utilizado na distribuição da carga aplicada.	52
Figura 3.24 - Peça metálica utilizada para minimizar as tensões localizadas.	52
Figura 3.25 - Apoio metálico permitindo somente rotação.	53
Figura 3.26 - Apoio metálico permitindo rotação e translação.	53
Figura 3.27 - Assentamento das vigas de blocos cerâmicos.	54
Figura 3.28 - Assentamento das vigas de blocos de concreto.	54
Figura 3.29 - Acabamento das vigas.	56
Figura 3.30 - Base de madeira.	57
Figura 3.31 - Bloco vazado de concreto.	58
Figura 3.32 - Meio bloco canaleta de concreto.	58
Figura 3.33 - Bloco vazado cerâmico.	58
Figura 3.34 - Meio bloco vazado cerâmico.	58
Figura 3.35 - Bloco canaleta cerâmico.	58
Figura 3.36 - Ensaio de compressão - bloco de concreto.	62
Figura 3.37 - Ensaio de compressão - bloco cerâmico.	69
Figura 3.38 - Curva granulométrica da areia.	72
Figura 3.39 - Curva granulométrica da brita 0.	73
Figura 3.40 - Ensaio do índice de consistência da argamassa de assentamento.	74
Figura 3.41 - Corpos de prova da argamassa de assentamento.	75

Figura 4.1 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCO-1.....	81
Figura 4.2 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCO-1.....	82
Figura 4.3 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCO+1.....	82
Figura 4.4 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCO+1.....	83
Figura 4.5 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCO-2.....	83
Figura 4.6 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCO-2.....	84
Figura 4.7 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCO+2.....	84
Figura 4.8 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCO+2.....	85
Figura 4.9 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCE-1.....	85
Figura 4.10 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCE-1.....	86
Figura 4.11 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCE+1.....	86
Figura 4.12 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCE+1.....	87
Figura 4.13 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCE-2.....	87
Figura 4.14 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCE-2.....	88
Figura 4.15 - “Carga <i>versus</i> Deslocamento” - VCE+2.....	88
Figura 4.16 - “Carga <i>versus</i> Deformação na armadura” - VCE+2.....	89
Figura 4.17 - Momento de fissuração (teórico e experimental).....	91
Figura 4.18 - Mapeamento das fissuras VCO-1.....	92
Figura 4.19 - Mapeamento das fissuras VCO+1.....	92
Figura 4.20 - Mapeamento das fissuras VCO-2.....	92
Figura 4.21 - Mapeamento das fissuras VCO+2.....	92
Figura 4.22 - Mapeamento das fissuras VCE-1.....	93
Figura 4.23 - Mapeamento das fissuras VCE+1.....	93
Figura 4.24 - Mapeamento das fissuras VCE-2.....	93
Figura 4.25 - Mapeamento das fissuras VCE+2.....	93
Figura 4.26 - Esquema de carregamento para determinação do deslocamento.....	95
Figura 4.27 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO-1.....	98
Figura 4.28 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO+1.....	98
Figura 4.29 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO-2.....	99
Figura 4.30 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO+2.....	99
Figura 4.31 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE-1.....	100
Figura 4.32 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE+1.....	100
Figura 4.33 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE-2.....	101
Figura 4.34 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE+2.....	101
Figura 4.35 - Cargas teóricas e experimentais para deslocamento limite (L/300).....	103
Figura A.1 - Transdutores instalados na face lateral das vigas.....	113
Figura A.2 - Fissuração na face lateral - VCO-1.....	113
Figura A.3 - Fissuração na face lateral - VCO+1.....	114
Figura A.4 - Fissuração na face lateral - VCO-2.....	114
Figura A.5 - Fissuração na face lateral - VCO+2.....	115
Figura A.6 - Fissuração na face lateral - VCE-1.....	115
Figura A.7 - Fissuração na face lateral - VCE+1.....	116
Figura A.8 - Fissuração na face lateral - VCE-2.....	116
Figura A.9 - Fissuração na face lateral - VCE+2.....	117
Figura A.10 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCO-2.....	118
Figura A.11 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCO+2.....	119
Figura A.12 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCE-2.....	119
Figura A.13 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCE+2.....	120
Figura B.1 - Fissuras - VCO-1.....	121
Figura B.2 - Fissuras - VCO+1.....	121

Figura B.3 - Fissuras - VCO-2.	122
Figura B.4 - Fissuras - VCO+2.....	122
Figura B.5 - Fissuras - VCE-1.....	122
Figura B.6 - Fissuras - VCE+1.....	123
Figura B.7 - Fissuras - VCE-2.....	123
Figura B.8 - Fissuras - VCE+2.....	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento - NBR 15961-1 (2011). 37	37
Tabela 3.1 - Argamassa de assentamento e suas respectivas vigas. -----	55
Tabela 3.2 - Graute e suas respectivas vigas. -----	55
Tabela 3.3 - Características geométricas dos blocos. -----	59
Tabela 3.4 - Valores da largura, altura e comprimento. -----	59
Tabela 3.5 - Valores da espessura das paredes longitudinais e transversais.-----	60
Tabela 3.6 - Valores mínimos da espessura das paredes longitudinais e transversais. -----	60
Tabela 3.7 - Medidas dos furos dos blocos-----	61
Tabela 3.8 - Medidas dos raios das mísulas. -----	61
Tabela 3.9 - Área líquida dos blocos de concreto -----	62
Tabela 3.10 - Ensaio de absorção do bloco de concreto -----	62
Tabela 3.11 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do bloco de concreto. ----	63
Tabela 3.12 - Resistência à compressão dos prismas de bloco de concreto. -----	64
Tabela 3.13 - Resistência à compressão dos prismas grauteados de bloco de concreto. -----	65
Tabela 3.14 - Média de duas leituras da largura, altura e comprimento. -----	66
Tabela 3.15 - Leitura das espessuras dos septos. -----	66
Tabela 3.16 - Leitura das espessuras das paredes externas. -----	67
Tabela 3.17 - Leitura do desvio em relação ao esquadro e da planeza das faces. -----	67
Tabela 3.18 - Massa do bloco seco, massa do bloco saturado e índice de absorção de água.-	68
Tabela 3.19 - Índice de absorção inicial de água. -----	69
Tabela 3.20 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do bloco cerâmico. -----	70
Tabela 3.21 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do meio bloco. -----	71
Tabela 3.22 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmicos.-----	71
Tabela 3.23 - Resistência à compressão dos prismas grauteados de bloco cerâmicos. -----	72
Tabela 3.24 - Resultados de caracterização da areia. -----	73
Tabela 3.25 - Resultados de caracterização da brita 0.-----	73
Tabela 3.26 - Índice de consistência das argamassas 1 e 2. -----	75
Tabela 3.27 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade da argamassa 1. -----	76
Tabela 3.28 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade da argamassa 2. -----	76
Tabela 3.29 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos grautes. -----	77
Tabela 3.30 - Resumo das características dos Grupos. -----	77
Tabela 4.1 - Esforços conforme recomendação normativa. -----	79
Tabela 4.2 - Esforços com alterações nos coeficientes normativos. -----	80
Tabela 4.3 - Momentos de fissuração teóricos e experimentais.-----	91
Tabela 4.4 - Cálculo da altura útil e momento de inércia no estágio II. -----	97
Tabela 4.5 - Carga teórica e experimental (L/300). -----	102

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	OBJETIVO	24
1.2	JUSTIFICATIVA	24
1.3	CONTRIBUIÇÕES ESPERADAS	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1	CONCEITOS	25
2.1.1	CARREGAMENTO	25
2.1.2	VÃO EFETIVO	25
2.1.3	SEÇÃO TRANSVERSAL	26
2.1.4	DESLOCAMENTOS LIMITES	26
2.1.5	ESTÁDIOS DE TENSÕES	26
2.1.5.1	ESTÁDIO I (Momento de fissuração)	27
2.1.5.2	ESTÁDIO II (Zona de tração fissurada – ELS)	27
2.1.5.3	ESTÁDIO III (Zona plástica – ELU)	28
2.2	DIMENSIONAMENTO	28
2.2.1	FLEXÃO SIMPLES	28
2.2.1.1	ARMADURA SIMPLES	32
2.2.1.2	ARMADURA DUPLA	33
2.2.2	CISALHAMENTO	36
2.2.2.1	ELEMENTOS NÃO ARMADOS	36
2.2.2.2	ELEMENTOS ARMADOS	37
2.3	ESTUDOS ANTERIORES	39
2.3.1	JANG E HART	39
2.3.2	JOAQUIM	39
2.3.3	HILAL, BAHNASAWY E KHAFAGA	39
2.3.4	LANDINI	39
2.3.5	ATAÍDE	40
2.3.6	MALUF	40
2.3.7	ALTRAN	40
2.3.8	GALAL E ENGINSAL	41
2.3.9	HAACH, VASCONCELOS E LOURENÇO	41
2.3.10	RAMOS	41
2.3.11	MAIA	42
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	43
3.1	METODOLOGIA	43

3.2	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS -----	44
3.3	DETALHAMENTO-----	45
3.4	INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS -----	47
3.5	SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS-----	50
3.6	EXECUÇÃO DAS VIGAS-----	54
3.7	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS-----	57
3.7.1	BLOCOS -----	57
3.7.1.1	BLOCOS DE CONCRETO -----	59
3.7.1.2	BLOCOS CERÂMICOS-----	65
3.7.2	AGREGADOS-----	72
3.7.3	CIMENTO E CAL HIDRATADA-----	73
3.7.4	ARGAMASSA -----	74
3.7.5	GRAUTE-----	76
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO -----	79
4.1	FLEXÃO SIMPLES-----	79
4.2	FISSURAÇÃO -----	90
4.3	DESLOCAMENTO -----	94
5	CONCLUSÕES-----	105
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES-----	105
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS-----	108
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS -----	109
	APÊNDICE A-----	113
	APÊNDICE B-----	121

1

CAPÍTULO

INTRODUÇÃO

A alvenaria foi o principal sistema de construção até o início do século XX, sendo explorada intensamente como estrutura de suporte de edifícios. A pirâmide de Queops, por exemplo, construída com mais de dois milhões de blocos de pedra foi dimensionada empiricamente. Apenas a partir do século XX, o dimensionamento começou a ter princípios científicos. O edifício “Monadnock”, construído em Chicago entre 1889 e 1891, foi um marco importante para a história da alvenaria estrutural. Sua estrutura em alvenaria era constituída por paredes de 1,80 m de espessura na base, com 65 metros de altura divididos em 16 andares.

No Brasil, os primeiros edifícios em alvenaria estrutural datam de 1966 na cidade de São Paulo e eram edifícios de quatro pavimentos. Em 1972 foram construídos edifícios de 12 pavimentos em alvenaria armada de blocos de concreto.

Em 1948, na Inglaterra, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo de estruturas de alvenaria. A CP-111, "Structural Recommendations for Loadbearing Walls", baseada nas tensões admissíveis, foi publicada em 1970. Em 1978 o método semi-probabilístico foi introduzido no cálculo das estruturas de alvenaria pela BS 5628 – Parte 1 "Structural use for Masonry".

Para o cálculo de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos a Associação Brasileira de Normas Técnicas publicou em 2010 a NBR 15812 “Alvenaria estrutural – Blocos Cerâmicos”. Em 2011, a norma brasileira para cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto a NBR 10837 (1989) foi substituída pela NBR 15961 “Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto” na qual a principal alteração consistiu na introdução da segurança com base no método dos estados limites. Esta alteração tornou-se necessária em função das disparidades entre as normas que tratam da alvenaria estrutural no Brasil e do avanço que esta nova abordagem da segurança representará para o desenvolvimento da fase de projeto e, conseqüentemente, do sistema construtivo como um todo.

Segundo Ataíde (2005), para a engenharia estrutural o método das tensões admissíveis para dimensionamento e verificação da segurança é considerado antiquado e não atende às

necessidades de desenvolvimento do projeto. Já o Método dos Estados Limites adota critérios mais realistas e com maior controle sobre a segurança.

1.1 OBJETIVO

Realizar um estudo teórico e experimental sobre o comportamento de vigas de alvenaria estrutural submetidas à flexão simples, analisando os procedimentos de dimensionamento propostos pelas normas NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) e comparando-os com resultados experimentais.

1.2 JUSTIFICATIVA

O meio técnico necessita validar os procedimentos de dimensionamentos das novas normas. Para isso, dados experimentais são fundamentais, pois em projetos estruturais são indispensáveis verificações de elementos submetidos à flexão simples (vigas, vergas, reservatórios e muros de arrimos) nos quais os carregamentos axiais podem não ser significativos. Além disso, a falta de conhecimento prático e teórico faz com que projetistas e construtores optem muitas vezes pela substituição de alguns elementos fletidos de alvenaria estrutural por peças de concreto armado, moldada no local ou pré-fabricada.

1.3 CONTRIBUIÇÕES ESPERADAS

A principal contribuição deste trabalho será aumentar a confiança na utilização destes elementos em suas estruturas por parte dos projetistas comparando os resultados do programa experimental com os resultados prescritos nas normas vigentes. Além disso, contribuirá para a base de dados nacional tendo em vista o número reduzido de pesquisas nesta área.

2

CAPÍTULO

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 CONCEITOS

2.1.1 CARREGAMENTO

Para o dimensionamento das vigas, primeiramente é preciso conhecer qual a carga atuante. O carregamento pode ser considerado de acordo com o princípio geral de dispersão das ações no material alvenaria, ou seja, 45° em relação ao plano horizontal. Esse princípio pode ser considerado tanto para cargas distribuídas quanto para cargas concentradas, conforme se apresenta na Figura 2.1.

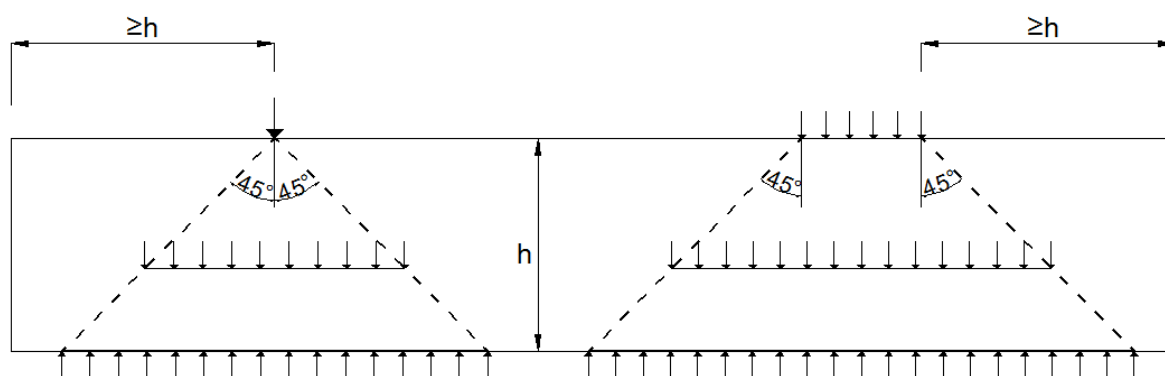


Figura 2.1 - Dispersão de ações verticais.

Fonte: ABNT NBR 15812-1 (2010).

2.1.2 VÃO EFETIVO

De acordo com a ABNT NBR 15812-1 (2010) o vão efetivo deve ser tomado sendo o menor valor entre:

- a distância entre faces dos apoios mais a altura da seção transversal da viga;
- a distância entre os eixos dos apoios.

2.1.3 SEÇÃO TRANSVERSAL

De acordo com a NBR 15812-1 (2010) para o cálculo das características geométricas, a seção transversal deve ser considerada com suas dimensões brutas, descontando somente o revestimento.

2.1.4 DESLOCAMENTOS LIMITES

Para os deslocamentos limites a NBR 15961-1 (2011) faz as seguintes recomendações:

- Os deslocamentos finais (incluindo os efeitos de fissuração, temperatura, retração e fluência) de quaisquer elementos fletidos não devem ser maiores que $L/150$ ou 20 mm para peças em balanço e $L/300$ ou 10 mm nos demais casos;
- Os deslocamentos podem ser parcialmente compensados por contraflechas, desde que elas não sejam maiores que $L/400$;
- Os elementos estruturais que servem de apoio para a alvenaria (lajes, vigas, etc.) não devem apresentar deslocamentos maiores que $L/500$, 10 mm ou $\theta = 0,0017$ rad;
- Sempre que os deslocamentos forem relevantes para o elemento considerado, seus efeitos devem ser incorporados, estabelecendo-se o equilíbrio na configuração deformada.

2.1.5 ESTÁDIOS DE TENSÕES

Os estádios de tensões podem ser definidos como os vários estágios de tensão pelo qual um elemento fletido passa, desde o carregamento inicial até a ruptura. São classificados de acordo com o nível de tensão e da resistência dos materiais.

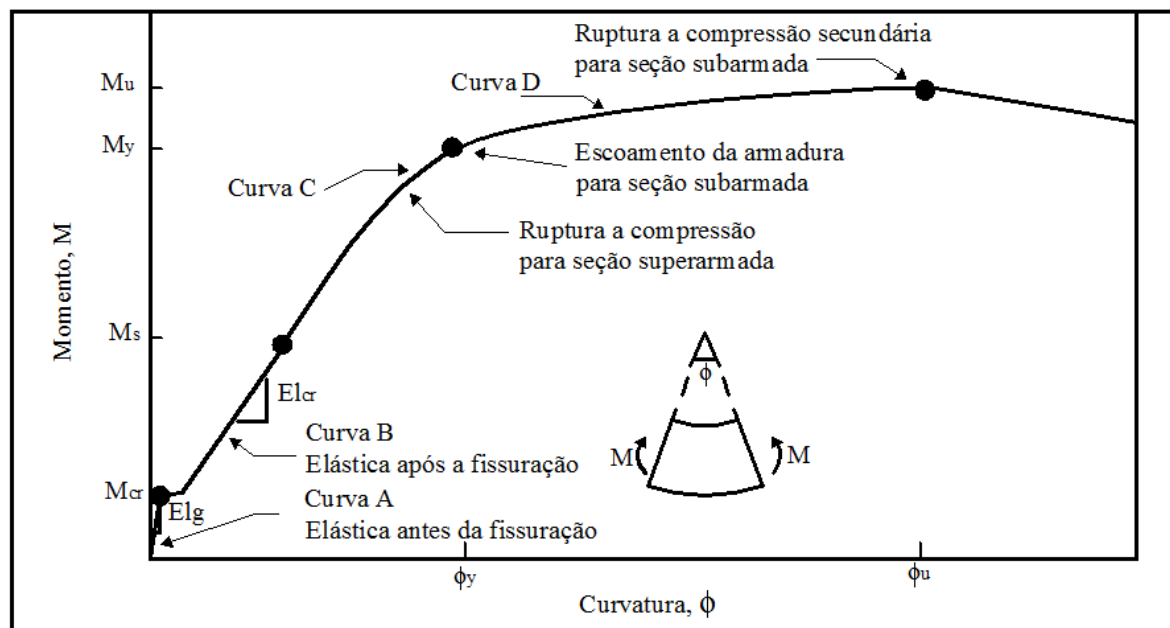


Figura 2.2 - Diagrama momento-curvatura para vigas de alvenaria.

Fonte: Drysdale, Hamid e Parsekian (2012).

2.1.5.1 ESTÁDIO I (Momento de fissuração)

Para valores pequenos de momento, ou seja, quando a tensão de tração devido à flexão permanece inferior à resistência à tração na flexão da alvenaria. Ou seja, quando $M < M_{cr}$ não surgem fissuras na viga. Indicado pela Curva A da Figura 2.2. É uma situação pouco comum nos casos reais, porém é adotada muitas vezes para determinação da armadura mínima.

2.1.5.2 ESTÁDIO II (Zona de tração fissurada – ELS)

Quando a resistência à tração da alvenaria no bordo tracionado é alcançada, surgem as primeiras fissuras de flexão, que caminham em direção à linha neutra até atingir novamente o equilíbrio. Além disso, a tensão de escoamento do aço ainda não foi alcançada e a tensão de compressão na alvenaria deve ser baixa. Indicado pela Curva B na Figura 2.2, na qual podemos observar um trecho linear, mesmo com redução contínua da rigidez. O momento de serviço (M_s) se encontra nessa região.

2.1.5.3 ESTÁDIO III (Zona plástica – ELU)

Com o aumento do momento na curva C da Figura 2.2, as tensões na alvenaria passam a apresentar um comportamento não linear. Para uma seção com área de aço relativamente pequena (subarmada) tenderá haver escoamento da armadura. Entretanto, para uma seção com área de aço relativamente alta (superarmada), a alvenaria apresentará a tendência de romper à compressão.

2.2 DIMENSIONAMENTO

As cargas aplicadas na viga geram esforços cortantes e momentos fletores, resultando em forças internas, gerando tensões de cisalhamento e tensões normais. No dimensionamento de vigas de alvenaria deve ser verificado se existe a necessidade de armar, ou somente suas características geométricas e físicas resistem aos esforços solicitantes.

2.2.1 FLEXÃO SIMPLES

Segundo Ataíde 2005 para garantir a segurança da estrutura, o método dos estados limites verifica a capacidade que a estrutura possui de suportar as várias ações durante sua vida útil, sem atingir o estado limite ultimo (ELU) ou estado limite de serviço (ELS). Sendo assim um método mais racional para dimensionamento em relação ao método das tensões admissíveis.

O Estado-limite último está relacionado ao colapso, ou a qualquer forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura. E de acordo com a NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) sua segurança deve ser verificada quanto aos seguintes estados limites últimos:

- a) Estado limite último da perda do equilíbrio, admitida como corpo rígido;
- b) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte;
- c) Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;

- e) Estado limite último de colapso progressivo;
- f) E outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais.

Os Estados-limite de serviço estão relacionados com a durabilidade das estruturas, aparência, conforto do usuário e a boa utilização funcional das mesmas, tanto para os usuários quanto para máquinas e equipamentos utilizados. E conforme a NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) devem ser verificados os estados-limites de serviço relativos a:

- a) Danos que comprometam apenas o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- c) Vibração excessiva ou desconfortável.

O estado limite de serviço em comparação com o estado limite último possui uma maior probabilidade de ocorrência, por não apresentarem risco para a vida humana.

De acordo com a NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) o cálculo do momento fletor resistente da seção transversal da alvenaria não armada, pode ser calculado com o diagrama simplificado apresentado na Figura 2.3.

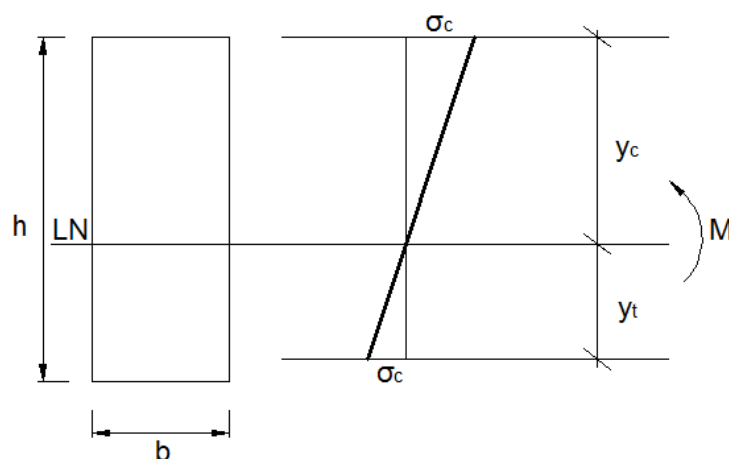


Figura 2.3 - Diagrama de tensões (alvenaria não armada).

Fonte: ABNT NBR 15812-1 (2010).

Para a alvenaria ser “não armada” deve ser verificado:

- Máxima tensão de compressão de cálculo na flexão não deve ultrapassar em 50% a resistência à compressão de cálculo da alvenaria ($1,5f_d$).
- Máxima tensão de tração de cálculo não deve ser superior à tração de cálculo da alvenaria f_{td} .

No dimensionamento de elementos armados admitem-se as seguintes hipóteses:

- Seções transversais planas se mantêm planas após deformação;
- Armaduras e a alvenaria possuem a mesma deformação;
- A alvenaria não resiste à tração;
- A resistência à compressão da alvenaria deve ser maior que as máximas tensões atuantes;
- A distribuição de tensões de compressão nos elementos fletidos é representada pelo diagrama retangular;
- O máximo encurtamento da alvenaria se limita a 3,5‰ para flexão;
- O máximo alongamento do aço se limita em 10‰.

Para alvenaria armada pode se calcular o momento fletor resistente da seção transversal com o diagrama simplificado apresentado na Figura 2.4.

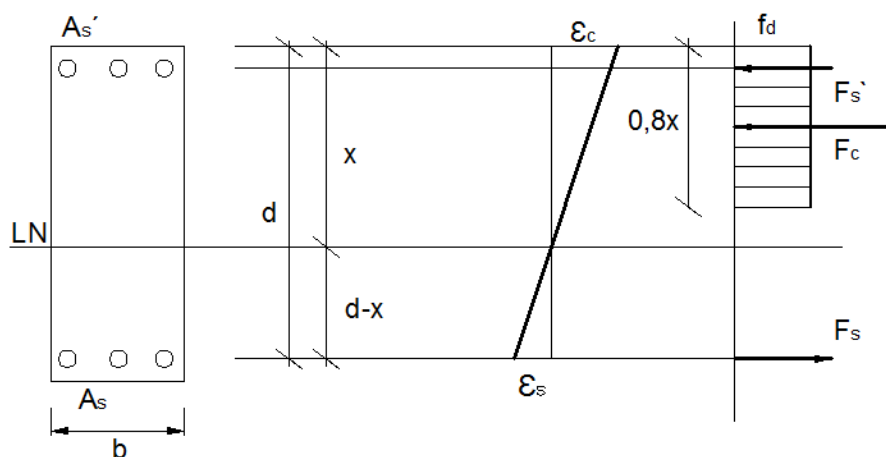


Figura 2.4 - Diagrama de tensões (alvenaria armada).

Fonte: ABNT NBR 15812-1 (2010)

em que,

d : altura útil da seção;

x : altura da linha neutra;

A_s : área da armadura tradicional;

A'_s : área da armadura comprimida;

ε_s : deformação na armadura tracionada;

ε_c : deformação máxima na armadura comprimida;

f_d : máxima tensão de compressão;

f_s : tensão de tração na armadura;

F_c : resultante de compressão na alvenaria;

F_s : resultante de forças na armadura tracionada;

F'_s : resultante de forças na armadura comprimida.

Para seções retangulares com armadura simples, o momento fletor de cálculo é obtido com a seguinte expressão:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_s \cdot z \leq 0,4 f_d b d^2, \quad \text{Equação 1}$$

em que “z” é o braço de alavanca obtido com a seguinte expressão:

$$f_d \cdot 0,8x \cdot b = f_s A_s \quad \text{Equação 2}$$

Isolando o termo x da Equação 2 temos:

$$x = \frac{f_s A_s}{0,8 \cdot f_d \cdot b} \quad \text{Equação 3}$$

$$z = d - 0,4x \quad \text{Equação 4}$$

Substituindo a Equação 3 na relação geométrica mostrada na Equação 4:

$$z = d - 0,5 \frac{f_s \cdot A_s}{f_d \cdot b} \quad \text{Equação 5}$$

Se isolarmos a altura útil “d” da Equação 5 temos:

$$z = d \left(1 - 0,5 \frac{A_s f_s}{b \cdot d \cdot f_d} \right) \quad \text{Equação 6}$$

Sendo esta alavanca (“z” obtida através da Equação 6) limitada pelas normas pelo valor máximo de $0,95d$.

A NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) propõem:

$$f_s = 0,5 \cdot f_{yd} = 0,5 \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_m} \quad \text{Equação 7}$$

2.2.1.1 ARMADURA SIMPLES

Tomando inicialmente os adimensionais:

$$k_z = \frac{z}{d} \quad \text{Equação 8}$$

e

$$k_x = \frac{x}{d} \quad \text{Equação 9}$$

Ao substituir a Equação 8 e Equação 9 na relação geométrica “ $z = d - 0,4x$ ” temos:

$$k_z = 1 - 0,4k_x \quad \text{Equação 10}$$

Primeiramente consideramos o equilíbrio na alvenaria:

$$M = f_d 0,8 x b z = f_d 0,8 k_x k_z b d^2 \rightarrow$$

$$\rightarrow M = 0,8 f_d 0,8 b d^2 k_x (1 - 0,4 k_x) \quad \text{Equação 11}$$

Desenvolvendo a Equação 11 temos:

$$k_x^2 - 2,5k_x + 3,125 \frac{M}{f_d b d^2} = 0 \quad \text{Equação 12}$$

Isolando k_x da Equação 12 temos:

$$k_x = 1,25 - \sqrt{1,5625 - 3,125 \frac{M}{f_d b d^2}} \quad \text{Equação 13}$$

Considerando o equilíbrio no aço:

$$M = f_{yd} A_s z \quad \text{Equação 14}$$

Rearranjando a Equação 8, Equação 10 com Equação 14 temos:

$$M = f_{yd} A_s (1 - 0,4k_x) d \quad \text{Equação 15}$$

Isolando A_s na Equação 15 temos finalmente a armadura necessária:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd}(1-0,4k_x)d} \quad \text{Equação 16}$$

2.2.1.2 ARMADURA DUPLA

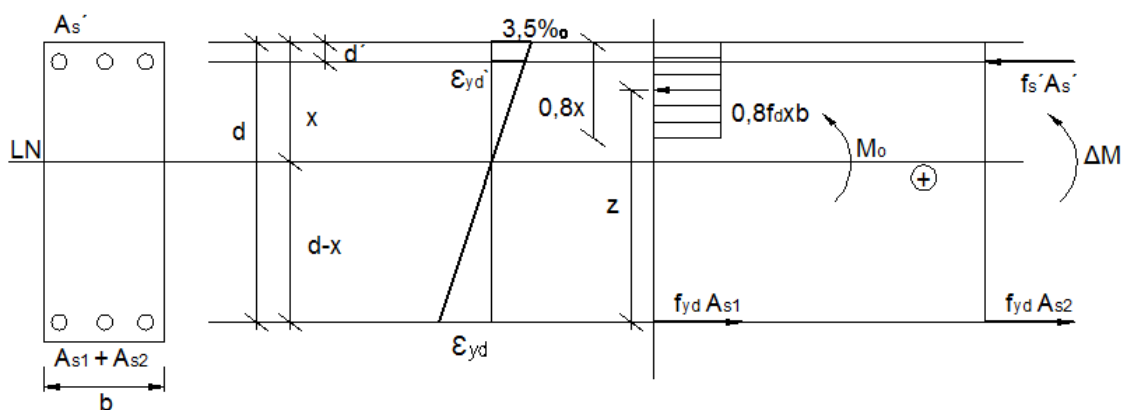


Figura 2.5 - Diagrama de tensões e deformações (armadura dupla).

Determina-se a parcela do momento fletor (M_0) apresentado na Figura 2.5, que a seção resiste no dimensionamento da armadura dupla supondo que a linha neutra se encontra no limite dos domínios 3 e 4. Considera-se primeiramente o equilíbrio da alvenaria para k_{x0} .

$$M_0 = f_d 0,8 x_0 b z_0 \quad \text{Equação 17}$$

Tomando inicialmente os adimensionais:

$$k_{z0} = \frac{z_0}{d} \quad \text{Equação 18}$$

e

$$k_{x0} = \frac{x_0}{d} \quad \text{Equação 19}$$

Ao substituir a Equação 18 e Equação 19 na relação geométrica “ $z_0 = d - 0,4x_0$ ” temos:

$$k_{z0} = 1 - 0,4k_{x0} \quad \text{Equação 20}$$

Rearranjando a Equação 19 e Equação 20 na Equação 17 temos:

$$M_0 = 0,8 f_d b d^2 k_{x0} (1 - 0,4k_{x0}) \quad \text{Equação 21}$$

Então, considera-se o equilíbrio no aço para k_{x0} :

$$M_0 = f_{yd} A_{s1} z_0 = f_{yd} A_{s1} d k_{z0} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_0 = f_{yd} A_{s1} d (1 - 0,4k_{x0}) \quad \text{Equação 22}$$

Isolando A_{s1} na Equação 22 temos:

$$A_{s1} = \frac{M_0}{f_{yd}(1-0,4k_{x0})d} \rightarrow \text{Primeira parcela da armadura tracionada.} \quad \text{Equação 23}$$

Determina-se a correspondente parcela complementar (ΔM) que deve ser absorvida por um binário de forças resultantes de armaduras tracionadas e comprimidas (armadura dupla).

