



**ESTUDO NUMÉRICO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS  
SANDUÍCHE DE CONCRETO ARMADO E NÚCLEO DE  
POLIESTIRENO EXPANDIDO SOB ESFORÇOS DE COMPRESSÃO**

**GEOVANY FERREIRA BARROZO**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ESTUDO NUMÉRICO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS  
SANDUÍCHE DE CONCRETO ARMADO E NÚCLEO DE  
POLIESTIRENO EXPANDIDO SOB ESFORÇOS DE COMPRESSÃO**

GEOVANY FERREIRA BARROZO

ORIENTADOR: Dr. Ing. William Taylor Matias Silva

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO  
CIVIL

**BRASÍLIA/DF – SETEMBRO/2023**

GEOVANY FERREIRA BARROZO

ESTUDO NUMÉRICO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS  
SANDUÍCHE DE CONCRETO ARMADO E NÚCLEO DE POLIESTIRENO  
EXPANDIDO SOB ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL DA FACULDADE  
DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE  
DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM  
ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADA POR:

---

Prof. William Taylor Matias Silva, Dr. Ing. (UnB)  
(Orientador)

---

Prof. Ramon Saleno Yure Rubim Costa Silva, DSc. (UnB)  
(Examinador Interno)

---

Prof. Jerfson Moura Lima, DSc. (UFC)  
(Examinador Externo)

Brasília/DF  
Setembro/2023

## FICHA CATALOGRÁFICA

BARROZO, GEOVANY FERREIRA

Estudo numérico da capacidade resistente de painéis sanduíche de concreto armado e núcleo de poliestireno expandido sob esforços de compressão [Distrito Federal] 2023.

xx, 114p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2023).  
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.  
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Painel Sanduíche

3. ABAQUS

I. ENC/FT/UnB

2. Elementos Finitos

4. Modelagem numérica

II. Título (Mestre)

## REFERÊNCIAS

BARROZO, G. F. (2023). Estudo numérico da capacidade resistente de painéis sanduíche de concreto armado e núcleo de poliestireno expandido sob esforços de compressão. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 103p.

## CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Geovany Ferreira Barrozo.

TÍTULO: Estudo numérico da capacidade resistente de painéis sanduíche de concreto armado e núcleo de poliestireno expandido sob esforços de compressão.

GRAU: Mestre

ANO: 2023

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

---

Geovany Ferreira Barrozo  
SCLRN 714, Bloco F, n° 28, apto 102.  
Asa Norte - 70.760-556, Brasília - DF - Brasil.  
e-mail: geovany.sh75@gmail.com

## DEDICATÓRIA

À minha mãe, Natália Veríssimo, em  
agradecimento ao seu apoio  
incondicional.

*“O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001”.*

## RESUMO

### ESTUDO NUMÉRICO DA CAPACIDADE RESISTENTE DE PAINÉIS SANDUÍCHE DE CONCRETO ARMADO E NÚCLEO DE POLIESTIRENO EXPANDIDO SOB ESFORÇOS DE COMPRESSÃO.

**Autor:** Geovany Ferreira Barrozo

**Orientador:** William Taylor Matias Silva

**Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil**

**Brasília, setembro de 2023**

A aplicação de Painéis Sanduíche tem crescido bastante na construção civil brasileira nos últimos anos, com maior emprego em edificações residenciais. No entanto, devido à ausência de uma regulamentação normativa e padrões de cálculo confiáveis, esses elementos construtivos são muitas vezes utilizados sem uma compreensão real do seu comportamento estrutural. Dessa forma, o objetivo geral do presente trabalho é avaliar o comportamento estrutural e a capacidade resistente de painéis sanduíche quando sujeitos a carregamentos de compressão. Para tanto, foi desenvolvido um modelo tridimensional não linear a partir do Método dos Elementos Finitos no *software* ABAQUS. O modelo foi validado com ensaios experimentais, sendo capaz de simular satisfatoriamente o comportamento estrutural de painéis sanduíche sujeitos à carregamentos de compressão excêntrica, e confiável para estimar sua capacidade resistente. Além disso, foi realizado um estudo paramétrico para avaliar a influência da geometria da camada de isolamento, o espaçamento e o diâmetro das malhas de aço sobre a capacidade resistente do painel. Por fim, foi proposta uma equação para o cálculo da carga última do painel sanduíche sujeito ao carregamento de compressão com aplicação excêntrica.

**Palavras-chave:** Painel Sanduíche, Método dos Elementos Finitos, ABAQUS, Modelagem numérica, Poliestireno Expandido.

## **ABSTRACT**

### **NUMERICAL STUDY OF THE STRENGTH CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE SANDWICH PANELS WITH EXPANDED POLYSTYRENE CORE UNDER COMPRESSION LOADS.**

**Author: Geovany Ferreira Barrozo**

**Supervisor: William Taylor Matias Silva**

**Post-graduation Program in Structures and Civil Construction**

**Brasília, September 2023**

The application of Sandwich Panels has been significantly increasing in the Brazilian construction industry in recent years, with more significant application in residential buildings. However, these construction elements are often employed without a proper understanding of their structural behavior due to the absence of regulatory standards and reliable calculation methods. Therefore, the overarching objective of this study is to assess the structural behavior and strength capacity of sandwich panels under compression loads. To achieve this goal, a three-dimensional nonlinear model was developed using the Finite Element Method in the ABAQUS software. The model was validated through experimental tests, demonstrating its satisfactory capability to simulate the structural behavior of sandwich panels subjected to eccentric compression loads and providing reliable estimates of their strength capacity. In addition, a parametric study was conducted to evaluate the influence of insulation layer geometry, spacing, and diameter of the steel meshes on the panel's strength capacity. Finally, an equation for calculate the ultimate load of the sandwich panel subjected to eccentric compression loading was proposed.

**Keywords:** Sandwich Panel, Finite Element Method, ABAQUS, Numerical Modeling, Expanded Polystyrene.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1 JUSTIFICATIVA .....	5
1.2 OBJETIVOS .....	8
<b>1.2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>8</b>
<b>1.2.2 Objetivos específicos.....</b>	<b>8</b>
1.3 METODOLOGIA .....	9
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>11</b>
2.1 PAINEL SANDUÍCHE .....	12
<b>2.1.1 Camadas resistentes .....</b>	<b>12</b>
<b>2.1.2 Núcleo de material isolante .....</b>	<b>13</b>
<b>2.1.3 Conectores .....</b>	<b>14</b>
2.2 SISTEMA CONSTRUTIVO .....	18
2.3 ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DE PAINÉIS SANDUÍCHE .....	24
<b>2.3.1 Ensaios de flexão .....</b>	<b>24</b>
<b>2.3.2 Ensaios de cisalhamento.....</b>	<b>26</b>
<b>2.3.3 Ensaios de compressão .....</b>	<b>28</b>
2.4 ESTUDOS NUMÉRICOS .....	30
2.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL .....	35
<b>2.5.1 Comportamento a flexão.....</b>	<b>35</b>
<b>2.5.2 Comportamento a compressão .....</b>	<b>37</b>
2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	42
<b>3. ATRIBUTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA.....</b>	<b>44</b>
3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS.....	44
<b>3.1.1 Concreto .....</b>	<b>44</b>
3.1.1.1 <i>Concrete Damaged Plasticity Model</i> .....	45