Considerando $\Delta M = M - M_0$

$$\Delta M = f_{yd} A_{s2} (d - d') \quad \text{Equação 24}$$

Isolando A_{s2} na Equação 24 temos:

$$A_{s2} = \frac{\Delta M}{f_{yd}(d-d')} \rightarrow \text{Segunda parcela da armadura tracionada.} \quad \text{Equação 25}$$

Somando a Equação 23 e Equação 25 temos o total da armadura tracionada, portanto:

$$A_{s\text{tracionado}} = A_{s1} + A_{s2} \quad \text{Equação 26}$$

Para o cálculo da armadura comprimida temos:

$$\Delta M = f'_s A'_s (d - d') \quad \text{Equação 27}$$

Isolando A'_s na Equação 27 temos a área de armadura comprimida:

$$A'_s = \frac{\Delta M}{f'_s (d-d')} \quad \text{Equação 28}$$

Primeiramente realiza-se uma regra de três no diagrama da Figura 2.5 para calcular ε'_s , em seguida é encontrado f'_s .

$$\frac{\varepsilon'_s}{0,0035} = \frac{x_0 - d'}{x_0} \quad \text{Equação 29}$$

Desenvolvendo a Equação 29 temos:

$$\varepsilon'_s = 0,0035 \frac{x_0 - d'}{x_0} \quad \text{Equação 30}$$

Substituindo x_0 por $k_x d$ na Equação 30 tem-se:

$$\varepsilon'_s = 0,0035 \frac{k_{x0} \frac{d'}{d}}{k_{x0}} \quad \text{Equação 31}$$

E finalmente o cálculo de f'_s após encontrado ε'_s :

Se $\varepsilon'_s \geq 2,07\text{‰}$,

$$f'_s = f_{yd}, \text{ quando } \frac{d'}{d} \leq 0,257 \quad \text{Equação 32}$$

Se $\varepsilon'_s < 2,07\text{‰}$,

$$f'_s = \varepsilon'_s E_s \rightarrow f'_s = 0,0035 E_s \frac{k_{x0} \frac{d'}{d}}{k_{x0}}, \text{ quando } \frac{d'}{d} > 0,257 \quad \text{Equação 33}$$

$$f'_s = 73,5 \frac{0,628 - \frac{d'}{d}}{0,628}, \text{ (em } kN/cm^2) \quad \text{Equação 34}$$

2.2.2 CISALHAMENTO

Nos elementos estruturais como vigas, vergas, paredes de contraventamentos, muros de arrimo e paredes de reservatório, o cisalhamento normalmente ocorre e essa solicitação deve ser verificada. A seguir é apresentada a formulação conforme a NBR 15961-1 (2011), devido a NBR 15812-1 (2010) apresentar falhas que deverão ser corrigidas em versões futuras.

2.2.2.1 ELEMENTOS NÃO ARMADOS

Em elementos não armados a tensão cisalhante de cálculo é determinada pela razão entre o esforço cortante de cálculo e a área da seção (Equação 35), ou seja:

$$\tau_{vd} = \frac{V_d}{bh} \quad \text{Equação 35}$$

em que,

τ_{vd} = tensão cisalhante de cálculo;

V_d = esforço cortante de cálculo;

b = largura da seção transversal do elemento;

h = altura da seção transversal do elemento.

A tensão cisalhante de cálculo não pode ultrapassar os valores característicos de resistência ao cisalhamento, por tanto $\tau_{vd} \leq f_{vk}$, sendo:

τ_{vd} = tensão cisalhante de cálculo;

f_{vk} = resistência característica ao cisalhamento.

A Tabela 2.1 abaixo apresenta os valores característicos da resistência ao cisalhamento, prescritos pela NBR 15961-1 (2011) - f_{vk} (MPa).

Tabela 2.1 - Valores característicos da resistência ao cisalhamento - NBR 15961-1 (2011).

Local	Resistência média de compressão da argamassa (MPa)		
	1,5 a 3,4	3,5 a 7,0	Acima de 7,0
Juntas Horizontais	$0,10 + 0,5\sigma \leq 1,0$	$0,15 + 0,5\sigma \leq 1,4$	$0,35 + 0,5\sigma \leq 1,7$

Fonte: ABNT NBR 15961-1 (2011).

σ = Tensão normal de pré-compressão na junta considerando-se apenas as ações permanentes ponderadas por coeficiente igual a 0,90.

2.2.2.2 ELEMENTOS ARMADOS

Quando existem armaduras de flexão (armadura perpendicular ao plano de cisalhamento) envolvidas por graute a resistência característica ao cisalhamento é dada por:

$$f_{vk} = 0,35 + 17,5\rho \leq 0,7MPa \quad \text{Equação 36}$$

em que:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{Equação 37}$$

ρ = taxa geométrica de armadura;

A_s = área de armadura de flexão;

b = largura da seção transversal do elemento;

d = altura útil da seção transversal do elemento.

Para o cálculo da armadura necessária para absorver os esforços cisalhantes a NBR 15961-1 (2011) permite descontar a força cortante absorvida pela alvenaria através da Equação 38, então:

$$V_a = f_{vd}bd \quad \text{Equação 38}$$

em que:

V_a = força cortante absorvida pela alvenaria;

f_{vd} = resistência ao cisalhamento de cálculo;

b = largura da seção transversal do elemento;

d = altura útil da seção transversal do elemento.

Em fim, a armadura de cisalhamento necessária é calculada:

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_a)s}{0,5f_{yd}d} \quad \text{Equação 39}$$

em que:

A_{sw} = armadura necessária de cisalhamento;

s = espaçamento da armadura;

V_a = força cortante absorvida pela alvenaria;

V_d = força cortante de cálculo;

f_{yd} = resistência de cálculo de escoamento da armadura;

d = altura útil da seção transversal do elemento.

Para vigas de alvenaria estrutural bi apoiadas ou em balanço a NBR 15961-1 (2011) permite multiplicar a resistência característica ao cisalhamento por:

$$\left[2,5 - 0,25 \frac{M_{máx}}{V_{máx}d} \right] \quad \text{Equação 40}$$

em que:

$M_{máx}$ = maior valor do momento de cálculo na viga;

$V_{máx}$ = maior valor do esforço cortante de cálculo na viga;

d = altura útil da seção transversal da viga.

Cita ainda, que este coeficiente deve ser sempre maior que 1,0 (um), desde que a resistência característica majorada não ultrapasse 1,75 MPa.

2.3 ESTUDOS ANTERIORES

2.3.1 JANG E HART

Jang e Hart (1995) estudaram a confiabilidade estrutural de vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto, apresentando a metodologia dos estados limites para as vigas, descrevendo os coeficientes de redução recomendados. Estabeleceu limitações de taxas de armadura utilizadas para os elementos de alvenaria estrutural.

2.3.2 JOAQUIM

Joaquim (1999) em seu trabalho verificou e dimensionou peças de alvenaria estrutural submetidas à flexão. Desenvolveu programas para o dimensionamento de alvenaria estrutural e coloca os principais recursos disponíveis ao usuário, os casos abordados e a forma de utilização dos programas SET – ALV e SET – FCO. Os procedimentos, tabelas, ábacos e algoritmos apresentados no trabalho podem facilitar a análise e o dimensionamento de seções de elementos de alvenaria.

2.3.3 HILAL, BAHNASAWY E KHAFAGA

Hilal et al. (1999), estudaram o comportamento ao cisalhamento de nove vigas compostas por blocos canaletas de concreto preenchidos com graute, variando a taxa de armadura, relação vão/altura, a resistência do graute e a presença de conectores horizontais de cisalhamento entre os blocos. Os resultados indicaram que a ruptura por cisalhamento ocorre quando diminui a relação vão/altura, não havendo grande alteração quando relacionamos com a resistência do graute, espaçamento dos estribos e a presença de conectores. A largura e a distribuição das fissuras observadas se relacionam com as posições das juntas de argamassa.

2.3.4 LANDINI

Landini (2001) analisou o comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas de alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto. Foram experimentadas quatro vigas armadas de maneira que metade delas atingissem a ruptura por esforço cortante e a outra por flexão. Os resultados experimentais foram comparados com os valores teóricos obtidos a partir de procedimentos de dimensionamento à flexão e ao esforço cortante, prescritos pelas

normas NB 1228, ACI 530:1995 e BS-5628. E propôs alterações dos procedimentos nacionais vigentes de dimensionamento de vigas em alvenaria armada.

2.3.5 *ATAÍDE*

Ataíde (2005) estudou as duas normas para alvenaria, NBR 10837:1989 e EC 6:1996, e o texto proposto para revisão da NBR 10837, no qual a principal alteração é a introdução do método dos estados limites no dimensionamento e na verificação dos elementos de alvenaria. Dentro de situações típicas de projeto, apresentou roteiros para o dimensionamento e verificação de vários elementos de alvenaria, submetidos a diversos tipos de solicitações. E pode concluir que o texto de revisão, estabelece prescrições mais plausíveis quanto aos estados limites de serviço, por utilizar a fixação de limites considerados aceitáveis para deslocamentos e por prescrever recomendações para a observação de fissuras nos elementos de alvenaria estrutural.

2.3.6 *MALUF*

Maluf (2007) apresentou os diferentes métodos plásticos para dimensionamento de painéis e analisou os seus resultados a fim de que fosse comparado com os valores das áreas de aço. Elaborou um comparativo de dimensionamento pelo Método das Tensões Admissíveis e pelo Método dos Estados Limites, considerando prescrições de diferentes normas internacionais, como a MSJ 2005, ENV 1996 -1- Eurocode 6 – Part 1-1 e 1-2, Projeto da NBR 10837:2005, BS 5628-1/1996, BS 5628-2:1995, BS 5628:1992, SAA AS 3700:1998 e CSA S304-1: 1994 e apresenta um exemplo de dimensionamento e detalhamento de parede de galpão sujeita a cargas laterais.

2.3.7 *ALTRAN*

Altran (2010) realizou uma análise numérica para avaliar o comportamento não linear de duas vigas de alvenaria estrutural submetidas à flexão simples e comparou os resultados obtidos com os resultados dos modelos experimentais desenvolvidos no Núcleo de Ensino e Pesquisa de Alvenaria Estrutural (NEPAE) da Faculdade de Engenharia, UNESP. Conclui que os modelos compostos por blocos canaletas e blocos vazados possuem rigidez mais elevada em comparação com o modelo constituído totalmente por blocos canaletas.

2.3.8 GALAL E ENGINSAL

Galal e Enginsal (2011) realizaram ensaios para investigar o comportamento à flexão de vigas de alvenaria reforçadas com fibras de vidros poliméricas. Ensaíram cinco vigas com diferentes taxas de fibras de vidros até a ruptura e compararam com duas vigas isentas de fibras. Para garantir a ruptura por flexão adicionaram armadura de cisalhamento. Analisaram a capacidade de flexão, deformação, curvatura e tensões. Verificou-se a eficiência na flexão quando se utiliza as fibras de vidro.

2.3.9 HAACH, VASCONCELOS E LOURENÇO

Haach et al. (2012) ensaiaram vigas de alvenaria estrutural de blocos de concreto com armadura pré-fabricadas treliçadas substituindo armadura longitudinal e transversal, visando aumentar a produtividade na construção dos edifícios em alvenaria estrutural pela facilidade de execução. Foram construídas e ensaiadas vigas utilizando blocos de concreto com dois e três furos e com diferentes taxas de armadura, o carregamento foi aplicado em três e quatro pontos. Observou-se claramente o aumento da capacidade de deformação, bem como a carga máxima, o que conduziu a um comportamento mais dúctil.

2.3.10 RAMOS

Ramos (2012) analisou quatro grupos de vigas compostas por duas vigas cada, executadas com blocos de concreto preenchidos com graute (compensador de 14x9x29 cm na primeira fiada, bloco inteiro 14x19x29 cm na segunda fiada) e 10 cm de graute na parte superior para atingir a altura desejada, variou somente a taxa de armadura entre os grupos. Instrumentou tanto a alvenaria quanto a armadura para obter deformações e deslocamentos, e comparou os resultados com a NBR 6118:2003 e NBR 15961-1. Concluiu-se que o dimensionamento prescrito pela NBR 15961-1 para obter o momento máximo é bem conservador, entretanto o método construtivo para essas vigas exigem formas, retardando a produtividade.

2.3.11 MAIA

Maia (2012) analisou quatro grupos de vigas compostas por duas vigas cada, executadas com blocos de concreto preenchidos com graute (canaleta 14x19x29 cm na primeira fiada, meio canaleta 14x19x14 cm na segunda fiada), variando somente a taxa de armadura entre os grupos. Instrumentou tanto a alvenaria quanto a armadura para obter deformações e deslocamentos, e comparou os resultados com a NBR 6118:2003 e NBR15961-1. Concluiu-se que os momentos de fissuração obtidos através da NBR 6118:2003 ficaram na média 99,17% menores que os resultados obtidos experimentalmente, e os momentos máximos obtidos através da NBR 15961-1 são bem conservadores, pois ficaram em média 121,00% menores que os momentos do estado limite último, obtidos experimentalmente. O método construtivo exige formas e cortes no bloco canaleta da segunda fiada para passagem do estribo, retardando a produtividade.

3

CAPÍTULO

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 METODOLOGIA

O trabalho experimental resume-se a um programa composto por oito grupos de vigas, formados por três exemplares cada um, totalizando 24 vigas. A diferença entre eles consiste no comprimento, altura, tipo da unidade (blocos de concreto e blocos cerâmicos) e taxa de armadura. Os traços do graute e argamassa foram mantidos para todas as vigas. Esses Grupos foram nomeados de acordo com o bloco utilizado (“CO” para blocos de concreto e “CE” para blocos cerâmicos), a taxa de armadura (“-“ para menor taxa de armadura e “+” para maior taxa de armadura) e o número de fiadas (“1” para uma e “2” para duas). Assim as nomenclaturas para os oitos grupos ficam:

- Grupo **VCO-1**: vigas de blocos de concreto, menor taxa de armadura e uma fiada;
- Grupo **VCO+1**: vigas de blocos de concreto, maior taxa de armadura e uma fiada;
- Grupo **VCO-2**: vigas de blocos de concreto, menor taxa de armadura e duas fiadas;
- Grupo **VCO+2**: vigas de blocos de concreto, maior taxa de armadura e duas fiadas;
- Grupo **VCE-1**: vigas de blocos cerâmicos, menor taxa de armadura e uma fiada;
- Grupo **VCE+1**: vigas de blocos cerâmicos, maior taxa de armadura e uma fiada;
- Grupo **VCE-2**: vigas de blocos de cerâmicos, menor taxa de armadura e duas fiadas;
- Grupo **VCE+2**: vigas de blocos cerâmicos, maior taxa de armadura e duas fiadas.

3.2 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

A seguir serão apresentadas as características geométricas dos oito grupos e suas particularidades. A Figura 3.1 representa as vigas dos Grupos VCO-1 e VCO+1, vigas de blocos de concreto, sendo sua única fiada de meios blocos canaletas.

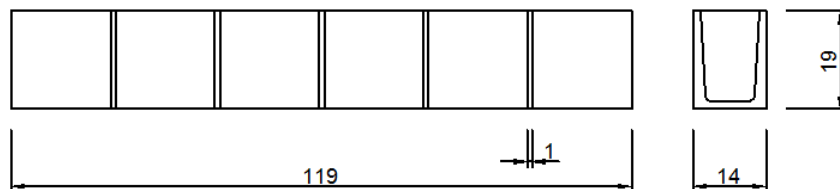


Figura 3.1 - Geometria dos Grupos VCO-1 e VCO+1.

A Figura 3.2 representa as vigas dos Grupos VCO-2 e VCO+2, vigas de blocos de concreto, sendo sua primeira fiada de meios blocos canaletas e sua segunda fiada de blocos vazados.

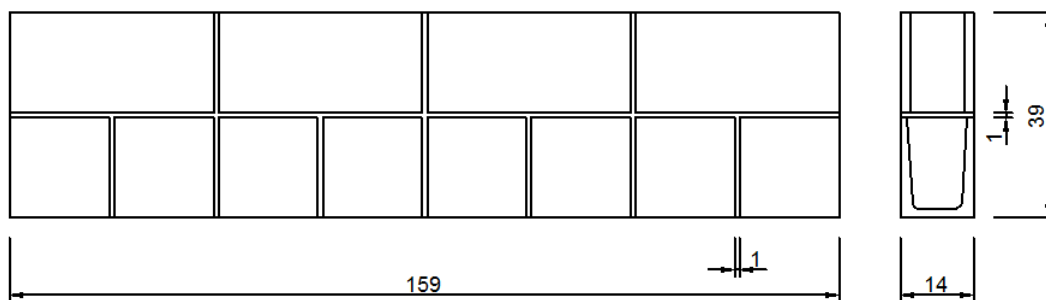


Figura 3.2 - Geometria dos Grupos VCO-2 e VCO+2.

A Figura 3.3 representa as vigas dos Grupos VCE-1 e VCE+1, vigas de blocos cerâmicos, sendo sua única fiada de blocos canaletas.

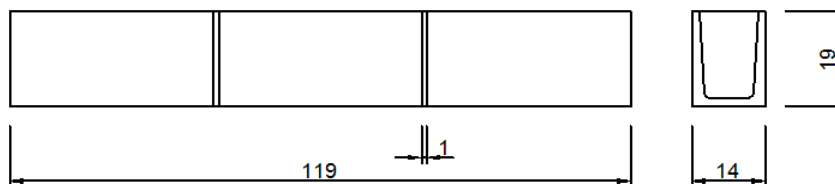


Figura 3.3 - Geometria dos Grupos VCE-1 e VCE+1.

A Figura 3.4 representa as vigas dos Grupos VCE-2 e VCE+2, vigas de blocos cerâmicos, a primeira fiada foi construída com blocos canaletas. Nas extremidades da segunda fiada foram utilizados meios blocos vazados e entre eles, blocos vazados.

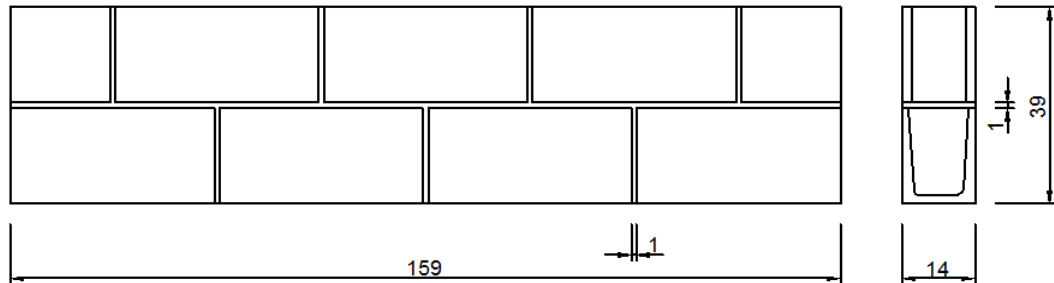


Figura 3.4 - Geometria dos Grupos VCE-2 e VCE+2.

3.3 DETALHAMENTO

A seguir são apresentados os detalhamentos das vigas ensaiadas, contendo armadura principal (longitudinal), estribos e seus espaçamentos, Figura 3.6 à Figura 3.9. Durante a execução das vigas VCO+2 e VCE+2, foi necessário alterar os espaçamentos especificados, para que os estribos se alojassem nos furos verticais dos meios blocos, pois as paredes transversais internas não possuíam a mesma espessura das paredes transversais da extremidade, como pode ser observado na Figura 3.5. Os blocos cerâmicos e os de concreto não possuíam dimensões iguais, entretanto a taxa de armadura foi mantida a mesma.

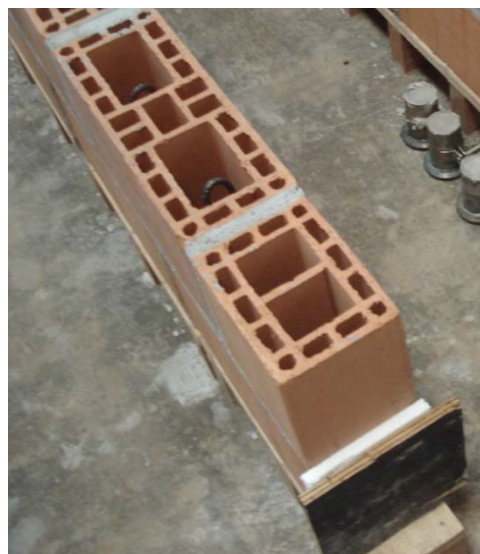


Figura 3.5 - Diferença entre espessuras das paredes internas e externas do bloco cerâmico.

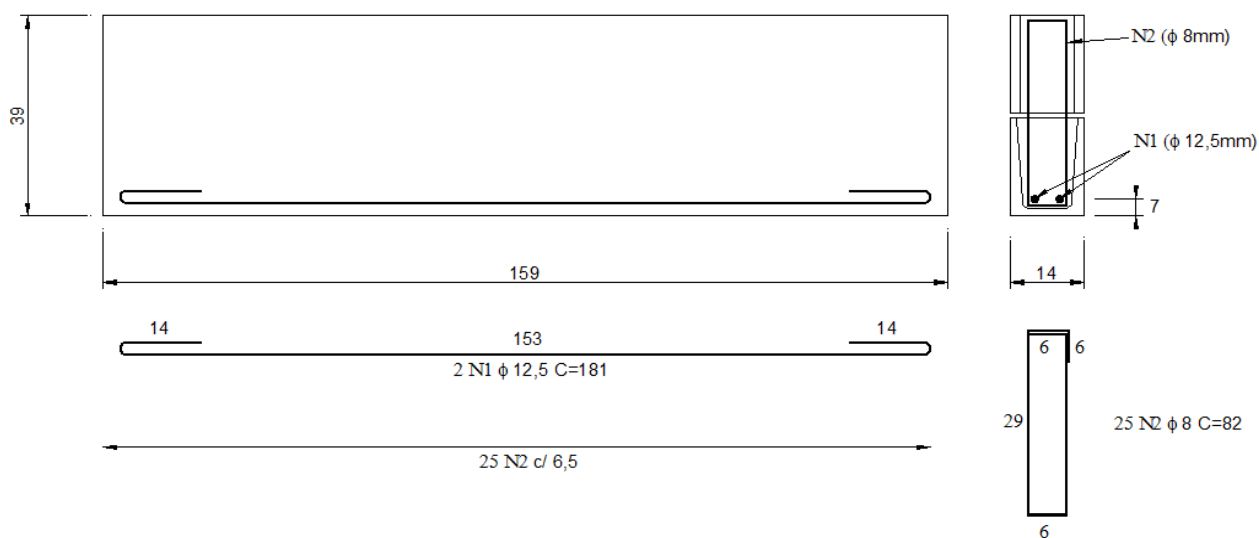


Figura 3.9 - Detalhamento dos Grupos VCO+2 e VCE+2.

Baseado na experiência do armador o comprimento de corte sofreu pequena alteração conforme o diâmetro, para obter os comprimentos desejados e facilidade para execução das armaduras.

3.4 INSTRUMENTAÇÃO DAS VIGAS

Para monitorar as deformações das armaduras longitudinais foi fixado no centro de cada barra um extensômetro elétrico. Foram instalados três defletômetros para obter os deslocamentos verticais das vigas (flechas), como podemos observar na Figura 3.10, e representado por 1, 2 e 3 (Figura 3.12 à Figura 3.15). Para observar abertura de fissuras na região comprimida e tracionada foram instalados transdutores, Figura 3.11, representados por 6 e 7 (Figura 3.12 à Figura 3.15). E para monitorar o deslocamento relativo entre as duas fiadas foram instalados dois transdutores, Figura 3.11, representados por 4 e 5 (Figura 3.13 e Figura 3.15).



Figura 3.10 - Defletômetros para determinação dos deslocamentos (flechas).



Figura 3.11 - Transdutor para monitorar deslocamentos e fissuração.

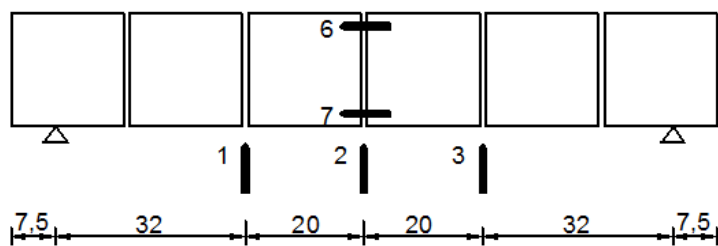


Figura 3.12 - Instrumentação dos Grupos VCO-1 e VCO+1.

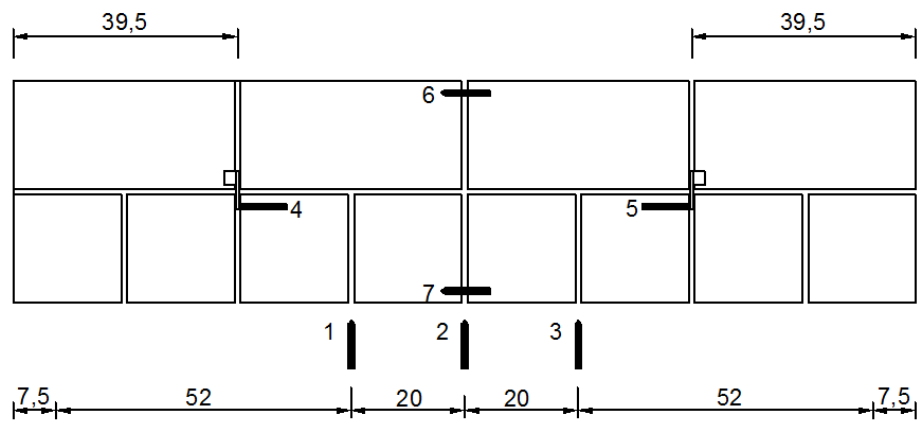


Figura 3.13 - Instrumentação dos Grupos VCO-2 e VCO+2.

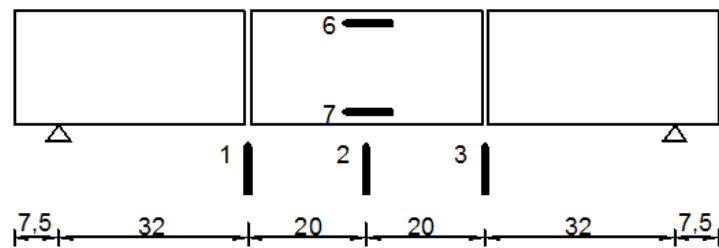


Figura 3.14 - Instrumentação dos Grupos VCE-1 e VCE+1.

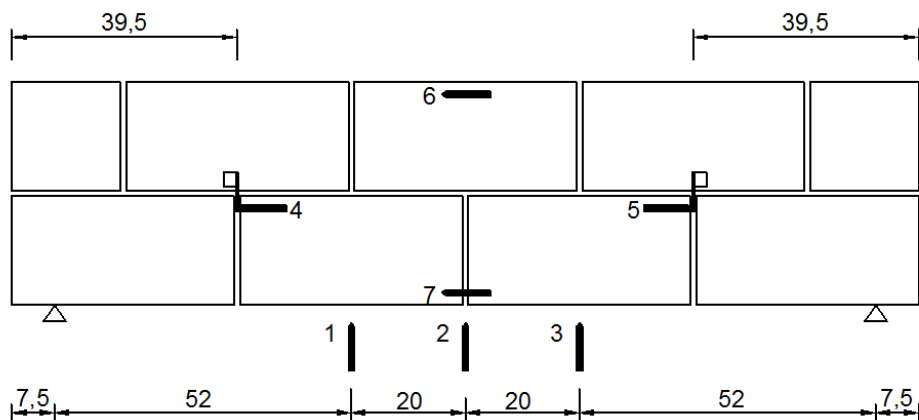


Figura 3.15 - Instrumentação dos Grupos VCE-2 e VCE+2.

Nas Figura 3.16 e Figura 3.17 são apresentados os detalhes da fixação dos transdutores para o monitoramento do deslocamento relativo entre as duas fiadas, transdutores representados por 4 e 5 (Figura 3.13 e Figura 3.15). Na imagem é possível observar uma cantoneira metálica fixada no bloco da segunda fiada juntamente com uma chapa metálica, que possui uma das extremidades em contato com o transdutor fixado na primeira fiada.

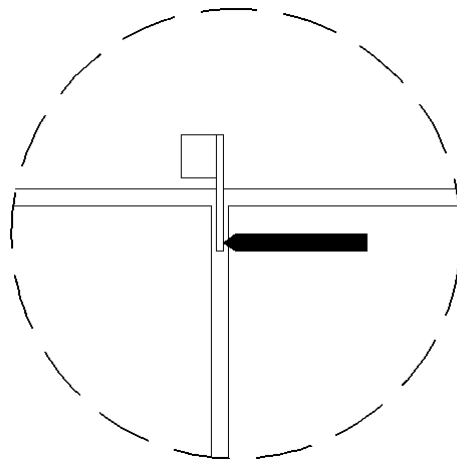


Figura 3.16 – Detalhe da fixação dos transdutores 4 e 5.



Figura 3.17 – Imagem da fixação dos transdutores 4 e 5.

3.5 SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGAS

Foram aplicadas duas cargas concentradas nos pontos representados na Figura 3.18 à Figura 3.21. A Figura 3.22 apresenta o esquema de carregamento com elementos de aço utilizados para solicitar as vigas. Foi utilizado um perfil metálico (Figura 3.23) para dividirmos a solicitação na viga em dois pontos, como desejado, e uma peça metálica (Figura 3.24) em cada ponto de aplicação da carga para não ocorrer ou ao menos minimizar a concentração de tensões. Esse sistema de aplicação da carga vinha sendo utilizado com frequência pelo Laboratório de estruturas da USP – São Carlos.

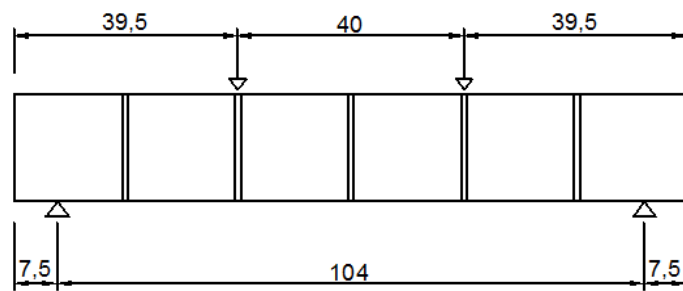


Figura 3.18 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCO-1 e VCO+1.

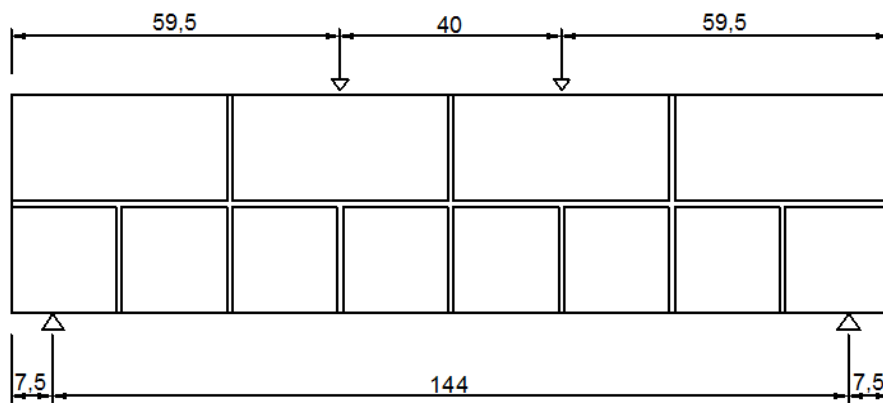


Figura 3.19 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCO-2 e VCO+2.

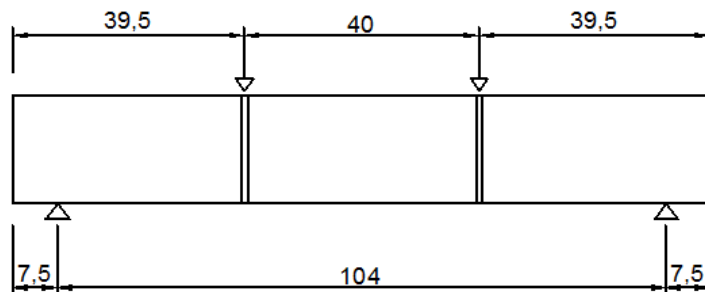


Figura 3.20 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCE-1 e VCE+1.

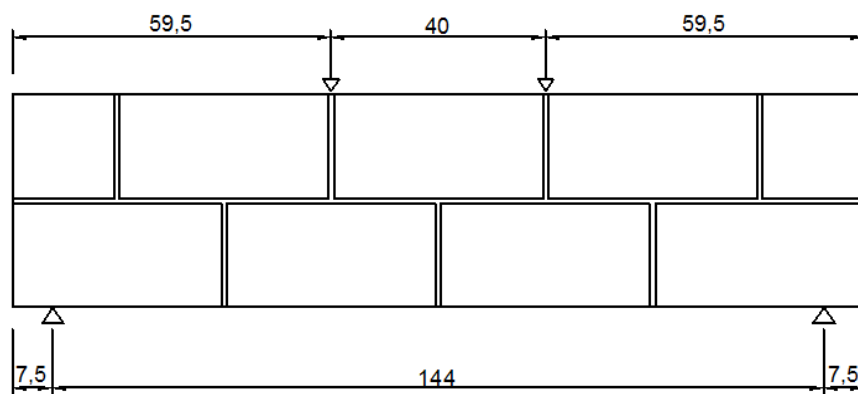


Figura 3.21 - Esquema de aplicação das cargas dos Grupos VCE-2 e VCE+2.



Figura 3.22 - Esquema de carregamento nas vigas.



Figura 3.23 - Perfil metálico utilizado na distribuição da carga aplicada.



Figura 3.24 - Peça metálica utilizada para minimizar as tensões localizadas.

As vigas foram apoiadas em blocos de concreto armado. Para garantir a livre translação e rotação em uma direção, foram colocados sobre os blocos de concreto armado conjuntos constituídos por duas chapas retangulares metálicas e um cilindro metálico. Cada chapa de um dos conjuntos possuía uma ranhura garantindo somente a livre rotação das vigas e não a translação, Figura 3.25. Na outra extremidade possuía somente chapas lisas (sem ranhura) garantindo a translação e a rotação das mesmas, Figura 3.26.



Figura 3.25 - Apoio metálico permitindo somente rotação.



Figura 3.26 - Apoio metálico permitindo rotação e translação.

3.6 EXECUÇÃO DAS VIGAS

O assentamento das vigas se deu com a produção de argamassa em duas betonadas. A primeira, todas as vigas de blocos cerâmicos (VCE-1, VCE+1, VCE-2 e VCE+2) foram confeccionadas como apresenta a Figura 3.27 abaixo, e a segunda todas as vigas de blocos de concreto (VCO-1, VCO+1, VCO-2 e VCO+2) conforme a Figura 3.28 apresentada a seguir.



Figura 3.27 - Assentamento das vigas de blocos cerâmicos.



Figura 3.28 - Assentamento das vigas de blocos de concreto.

Em cada betonada foi feito o ensaio para a determinação do índice de consistência, seguindo os procedimentos estabelecidos pela ABNT NBR 13276 (2002) e também foram moldados 12 corpos de prova segundo a NBR 7215 (1996) para o controle de resistência à compressão e determinação do módulo de elasticidade. A Tabela 3.1 apresenta um resumo do assentamento das vigas.

Tabela 3.1 - Argamassa de assentamento e suas respectivas vigas.

Argamassa	Vigas
A1	VCE-1, VCE+1, VCE-2 e VCE+2
A2	VCO-1, VCO+1, VCO-2 e VCO+2

Com relação ao grauteamento das vigas, o volume de graute necessário para uma única betonada seria muito elevado e após a mistura o graute perde a trabalhabilidade em um tempo curto. Portanto o preenchimento foi dividido em quatro betonadas, separadas por taxas de armaduras, volume de graute e dificuldade no preenchimento. Na primeira betonada foram preenchidas as vigas dos grupos VCO-1, VCO+1, VCE-1 e VCE+1. Na segunda betonada foram preenchidas as vigas dos grupos VCO-2 e VCE-2. Na terceira betonada foram preenchidas as vigas do grupo VCE+2 e na quarta betonada foram preenchidas as vigas do grupo VCO+2. Para cada betonada foram moldados 06 corpos de prova de graute de acordo com a NBR 5738 (2003) para controle de resistência à compressão e determinação do módulo de elasticidade. Devido à elevada fluidez não foi possível determinar sua consistência. A Tabela 3.2 apresenta um resumo do preenchimento das vigas.

Tabela 3.2 - Graute e suas respectivas vigas.

Graute	Vigas
G1	VCO-1, VCO+1, VCE-1 e VCE+1
G2	VCO-2 e VCE-2
G3	VCE+2
G4	VCO+2

Não foi utilizado vibrador elétrico durante o grauteamento das vigas, para não ocorrer fissuras nas juntas de argamassa. Foram aplicados alguns golpes com uma barra de aço de 8 mm de diâmetro e 70 cm de comprimento. Para nivelar a superfície do graute com a viga, o

técnico do laboratório realizou o acabamento das vigas com o auxílio de uma colher de pedreiro e uma desempenadeira, como pode ser observado na Figura 3.29.



Figura 3.29 - Acabamento das vigas.

Para a determinação do módulo de Elasticidade e Resistência à compressão foram confeccionados 12 prismas de duas fiadas para as vigas, sendo 6 prismas de blocos cerâmicos e 6 prismas de blocos de concreto.

Para facilitar o transporte para a realização dos ensaios, todas as vigas e prismas foram assentados em suportes de madeiras, como pode ser observado na Figura 3.30.



Figura 3.30 - Base de madeira.

3.7 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.7.1 BLOCOS

Os blocos de concreto utilizados foram adquiridos na empresa Tatu pré-moldados. Foi utilizado bloco vazado e meio bloco canaleta, apresentados na Figura 3.31 e Figura 3.32, respectivamente. Não foi possível utilizar bloco canaleta de concreto (bloco canaleta inteiro) devido à presença de enrijecedores no seu interior (tornando a altura útil reduzida). Os blocos cerâmicos foram adquiridos na empresa Cerâmica City. Foi utilizado o bloco vazado, meio bloco e bloco canaleta, apresentados na Figura 3.33, na Figura 3.34 e na Figura 3.35 respectivamente. A Tabela 3.3 apresenta os blocos e suas características geométricas. A resistência característica solicitada para as empresas foi de 6 MPa. Na entrega do lote foram analisados os aspectos visuais para garantir sua utilização.



Figura 3.31 - Bloco vazado de concreto.



Figura 3.32 - Meio bloco canaleta de concreto.



Figura 3.33 - Bloco vazado cerâmico.



Figura 3.34 - Meio bloco vazado cerâmico.



Figura 3.35 - Bloco canaleta cerâmico.

Tabela 3.3 - Características geométricas dos blocos.

Blocos	Tipo	Dimensões (cm)
Concreto	Bloco vazado	14x19x39 (largura x altura x comprimento)
	Meio bloco canaleta	14x19x19 (largura x altura x comprimento)
Cerâmico	Meio bloco vazado	14x19x19 (largura x altura x comprimento)
	Bloco vazado	14x19x39 (largura x altura x comprimento)
	Bloco canaleta	14x19x39 (largura x altura x comprimento)

3.7.1.1 BLOCOS DE CONCRETO

Foi realizada a caracterização dos blocos seguindo as recomendações da NBR 12118 (2007), determinando:

- Largura, comprimento e altura;
- Espessura das paredes;
- Dimensões dos furos;
- Área líquida;
- Absorção de água;
- Resistência à compressão.

A Tabela 3.4 apresenta a média de três determinações em cada face obtendo os valores para altura, comprimento e largura de cada bloco.

Tabela 3.4 - Valores da largura, altura e comprimento.

CP	Altura (mm)		Comprimento (mm)		Largura (mm)	
	1ª face	2ª face	1ª face	2ª face	1ª face	2ª face
1	189,67	190,33	391,83	391,00	139,33	139,83
2	189,33	189,83	391,17	391,33	140,00	139,67
3	192,00	190,67	391,00	391,00	139,50	140,33
4	192,33	190,67	391,17	391,17	139,50	140,00
5	191,00	192,00	391,00	390,67	140,17	139,33
6	191,67	191,00	390,33	391,17	139,33	139,67

A NBR 6136 (2006) estabelece como tolerância a variação de ± 2 mm para largura e ± 3 mm para a altura e comprimento. Assim, os resultados mostram a conformidade dos corpos de prova neste requisito.

A Tabela 3.5 apresenta os valores de espessura das paredes. Para as paredes longitudinais foram feitas duas determinações em cada uma. Já nas paredes transversais foi feita uma determinação em cada uma das três paredes existentes no bloco de concreto.

Tabela 3.5 - Valores da espessura das paredes longitudinais e transversais.

CP	Paredes longitudinais				Paredes transversais		
	1ª Par.		2ª Par.		1ª Par.	2ª Par.	3ª Par.
	1	2	1	2	1	1	1
1	25,86	25,84	25,75	26,9	25,91	25,77	27,79
2	25,55	25,82	25,99	25,45	26,93	26,92	26
3	25,65	26,19	24,55	25,75	26,24	25,67	26,12
4	26,01	25,74	26,65	26,23	25,23	25,25	27,02
5	25,97	27,15	25,82	25,79	26,58	25,82	26,08
6	26,78	25,69	25,85	25,23	26,57	26,45	26,27

A Tabela 3.6 apresenta para as paredes longitudinais a média no ponto mais estreito, e para as paredes transversais a média entre as três leituras.

Tabela 3.6 - Valores mínimos da espessura das paredes longitudinais e transversais.

CP	Paredes Longitudinais	Paredes Transversais
1	25,80	26,49
2	25,5	26,62
3	25,6	26,01
4	25,90	25,83
5	25,90	26,16
6	25,46	26,43

A NBR 6136 (2006) estabelece como espessura mínima para as paredes transversais e longitudinais 25 mm. Portanto os resultados mostram a conformidade dos corpos de prova neste requisito.

Em cada furo do bloco foram feitas medições longitudinais e transversais e os resultados estão apresentados na Tabela 3.7. Foram determinadas também as medidas dos raios das mísulas e a Tabela 3.8 apresenta o resultado obtido em dois pontos.

Tabela 3.7 - Medidas dos furos dos blocos

CP	Furos			
	1		2	
	Long.	Trans.	Long.	Trans.
1	154	88	154	88
2	152	89	153	89
3	153	88	154	89
4	152	88	153	89
5	154	88	154	88
6	154	88	154	89

Tabela 3.8 - Medidas dos raios das mísulas.

CP	Raios Mísulas (mm)			
	1º ponto		2º ponto	
	1	2	3	4
CP01	42,22	40,94	41,98	41,59
CP02	40,78	71,73	40,57	43,36
CP03	40,51	40,84	41,02	42,1
CP04	40,18	41,43	41,4	42,92
CP05	39,67	40,03	41,31	42,87
CP06	41,29	42,13	41,79	42,15

A NBR 6136 (2006) estabelece que a menor dimensão do furo deva ser maior que 70 mm para blocos com 14 cm de largura e que o raio mínimo das mísulas deve ser igual a 20 mm (classe B) entre as paredes longitudinais e transversais. Portanto os resultados apresentados pelos corpos de prova estão em conformidade neste requisito.

A Tabela 3.9 abaixo apresenta os resultados obtidos para a área líquida dos corpos de prova de bloco de concreto. A relação entre a média da área líquida e a média da área bruta foi de 0,548.

Tabela 3.9 - Área líquida dos blocos de concreto

CP	Área líquida
CP01	297,6
CP02	299,8
CP03	299,7
Média	299,0

Com relação ao ensaio de absorção de água, a NBR 6136 (2006) estabelece o valor limite de 10% para qualquer um dos blocos ensaiados. A Tabela 3.10 apresenta os resultados obtidos para cada bloco individualmente. Pode-se observar que todos os valores atendem ao estabelecido por norma. Mas de acordo com a experiência do pedreiro, se optou por umedecer as faces dos blocos antes do seu assentamento e grauteamento.

Tabela 3.10 - Ensaio de absorção do bloco de concreto

CP	Absorção
CP01	5,84%
CP02	6,32%
CP03	6,07%

Para o ensaio de resistência à compressão as faces superiores e inferiores dos blocos de concreto foram retificadas para eliminar pequenas imperfeições que possivelmente iriam concentrar tensões. Para obter o módulo de elasticidade, durante o ensaio de compressão, os blocos foram instrumentados com quatro clip-gages com cursor de 10 cm para medir a deformação dos blocos, sendo dois em cada face do bloco, Figura 3.36. Para garantir a leitura durante o ensaio foram posicionados quatro transdutores no prato distribuidor de tensões.



Figura 3.36 - Ensaio de compressão - bloco de concreto.

A Tabela 3.11 a seguir apresenta os resultados de resistência à compressão e o módulo de elasticidade obtido tanto com os transdutores como também com os clip-gages. Para obtenção do valor do módulo de elasticidade foi traçado uma linha de tendência entre os pontos correspondentes a 5% e 30% da tensão de ruptura do gráfico tensão *versus* deformação.

Tabela 3.11 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do bloco de concreto.

CP	Carga (kN)	Área bruta (cm ²)	Tensão (MPa)	Mód. de Elast. Transdutor (MPa)	Mód. de Elast. Clip Gage (MPa)
CP01	669,25	546,86	12,24	7031,7	11488,0
CP02	724,34	546,84	13,25	7559,2	11615,0
CP03	673,68	547,12	12,31	6922,2	11070,0
CP04	621,56	547,17	11,36	6179,2	10659,0
CP05	709,46	547,73	12,95	7133,9	10374,0
CP06	699,85	547,40	12,78	7237,7	12979,0
MÉDIA	683,02	547,19	12,5	7010,65	11364,17
Desv. Padrão	36,73	0,34	0,67	462,00	921,97
C. V. (%)	5,38	0,06	5,37	6,59	8,11

Através da Equação 41 à Equação 45 foi obtido o valor da resistência característica à compressão dos blocos de concreto igual a 11,29MPa.

Para o cálculo da resistência característica à compressão dos blocos, primeiramente, os valores da tensão de compressão dos corpos de prova devem ser posicionados em ordem crescente para obtermos $f_{b1}, f_{b2}, f_{b3}, f_{b4}, f_{b5}$ e f_{b6} .

$$f_{bk1} = 2 \times \left[\frac{f_{b1} + f_{b2}}{2} \right] - f_{b3} = 11,29MPa \quad \text{Equação 41}$$

$$f_{bk2} = \left(\frac{f_{b1} + f_{b2} + f_{b3} + f_{b4} + f_{b5} + f_{b6}}{6} \right) = 12,48MPa \quad \text{Equação 42}$$

$$f_{bk3} = \phi f_{b1} = 0,89 f_{b1} = 10,11MPa \quad \text{Equação 43}$$

$$f_{bk4} \geq \begin{cases} f_{bk1} \\ f_{bk3} \end{cases} = 11,29MPa \quad \text{Equação 44}$$

$$f_{bk} \leq \begin{cases} f_{bk2} \\ f_{bk4} \end{cases} = 11,29MPa \quad \text{Equação 45}$$

em que:

f_{bk} - Resistência característica à compressão do bloco;

ϕ - Coeficiente tabelado, 0,89 para 6 corpos de prova.

Os dados referentes aos prismas tanto para blocos de concreto quanto para blocos cerâmicos não foram utilizados, pois durante o transporte para a realização do ensaio houve quebra da metade dos corpos de prova, e os resultados obtidos com o restante dos prismas foram descartados, devido alta discrepância entre seus valores. Então foram utilizados os dados de prismas apresentados na qualificação de doutorado da eng. Orieta Izquierdo, realizado paralelamente e com os mesmos materiais deste trabalho.

A Tabela 3.12 e Tabela 3.13 apresentam os resultados da resistência à compressão dos prismas de duas fiadas,ocos e grauteados respectivamente. Foi utilizado um multiplicador de 0,85 na Equação 42 para a determinação da resistência característica à compressão dos prismas, sendo então a única diferença em relação à formulação apresentada para o calculo da resistência característica à compressão dos blocos, de acordo com a ABNT NBR 15961-2 (2011).

Tabela 3.12 - Resistência à compressão dos prismas de bloco de concreto.

CP	Carga (kN)	Tensão A_{bruta} (MPa)
CP01	330,04	6,04
CP02	279,18	5,11
CP03	286,73	5,25
CP04	319,51	5,85
CP05	302,02	5,53
CP06	259,08	4,75
Média	296,09	5,42
D. P.	26,38	0,48
C. V. (%)	8,91	8,91
f_{pk} (MPa)	4,61	

Tabela 3.13 - Resistência à compressão dos prismas grauteados de bloco de concreto.

CP	Carga (kN)	Tensão A_{bruta} (MPa)
CP01	609,91	12,59
CP02	677,99	12,42
CP03	666,77	12,21
CP04	696,48	12,76
CP05	718,82	13,17
CP06	609,91	11,17
Média	663,31	12,38
D. P.	44,97	0,68
C. V. (%)	6,78	6,47
f_{pk} (MPa)	10,53	

3.7.1.2 BLOCOS CERÂMICOS

De acordo com a metodologia apresentada pela NBR 15270-3 (2005) foram determinadas as propriedades geométricas dos blocos:

- Largura, altura e comprimento;
- Espessura dos septos e das paredes externas;
- Desvio em relação ao esquadro e planeza das faces;
- Área líquida.

A Tabela 3.14 apresenta a média de duas leituras realizadas para determinar a largura, altura e comprimento de cada corpo de prova ensaiado.

A NBR 15270-2 (2005) estabelece como tolerância para as leituras individuais a variação de ± 5 mm e para a média total da amostragem ± 3 mm. Assim, os resultados mostram a conformidade dos corpos de prova neste requisito.

Tabela 3.14 - Média de duas leituras da largura, altura e comprimento.

CP	LARGURA (mm)	ALTURA (mm)	COMPRIMENTO (mm)
CP 01	139,50	190,75	388,25
CP 02	139,90	191,50	390,45
CP 03	139,00	191,00	388,50
CP 04	138,50	190,50	388,00
CP 05	138,50	189,50	388,50
CP 06	138,75	190,50	389,00
CP 07	138,25	190,75	389,50
CP 08	139,00	189,75	390,00
CP 09	137,75	190,50	388,00
CP 10	139,00	189,50	388,25
CP 11	138,00	190,25	388,75
CP 12	139,25	190,75	389,75
CP 13	138,50	189,25	389,00
MÉDIA	138,76	190,35	388,92

A Tabela 3.15 e Tabela 3.16 apresentam os valores encontrados para espessura dos septos e das paredes externas, respectivamente.

Tabela 3.15 - Leitura das espessuras dos septos.

CP	1ª Medida (mm)	2ª Medida (mm)	3ª Medida (mm)	4ª Medida (mm)
CP 01	8,18	7,26	8,64	7,90
CP 02	8,28	7,64	9,17	8,30
CP 03	7,20	9,56	7,75	8,62
CP 04	7,59	7,55	7,45	8,27
CP 05	7,26	9,68	7,69	8,59
CP 06	7,62	7,77	7,05	8,69
CP 07	7,33	9,01	8,33	8,10
CP 08	7,60	8,47	7,79	7,64
CP 09	7,54	8,13	7,64	8,45
CP 10	7,02	8,78	8,19	8,04
CP 11	8,14	9,11	7,20	8,81
CP 12	8,76	8,96	7,66	8,18
CP 13	8,35	9,08	7,3	8,59

Tabela 3.16 - Leitura das espessuras das paredes externas.

CP	1ª Medida (mm)	2ª Medida (mm)	3ª Medida (mm)	4ª Medida (mm)
CP 01	9,36	8,13	8,58	8,56
CP 02	8,80	8,18	9,28	8,76
CP 03	8,88	8,28	9,05	8,34
CP 04	8,59	8,53	8,76	9,60
CP 05	9,04	8,23	9,14	8,56
CP 06	8,68	8,07	9,05	8,96
CP 07	8,40	8,26	8,39	8,20
CP 08	8,74	8,53	8,35	8,55
CP 09	9,26	9,40	9,36	8,11
CP 10	8,99	8,50	8,06	8,52
CP 11	8,93	8,14	8,30	9,20
CP 12	8,69	8,45	8,68	8,94
CP 13	9,24	8,24	8,72	9,18

A NBR 15270-2 (2005) estabelece como espessura mínima dos septos 7 mm e para as paredes externas 8 mm. Portanto, todos os resultados estão de acordo com os requisitos estabelecidos pela norma.

A Tabela 3.17 apresenta os valores do desvio em relação ao esquadro e da planeza das faces.

Tabela 3.17 - Leitura do desvio em relação ao esquadro e da planeza das faces.

CP	Desvio em relação ao esquadro (mm)	Planeza das faces (mm)
CP 01	2,98	1,53
CP 02	1,91	2,62
CP 03	1,57	1,61
CP 04	1,84	1,14
CP 05	1,06	1,52
CP 06	2,45	1,11
CP 07	1,62	1,45
CP 08	2,97	1,00
CP 09	2,48	1,95
CP 10	1,45	1,05
CP 11	2,83	1,74
CP 12	2,43	1,33
CP 13	2,31	0,92

A NBR 15270-2 (2005) coloca como valor máximo tanto para o desvio em relação ao esquadro e a planeza das faces o limite de 3 mm. Desta forma, todos os valores obtidos atendem à norma.

A NBR 15270-3 (2005) estabelece também os procedimentos de ensaio necessários para calcular a área líquida dos corpos de prova ensaiados. Foi encontrado o valor de 35% em relação à área bruta.

As propriedades físicas listadas abaixo também foram determinadas de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NBR 15270-3 (2005).

- Massa seca e índice de absorção de água;
- Índice de absorção inicial de água.

Para o cálculo do índice de absorção de água é necessário, além da massa seca, a massa do bloco saturado. A Tabela 3.18 apresenta os resultados da massa do bloco seco, massa do bloco saturado e índice de absorção de água calculado.

Tabela 3.18 - Massa do bloco seco, massa do bloco saturado e índice de absorção de água.

CP	m_s (g)	m_u (g)	AA (%)
CP 01	6699	7776	16,08
CP 02	6724	7763	15,45
CP 03	6752	7825	15,89
CP 04	6673	7748	16,11
CP 05	6715	7779	15,85
CP 06	6749	7820	15,87
MÉDIA	6719	7785	15,87

A NBR 15270-2 (2005) estabelece o intervalo entre 8% e 22 % para o índice de absorção de água. Assim, todos os resultados estão de acordo com o estabelecido por norma.

O índice de absorção inicial de água foi determinado também para estabelecer a necessidade de umedecer os blocos no instante do assentamento. A Tabela 3.19 apresenta os valores obtidos.

Tabela 3.19 - Índice de absorção inicial de água.

CP	AAI
CP 01	31,60
CP 02	30,58
CP 03	26,51
CP 04	25,49
CP 05	28,55
CP 06	31,60
MÉDIA	29,06

Apesar da média dos valores obtidos ser menor que 30 (g/193,55cm²)/min, valor mínimo estabelecido pela norma para umedecer os blocos, foi feita a opção por umedecer as faces dos blocos antes de seu assentamento devido a experiência do pedreiro.

Foram determinadas também as propriedades mecânicas, como resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos. Para tanto, as faces superiores e inferiores dos blocos cerâmicos foram retificadas para eliminar pequenos pontos, nos quais poderiam concentrar tensões. Os blocos foram instrumentados com quatro clip-gages, sendo dois em cada face, com cursor de 10 cm para medir a deformação dos blocos, e assim obter o módulo de elasticidade, Figura 3.37. Foram posicionados quatro transdutores no prato distribuidor de tensões para garantir as leituras. O mesmo procedimento foi realizado para determinar as propriedades mecânicas dos meios blocos.

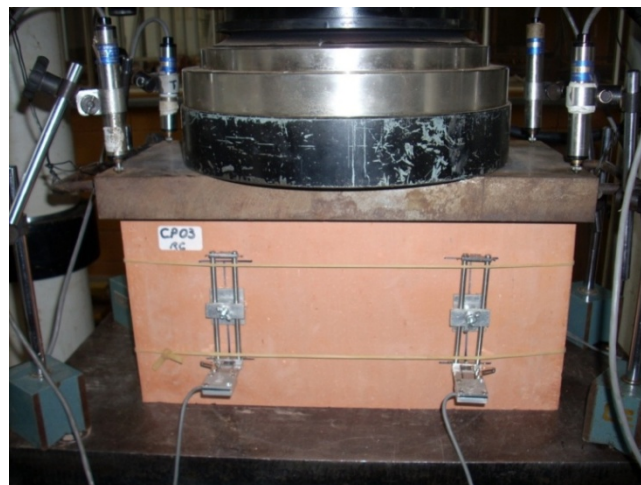


Figura 3.37 - Ensaio de compressão - bloco cerâmico.

A Tabela 3.20 apresenta os resultados encontrados para resistência à compressão e módulo de elasticidade dos blocos inteiros se referindo à área bruta. Diferentemente dos blocos de concreto, foi apresentado o valor do módulo de elasticidade obtido pelos dados dos transdutores, uma vez que estes se apresentaram mais uniformes que os gráficos dos clip gages. Devido à falha na leitura dos dados pelos transdutores no CP05, não foi possível determinar o Módulo de Elasticidade.

Tabela 3.20 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do bloco cerâmico.

CP	Carga (kN)	Área bruta (cm ²)	Tensão A _{bruta} (MPa)	Mód. de Elast. A _{bruta} (MPa)
CP01	701,98	536,76	13,08	3892,60
CP02	612,02	542,10	11,29	3333,80
CP03	621,26	542,03	11,46	3364,20
CP04	489,86	541,54	9,05	2780,60
CP05	404,00	541,13	7,47	-
CP06	511,53	538,55	9,50	3492,20
CP07	655,82	535,44	12,25	3829,20
CP08	545,94	540,84	10,09	2677,50
CP09	595,92	539,80	11,04	3541,30
CP10	630,95	537,79	11,73	3656,10
CP11	592,03	537,79	11,01	3414,20
CP12	658,26	536,13	12,28	3824,70
CP13	606,00	537,79	11,27	3911,60
Média	586,58	539,05	10,89	3476,50
D. P.	80,38	2,31	1,52	405,01
C. V. (%)	13,70	0,43	13,94	11,65

A Tabela 3.21 apresenta os resultados de resistência à compressão e módulo de elasticidade dos meios blocos.

Tabela 3.21 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade do meio bloco.

CP	Carga (kN)	Área bruta (cm ²)	Tensão (MPa)	Módulo de elasticidade (MPa)
CP02	402,65	266,61	15,10	3696,10
CP03	383,72	267,58	14,34	3758,80
CP04	395,17	268,06	14,74	3919,10
CP05	437,67	266,32	16,43	3613,60
CP06	374,42	266,79	14,03	3716,80
CP07	378,69	265,65	14,26	4256,90
CP08	329,17	266,53	12,35	3942,10
CP09	367,40	265,23	13,85	3694,10
CP10	393,11	265,71	14,79	3541,80
CP11	342,83	266,88	12,85	4418,20
CP12	341,91	266,40	12,83	2999,10
Média	376,98	266,52	14,14	3777,87
D. P.	31,24	0,83	1,17	373,28
C. V. (%)	8,29	0,31	8,28	9,88

Com os valores de resistência à compressão dos blocos inteiros, foi calculado o valor de 7,81 MPa para a sua resistência característica à compressão conforme apresentado na NBR 15270-2 (2005).

A Tabela 3.22 e Tabela 3.23 apresentam os resultados de resistência à compressão dos prismas de duas fiadas,ocos e grauteados respectivamente. Calculados de acordo com a ABNT NBR 15812-2 (2010).

Tabela 3.22 - Resistência à compressão dos prismas de bloco cerâmicos.

CP	Carga (kN)	Tensão A_{bruta} (MPa)
CP01	189,13	3,46
CP02	162,66	2,98
CP03	210,87	3,86
CP04	198,37	3,63
CP05	200,80	3,68
CP06	168,43	3,08
Média	188,38	3,45
D. P.	19,08	0,35
C. V. (%)	10,13	10,13
f_{pk} (MPa)	2,65	

Tabela 3.23 - Resistência à compressão dos prismas grauteados de bloco cerâmicos.

CP	Carga (kN)	Tensão A_{bruta} (MPa)
CP01	369,96	6,78
CP02	334,07	6,12
CP03	331,60	6,07
CP04	330,36	6,05
CP05	322,72	5,91
CP06	330,45	6,05
Média	336,53	6,16
D. P.	16,82	0,31
C. V. (%)	5,00	5,00
f_{pk} (MPa)	5,24	

3.7.2 AGREGADOS

A caracterização do agregado miúdo e graúdo foi realizada seguindo os procedimentos recomendados pela NBR 7217 (1987) para determinação da curva granulométrica. E com o ensaio de granulometria foi possível calcular a dimensão máxima característica e o módulo de finura.

A Figura 3.38 abaixo apresenta a curva granulométrica da areia utilizada em todo o trabalho. Para melhor caracterização da areia foi feito o ensaio para determinar sua massa específica e massa unitária. A Tabela 3.24 abaixo apresenta os resultados da caracterização da areia.

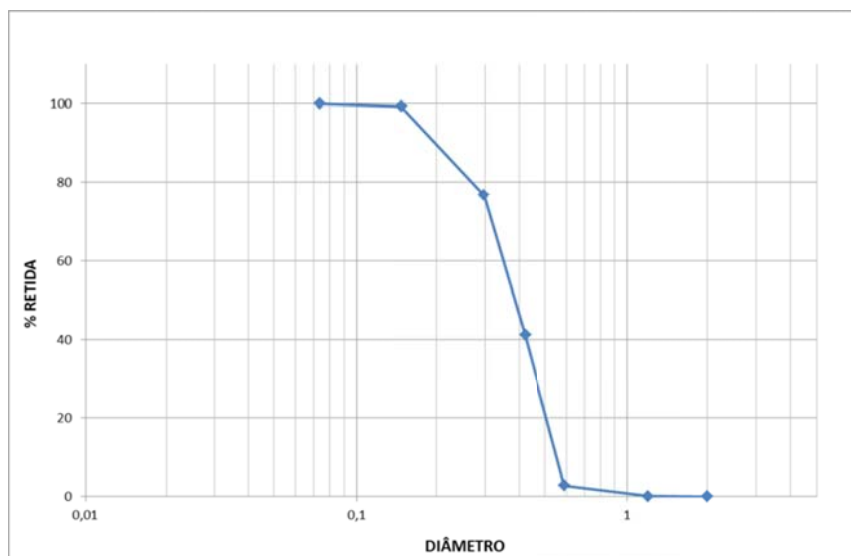


Figura 3.38 - Curva granulométrica da areia.

Tabela 3.24 - Resultados de caracterização da areia.

PROPRIEDADES	
Massa Específica (g/cm ³)	2,61
Massa Unitária (g/cm ³)	1,66
D _{máx} (mm)	0,6
Módulo de Finura	1,79

E da mesma forma, a Figura 3.39 apresenta a curva granulométrica da brita 0 utilizada e a Tabela 3.25 apresenta os resultados da caracterização da brita.

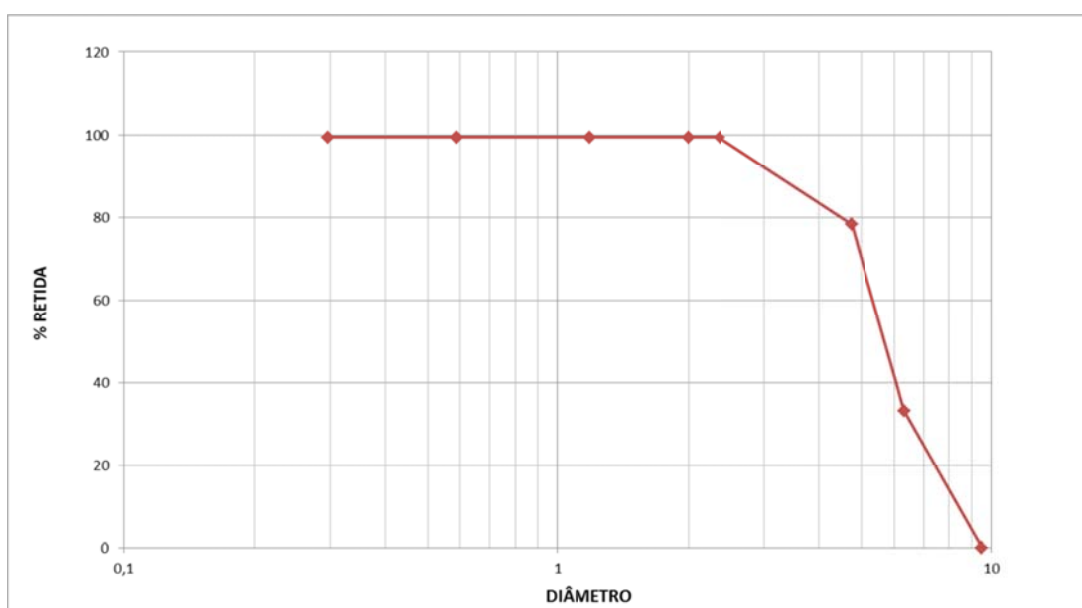


Figura 3.39 - Curva granulométrica da brita 0.

Tabela 3.25 - Resultados de caracterização da brita 0.

PROPRIEDADES	
Massa Unitária Solta (kg/dm ³)	1,42
Massa Unitária Compactada (kg/dm ³)	1,55
D _{máx} (mm)	9,5
Módulo de Finura	5,77

3.7.3 CIMENTO E CAL HIDRATADA

Para se adequar ao cronograma dos técnicos do laboratório o cimento utilizado foi o CP V – ARI, Cimento Portland de alta resistência inicial fabricado pela CAUÊ Cimentos. A

cal utilizada no preparo da argamassa de assentamento foi Cal Hidratada ITAU da classe CH-III, em embalagem de 20 kg, fabricada pela Votorantim Cimentos.

3.7.4 ARGAMASSA

Para a execução das vigas foi utilizada a argamassa de assentamento do tipo mista, composta por cimento, cal e areia, com o traço em volume na proporção de 1:0,5:4,5 e relação água/cimento de 1,3. A norma britânica BS 5628: Part1 (1992) classifica como tipo (ii). A argamassa foi misturada em betoneira mecânica disponível no laboratório com capacidade de 150 litros. Como sua trabalhabilidade foi ajustada pela experiência do pedreiro, houve um aumento na relação água/cimento.

Imediatamente após a preparação da argamassa, umidificou-se ligeiramente a mesa da Figura 3.40 e posicionou sobre ela, centrado, o molde tronco-cônico com sua base maior apoiada na mesa. Com o auxílio da espátula colocou-se a argamassa na forma, em três camadas da mesma altura e, com soquete normal, foi aplicado 15, 10 e 5 golpes uniformes e homogeneamente distribuídos, respectivamente, na primeira, segunda e terceira camada. Finalizada essa operação, removeu-se o material que ultrapassou a borda superior retificando a superfície. Retirou-se imediatamente a forma, levantando-a verticalmente e, em seguida, girou-se a manivela, fazendo com que a mesa caísse 30 vezes em aproximadamente 30 segundos. Com o auxílio de um paquímetro imediatamente após a última queda, foram medidos três diâmetros do espalhamento da argamassa abatida na mesa, e a sua média aritmética expressa em milímetros é o índice de consistência da argamassa conforme a norma NBR 13276 (2005).



Figura 3.40 - Ensaio do índice de consistência da argamassa de assentamento.

A Tabela 3.26 abaixo apresenta os valores de índice de consistência apresentados pela argamassa 1 e pela argamassa 2.

Tabela 3.26 - Índice de consistência das argamassas 1 e 2.