3.1.2	Aço.....	52
3.1.3	EPS.....	53
3.2	ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA .....	53
3.2.1	Solução quase estática .....	55
3.2.2	Balanceamento energético .....	56
3.2.3	Custo computacional .....	56
<b>4.</b>	<b>DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO.....</b>	<b>58</b>
4.1	GEOMETRIA DO MODELO E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	58
4.2	MALHA E TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS .....	61
4.3	INTERAÇÕES DE CONTATO E RESTRIÇÕES .....	63
4.4	CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO.....	66
4.5	MÉTODO DE ANÁLISE .....	67
4.6	MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO .....	68
4.7	MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO .....	70
4.8	MODELO CONSTITUTIVO DO EPS .....	71
<b>5.</b>	<b>VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO.....</b>	<b>72</b>
5.1	TESTES COM CARREGAMENTO EXCÊNTRICO.....	72
5.2	TESTES COM CARREGAMENTO AXIAL .....	82
<b>6.</b>	<b>ESTUDO PARAMÉTRICO .....</b>	<b>85</b>
6.1	MODELO COM ISOLAMENTO DE EPS NÃO ONDULADO.....	85
6.2	MODELO COM MALHA SOLDADA Q113 ( $\rho_s = 2,26 \text{ CM}^2/\text{M}$ ).....	90
6.3	MODELO COM MALHA SOLDADA Q92 ( $\rho_s = 1,84 \text{ CM}^2/\text{M}$ ).....	95
<b>7.</b>	<b>PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA CAPACIDADE RESISTENTE .....</b>	<b>102</b>
<b>8.</b>	<b>CONCLUSÕES.....</b>	<b>106</b>
8.1	PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS.....	108
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>109</b>

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Isolamentos típicos disponíveis comercialmente para PSCPs. Valores de densidade e condutividade retirados de produtos da Kingspan (Schiavoni <i>et al.</i> 2016). .....	14
Tabela 3.1 – Parâmetros plásticos do CDPM. ....	49
Tabela 3.2 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade .....	51
Tabela 4.1 – Propriedades do concreto e do aço que compõe as malhas metálicas. ....	60
Tabela 4.2 – Configuração de malha e elementos finitos do modelo. ....	63
Tabela 4.3 – Propriedades utilizadas para modelagem do aço. ....	70
Tabela 5.1 – Testes de compressão com carregamento axial e excêntrico: Cargas últimas. ....	72
Tabela 5.2 – Resultados para carga-deslocamento lateral. ....	74
Tabela 6.1 – Carga última dos modelos paramétricos de EPS não ondulado <i>versus</i> modelos numéricos. ....	88
Tabela 6.2 – Carga última dos modelos paramétricos de malha Q113 <i>versus</i> modelos numéricos. ....	93
Tabela 6.3 – Carga última dos modelos paramétricos de malha Q92 <i>versus</i> modelos numéricos. ....	98
Tabela 7.1 – Dados aplicados na análise de regressão. ....	103
Tabela 7.2 – Resultados da análise de regressão. ....	105

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Painel Sanduíche .....	1
Figura 1.2 – Aplicações dos painéis sanduíche (EMMEDUE, 2018). .....	2
Figura 1.3 – Metodologia da pesquisa.....	10
Figura 2.1 – Painel Sanduíche. ....	12
Figura 2.2 – Nervuras de concreto (Adaptado de Fonsêca, 1994). ....	15
Figura 2.3 – Conectores rígidos em uma direção (Adaptado do PCI, 2011).....	16
Figura 2.4 – Conectores rígidos em duas direções (Adaptado do PCI, 2011).....	17
Figura 2.5 – Conectores flexíveis (Adaptado do PCI, 2011).....	17
Figura 2.6 – Sistema construtivo que utiliza painéis sanduíche (META CONSTRUTORA EPS, 2018).....	19
Figura 2.7 – Pré-painéis (MAXIMU’S, 2021). ....	20
Figura 2.8 – Projeção da argamassa com rebocadora pneumática (ANVI, 2019).....	21
Figura 2.9 – Telas eletrosoldadas (WERSON METAL, 2019).....	21
Figura 2.10 – Posicionamento dos arranques (PAREDES BETEL, 2018). ....	22
Figura 2.11 – Escoramento dos pré-painéis (PAREDES BETEL, 2018).....	22
Figura 2.12 – Detalhe de amarração dos painéis (Santana <i>et al.</i> , 2020).....	23
Figura 2.13 – Reforço das aberturas (PAREDES BETEL, 2018). ....	23
Figura 2.14 – Colocação das instalações elétricas e hidráulicas (PAREDES BETEL, 2018). ....	24
Figura 2.15 – Projeção da argamassa e paredes acabadas (META CONSTRUTORA EPS, 2018).....	24
Figura 2.16 – Configurações dos testes de flexão e diagramas de momento fletor para a) flexão de 3 pontos b) flexão de 4 pontos e c) carregamento de pressão. (Adaptado de O’hegarty & Kinnane, 2020). ....	25
Figura 2.17 – Configurações de teste de cisalhamento. a) Teste de cisalhamento de 3 camadas b) Teste de cisalhamento de 5 camadas (Adaptado de O’hegarty & Kinnane, 2020).....	27
Figura 2.18 – Ilustração do teste de compressão axial (Adaptado de O’hegarty & Kinnane, 2020).....	28
Figura 2.19 – Ensaio de compressão (Silva, 2013) .....	29
Figura 2.20 – Testes de compressão axial (Bertini, 2002). ....	30
Figura 2.21 – Modelo numérico de painel sanduíche (Benayoune <i>et al.</i> , 2007).....	31
Figura 2.22 – Modelo experimental e numérico (Serpilli, <i>et al.</i> , 2021). ....	32