ARGAMASSA 1		ARGAMASSA 2	
Medição 1	20,4	Medição 1	26,0
Medição 2	20,9	Medição 2	26,7
Medição 3	20,6	Medição 3	26,5

Foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões 5 x 10 cm mostrados na Figura 3.41 para determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade da argamassa de assentamento utilizada.



Figura 3.41 - Corpos de prova da argamassa de assentamento.

De acordo com a NBR 7215 (1996), a moldagem dos corpos-de-prova deve ser feita imediatamente após o amassamento e com a maior rapidez possível. A colocação da argamassa na forma é feita com o auxílio da espátula, em quatro camadas de alturas aproximadamente iguais, recebendo cada camada 30 golpes uniformes com o soquete normal, homogeneamente distribuído.

A Tabela 3.27 e Tabela 3.28 apresentam os valores encontrados para resistência à compressão e módulo de elasticidade dos corpos de prova da argamassa 1 e 2, respectivamente. Para obter a deformação foram fixados dois clip-gages em cada corpo de prova.

Tabela 3.27 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade da argamassa 1.

ARGAMASSA 1			
CP	Carga ruptura (kN)	Tensão ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
CP01	11,95	6,09	7906,1
CP02	9,34	4,76	9582,8
CP03	11,13	5,67	9188,2
CP04	11,40	5,81	9068,4
CP05	13,60	6,92	10060,0
CP06	12,18	6,20	8990,0
MÉDIA	11,60	5,91	9132,6
Desv. Padrão	1,40	0,71	720,36
C. V. (%)	12,08	12,08	7,89

Tabela 3.28 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade da argamassa 2.

ARGAMASSA 2			
CP	Carga ruptura (kN)	Tensão ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
CP01	10,71	5,46	8658,9
CP02	10,58	5,39	8140,8
CP03	10,07	5,13	7879,1
CP04	11,54	5,88	8209,1
CP05	11,35	5,78	8534,7
CP06	10,99	5,60	9916,3
MÉDIA	10,87	5,54	8556,5
Desv. Padrão	0,54	0,27	722,83
C. V. (%)	4,94	4,94	8,45

3.7.5 GRAUTE

Neste trabalho para preenchimento dos vazios das vigas foi utilizado um graute composto por cimento, areia e brita 0 na proporção em volume de 1:2,89:1,56 com relação água/cimento 0,74, misturada em betoneira mecânica disponível no laboratório com capacidade de 350 litros.

Foram moldados corpos de prova com as dimensões 10 x 20 cm para determinar a resistência à compressão e o módulo de elasticidade. Como o graute estava com a fluidez

elevada os moldes foram somente preenchidos com o graute, sem qualquer vibração ou golpes e não foi possível realizar uma análise de sua consistência.

A Tabela 3.29 abaixo apresenta os valores da resistência à compressão e módulo de elasticidade dos grautes 1, 2, 3 e 4. O módulo de elasticidade do graute foi determinado pela inclinação da linha de tendência entre os pontos de 5% e 30% da resistência de ruptura. Para obter a deformação foram fixados dois clip-gages em cada corpo de prova.

Tabela 3.29 - Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos grautes.

CP	Carga ruptura (kN)	Tensão ruptura (MPa)	Módulo de Elasticidade (MPa)
Graute 1	171,44	21,83	25543,5
Graute 2	185,42	23,61	25453,7
Graute 3	206,10	26,24	27643,2
Graute 4	247,77	31,55	28446,8
MÉDIA	202,68	25,81	26771,80
Desv. Padrão	33,26	4,24	1506,77
C. V. (%)	16,41	16,41	5,63

A Tabela 3.30 a seguir apresenta um resumo das características dos grupos, contendo o tipo de bloco, a taxa de armadura longitudinal e transversal o numero de fiadas e o traço utilizado.

Tabela 3.30 - Resumo das características dos Grupos.

Grupo	Tipo de Bloco	Taxa de armadura (%)	Número de fiadas	Estribos (cm ² /m)	Traço em volume	
					Argamassa	Graute
VCO-1	Concreto	0,188	1 (uma)	1,555	1:0,5:4,5 relação 1,30 (cimento:cal:areia)	1:2,89:1,56 relação água/cimento 0,74 (cimento:areia:brita0)
VCO+1	Concreto	0,462	1 (uma)	5,030		
VCO-2	Concreto	0,143	2 (duas)	2,515		
VCO+2	Concreto	0,451	2 (duas)	15,477		
VCE-1	Cerâmico	0,188	1 (uma)	1,555		
VCE+1	Cerâmico	0,462	1 (uma)	5,030		
VCE-2	Cerâmico	0,143	2 (duas)	2,515		
VCE+2	Cerâmico	0,451	2 (duas)	15,477		

4

CAPÍTULO

RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 FLEXÃO SIMPLES

A seguir são apresentados os esforços obtidos pelos dimensionamentos normatizados das vigas ensaiadas para elementos submetidos à flexão simples. A Tabela 4.1 contém os esforços obtidos utilizando os coeficientes propostos nos dimensionamentos normativos.

Tabela 4.1 - Esforços conforme recomendação normativa.

	VCO-1	VCO+1	VCO-2	VCO+2	VCE-1	VCE+1	VCE-2	VCE+2
b (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14
d (cm)	12	12	32	32	12	12	32	32
l (cm)	104	104	144	144	104	104	144	144
A _s (cm ²)	0,503	1,227	0,785	2,454	0,503	1,227	0,785	2,454
f _{pk} (MPa)	10,53	10,53	10,53	10,53	5,24	5,24	5,24	5,24
f _k (MPa)	7,37	7,37	7,37	7,37	3,67	3,67	3,67	3,67
γ _m	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00
f _d (kN/cm ²)	0,369	0,369	0,369	0,369	0,183	0,183	0,183	0,183
f _{yd} (MPa)	435	435	435	435	435	435	435	435
f _s (kN/cm ²)	21,75	21,75	21,75	21,75	21,75	20,01	21,75	21,75
k _x =	0,221	0,539	0,129	0,404	0,444	0,996	0,260	0,812
k _z =	0,912	0,784	0,948	0,838	0,822	0,602	0,896	0,675
γ _f	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4
M _k (kN.cm)	85,5	179,5	370,1	1.022,8	77,1	126,6	349,7	823,7
M _d (kN.cm)	119,7	251,2	518,1	1.431,9	108,0	177,2	489,6	1.153,2
M _{Rd,max} (kN.cm) 0,40 f _d b d ²	297,2	297,2	2.113,4	2.113,4	147,9	147,9	1.051,7	1.051,7
V _d (kN)	3,74	7,85	9,96	27,54	3,37	4,62	9,42	20,22
A _{sw} (cm ²)	-	0,02	-	0,06	-	-	-	-
Carga Teórica Máxima (kN)	5,3	11,2	14,2	39,3	4,8	6,6	13,5	28,9

A Tabela 4.1 apresenta na última linha a “Carga Teórica Máxima”, sendo a carga teórica máxima referente à leitura esperada na máquina de ensaio. Com a armadura presente na viga VCE+1 juntamente com as características físicas e geométricas foi necessário reduzir a capacidade do aço além do proposto pela norma, ou seja, $\phi = 0,46$ para que a linha neutra calculada ficasse no máximo igual à altura útil ($x \leq d$).

Nota-se que ao verificar as seções para esforços cisalhantes, somente as vigas VCO+1 e VCO+2 necessitariam de armaduras transversais. Portanto as taxas de armaduras presentes são suficientes.

Na Tabela 4.2 são apresentados os esforços obtidos com alterações nos coeficientes propostos pelos dimensionamentos normativos. Apresentando na última linha da Tabela 4.2 a “Carga Teórica Máxima” sendo a carga teórica máxima com alterações nos coeficientes referente à leitura esperada na máquina de ensaio.

Tabela 4.2 - Esforços com alterações nos coeficientes normativos.

	VCO-1	VCO+1	VCO-2	VCO+2	VCE-1	VCE+1	VCE-2	VCE+2
b (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14
d (cm)	12	12	32	32	12	12	32	32
l (cm)	104	104	144	144	104	104	144	144
A_s (cm ²)	0,503	1,227	0,785	2,454	0,503	1,227	0,785	2,454
f_{pk} (MPa)	10,53	10,53	10,53	10,53	5,24	5,24	5,24	5,24
f_k (MPa)	7,37	7,37	7,37	7,37	3,67	3,67	3,67	3,67
γ_m	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
f_d (kN/cm ²)	0,737	0,737	0,737	0,737	0,367	0,367	0,367	0,367
f_{yd} (MPa)	500	500	500	500	500	500	500	500
f_s (kN/cm ²)	50	50	50	50	50	40	50	50
k_x	0,254	0,619	0,149	0,464	0,510	0,996	0,299	0,933
k_z	0,898	0,752	0,941	0,814	0,796	0,602	0,881	0,627
γ_f	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
M_k (kN.cm)	271,2	553,8	1.181,4	3.196,9	240,2	354,4	1.106,0	2.460,5
M_d (kN.cm)	271,2	553,8	1.181,4	3.196,9	240,2	354,4	1.106,0	2.460,5
V_d (kN)	8,47	17,31	22,72	61,48	7,51	11,08	21,27	47,32
A_{sw} (cm ²)	-	0,04	-	0,08	-	-	-	0,02
Carga Teórica Máxima (kN)	16,9	34,6	45,4	123,0	15,0	22,2	42,5	94,6

Comparando o dimensionamento feito com alterações nos coeficientes, temos cargas máximas teóricas maiores que o dobro em relação ao dimensionamento proposto com os coeficientes propostos pela norma. E quando os elementos são verificados para esses esforços

altos, é observado que somente algumas vigas necessitariam de uma pequena taxa de armadura de cisalhamento, enquanto outras dispensariam tal armadura.

Na Figura 4.1 à Figura 4.16 temos dois pares de gráficos para as vigas ensaiadas, sendo o primeiro gráfico “Carga *versus* Deslocamento”, e “Carga *versus* Deformação na armadura” o segundo gráfico. Neles são apresentadas duas retas, sendo os valores obtidos na Tabela 4.1 e Tabela 4.2, o valor normativo “NBR” e os valores sem os coeficientes normativos “Scoef.” respectivamente, e três curvas para os resultados experimentais “EXP.” (uma para cada viga ensaiada). Nos gráficos “Carga *versus* Deformação” das vigas VCO+2 e VCE+2 são apresentadas as médias das deformações das barras longitudinais para cada viga ensaiada. Pois todas as outras vigas possuem somente uma barra longitudinal.

Os valores experimentais apresentados em “Carga *versus* Deslocamento” se referem aos defletômetros posicionados no centro da face inferior das vigas para medir o deslocamento (flechas), representado por “2” no item 3.4.

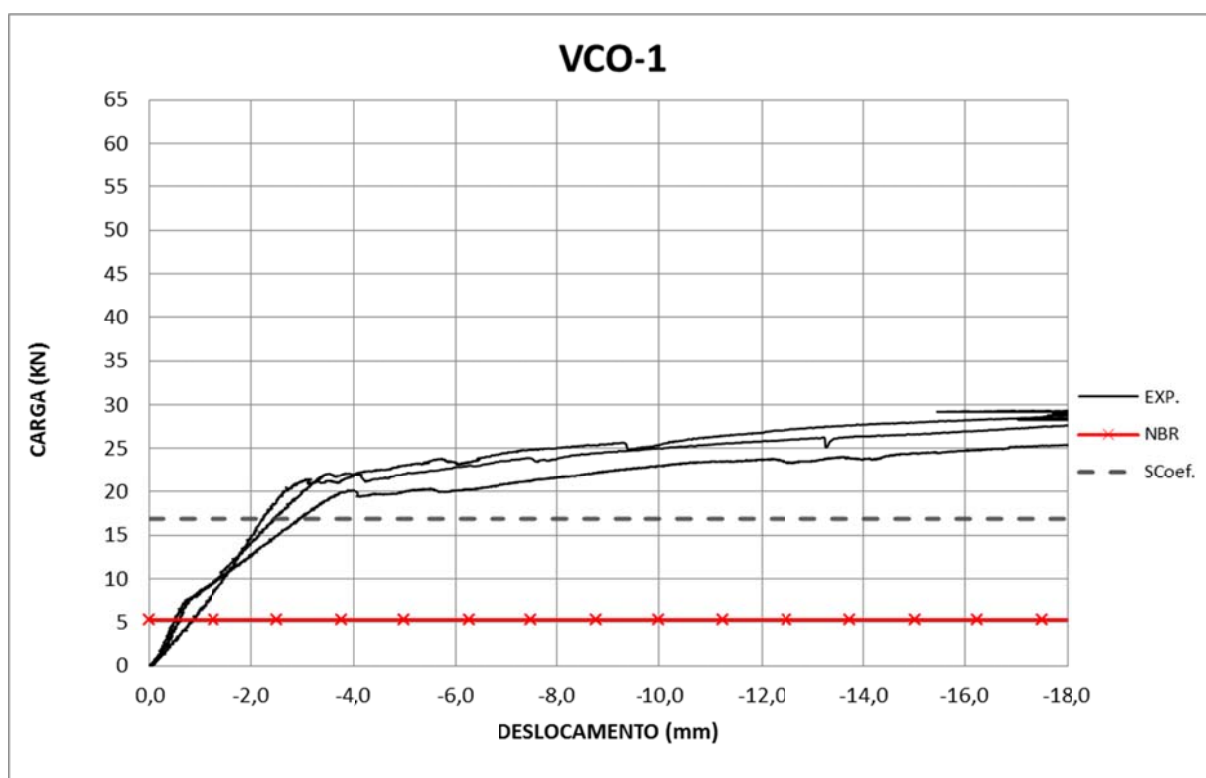


Figura 4.1 - “Carga *versus* Deslocamento” - VCO-1.

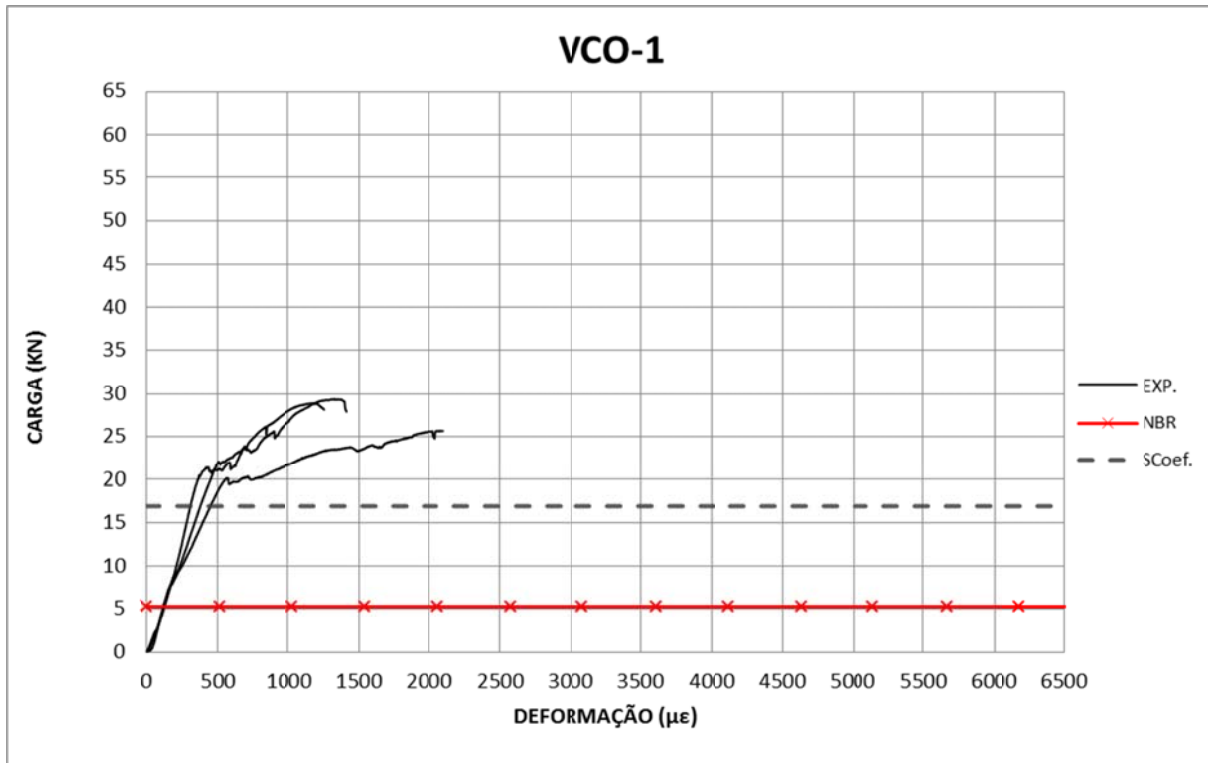


Figura 4.2 - "Carga versus Deformação na armadura" - VCO-1.

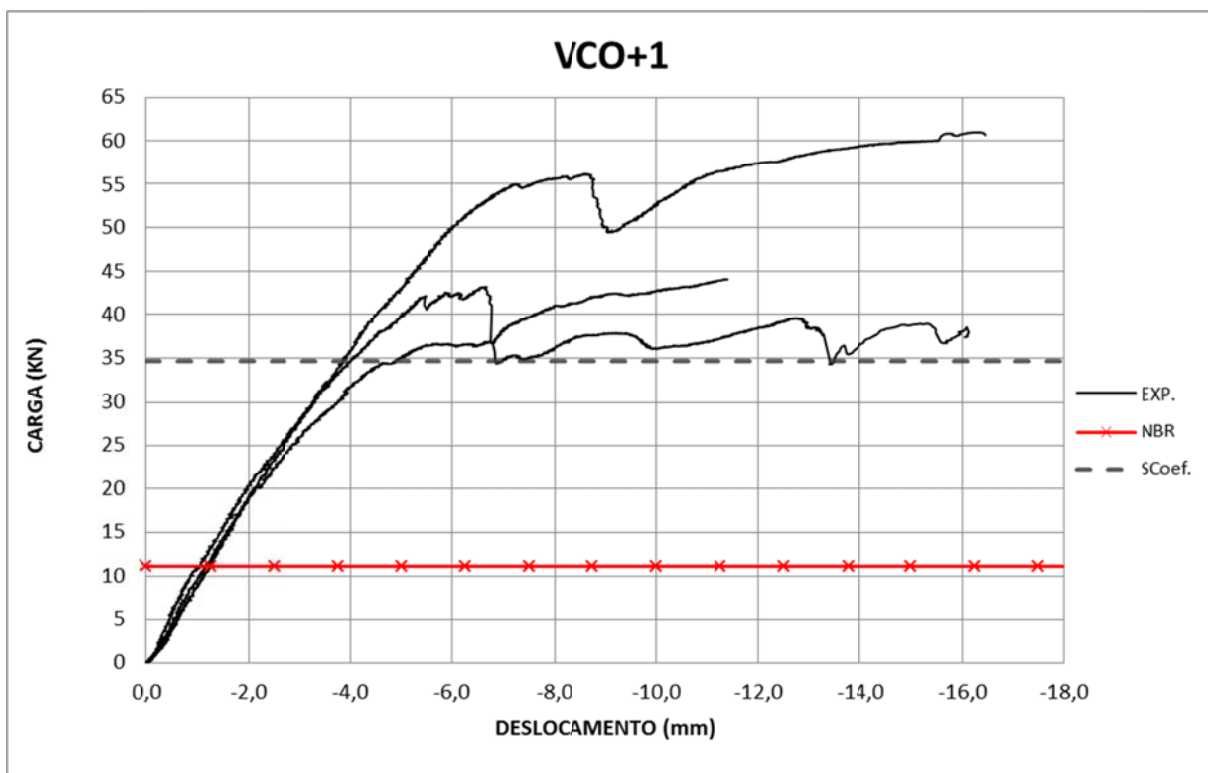


Figura 4.3 - "Carga versus Deslocamento" - VCO+1.

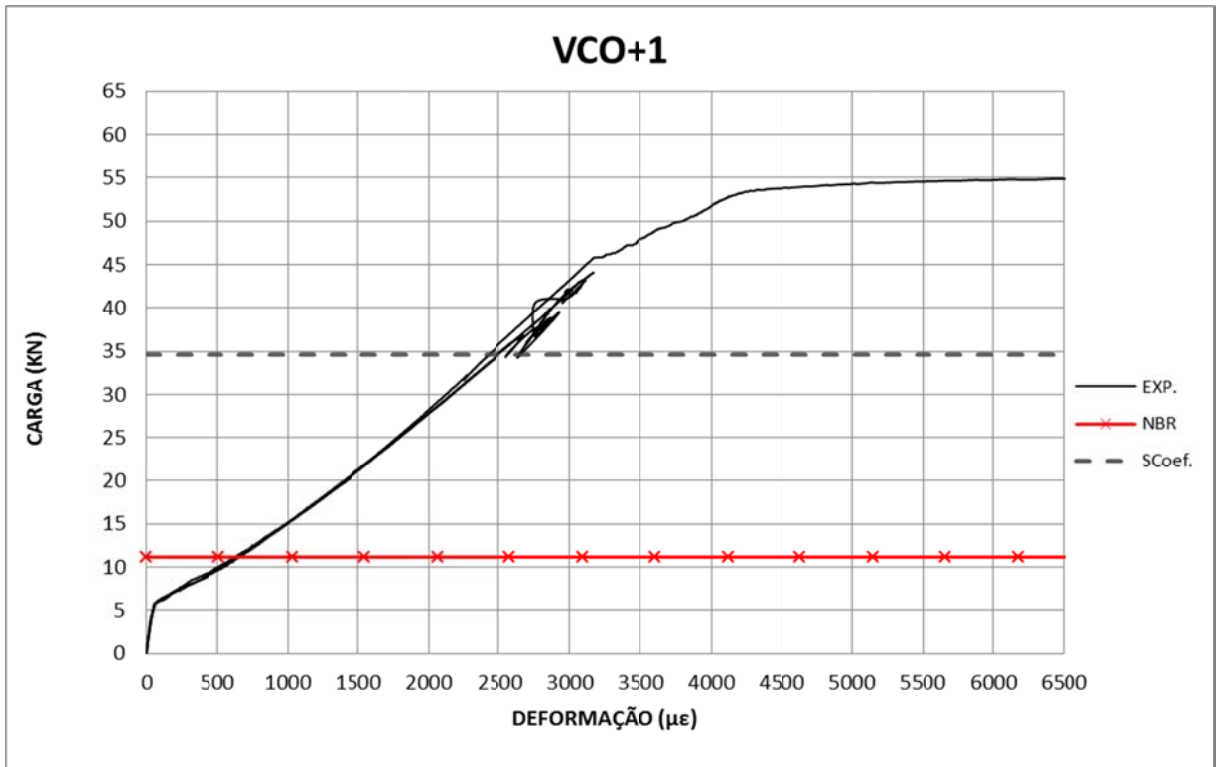


Figura 4.4 - “Carga versus Deformação na armadura” - VCO+1.

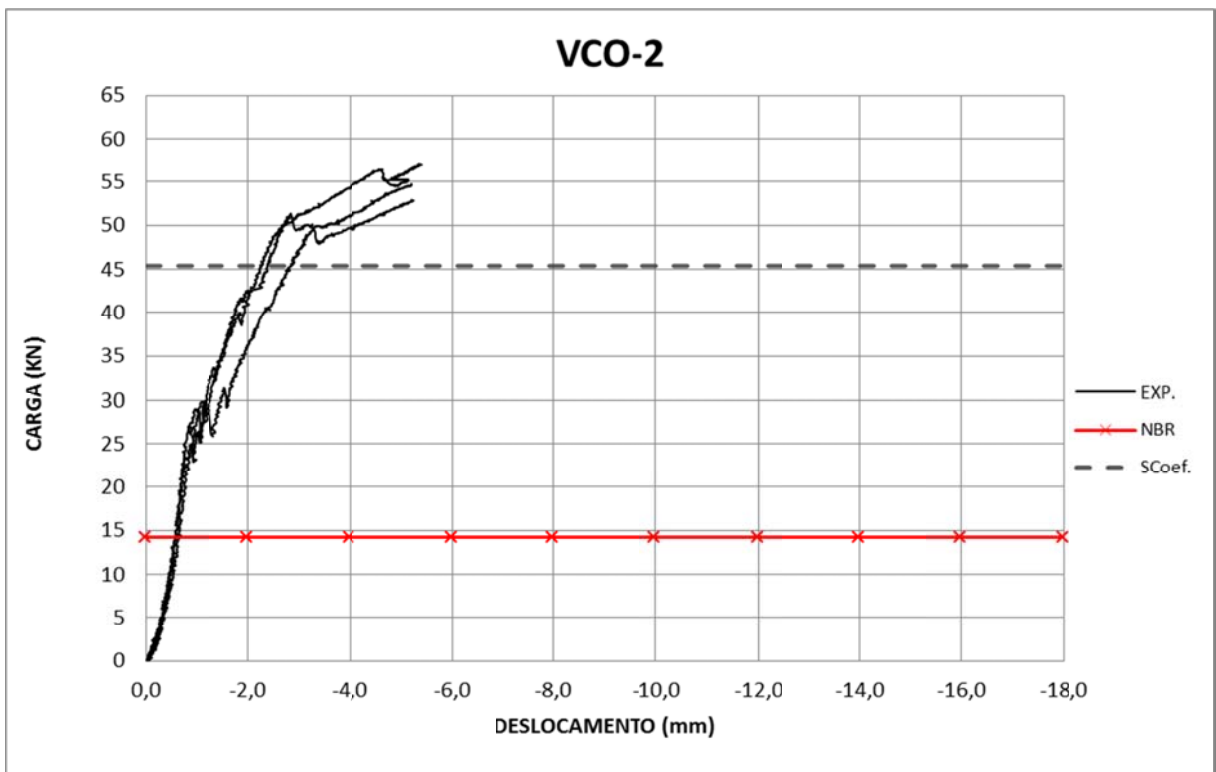


Figura 4.5 - “Carga versus Deslocamento” - VCO-2.

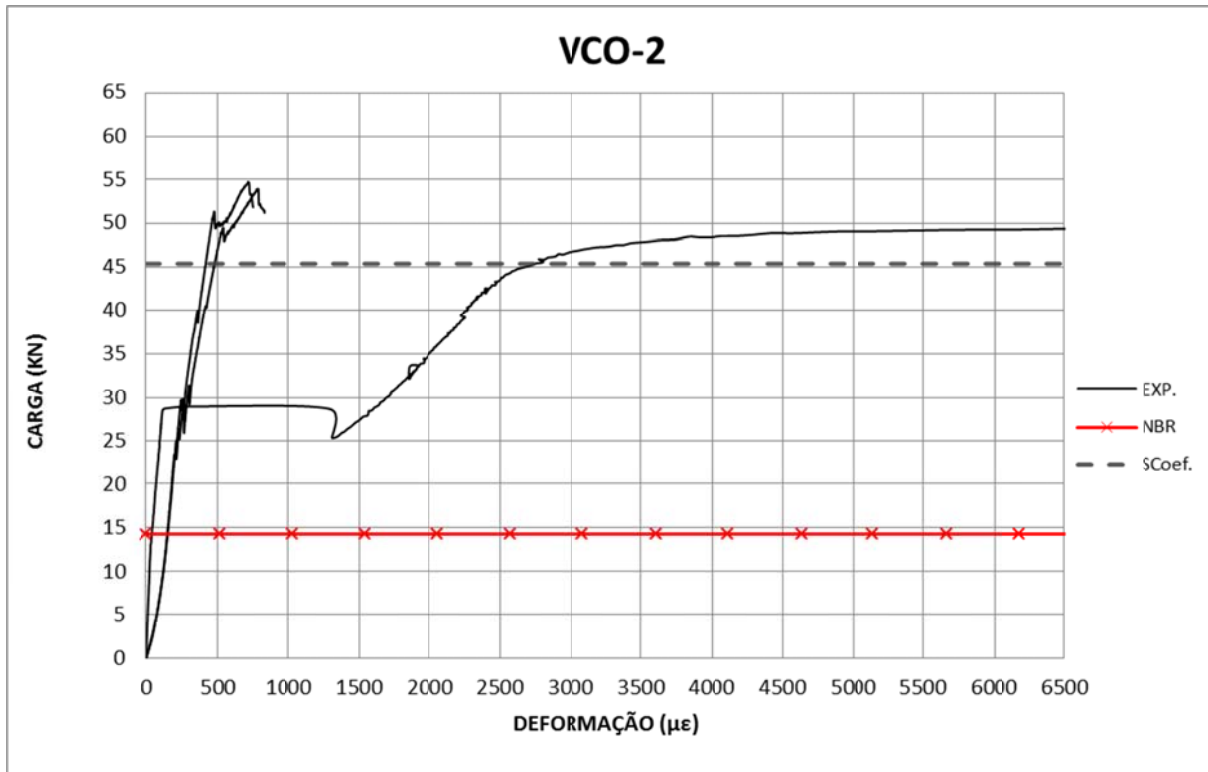


Figura 4.6 - “Carga versus Deformação na armadura” - VCO-2.

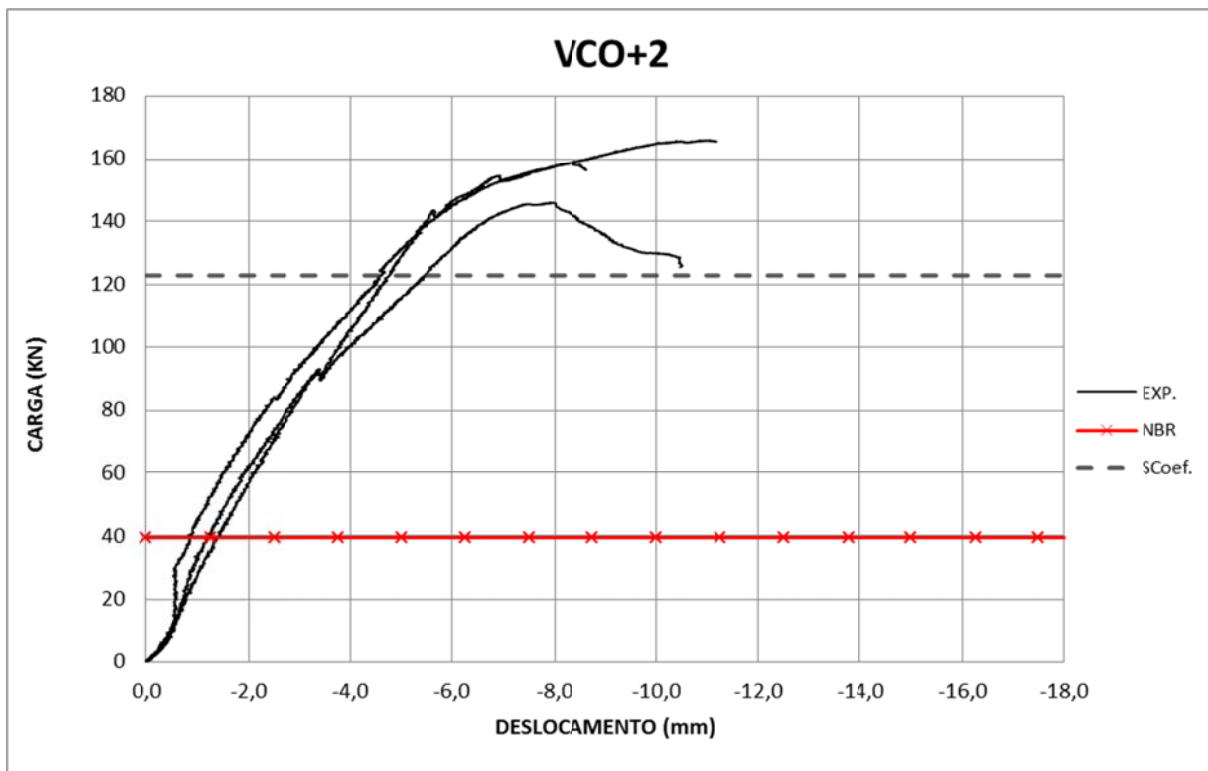


Figura 4.7 - “Carga versus Deslocamento” - VCO+2.

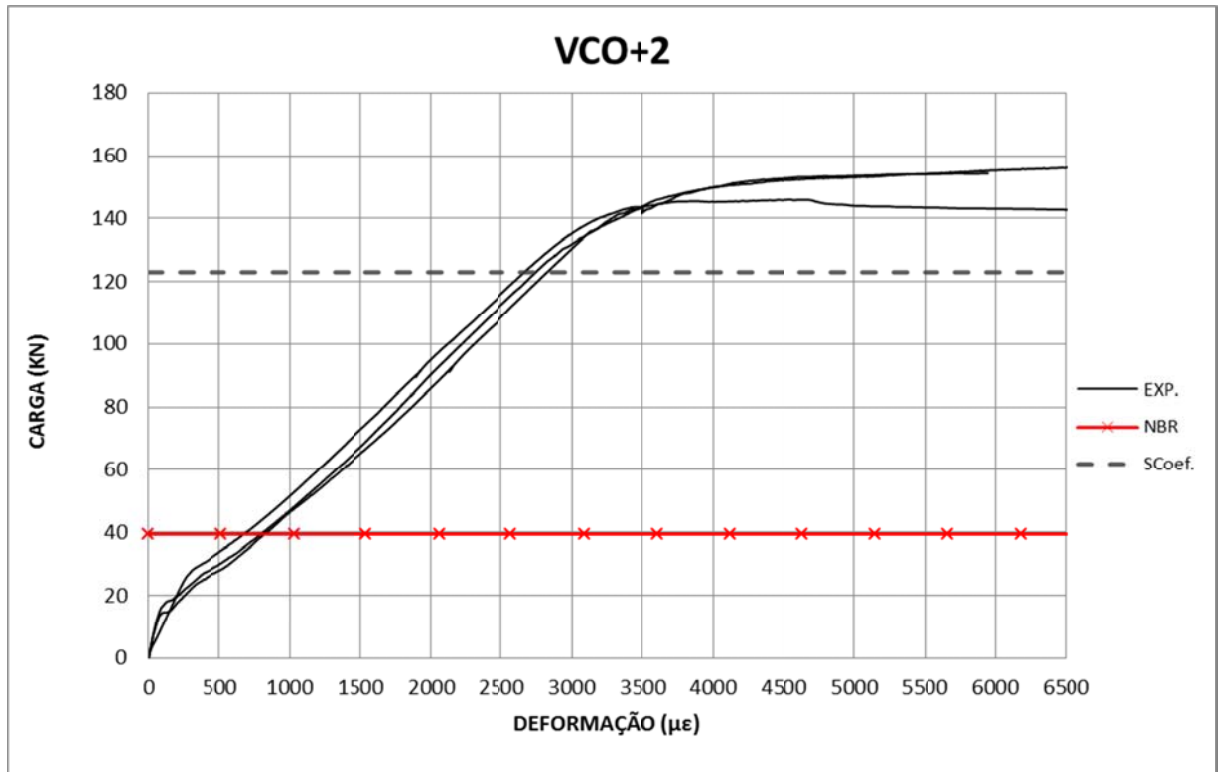


Figura 4.8 - “Carga versus Deformação na armadura” - VCO+2.

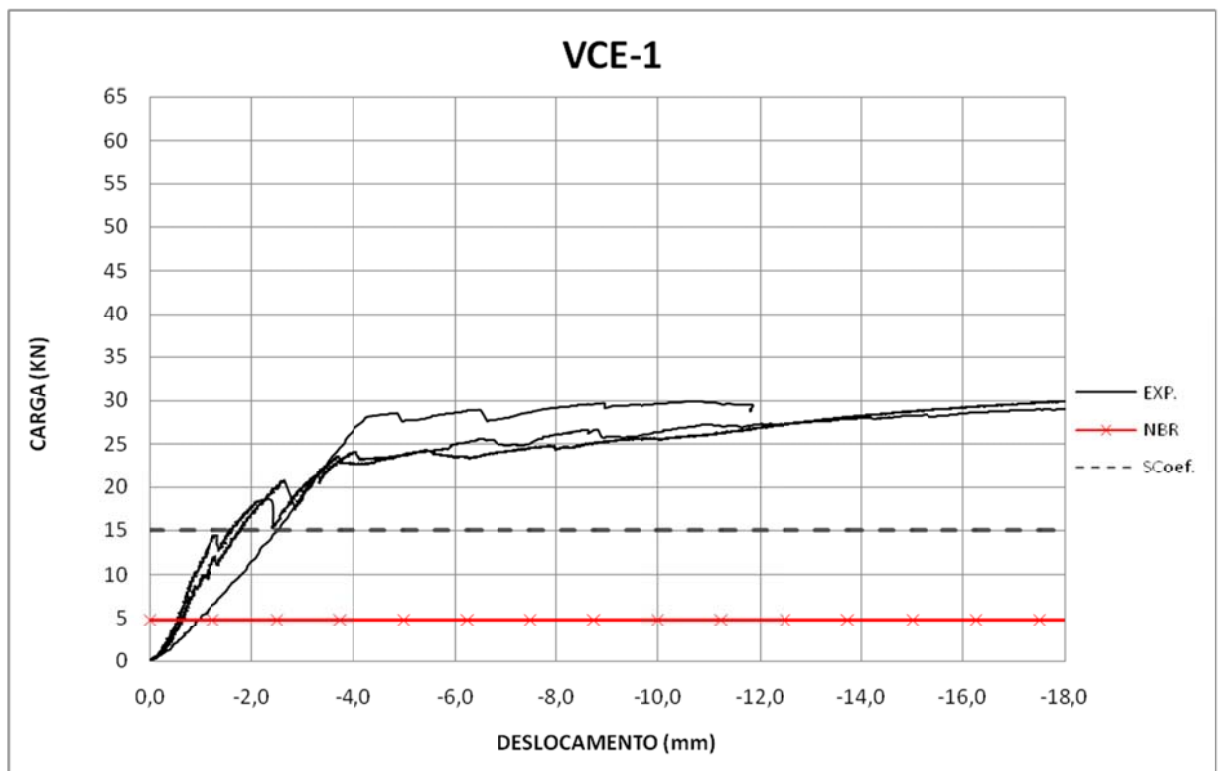


Figura 4.9 - “Carga versus Deslocamento” - VCE-1.

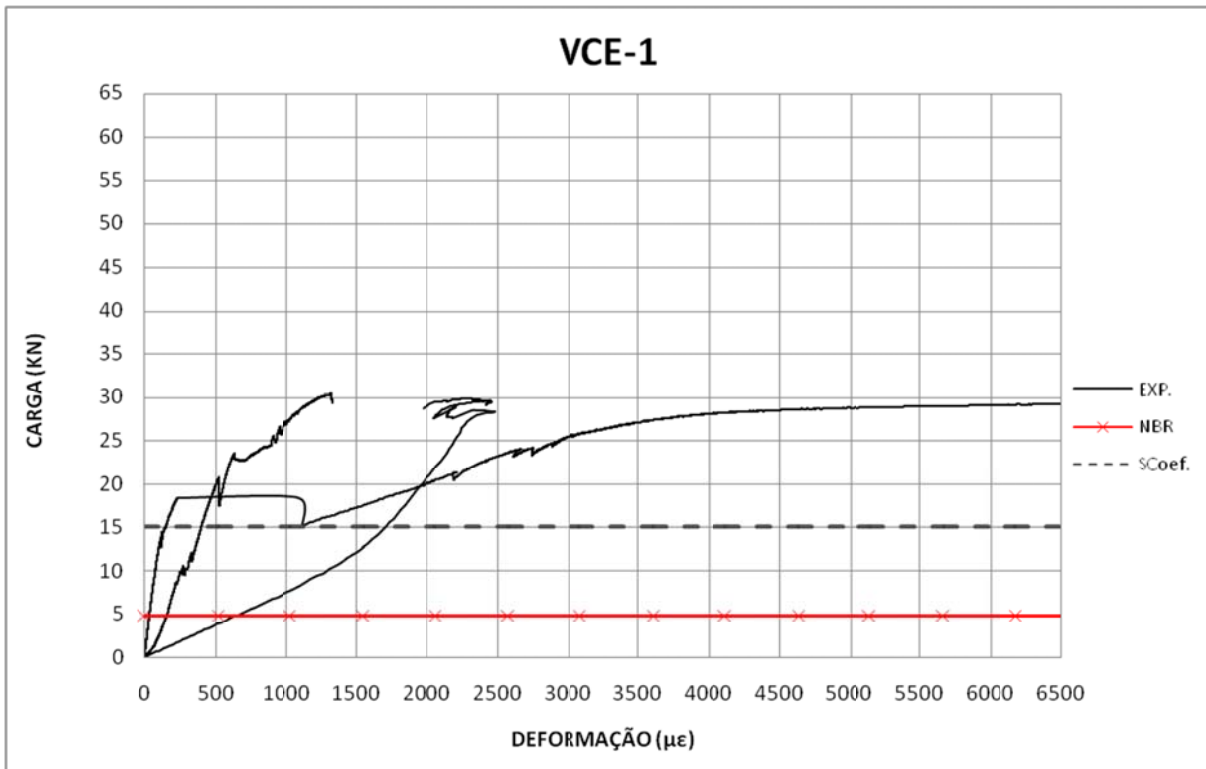


Figura 4.10 - "Carga versus Deformação na armadura" - VCE-1.

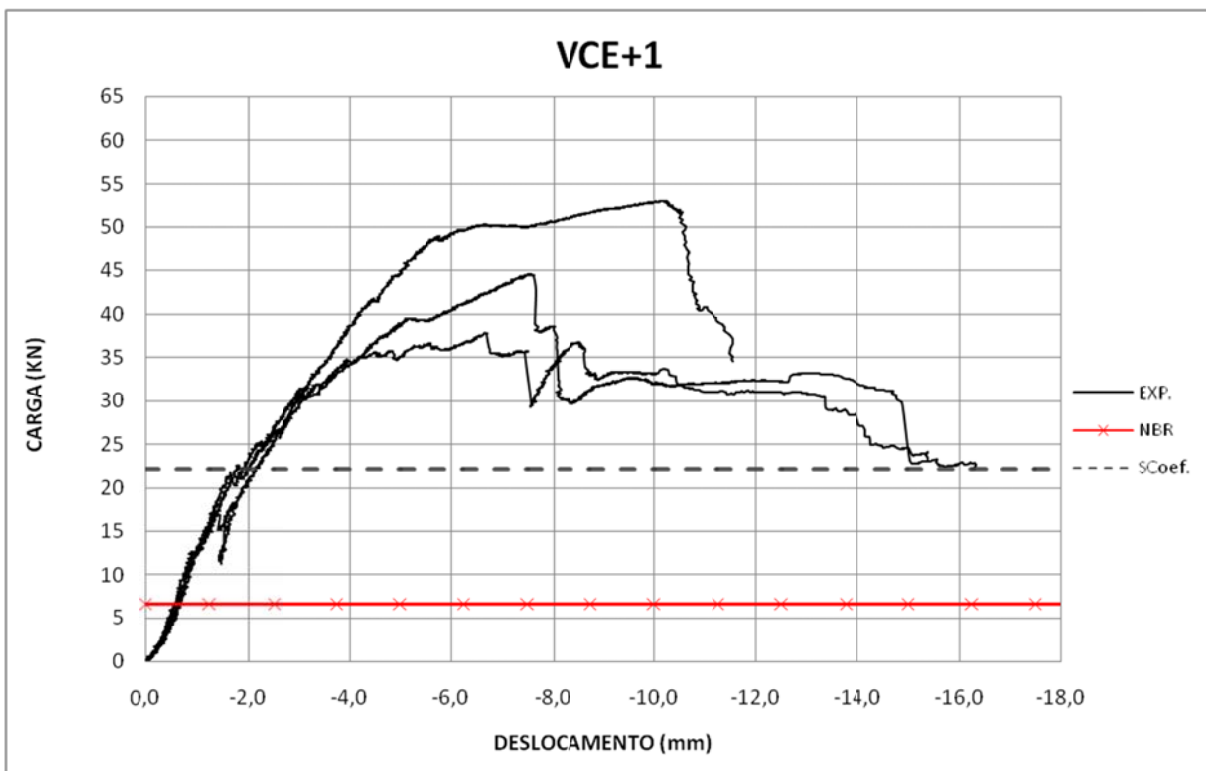


Figura 4.11 - "Carga versus Deslocamento" - VCE+1.

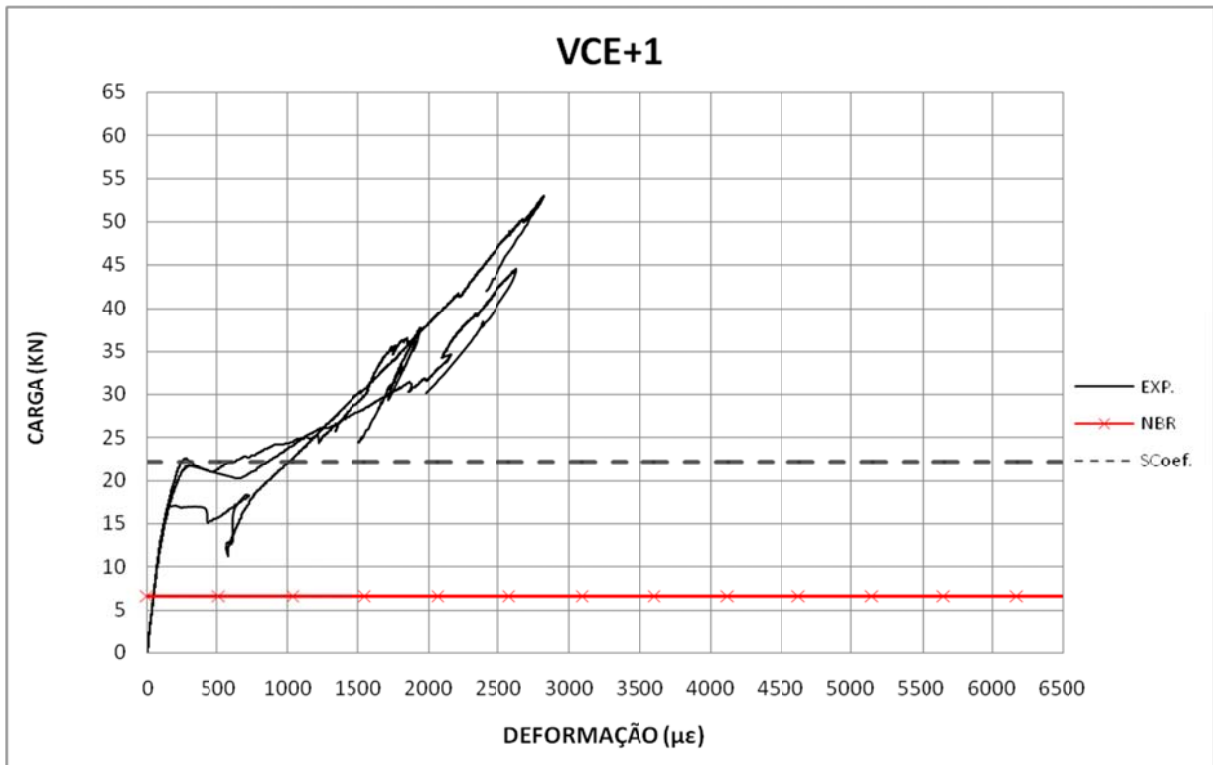


Figura 4.12 - “Carga versus Deformação na armadura” - VCE+1.

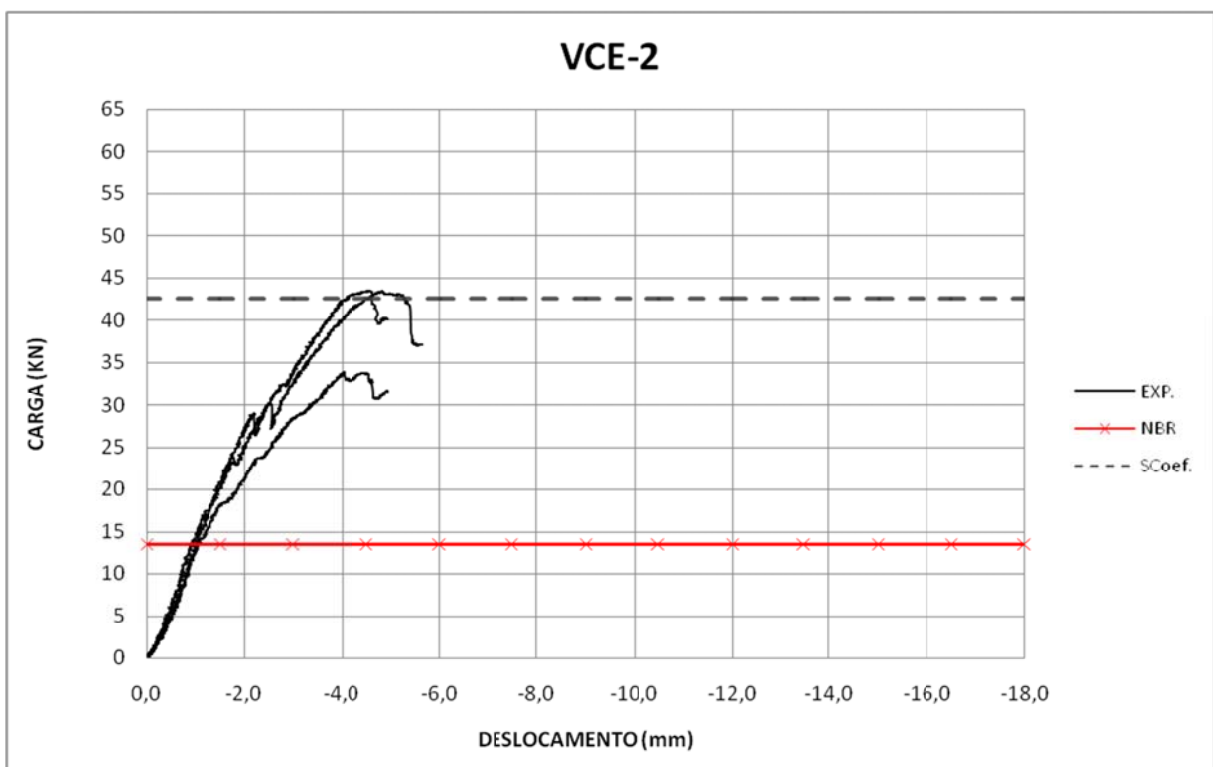


Figura 4.13 - “Carga versus Deslocamento” - VCE-2.

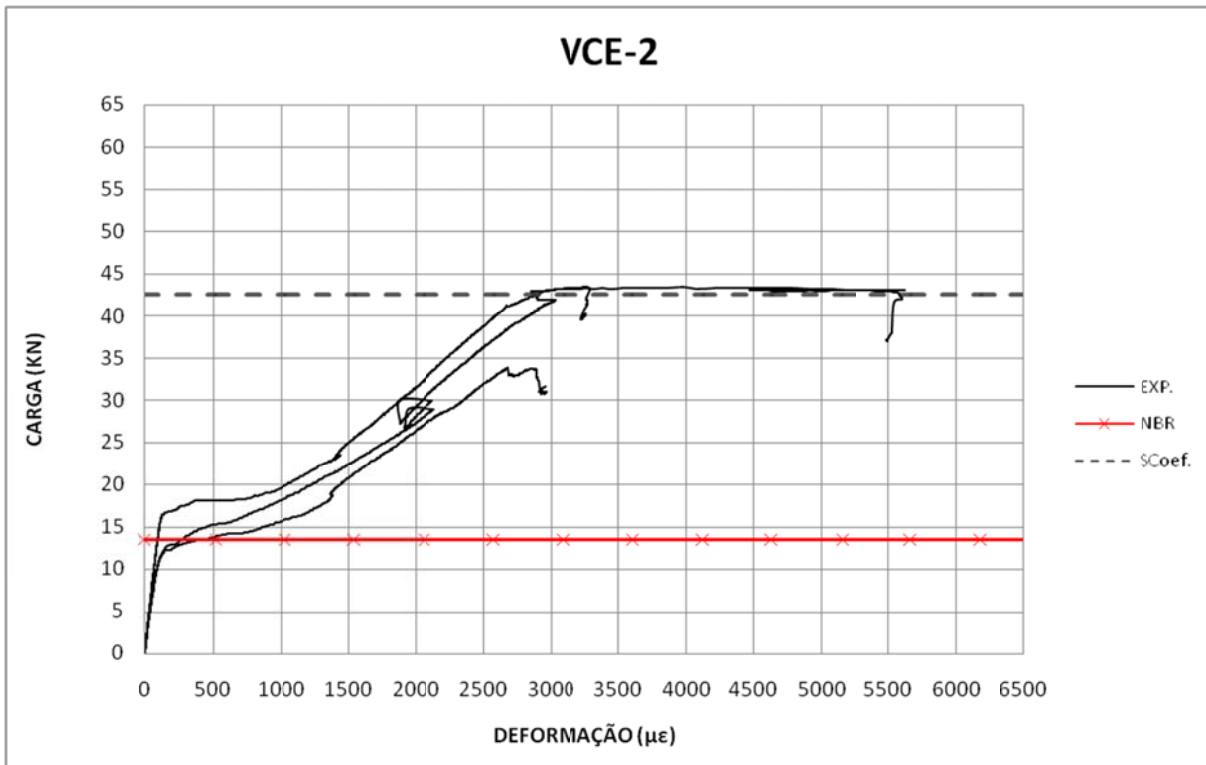


Figura 4.14 - "Carga versus Deformação na armadura" - VCE-2.

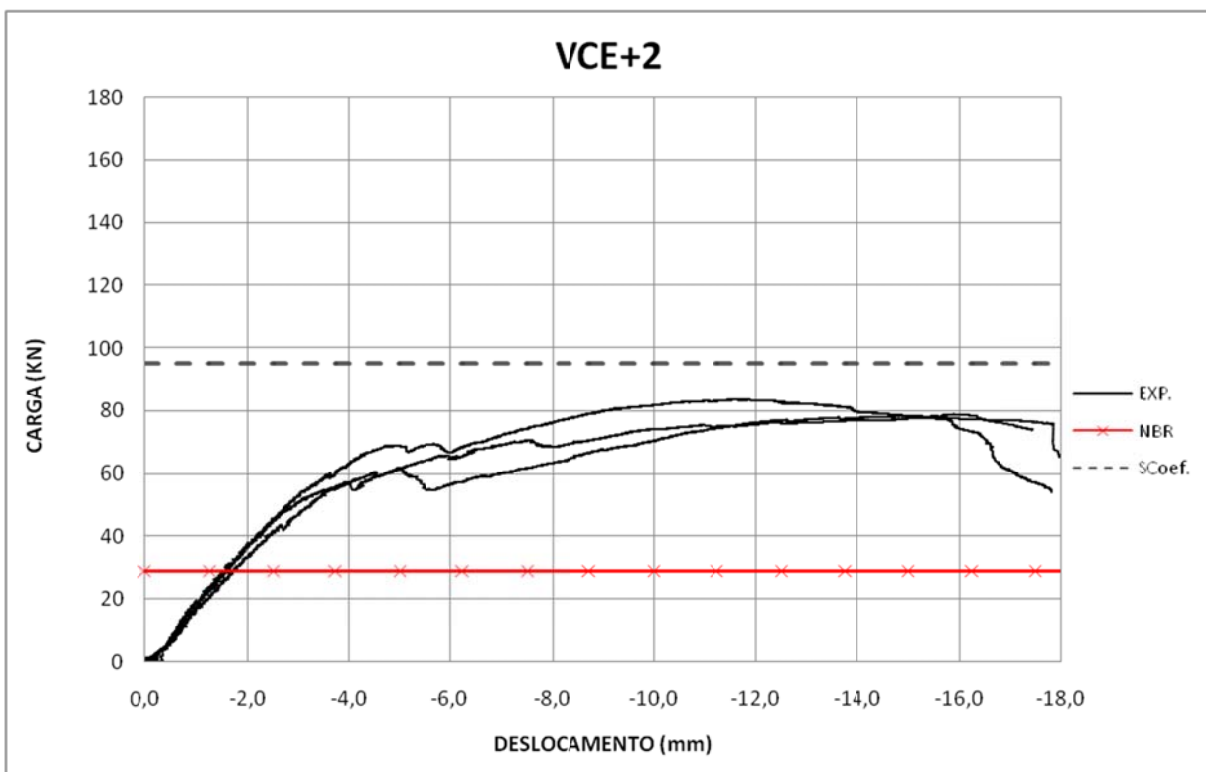


Figura 4.15 - "Carga versus Deslocamento" - VCE+2.

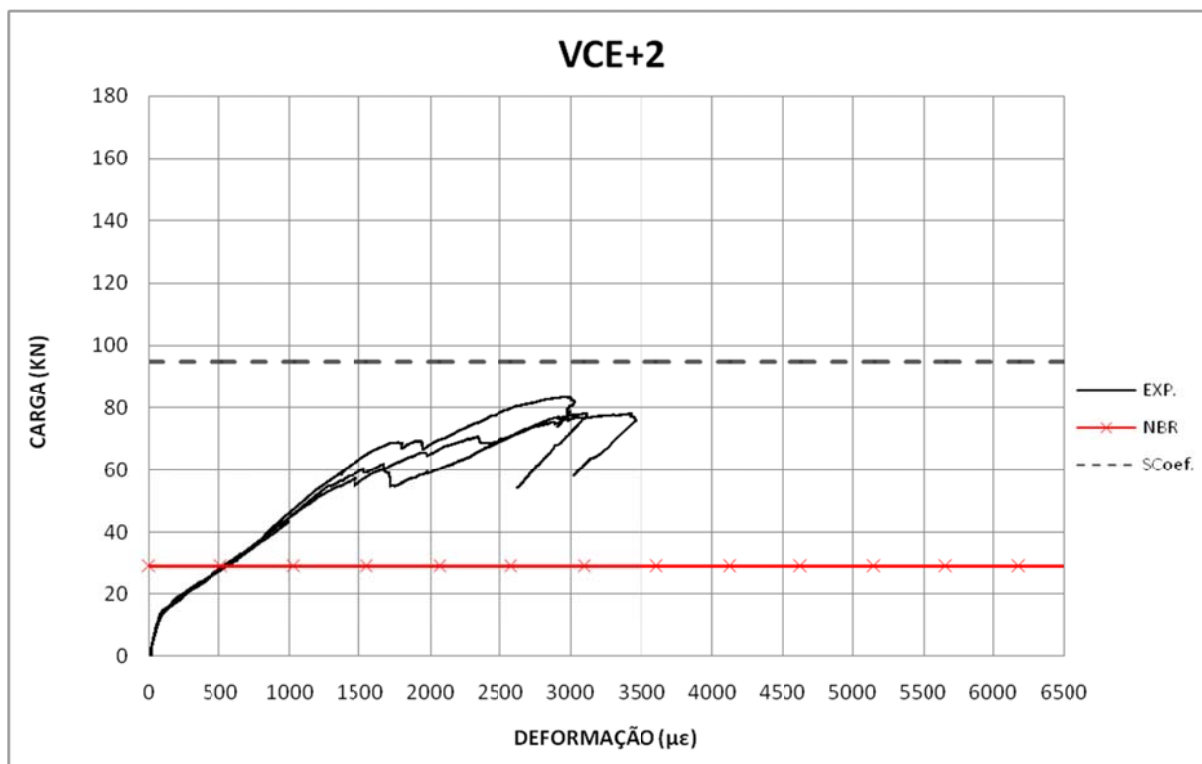


Figura 4.16 - “Carga versus Deformação na armadura” - VCE+2.

Foi possível observar que o dimensionamento proposto pelas normas representado por “NBR” nos gráficos da Figura 4.1 à Figura 4.16, são dimensionamentos bem conservadores, limitando os elementos a cargas muito baixas quando comparados com cargas máximas de ensaio, próximo de 35% para VCE-2 e VCE+2, e 25% para o restante. Observa-se que para as cargas obtidas sem os coeficientes normativos, representados por “SCoef.” que as vigas VCO-1, VCE-1 e VCE+1 ainda apresentam valores próximos à 55% das cargas máximas de ensaio. No entanto, para as vigas VCO+1, VCO-2, VCO+2, VCE-2 o dimensionamento sem os coeficientes não são muito seguros, pois os valores do dimensionamento chegaram próximos aos valores máximos de ensaio, sendo que para a viga VCE+2 o ensaio foi interrompido antes mesmo de atingir esse valor.

Analisando os gráficos “Carga versus Deslocamento” juntamente com “Carga versus Deformação na armadura” é possível observar que as armaduras longitudinais foram solicitadas. Apresentando um comportamento esperado, no qual o deslocamento da viga tem um crescimento rápido em função do carregamento a partir do ponto em que a armadura inicia o escoamento, comportamento desejado devida ruptura com avisos.

4.2 FISSURAÇÃO

O momento de fissuração teórico foi determinado a partir da formulação apresentada para elementos de concreto armado, pois as normas vigentes de alvenaria estrutural não apresentam formulação para a determinação desse momento. De acordo com a ABNT NBR 6118 (2007) item 17.3.1, o cálculo do Momento de fissuração é calculado pela seguinte expressão:

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Equação 46}$$

em que:

α : 1,5 para seções retangulares;

f_{ct} : resistência a tração direta;

$f_{ct} = f_{ctk,inf}$ (para momento de fissuração);

I_c : momento de inércia da seção bruta;

y_t : distância do centro de gravidade até a fibra mais tracionada.

Conforme o item 8.2.5 da NBR 6118 (2007) temos:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{em MPa}) \quad \text{Equação 47}$$

Como a equação apresentada anteriormente depende da resistência característica à compressão do concreto, foi considerada a resistência característica à compressão da alvenaria, pois não se trata de elementos de concreto. Ou seja, foi considerada para o cálculo da resistência a tração direta (f_{ct}) a Equação 48.

$$f_{ck} = f_k = 0,7 f_{pk} \quad \text{Equação 48}$$

A Tabela 4.3 apresenta o momento de fissuração teórico (M_r) para cada viga, a média do momento das vigas ensaiadas na qual foram registrado a primeira fissura ($M_{r,exp}$) e a diferença percentual entre eles.

Tabela 4.3 - Momentos de fissuração teóricos e experimentais.

	VCO-1	VCO+1	VCO-2	VCO+2	VCE-1	VCE+1	VCE-2	VCE+2
b (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14
h (cm)	19	19	39	39	19	19	39	39
I (cm ⁴)	8002	8002	69206	69206	8002	8002	69206	69206
f _{pk} (MPa)	10,53	10,53	10,53	10,53	5,24	5,24	5,24	5,24
f _p =f _{ck} (MPa)	7,37	7,37	7,37	7,37	3,67	3,67	3,67	3,67
f _{ct} (MPa)	0,80	0,80	0,80	0,80	0,50	0,50	0,50	0,50
α	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
y _t (cm)	9,50	9,50	19,50	19,50	9,50	9,50	19,50	19,50
M _r (kN.cm)	100,5	100,5	423,4	423,4	63,1	63,1	265,9	265,9
M _{r,exp} (kN.cm)	155,2	193,6	605,8	1016,6	126,4	201,6	410,8	782,6
Diferença (%) Exp./Teórico	54,4	92,6	43,1	140,1	100,3	219,5	54,5	194,3

A Figura 4.17 apresenta um resumo dos valores dos momentos de fissuração para visualização da diferença entre os valores teóricos e experimentais para cada viga ensaiada. Podemos observar que as fissuras ocorreram para todas as vigas ensaiadas com uma carga maior do que a esperada.

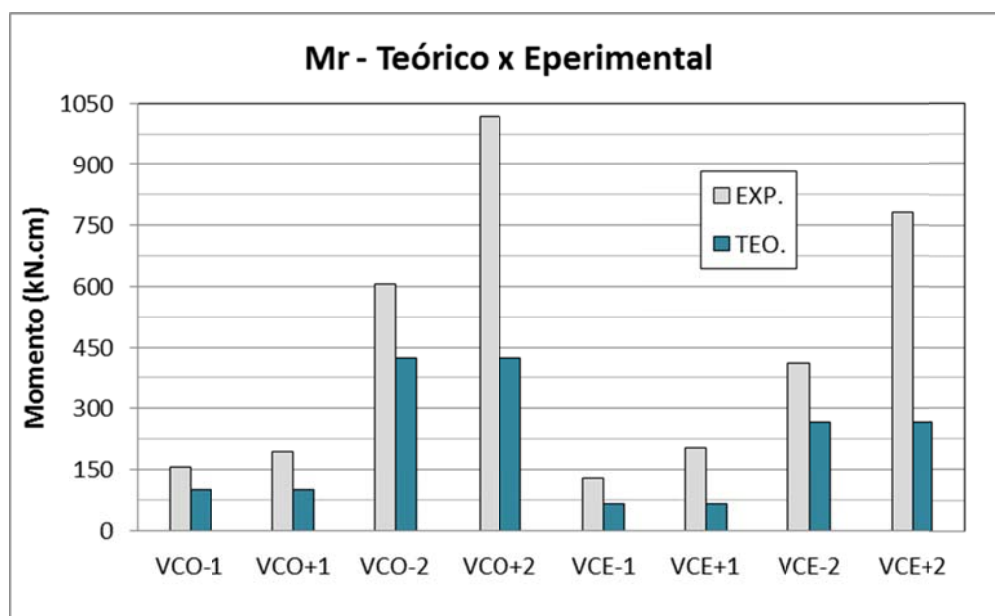


Figura 4.17 - Momento de fissuração (teórico e experimental).

Na Figura 4.18 à Figura 4.25 estão mapeadas as fissuras registradas durante o ensaio. Indicando o grau da fissura pelas cores: vermelho-amarelo-verde-azul, menor fissura para maior fissura respectivamente.

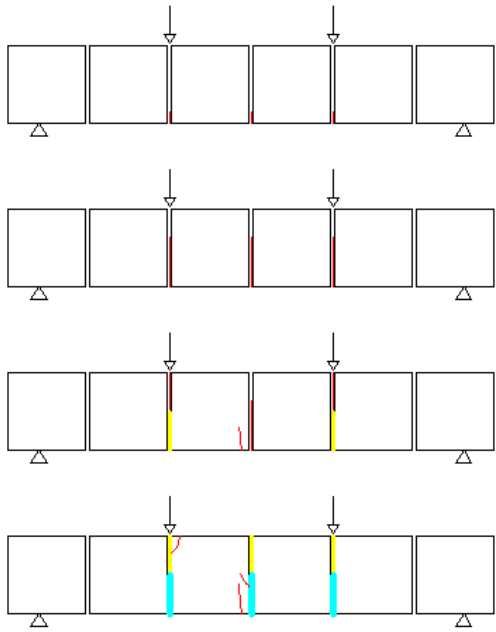


Figura 4.18 - Mapeamento das fissuras VCO-1.