Figura 2.23 – Ensaio de flexão e resultados do modelo numérico (Chen <i>et al.</i> , 2015).....	33
Figura 2.24 – Modo de ruptura do painel sanduíche (Goh <i>et al.</i> , 2014).....	34
Figura 2.25 – Painel sanduíche sob carregamento de explosão (Hopkins <i>et al.</i> , 2017). .....	35
Figura 2.26 – Diagramas de deformação aproximados para painéis: a) composto; b) não composto e c) parcialmente composto (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020). .....	36
Figura 2.27 – Distribuição de carga em um painel não composto (Momento de inércia da camada superior = $I_1$   camada inferior = $I_2$ ) (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020). .....	36
Figura 2.28 – Hipótese de distribuição das deformações (Adaptado de Bertini, 2002).....	40
Figura 3.1 – Superfície de escoamento no plano desviador para diversos valores de $Kc$ (Adaptado de Alfarah <i>et al.</i> , 2017). .....	47
Figura 3.2 – Ângulo de dilatância (Adaptado de López-Almansa <i>et al.</i> , 2014).....	48
Figura 3.3 – Curva tensão-deformação do concreto na fase plástica (Adaptado de Freensta, 1993).....	49
Figura 3.4 – Comportamento uniaxial a tração (Adaptado de Alfarah <i>et al.</i> , 2017). .....	51
Figura 3.5 – Comportamento uniaxial do aço (Adaptado de Lima, 2018).....	53
Figura 3.6 – Histórico de energias da análise explícita (Adaptado de ABAQUS, 2020).....	56
Figura 4.1 – Geometria dos modelos experimentais (Adaptado de Gara <i>et al.</i> , 2012a).....	59
Figura 4.2 – Reforço dos modelos experimentais (Adaptado de Gara <i>et al.</i> , 2012).....	60
Figura 4.3 – <i>Setup</i> experimental para os ensaios de compressão (Adaptado de Gara <i>et al.</i> , 2012a). .....	61
Figura 4.4 – Modelagem do painel WP08: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) Parte metálica.....	62
Figura 4.5 – Malha de elementos finitos: (a) Parte de concreto; (b) Parte de EPS; (c) Parte metálica.....	63
Figura 4.6 – Interações de contato entre as superfícies do EPS e o concreto.....	65
Figura 4.7 – Restrição <i>embedded</i> nas interfaces aço-concreto.....	66
Figura 4.8 – Condições de contorno e carregamento. ....	67
Figura 4.9 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Curva tensão de compressão × deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração × deformação de fissuração. ....	69
Figura 4.10 – Evolução das variáveis de dano: (a) Curva dano de compressão × deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração × deformação de fissuração. ....	70
Figura 5.1 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.....	73