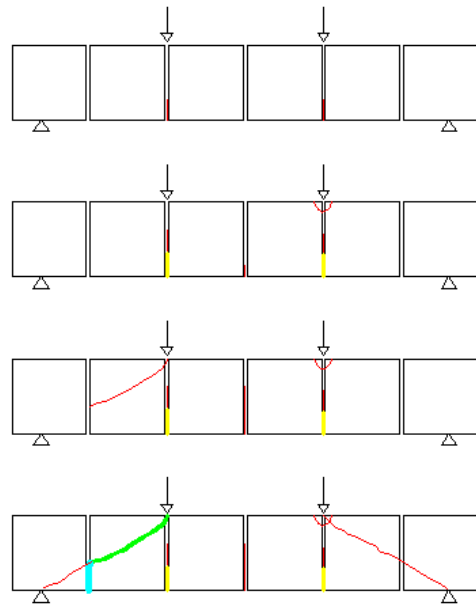


Figura 4.19 - Mapeamento das fissuras VCO+1.

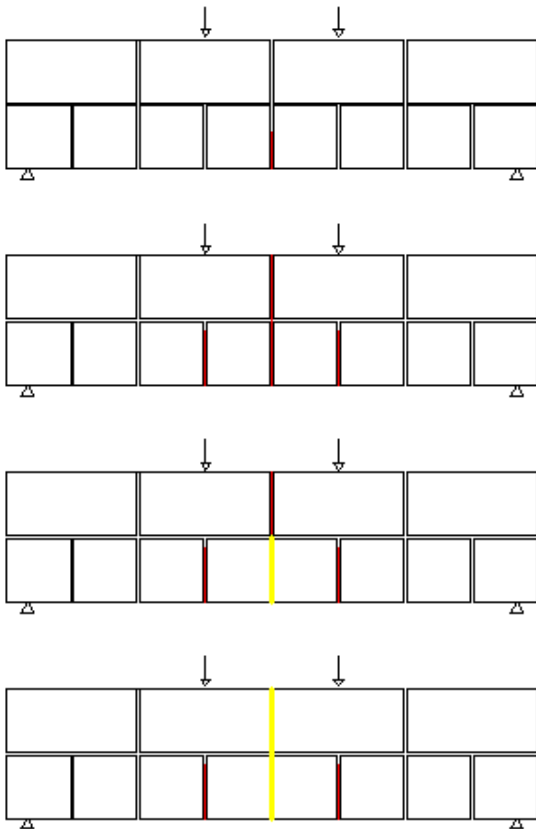


Figura 4.20 - Mapeamento das fissuras VCO-2.

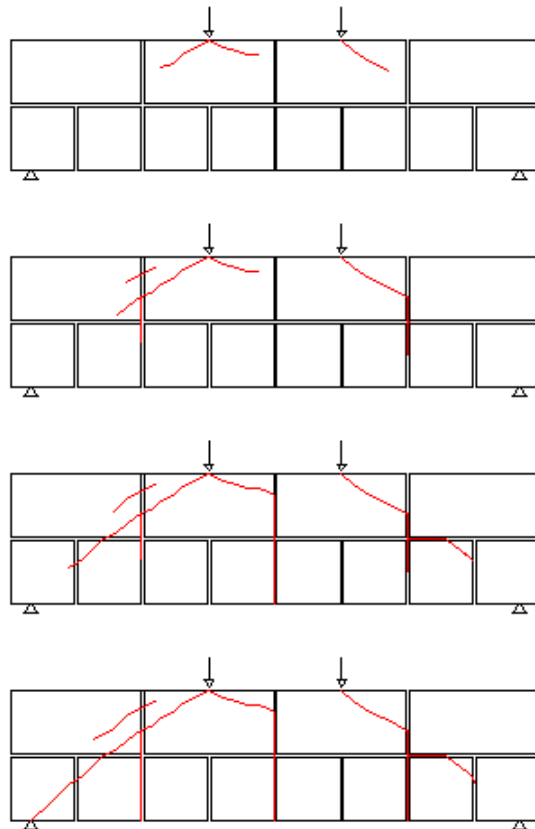


Figura 4.21 - Mapeamento das fissuras VCO+2.

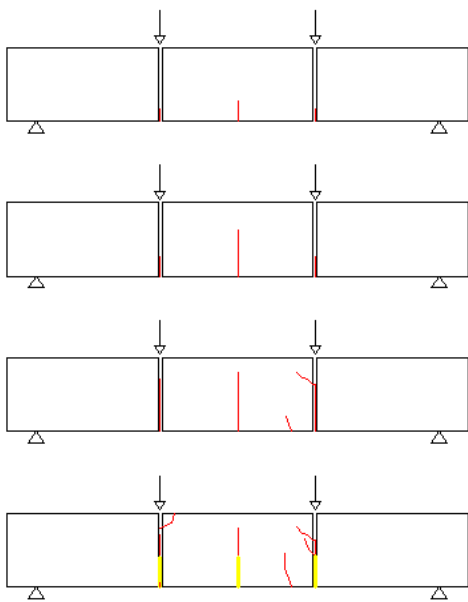


Figura 4.22 - Mapeamento das fissuras VCE-1.

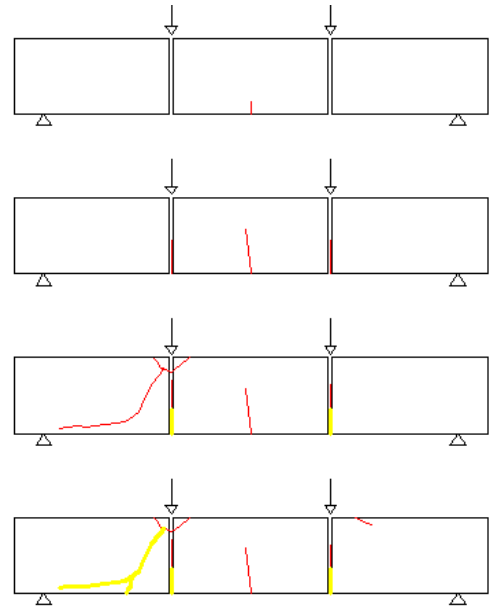


Figura 4.23 - Mapeamento das fissuras VCE+1.

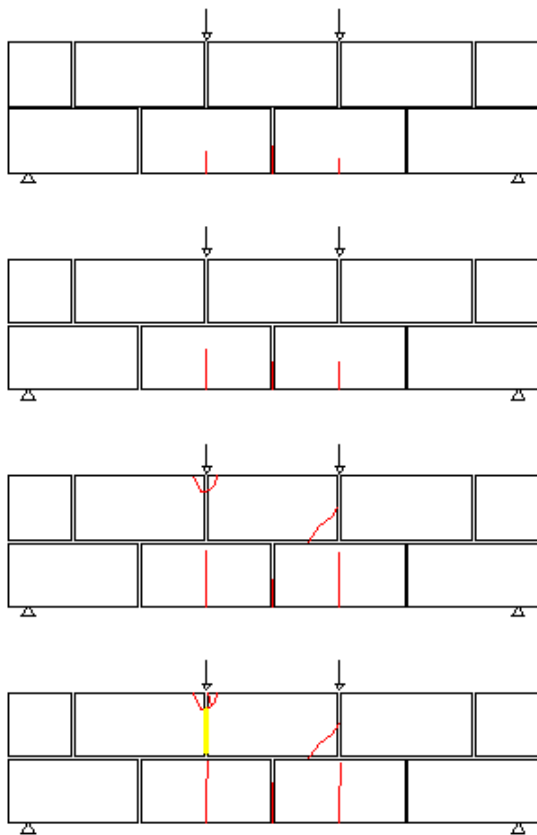


Figura 4.24 - Mapeamento das fissuras VCE-2.

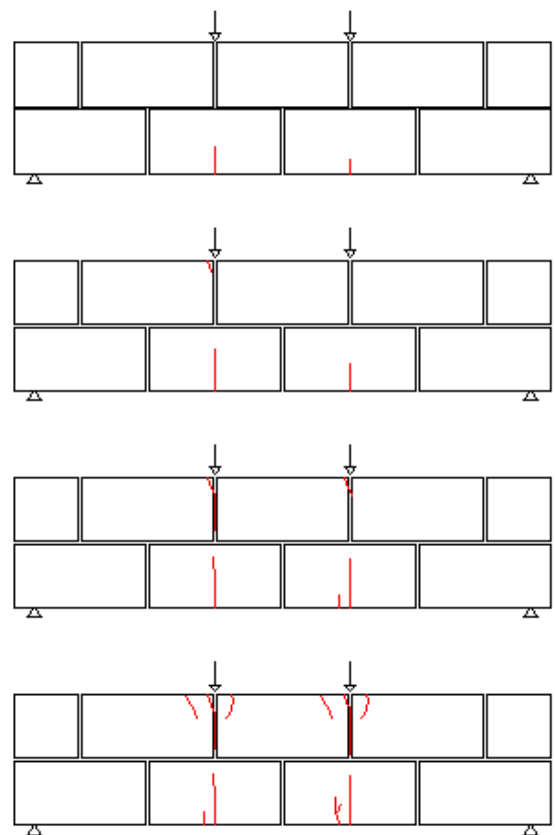


Figura 4.25 - Mapeamento das fissuras VCE+2.

As fissuras observadas nas vigas VCO-1, VCO-2, VCE-1 e VCE-2 foram típicas de flexão, surgindo na região inferior central das vigas, caminhando em direção a sua face superior. Surgindo fissuras, também verticais, nas juntas de assentamento próximas à região central, coincidindo com o ponto de aplicação da carga conforme apresentado na Figura 4.22.

Foram observadas inicialmente para as vigas VCO+1 e VCE+1 fissuras típicas de flexão em sua região central, entretanto com cargas mais altas foram surgindo fissuras dos pontos de aplicação das cargas em direção aos apoios. Fissuras típicas de cisalhamento.

A viga VCO+2 apresentou fissuras típicas de cisalhamento caminhando da região de aplicação das cargas em direção aos apoios mesmo observando a armadura longitudinal sendo solicitada até seu escoamento, pois as deformações nas armaduras aumentaram consideravelmente com carregamentos constantes, conforme a Figura 4.8. Entretanto isso não ocorreu na viga VCE+2, na qual foi possível observar somente fissuras típicas de flexão. Ocorrendo também um descolamento das paredes externas na região próxima à aplicação do carregamento.

No APÊNDICE B são apresentadas imagens das fissuras durante os ensaios para cada Grupo de viga ensaiado.

4.3 DESLOCAMENTO

A deformação máxima é uma das verificações dos estados limites de serviço e obrigatoriamente deve ser atendida. A NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) limitam esse deslocamento em $l/300$ ou 10 mm para vigas bi apoiadas conforme citado no item 2.1.4. Para as vigas ensaiadas compostas por uma fiada (vão entre apoios = 104 cm) o deslocamento máximo permitido é 3,47 mm, para as vigas compostas por duas fiadas (vão entre apoios = 144 cm) esse limite é 4,80 mm.

Para comparar os deslocamentos obtidos durante o ensaio, foram determinados deslocamentos teóricos em função das características físicas e geométricas. Os deslocamentos teóricos foram determinados a partir das formulações apresentadas para elementos de concreto armado, pois as normas vigentes de alvenaria estrutural não apresentam formulação para o cálculo desses deslocamentos.

A Equação 49 revisada por Pinheiro et al. determina a flecha em um ponto " x_f " de uma viga com vão " L " e com uma carga concentrada " P " conforme a Figura 4.26. Com as seguintes limitações: $x_f < f$ e $f > g$.

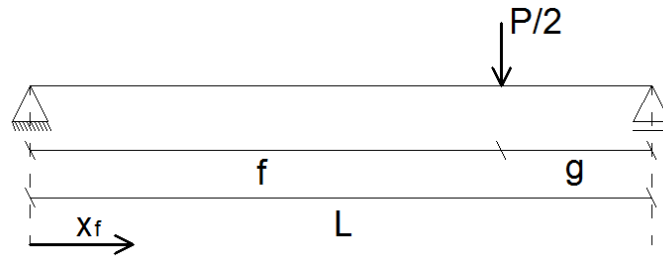


Figura 4.26 - Esquema de carregamento para determinação do deslocamento.

$$\delta = \frac{P}{2} \frac{g x_f}{6 E I L} (l^2 - g^2 - x_f^2) \quad \text{Equação 49}$$

em que:

E : é o módulo de elasticidade;

I : é o momento de inércia da seção bruta;

f, g, L e x_f : comprimentos conforme indicados na Figura 4.26.

Utilizando a rigidez equivalente no cálculo da flecha imediata para considerar o efeito da fissuração e considerando a sobreposição dos efeitos devido à simetria do carregamento, temos:

$$\delta = 2 \left(\frac{P}{2} \frac{g x_f}{6 (E I)_{eq} L} (l^2 - g^2 - x_f^2) \right) \quad \text{Equação 50}$$

O cálculo da rigidez equivalente é feito através da Equação 51, conforme o item 17.3.2.1.1 da NBR 6118 (2007).

$$(E I)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} \leq E_{cs} I_c \quad \text{Equação 51}$$

em que:

I_c : é o momento de inércia da seção bruta;

I_{II} : é o momento de inércia da seção fissurada no estágio II, na qual $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$;

M_a : é o momento fletor na seção crítica do vão considerado;

M_r : é o momento de fissuração do elemento estrutural;

E_s : é o módulo de elasticidade do aço;

E_{cs} : é o módulo de elasticidade secante.

Conforme item 8.2.8 da NBR 6118 (2007) temos:

$$E_{cs} = 0,85 \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad \text{Equação 52}$$

Conforme apresentado no item 4.2 o momento de fissuração é calculado pela Equação 46. Mas com seguinte alteração de acordo com o item 17.3.1 da NBR 6118 (2007):

$$f_{ct} = f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{em MPa}) \quad \text{Equação 53}$$

Para calcular o momento de inércia da seção fissurada (I_{II}) é necessário encontrar a posição da linha neutra (x_{II}) no início do estágio II. A Equação 54 e Equação 55 apresentam o roteiro de cálculo descrito por Carvalho e Figueiredo Filho (2007).

Primeiramente se determina a altura da linha neutra (x_{II}) a partir da equação do segundo grau a seguir:

$$\frac{bx_{II}^2}{2} + \alpha_e A_s x_{II} - d \alpha_e A_s = 0 \quad \text{Equação 54}$$

Em seguida é determinado o momento de inércia da seção no estágio II puro (I_{II}) com a seguinte equação:

$$I_{II} = \frac{bx_{II}^3}{3} + \alpha_e A_s (x_{II} - d)^2 \quad \text{Equação 55}$$

A Tabela 4.4 apresenta os valores da altura útil e do momento de inércia de cada uma das vigas no estágio II. Como as equações apresentadas anteriormente dependem da resistência característica à compressão do concreto, foi considerada a resistência característica à compressão da alvenaria. Ou seja, foi considerada a Equação 48 para o cálculo da resistência a tração direta (f_{ct}) e para o cálculo do módulo de elasticidade secante.

Tabela 4.4 - Cálculo da altura útil e momento de inércia no estádio II.

	VCO-1	VCO+1	VCO-2	VCO+2	VCE-1	VCE+1	VCE-2	VCE+2
b (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14
d (cm)	12	12	32	32	12	12	32	32
h (cm)	19	19	39	39	19	19	39	39
I (cm ⁴)	8002,2	8002,2	69205,5	69205,5	8002,2	8002,2	69205,5	69205,5
A _s (cm ²)	0,503	1,227	0,785	2,454	0,503	1,227	0,785	2,454
f _{pk} (MPa)	10,53	10,53	10,53	10,53	5,24	5,24	5,24	5,24
f _p =f _{ck} (MPa)	7,37	7,37	7,37	7,37	3,67	3,67	3,67	3,67
f _{ct} (MPa)	1,14	1,14	1,14	1,14	0,71	0,71	0,71	0,71
α	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5
y _t (cm)	9,50	9,50	19,50	19,50	9,50	9,50	19,50	19,50
M _r (kN.cm)	143,6	143,6	604,9	604,9	90,2	90,2	379,8	379,8
l (cm)	104	104	144	144	104	104	144	144
f (cm)	72,0	72,0	92,0	92,0	72,0	72,0	92,0	92,0
g (cm)	32,0	32,0	52,0	52,0	32,0	32,0	52,0	52,0
x _f (cm)	52,0	52,0	72,0	72,0	52,0	52,0	72,0	72,0
E _{cs} (MPa)	12923,2	12923,2	12923,2	12923,2	9116,4	9116,4	9116,4	9116,4
α _e	16,25	16,25	16,25	16,25	23,04	23,04	23,04	23,04
x _{II} (cm)	3,20	4,59	6,78	10,95	3,71	5,23	7,89	12,54
I _{II} (cm ⁴)	785,9	1546,1	9568,0	23796,7	1034,6	1963,0	12803,6	30609,5

Após a determinação da altura útil e do momento de inércia no estádio II a única variável para determinar a flecha imediata é “M_a” que depende diretamente da carga “P” aplicada. Os gráficos da Figura 4.27 à Figura 4.34 apresentam as curvas obtidas com os resultados do equacionamento teórico “Des.T” juntamente com os resultados obtidos experimentalmente “EXP.” sendo três curvas experimentais, uma para cada amostra ensaiada.

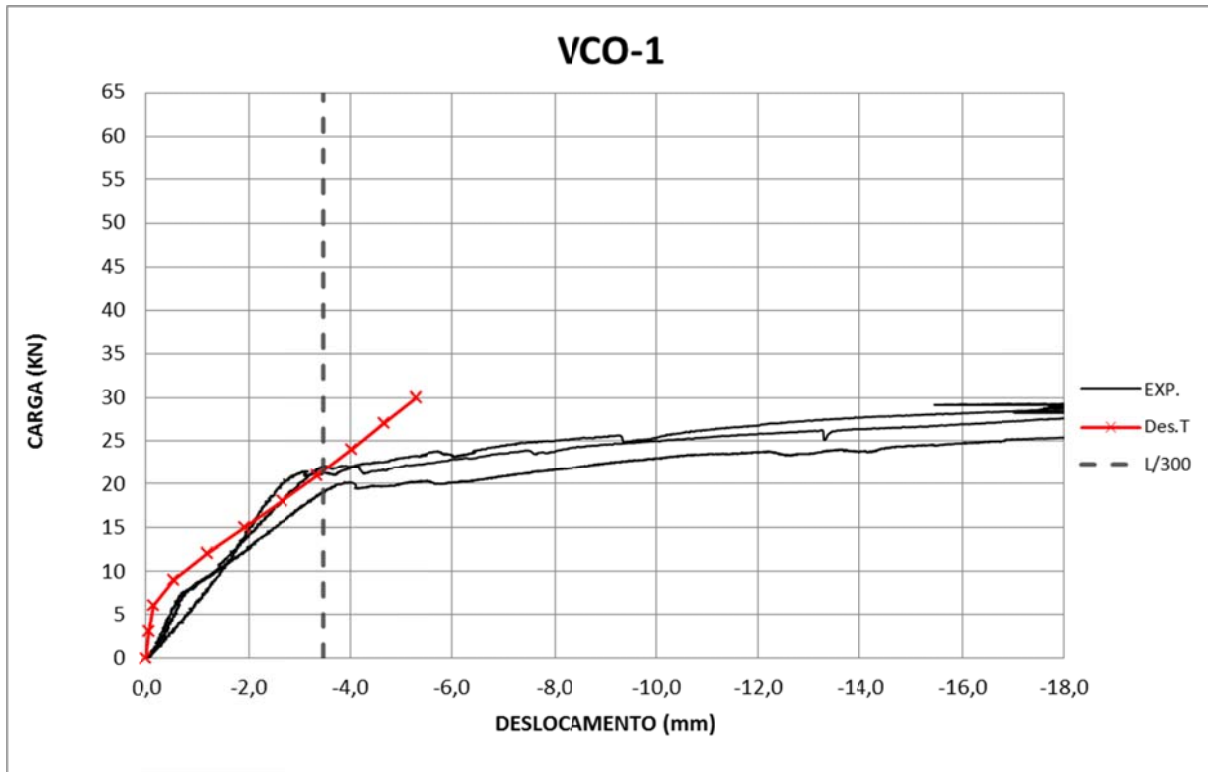


Figura 4.27 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO-1.

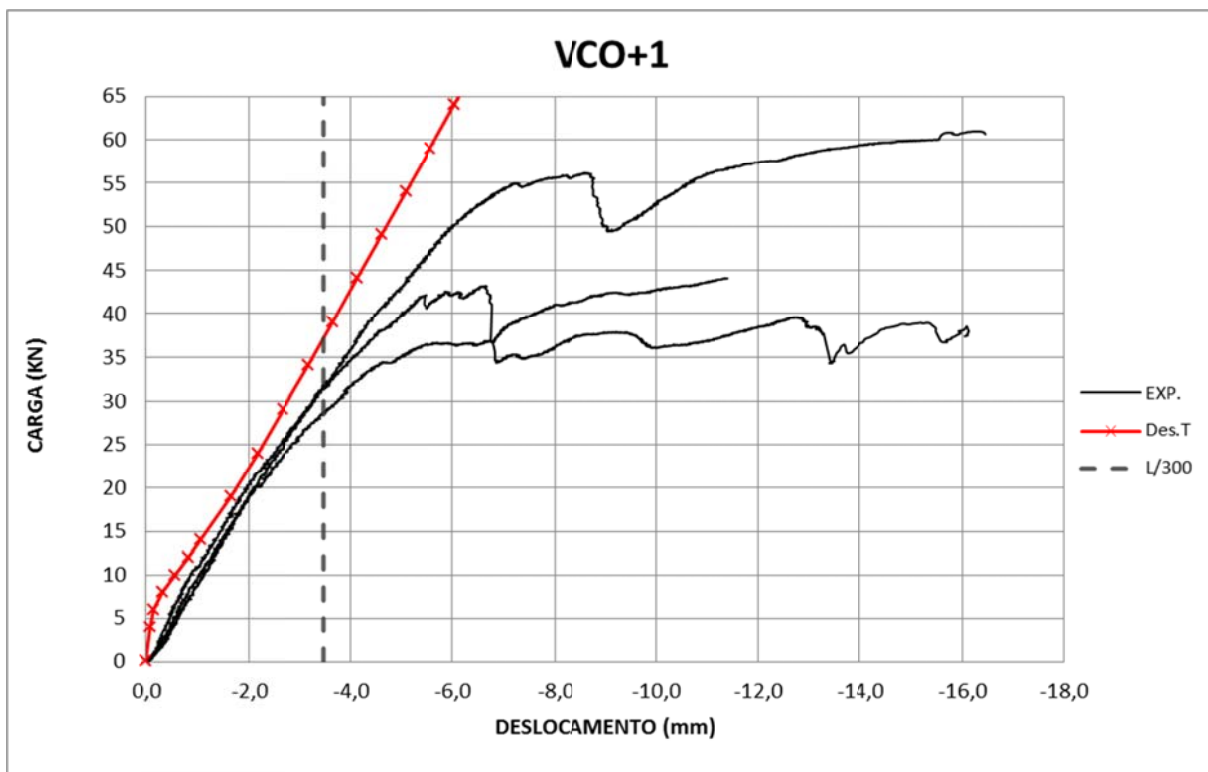


Figura 4.28 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO+1.

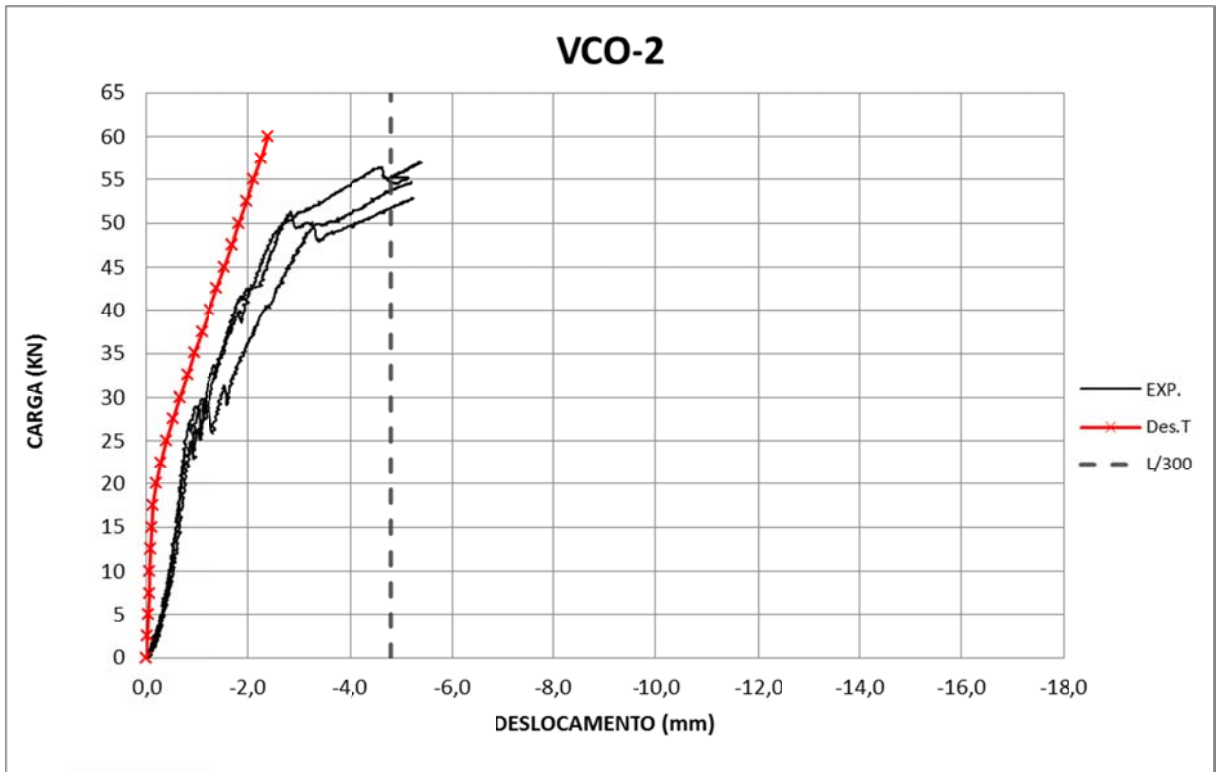


Figura 4.29 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO-2.

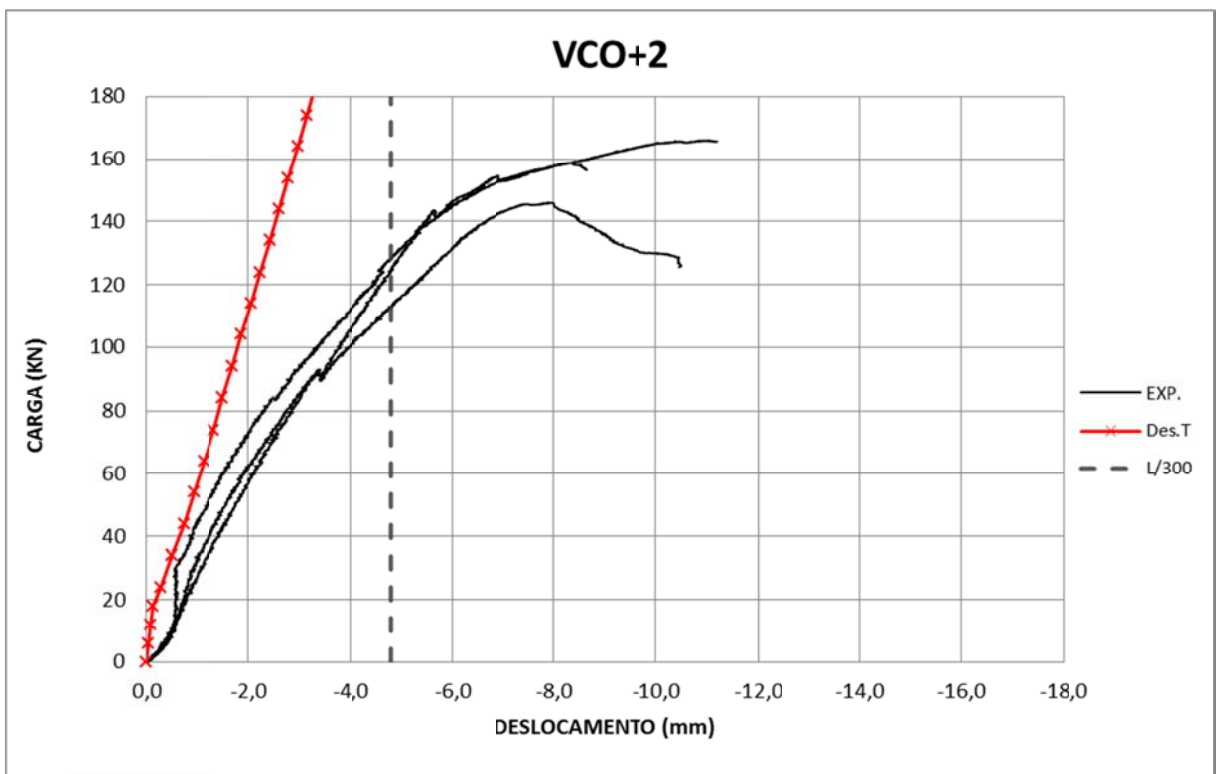


Figura 4.30 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCO+2.

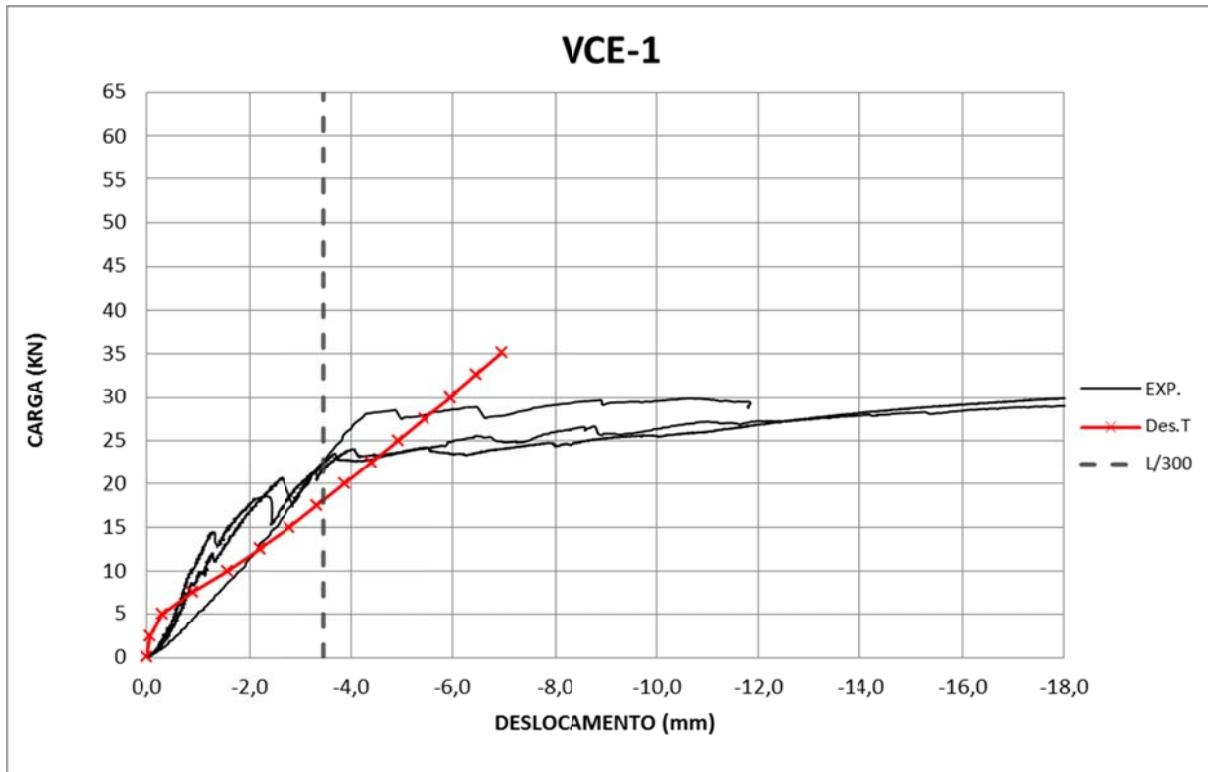


Figura 4.31 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE-1.

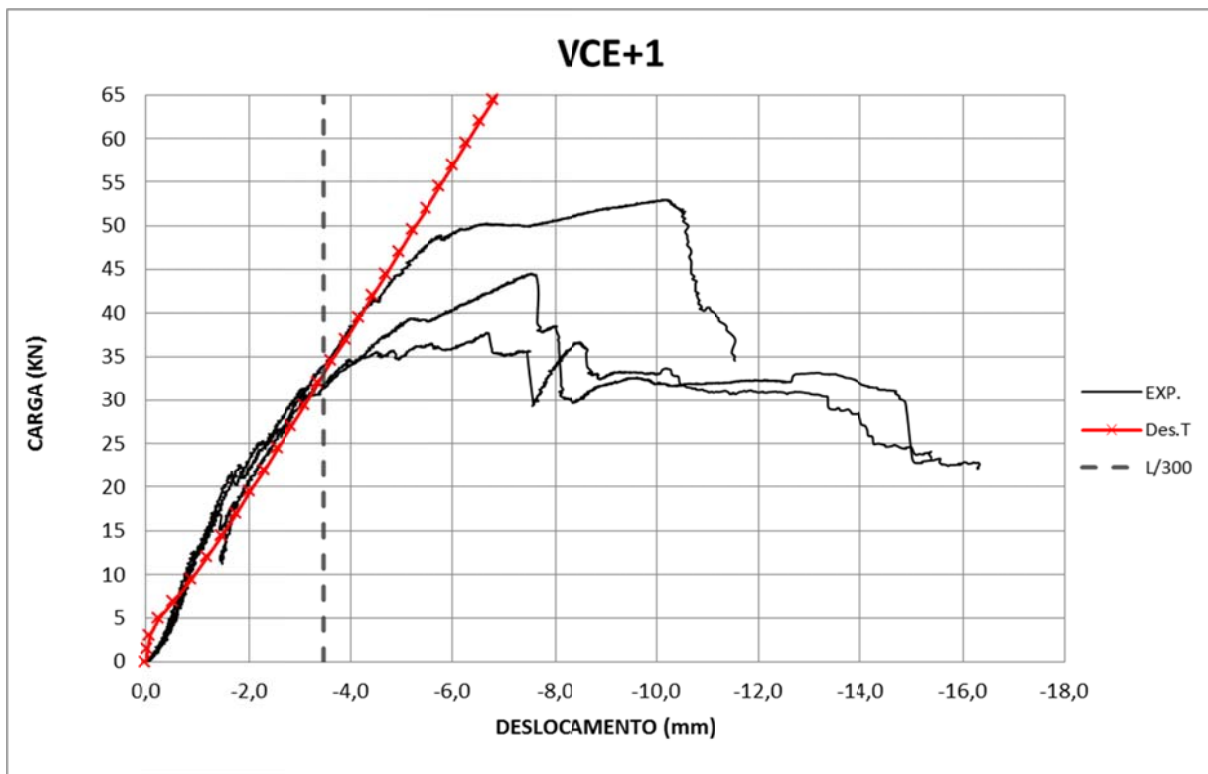


Figura 4.32 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE+1.

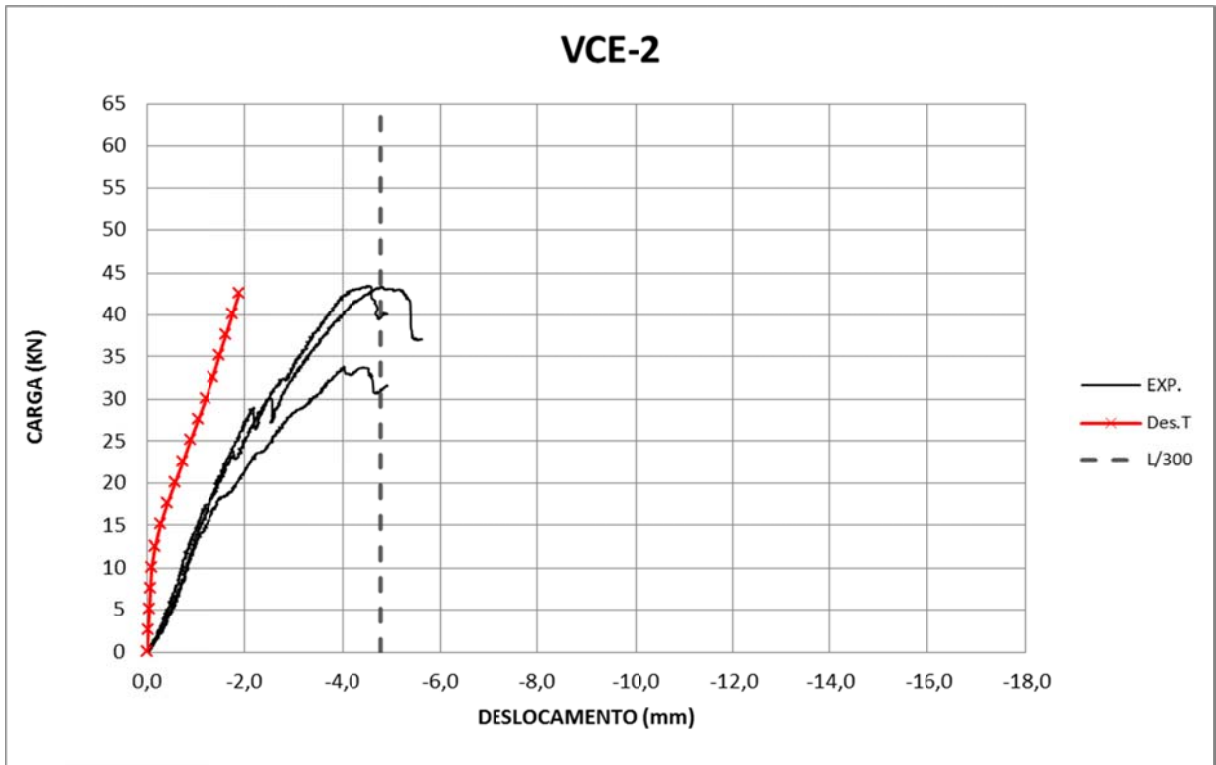


Figura 4.33 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE-2.

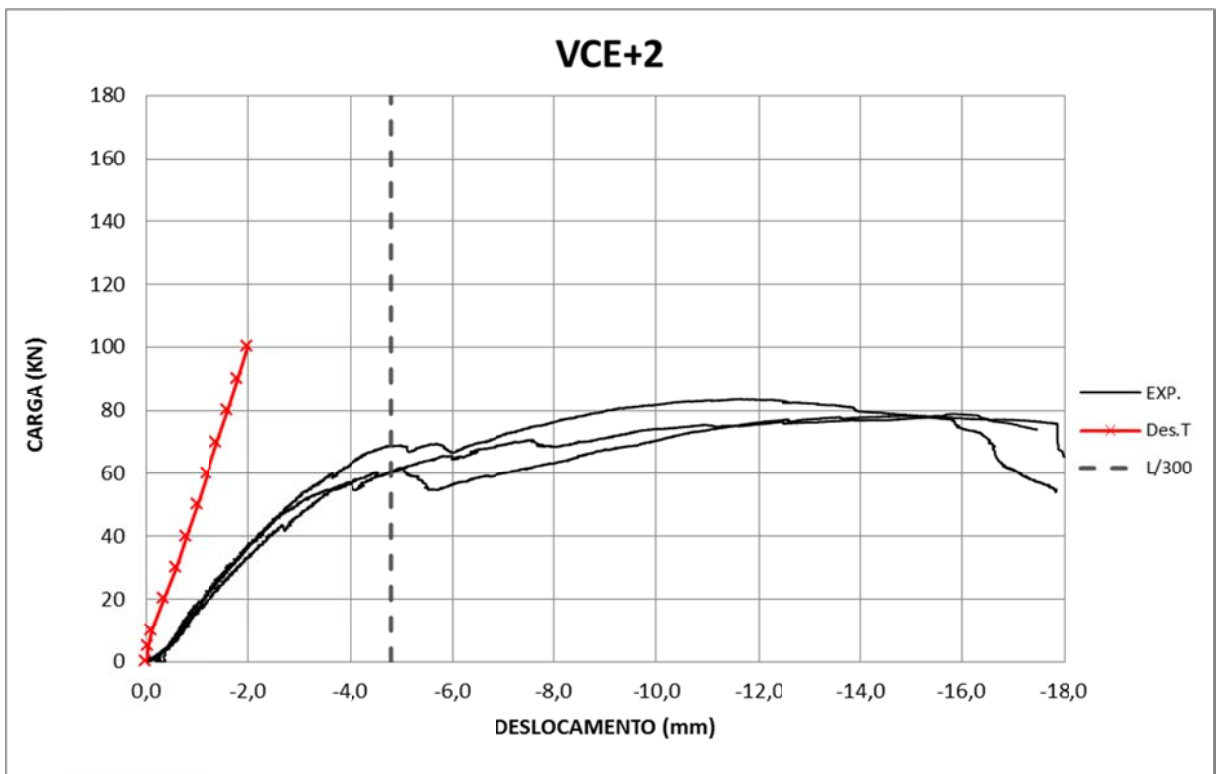


Figura 4.34 - Deslocamentos centrais teóricos e experimentais - VCE+2.

Podemos observar que o comportamento (deslocamento em função da carga aplicada) foi muito semelhante para as três amostras ensaiadas de cada viga. Existindo uma diferença maior no comportamento quando os carregamentos finais do ensaio são alcançados.

Para as vigas de blocos cerâmicos e de concreto composta por uma fiada e independentemente da taxa de armadura, observa-se que as curvas teóricas ficaram muito próxima das experimentais. Para as vigas VCO-1 inicialmente os deslocamentos experimentais foram maiores que os esperados, mas com o aumento da carga para apenas uma das amostras essa relação se mantém, enquanto que para as outras duas amostras apresentaram menos flexíveis do que o esperado teoricamente. No entanto, as vigas VCO+1 tiveram um comportamento mais flexível durante todo ensaio em relação aos valores teóricos. As vigas VCE-1 e VCE+1 apresentaram um comportamento um pouco mais flexível do que o deslocamentos teóricos no início do carregamento, mas essa relação se alterou com o aumento do carregamento, ou seja, foi observado um comportamento mais rígido do que o teórico.

Para as vigas de blocos cerâmicos e de concreto composta por duas fiada e independentemente da taxa de armadura, foi observado um comportamento mais flexível para todos os níveis de carregamento em relação ao teórico. Uma grande diferença ocorreu no comportamento nas vigas de blocos cerâmicos. No entanto, essa diferença diminui quando observada as vigas de blocos de concreto.

Analisando os deslocamentos teóricos com os observados experimentalmente, foram registrados os valores das cargas correspondentes ao deslocamento máximo permitido. A Tabela 4.5 apresenta o valor médio para cada viga ensaiada e seu valor teórico esperado

Tabela 4.5 - Carga teórica e experimental (L/300).

	Carga (kN)							
	VCO-1	VCO+1	VCO-2	VCO+2	VCE-1	VCE+1	VCE-2	VCE+2
Amostra 1	20,5	32,8	57,0	130,9	21,9	34,8	45,1	62,3
Amostra 2	23,2	32,7	54,1	114,7	22,8	32,5	32,7	70,5
Amostra 3	23,0	29,8	56,1	126,9	22,7	32,1	41,7	62,1
Média	22,2	31,8	55,7	124,2	22,5	33,1	39,8	65,0
Teórico	22	37	109	265	18	33	101	241
Diferença (%) Exp./Teórico	3,4	-14,4	-48,9	-53,1	24,1	0,7	-60,6	-73,0

. A Figura 4.35 apresenta um resumo desses valores para melhor visualização. Observa-se que as vigas compostas por uma fiada os valores teóricos e experimentais ficaram mais próximos, quando comparados com as vigas compostas de duas fiadas.

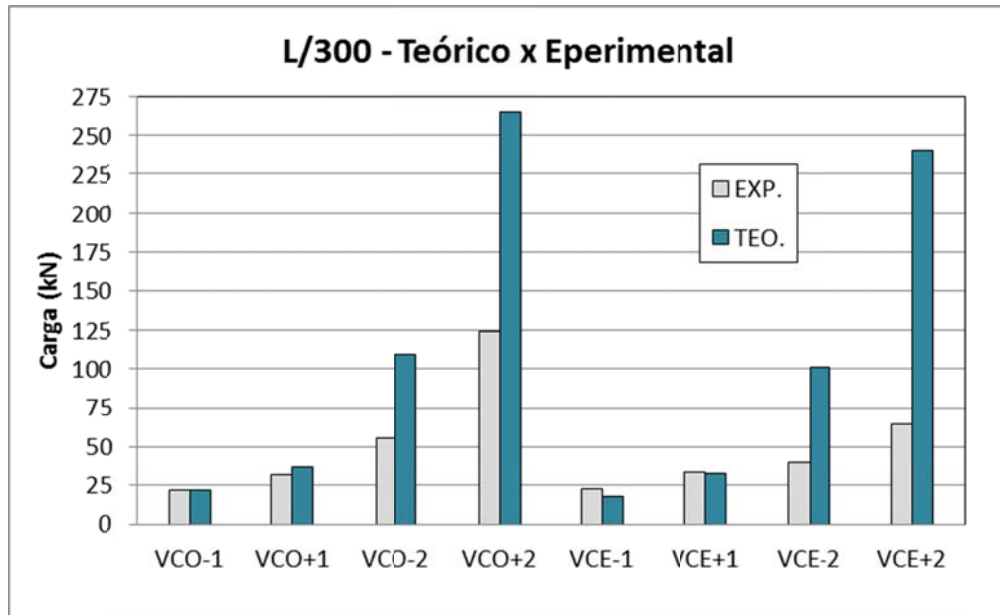


Figura 4.35 - Cargas teóricas e experimentais para deslocamento limite (L/300).

5 CAPÍTULO

CONCLUSÕES

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O trabalho teve como principal objetivo realizar uma comparação sobre o comportamento teórico e experimental de vigas de alvenaria estrutural submetidas à flexão simples, validando os procedimentos de dimensionamento propostos pelas normas ABNT NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011), na qual a principal alteração consistiu na introdução da segurança com base no método dos estados limites. Essa comparação teórica e experimental aumentará a confiança na utilização destes elementos por parte dos projetistas. Além de contribuir para a base de dados nacional.

Para atingir o objetivo foram ensaiados oito grupos de vigas, compostos por três exemplares cada um, diferenciando seu comprimento, altura, tipo da unidade (blocos de concreto e blocos cerâmicos) e taxa de armadura. As vigas e as armaduras longitudinais foram instrumentadas para obtenção dos deslocamentos e deformações.

O programa experimental foi dividido basicamente em três etapas. A primeira na caracterização de todo material, blocos, argamassa, graute e agregados. A execução das vigas sendo a segunda etapa. Posteriormente o ensaio à flexão simples caracterizado como última etapa experimental. Os blocos de concreto utilizados foram: meio bloco canaleta e bloco vazado, adquiridos na empresa Tatu pré-moldados e os blocos cerâmicos utilizados foram: bloco canaleta, bloco vazado e meio bloco vazado, adquiridos na empresa Cerâmica City sendo solicitado com resistência característica mínima de 6 MPa. Na caracterização foi determinada a resistência característica igual 11,29 MPa para os blocos de concreto e 7,81 MPa para os blocos cerâmicos. Os valores de prismas obtidos não foram considerados aceitáveis sendo então descartados e utilizados resultados de outro trabalho realizado em paralelo com os mesmos materiais. Sendo 4,61 MPa e 10,53 MPa a resistência característica dos prismas de blocos de concreto oco e cheio respectivamente, e 2,65 MPa e 5,24 MPa a resistência característica dos prismas de blocos cerâmicos oco e cheio respectivamente. As propriedades físicas dos blocos de concreto como: largura, comprimento, altura, espessura das

paredes, dimensões dos furos, área líquida e absorção de água, atenderam os requisitos normativos. As propriedades para os blocos cerâmicos como: largura, altura, comprimento, espessura dos septos, espessura das paredes, planeza das faces, área líquida, desvio em relação ao esquadro, área líquida e índice de absorção de água também atenderam os requisitos normativos.

Visando um bom andamento da obra é recomendável a execução de vigas utilizando blocos canaletas na primeira fiada para o posicionamento da armadura e quando necessários blocos vazados na segunda fiada para passagem de armaduras transversais, ambos assentados com argamassa. Assim não são necessárias especialidades em formas, além de não exigir recortes nos blocos.

Os dimensionamentos propostos pelas normas NBR 15812-1 (2010) e NBR 15961-1 (2011) para vigas submetidas à flexão simples apresentaram valores bem conservadores quando comparados com os elementos ensaiados, ou seja, independentemente de seu comprimento, altura, tipo da unidade (blocos de concreto e blocos cerâmicos) e taxa de armadura as cargas teóricas obtidas ficaram bem baixas quando comparados com experimentais. Os deslocamentos observados no instante em que as cargas de ensaio eram iguais aos valores dos dimensionamentos teóricos os deslocamentos nas vigas se encontraram bem abaixo dos deslocamentos máximos prescritos pelas normas. Além do início da fissuração só pode ser observado quando as cargas ultrapassaram esses valores. Concluindo que os valores de cargas obtidos através do dimensionamento proposto pelas normas atuais respeitam os deslocamentos máximos permitidos e as fissuras ainda não eram visíveis.

Já com a retirada dos coeficientes de segurança propostos pelas normas, ou seja, sem majorar as cargas e utilizando toda resistência do aço e alvenaria, as cargas obtidas para as vigas VCO-1, VCO+1, VCE-1 e VCE+1 ainda se apresentaram menores que a carga máxima de ensaio. Registrando deslocamentos ainda abaixo dos limites normativos. Mas os deslocamentos das vigas VCO-2, VCO+2 e VCE-2 ficaram muito próximos aos limites sendo que para a viga VCE+2 a carga de ensaio não atingiu o valor teórico.

Analisando o aumento da deformação na armadura em função do acréscimo das cargas podemos dizer que em todas as vigas a armadura longitudinal foi solicitada. As vigas com taxas de armadura baixa apresentaram um comportamento desejável, independente do número de fiadas, observando para valores de cargas próximos ao final do carregamento tivemos acréscimos relativamente altos nos deslocamentos. Tornando mais claro o aviso de ruptura.

As fissuras observadas ocorreram para todas as vigas ensaiadas em uma carga maior do que os valores teóricos do momento de fissuração obtidos através da formulação adaptada

da NBR 6118 (2007). A adaptação foi considerar a resistência característica à compressão do concreto igual resistência característica à compressão simples da alvenaria ($f_{ck} = f_k = 0,7f_{pk}$) para cálculo da resistência a tração direta. Mas essa formulação não é adequada para estimar os valores exatos dos momentos de fissuração para vigas de alvenaria estrutural, necessitando de uma nova proposta para estimar esses valores.

As fissuras observadas nas vigas VCO-1, VCO-2, VCE-1 e VCE-2 foram típicas de flexão, surgindo na região inferior central das vigas, caminhando em direção a sua face superior. Inicialmente foram observadas fissuras típicas de flexão para as vigas VCO+1 e VCE+1. Mas para cargas mais altas foram surgindo fissuras típicas de cisalhamento, aproximadamente a 45° partindo dos pontos de aplicação da carga em direção ao apoio mais próximo. A viga VCO+2 apresentou fissuras típicas de cisalhamento mesmo observando a armadura longitudinal sendo solicitada até seu escoamento, pois as deformações nas armaduras aumentaram consideravelmente com carregamentos constantes. Entretanto isso não ocorreu na viga VCE+2, na qual foi possível observar somente fissuras típicas de flexão. Ocorrendo também um descolamento das paredes externas na região próxima à aplicação do carregamento.

A formulação adaptada da NBR 6118 (2007) para obter valores de deslocamentos apresentou uma boa correlação para as vigas de uma fiada. Já para as vigas de duas fiadas observou-se uma pior correlação entre valores teóricos e experimentais, apresentando deslocamentos menores que os valores medidos experimentalmente.

Analisando os valores obtidos através dos transdutores fixados nas faces laterais, observou-se nas vigas compostas por duas fiadas, tração na região inferior e compressão na região superior durante todo o carregamento. No entanto para as vigas compostas por uma fiada, a região superior esta comprimida somente no início do carregamento, pois para cargas altas toda seção transversal estava sendo tracionadas. Podemos considerar iguais à zero os deslocamentos laterais observados no instante que as cargas de ensaio atingiram os valores obtidos nos dimensionamentos normativos, exceto para as vigas VCO+1 VCO+2 e VCE+2, na qual graficamente é possível verificar que houve um pequeno deslocamento na região inferior. No entanto as fissuras que provavelmente ocorreram não foram visíveis. Necessitando assim de outros instrumentos para medir o início da fissuração.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São de grande importância novos estudos do comportamento de vigas em alvenaria estrutural devido número reduzido de pesquisas nessa área. Como sugestão para trabalhos futuros:

- a) Alterar as configurações das vigas, como altura e vão. Para aumentarmos a confiança em grandes aberturas. Priorizando a facilidade na execução, evitando formas e mão de obra especializada.
- b) Ensaio de vigas submetidas à flexão utilizando blocos com fibras. Analisando o ganho da resistência à tração.
- c) Realizar ensaios de vigas de alvenaria sob paredes, ambas instrumentadas. Analisando a distribuição das tensões e o comportamento do conjunto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALTRAN, D. A. (2010). **Procedimento numérico para análise de vigas de alvenaria estrutural submetidas à flexão simples**. 88p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1989). **NBR 10837**: Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1987). **NBR 7217**: Agregados - Determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1996). **NBR 7215**: Cimento Portland - Determinação da resistência à compressão. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2002). **NBR 13276**: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos – Preparo da mistura e determinação do índice de consistência. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2006). **NBR 6136**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural - Requisitos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2005). **NBR 15270-2**: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural – Terminologia e requisitos. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2005). **NBR 15270-3**: Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro.

-
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). **NBR 12118**: Blocos vazados de concreto simples para alvenaria – Métodos de ensaio. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010). **NBR 15812-1**: Alvenaria estrutural – Blocos Cerâmicos - Projetos. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2010). **NBR 15812-2**: Alvenaria estrutural – Blocos Cerâmicos – Execução e controle de obras. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2011). **NBR 15961-1**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Projetos. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2011). **NBR 15961-2**: Alvenaria Estrutural – Blocos de Concreto - Execução e controle de obras. Rio de Janeiro.
- ATAÍDE, C. A. V. (2005). **Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e dos estados limites para alvenaria estrutural**. 144p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- BASTOS, P. S. S. (1993). **Contribuição ao projeto de edifícios em alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis**. 242p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.
- CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. (2012). **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. São Carlos: 3ª edição – EduFSCar.
- GALAL, K.; ENGINSAL, M. A. (2011). Flexural behavior of GFRP-Reinforced concrete masonry beams. **Journal of Composites for Construction**, Reston, v.15, n.1, p.21-31, Fev. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000148](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000148)>. Acesso em: 31 out. 2013.
- HAACT, V.; VASCONCELOS, G.; LOURENÇO, P. B. (2012). **Experimental analysis of reinforced concrete block masonry beams using pre-fabricated planar trussed bars**.

Elsevier. 37p. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/1822/21851>>. Acessado em: 29 out.2013

HILAL, S. M.; BAHNASAWY, H. H.; KHAFAGA, M. A. (1999). Structural behaviour of reinforced concrete masonry beams under shear stresses, In: INTERNATIONAL SEMINAR HELD AT THE UNIVERSITY OF DUNDEE: CREATING WITH CONCRETE. **Proceedings ...** Escócia: Universidade de Dundee. p. 165-175.

IZQUIERDO, O. S. (2013). **Estudo da interface bloco/graute em peças de alvenaria estrutural**. 137p. Qualificação (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.

JANG, J. J.; HART, G. C. (1995). Analysis of concrete masonry beams. **Journal of Structural Engineering**, Reston, v. 121, n.11, p.1598-1602, Nov. Disponível em: <[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1995\)121:11\(1598\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1995)121:11(1598))>. Acesso em: 31 out. 2013.

JOAQUIM, M. M. (1999). **Flexão e flexo-compressão em elementos de alvenaria estrutural**. 128p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. USP, São Carlos.

LANDINI, F. S. (2001). **Comportamento à flexão e ao esforço cortante de vigas em alvenaria estrutural**. 119p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.

MAIA, E. J. A. (2012). **Estudo experimental de vigas de alvenaria estrutural sujeitas à flexão**. 86p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

MALUF, D. R. (2007). **Estudo de painéis de alvenaria estrutural sujeitos a ações perpendiculares ao plano**. 116p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYDALE, R. G. (2012). **Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural**. São Carlos: EduFSCar.

RAMOS, A P. (2012). **Análise experimental do comportamento de vigas mistas de concreto e alvenaria estrutural sujeitas à flexão simples**. 78p. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Ilha Solteira.

APÊNDICE A

A seguir, na Figura A.2 à Figura A.9 são apresentados os deslocamentos registrados pelos transdutores fixados nas laterais das vigas. “FSup” mostram os deslocamentos ocorridos da região superior da face lateral das vigas e “FInf” os deslocamentos na região inferior da face lateral. Representados respectivamente como “6” e “7” citados no item 3.4 e apresentados novamente na Figura A.1. Apresentando também os limites obtidos através dos dimensionamentos normativos e sem os coeficientes propostos pelas normas, retas “NBR” e “SCoef.” respectivamente.

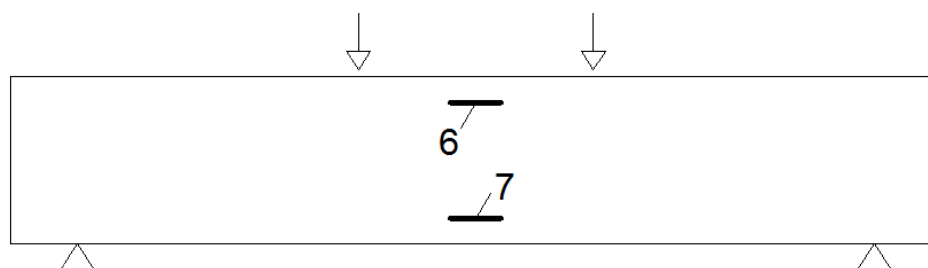


Figura A.1 - Transdutores instalados na face lateral das vigas.

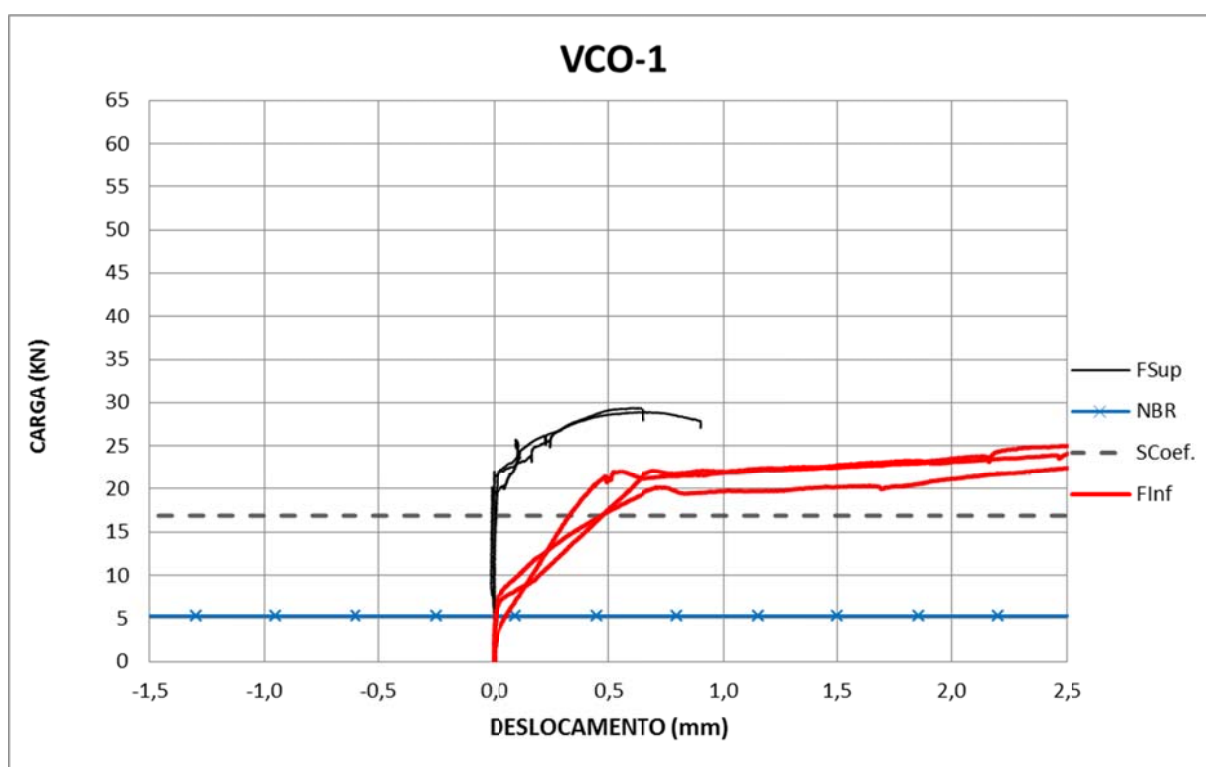


Figura A.2 - Fissuração na face lateral - VCO-1.

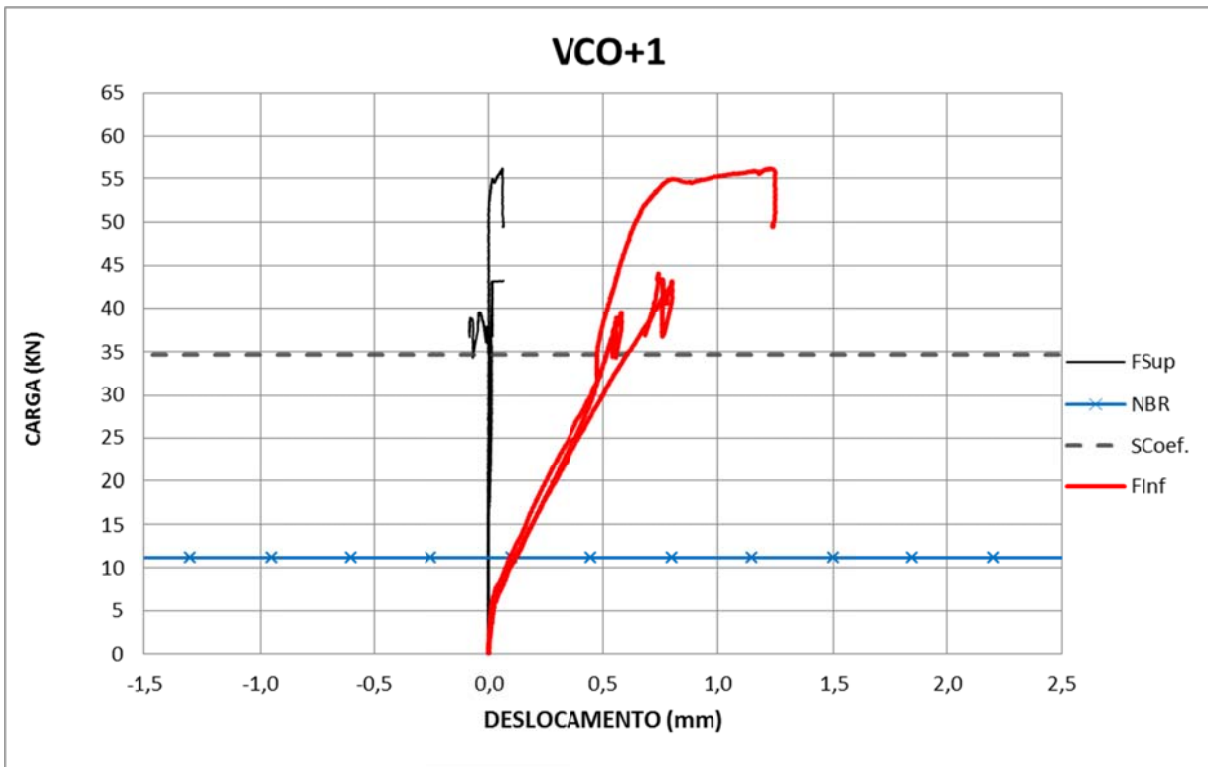


Figura A.3 - Fissuração na face lateral - VCO+1.

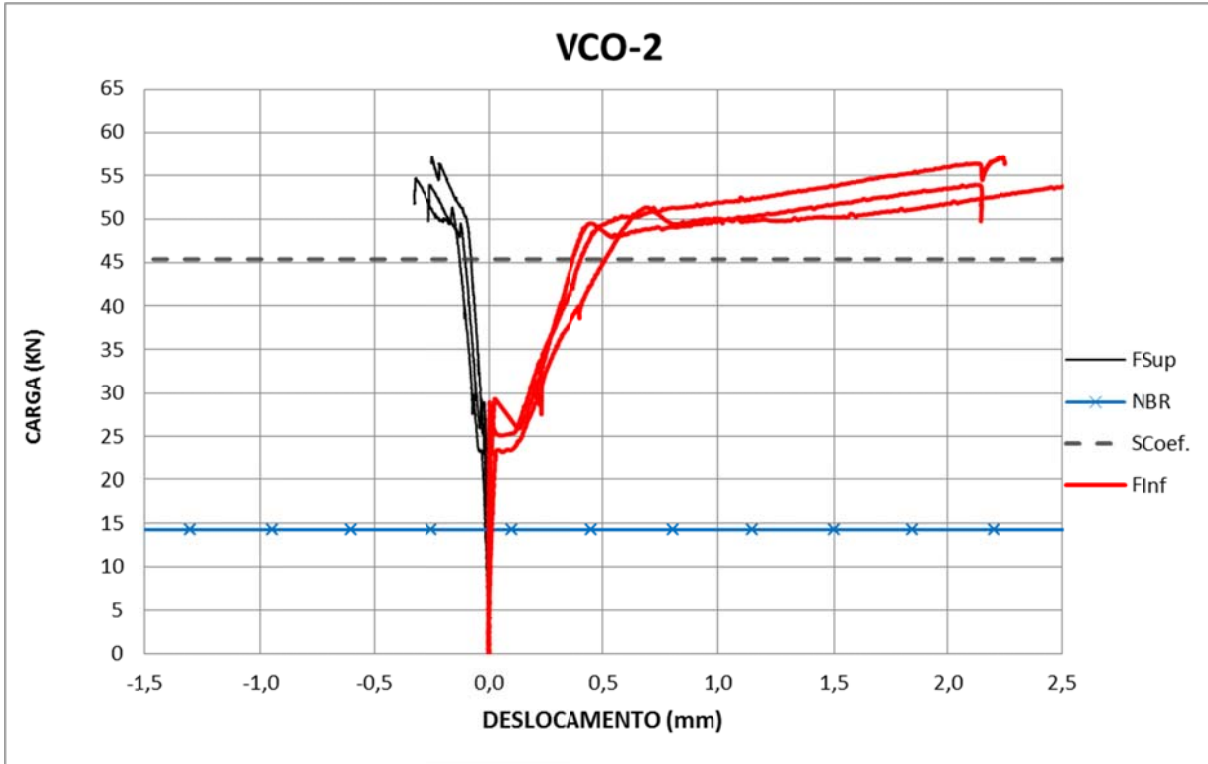


Figura A.4 - Fissuração na face lateral - VCO-2.