Figura 5.2 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.....	73
Figura 5.3 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.....	73
Figura 5.4 – Modo de ruptura dos modelos experimental e numérico. ....	75
Figura 5.5 – Distribuição de tensões (em MPa) na vista lateral do painel. ....	75
Figura 5.6 -Concentração de tensões (em MPa) na face comprimida e na face tracionada do painel. ....	76
Figura 5.7 – Distribuição do dano de tração e compressão no painel. ....	77
Figura 5.8 – Distribuição de tensões (em MPa) no aço no momento da ruptura. ....	78
Figura 5.9 – Escoamento dos estribos da viga de extremidade. ....	79
Figura 5.10 – Deslizamento e separação entre as camadas de concreto para o modelo experimental e numérico. ....	80
Figura 5.11 – Deslizamento e separação entre as camadas de concreto para os modelos numéricos.....	80
Figura 5.12 – Deformação vertical nas duas camadas de concreto para o modelo experimental e numérico. ....	81
Figura 5.13 – Deformação vertical nas duas camadas de concreto para os modelos numéricos. ....	82
Figura 5.14 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08A. ....	83
Figura 5.15 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12A. ....	83
Figura 5.16 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16A. ....	83
Figura 6.1 – Modelagem do painel WP08: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) Parte metálica.....	86
Figura 6.2 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.....	86
Figura 6.3 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.....	87
Figura 6.4 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.....	87
Figura 6.5 – Carga última <i>versus</i> espessura da camada de EPS.....	88
Figura 6.6 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP08E.....	89
Figura 6.7 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP12E.....	89
Figura 6.8 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP16E.....	90

Figura 6.9 – Modelagem do painel WP08E: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) - (d) Parte metálica. ....	91
Figura 6.10 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.....	92
Figura 6.11 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.....	92
Figura 6.12 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.....	92
Figura 6.13 – Carga última <i>versus</i> espessura da camada de EPS.....	93
Figura 6.14 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP08E. ....	94
Figura 6.15 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP12E. ....	94
Figura 6.16 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP16E. ....	95
Figura 6.17 – Modelagem do painel WP08E: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) - (d) Parte metálica. ....	96
Figura 6.18 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.....	97
Figura 6.19 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.....	97
Figura 6.20 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.....	97
Figura 6.21 – Carga última <i>versus</i> espessura da camada de EPS.....	98
Figura 6.22 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP08E. ....	99
Figura 6.23 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP12E. ....	100
Figura 6.24 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP16E. ....	100
Figura 7.1 – Curva da carga última <i>versus</i> espessura do painel para modelo paramétrico de EPS-NO. ....	104
Figura 7.2 – Curva da carga última <i>versus</i> espessura do painel para modelo paramétrico de malha Q113.....	104
Figura 7.3 – Curva da carga última <i>versus</i> espessura do painel para modelo paramétrico de malha Q92.....	105

## LISTA DE SÍMBOLOS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$A_c$	Área da seção bruta de concreto
$A_{gt}$	Alongamento percentual na ruptura
$A_s$	Soma das áreas das barras de armadura longitudinal
$b$	Largura do painel
$C$	Matriz de amortecimento
$c$	Espessura da camada de isolamento
$c_1$	Distância entre a face externa da camada inferior de concreto e a linha neutra do painel
$c_2$	Distância entre a face externa da camada superior de concreto e a linha neutra do painel
$c_d$	Velocidade de propagação da onda de tensão no material
$d$	Variável de dano
$d_c$	Variável de dano de compressão
$d_{exp}$	Deslocamento lateral experimental
$d_{MEF}$	Deslocamento lateral numérico
$d_t$	Variável de dano de tração
$E_0$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_I$	Energia interna
$E_s$	Módulo de elasticidade do aço
$E_{KE}$	Energia cinética
$E_{TOT}$	Energia total
$E_W$	Energia externa
$e$	Excentricidade de aplicação do carregamento de compressão
$F$	Critério de escoamento
$F(t)$	Vetor das forças nodais externas
$F_u$	Força última devida à compressão simples
$f_{b0}$	Tensão de início de não linearidade na compressão biaxial
$f_c$	Resistência à compressão do concreto