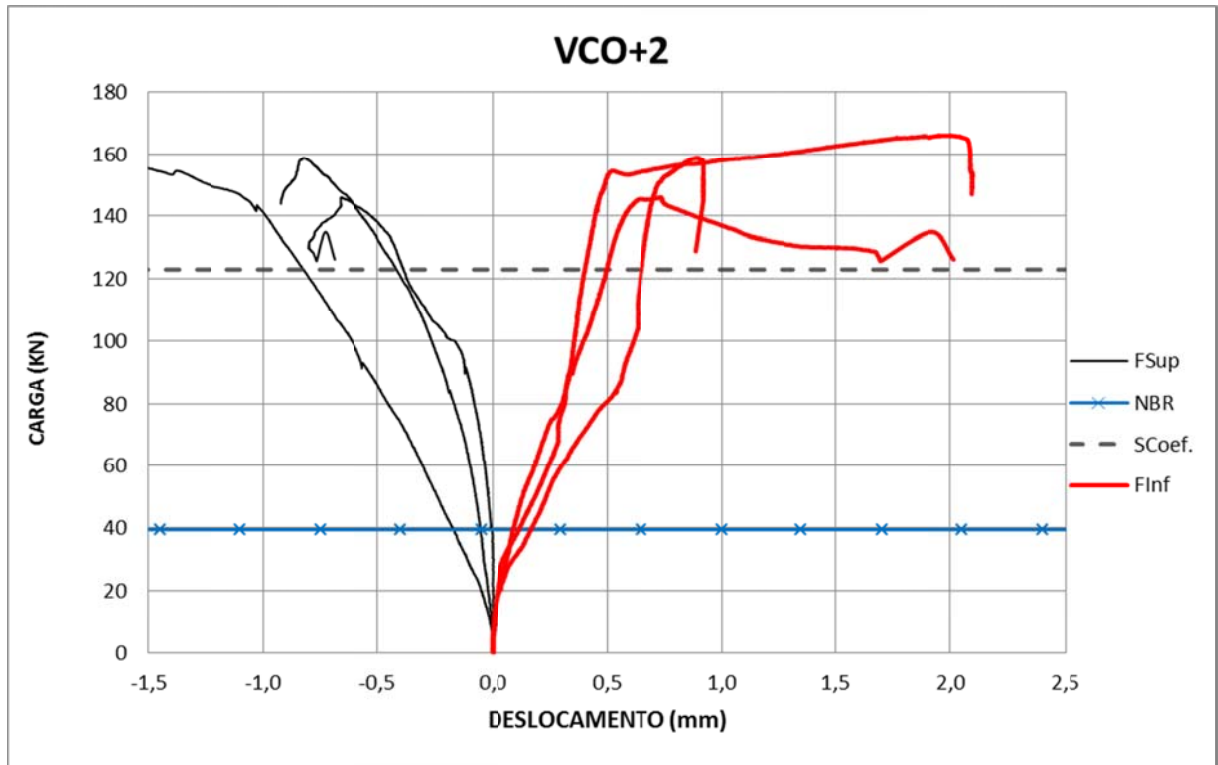


Figura A.5 - Fissuração na face lateral - VCO+2.

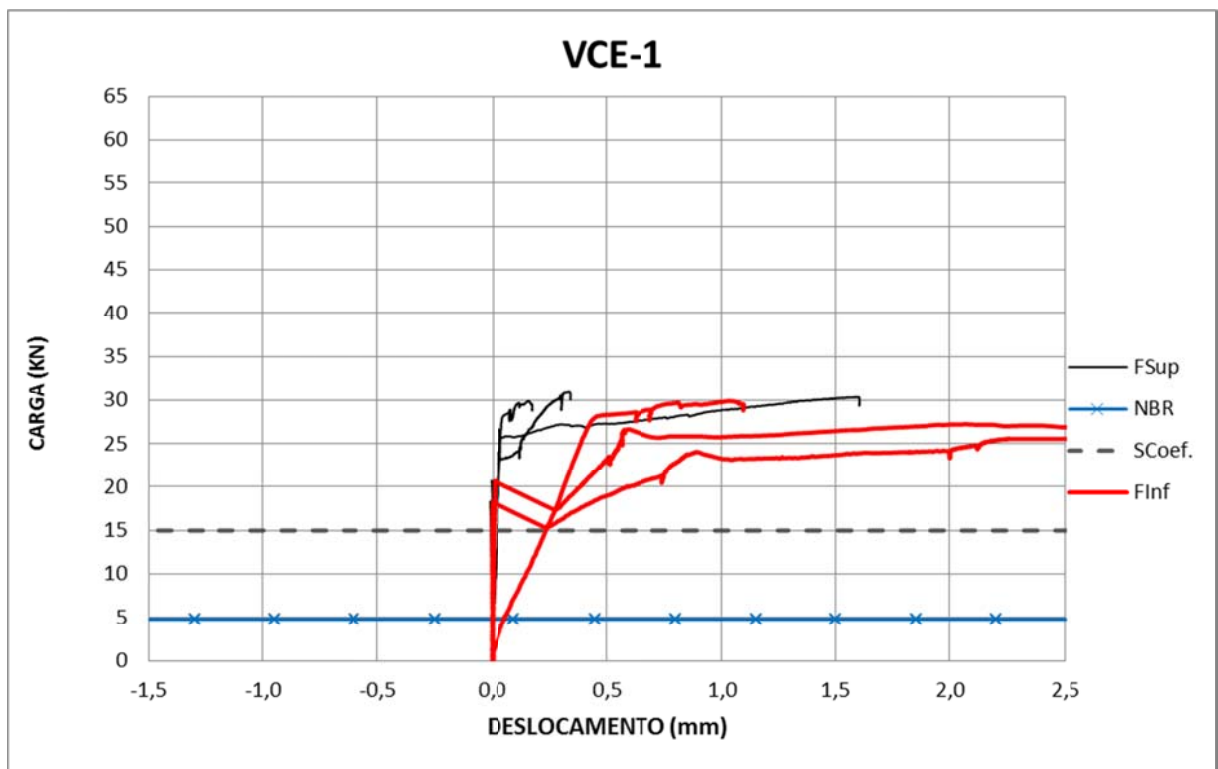


Figura A.6 - Fissuração na face lateral - VCE-1.

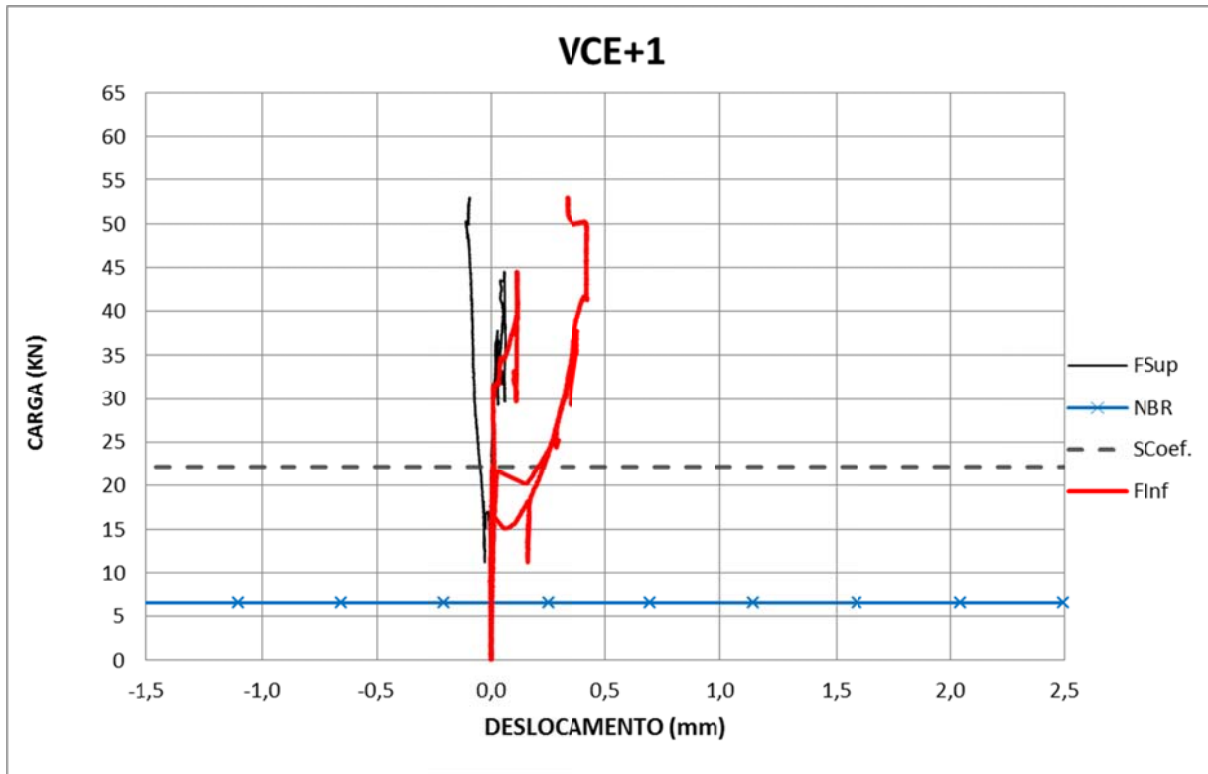


Figura A.7 - Fissuração na face lateral - VCE+1.

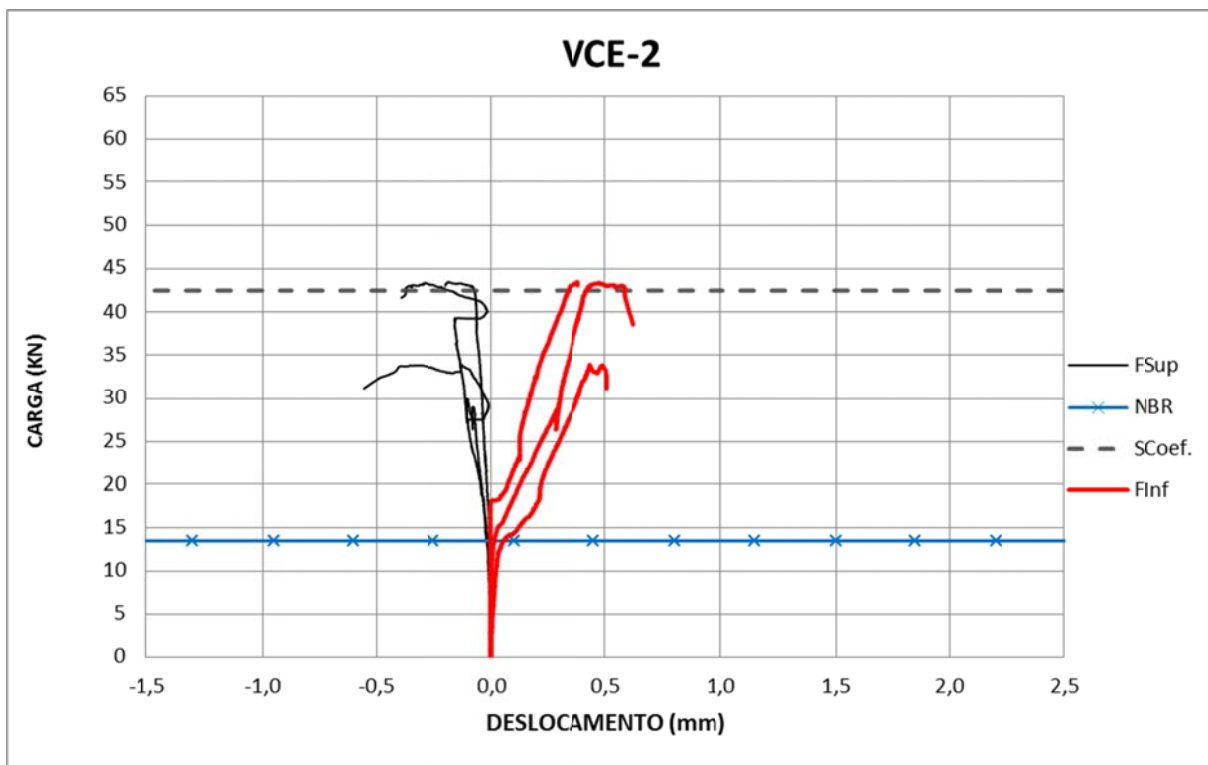


Figura A.8 - Fissuração na face lateral - VCE-2.

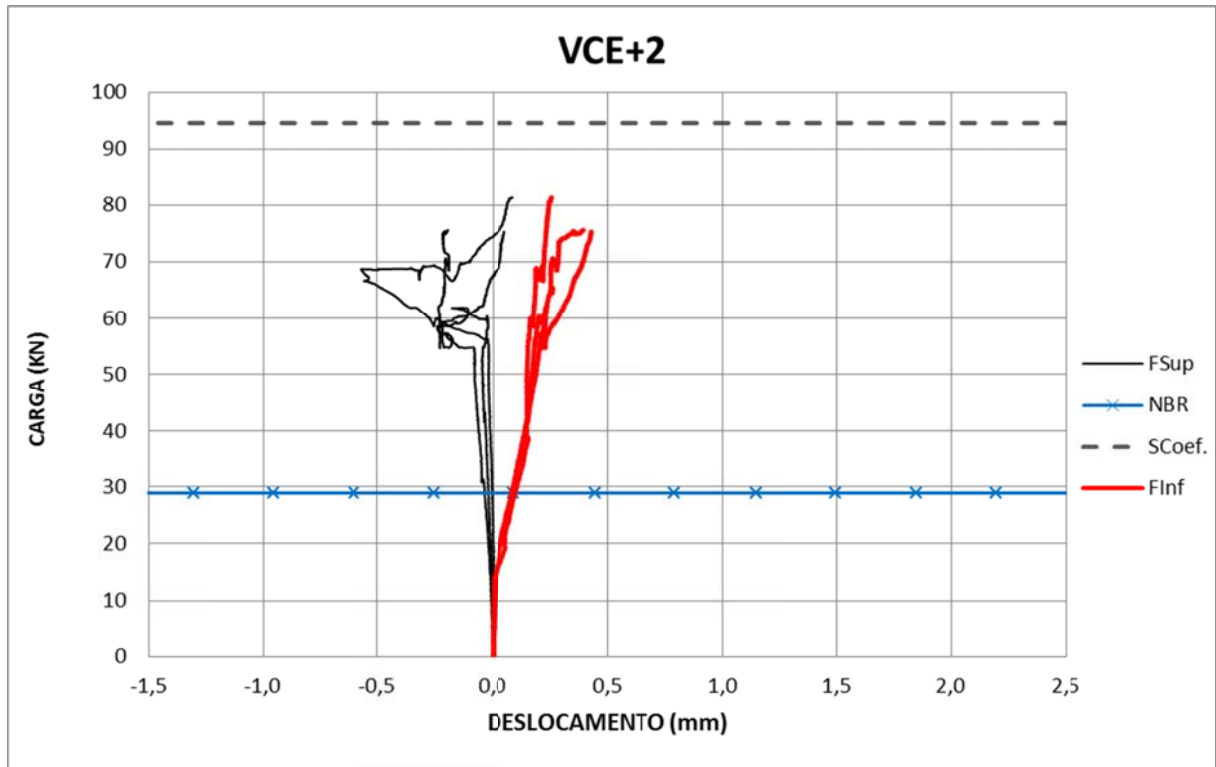


Figura A.9 - Fissuração na face lateral - VCE+2.

Observa-se para as vigas compostas de duas fiadas, a região inferior tracionada (valores positivos nos gráficos), enquanto a região superior das vigas estava comprimida (valores negativos nos gráficos) durante todo o carregamento. No entanto para as vigas compostas por uma fiada, a região superior está comprimida somente no início do carregamento, pois com o aumento do carregamento toda seção transversal estava sendo tracionada.

Os valores dos deslocamentos (reta “FInf” da Figura A.2 à Figura A.9) observados no instante que as cargas de ensaio atingiram os valores obtidos nos dimensionamentos normativos (reta “NBR” da Figura A.2 à Figura A.9) são próximos a zero, exceto para as vigas VCO+1 VCO+2 e VCE+2, na qual graficamente é possível verificar que houve um pequeno deslocamento. No entanto as fissuras que provavelmente ocorreram nestas vigas não foram visíveis. Necessitando assim de outros instrumentos para medir o início da fissuração.

A seguir, na Figura A.10 à Figura A.13 são apresentadas as curvas “DRT4” e “DRT5”, representando os deslocamentos relativos entre fiadas registrados pelos transdutores fixados nas laterais das vigas, representados respectivamente como “4” e “5” citados no item 3.4. Apresentando também os limites obtidos através dos dimensionamentos normativos e sem os coeficientes propostos pelas normas, retas “NBR” e SCoef.” respectivamente. Ao observar os deslocamentos relativos entre fiadas quando as cargas de ensaio ainda estão menores que os

limites obtidos através do dimensionamento teórico (reta “NBR”) observa-se que para todas as vigas os deslocamentos relativos entre fiadas ficaram praticamente igual a zero. Ficando menores que 0,10 mm até praticamente o final do carregamento para as vigas VCO-2 e VCE-2 (vigas com baixa taxa de armadura), menores que 0,3 mm para as vigas VCE+2 e um próximos de 0,60 mm para as vigas VCO+2.

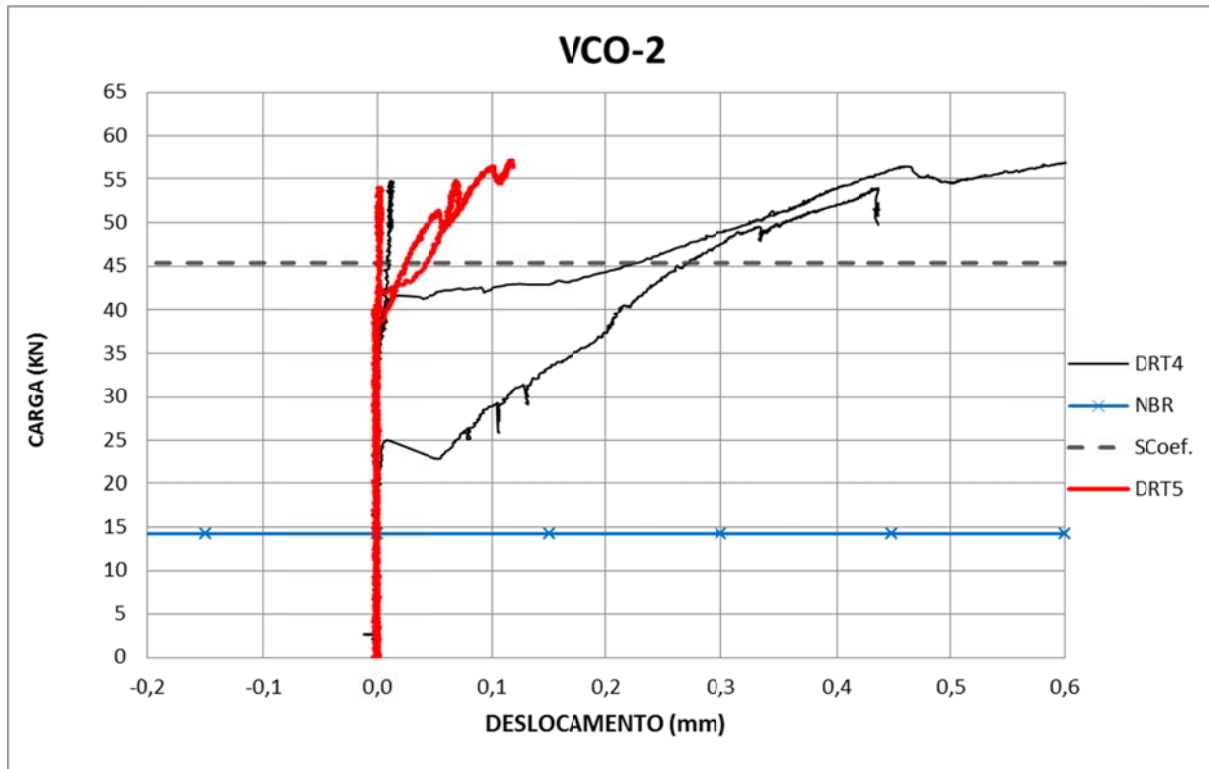


Figura A.10 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCO-2.

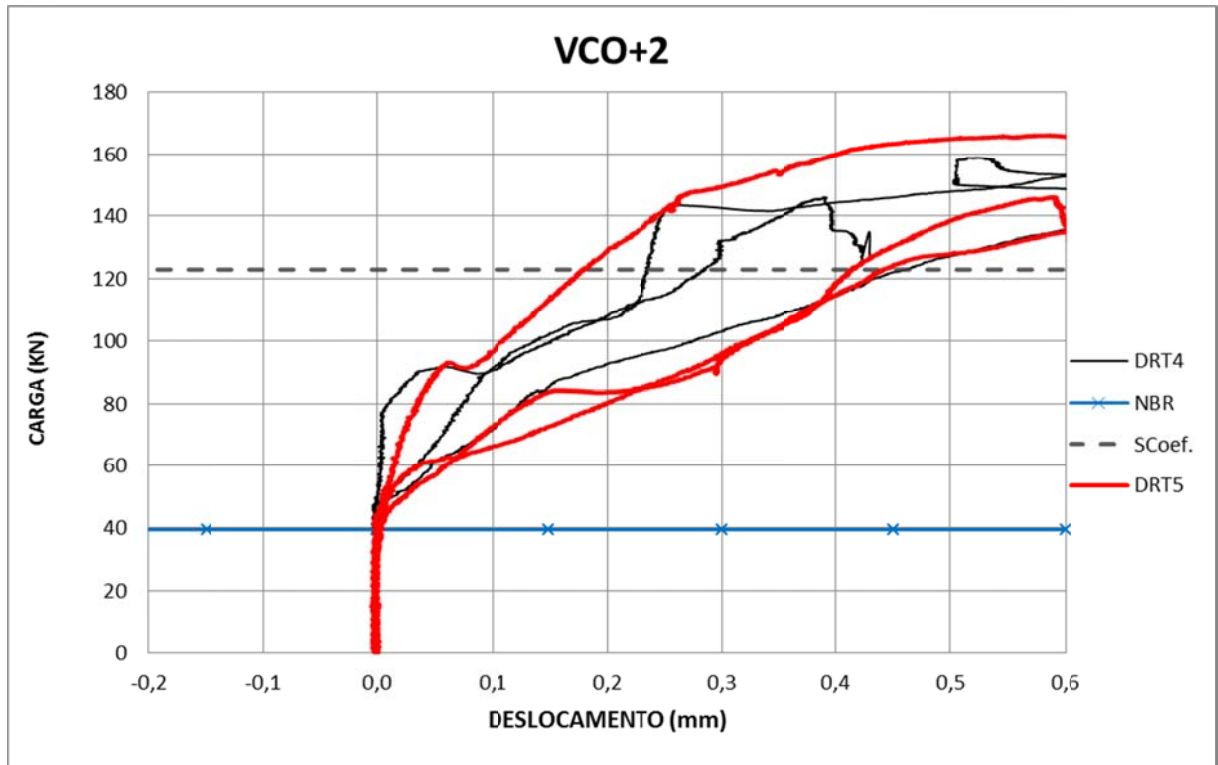


Figura A.11 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCO+2.

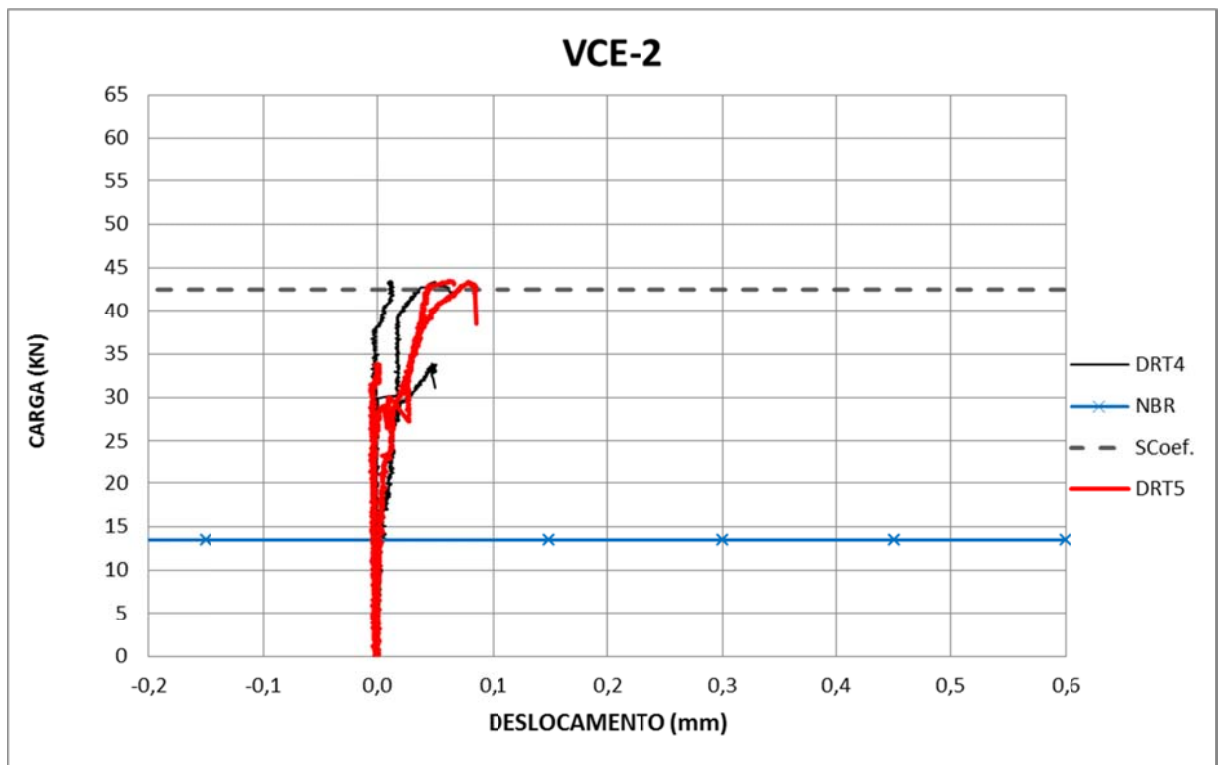


Figura A.12 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCE-2.

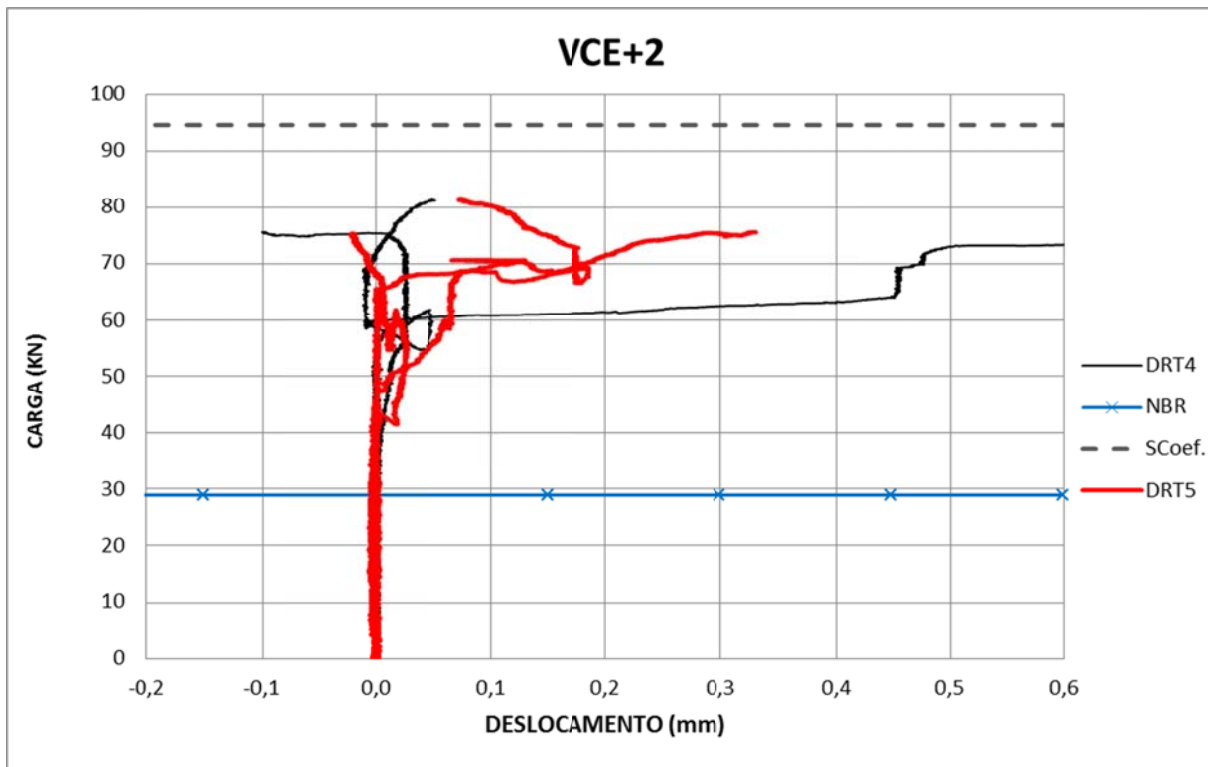


Figura A.13 – Deslocamento relativo entre fiadas – VCE+2.

APÊNDICE B

A seguir, na Figura B.1 à Figura B.8 são apresentadas imagens das fissuras durante os ensaios para cada Grupo de viga ensaiado.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCO-1, mostrando algumas fissuras características de flexão, na qual, a tensão de tração ultrapassou a resistência de tração da alvenaria, e as fissuras caminhando em direção à face superior conforme o aumento das cargas.

Figura B.1 - Fissuras - VCO-1.

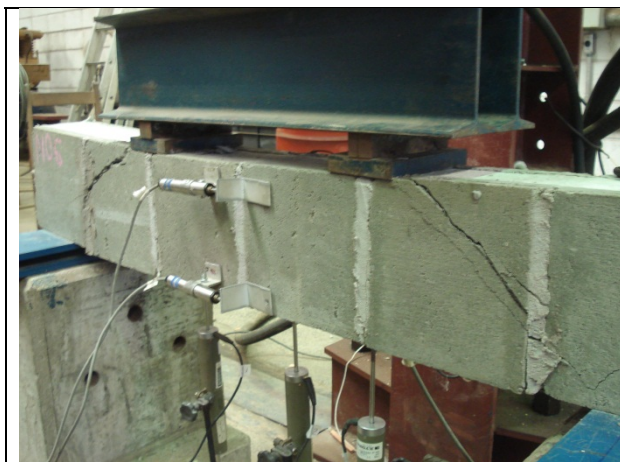


Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCO+1, mostrando uma ruptura características de cisalhamento. Fissuras caminhando em direção ao apoio com um ângulo aproximadamente de 45°.

Figura B.2 - Fissuras - VCO+1.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCO-2, mostrando algumas fissuras características de flexão, na qual, a tensão de tração ultrapassou a resistência de tração da alvenaria, e a fissura caminhando em direção à face superior conforme o aumento das cargas.

Figura B.3 - Fissuras - VCO-2.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCO+2, mostrando uma ruptura características de cisalhamento. Fissuras caminhando em direção ao apoio com um ângulo aproximadamente de 45° .

Figura B.4 - Fissuras - VCO+2.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCE-1, mostrando algumas fissuras características de flexão, na qual, a tensão de tração ultrapassou a resistência de tração da alvenaria, e a fissura caminhando em direção à face superior conforme o aumento das cargas.

Figura B.5 - Fissuras - VCE-1.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCE+1, mostrando uma ruptura características de cisalhamento. Fissuras caminhando em direção ao apoio com um ângulo aproximadamente de 45°.

Figura B.6 - Fissuras - VCE+1.



Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCE-2, mostrando algumas fissuras características de flexão, na qual, a tensão de tração ultrapassou a resistência de tração da alvenaria, e a fissura caminhando em direção a face superior conforme o aumento das cargas.

Figura B.7 - Fissuras - VCE-2.

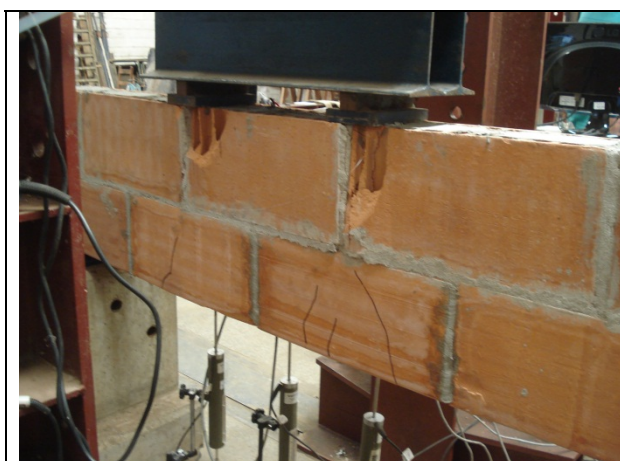


Imagem retirada durante o ensaio de uma das vigas do modelo VCE-2, mostrando algumas fissuras características de flexão. Importante observar o descolamento das faces laterais próximas a região de aplicação das cargas.

Figura B.8 - Fissuras - VCE+2.