$f_{c0}$	Tensão de início de não linearidade na compressão uniaxial
$f_{ck}$	Resistência à compressão característica do concreto
$f_{cm}$	Resistência a compressão média do concreto
$f_m$	Resistência a tração média do aço
$f_{tm}$	Resistência a tração média do concreto
$f_y$	Resistência média de escoamento da armadura longitudinal
$G$	Fluxo potencial plástico
$G_{ch}$	Energia de esmagamento por unidade de área
$G_F$	Energia de fratura por unidade de área
$h$	Espessura total do painel/parede
$I_c$	Momento de inércia
$K$	Matriz de rigidez
$K_c$	Razão entre as tensões desviadoras na tração e compressão uniaxial
$k$	Fator de comprimento efetivo para um painel/parede
$l_c$	Distância vertical livre entre os apoios laterais
$l_e$	Menor comprimento característico do elemento finito
$l_{eq}$	Comprimento equivalente do elemento finito
$M$	Matriz de massa
$N_{teo}$	Esforço normal resistente teórico
$n_i$	Número de incrementos
$P_{EQ}$	Carga de ruptura obtida da Equação (7.3).
$P_{exp}$	Carga de ruptura experimental
$P_{MEF}$	Carga de ruptura numérica
$P_n$	Capacidade de carga axial de uma parede portante
$P_u$	Carga última
$P_{u\_NO}$	Carga última do painel sanduíche com EPS não ondulado
$P_{u\_Q113}$	Carga última do painel sanduíche com EPS não ondulado e malha soldada Q113
$P_{u\_Q92}$	Carga última do painel sanduíche com EPS não ondulado e malha soldada Q92
$p$	Pressão hidrostática
$q$	Tensão efetiva equivalente de Von Mises
$r$	Posição ao longo da espessura da seção sanduíche

$R^2$	Coeficiente de determinação
$S_{vb}$	Deslocamento vertical na face posterior do painel
$S_{vf}$	Deslocamento vertical na face frontal do painel
$T$	Período de simulação
$t$	Tempo
$t_1$	Espessura da camada inferior de concreto
$t_2$	Espessura da camada superior de concreto
$t_c$	Espessura das camadas de concreto
$u$	Vetor de deslocamento
$w$	Abertura de fissura
$w_c$	Abertura de fissura crítica
$y_1$	Distância entre a linha neutra da camada inferior de concreto e a linha neutra do painel
$y_2$	Distância entre a linha neutra da camada superior de concreto e a linha neutra do painel

## LETRAS GREGAS

<b>Símbolo</b>	<b>Significado</b>
$\alpha_E$	Coeficiente do efeito do tipo de agregado
$\Delta t$	Incremento de tempo estável
$\varepsilon$	Deformação em uma posição arbitrária
$\varepsilon^p$	Deformação plástica
$(\varepsilon^p)_\xi$	Componente volumétrica da deformação plástica
$(\varepsilon^p)_\rho$	Componente desviadora da deformação plástica
$\varepsilon_{0c}^{el}$	Deformação elástica danificada de compressão
$\varepsilon_{0t}^{el}$	Deformação elástica não danificada
$\varepsilon_c$	Deformação de compressão
$\varepsilon_{c1}$	Deformação média na face mais comprimida
$\varepsilon_{c2}$	Deformação média na face menos comprimida
$\varepsilon_{cm}$	Deformação de compressão média
$\varepsilon_c^{ch}$	Deformação plástica de esmagamento
$\varepsilon_c^{pl}$	Deformação plástica danificada de compressão
$\varepsilon_t$	Deformação de tração
$\varepsilon_t^{ck}$	Deformação de fissuração
$\varepsilon_t^{el}$	Deformação elástica danificada de tração
$\varepsilon_t^{pl}$	Deformação plástica danificada de tração
$\varepsilon_{tm}$	Deformação de tração média
$\varepsilon_u$	Deformação última
$\varepsilon_y$	Deformação de escoamento
$\varepsilon$	Excentricidade da superfície de potencial plástico
$\lambda$	Constante de Lamé
$\lambda_c$	Esbeltez
$\mu$	Constante de Lamé
$\rho$	Densidade do material
$\rho_s$	Taxa de aço
$\rho_{c0}$	Tensão desviadora na compressão uniaxial
$\rho_{t0}$	Tensão desviadora na tração uniaxial

$\sigma_c$	Tensão de compressão
$\bar{\sigma}_c$	Tensão de coesão efetiva de compressão
$\sigma_{c1}$	Tensão no concreto na face externa da placa menos comprimida
$\sigma'_{c1}$	Tensão no concreto na face interna da placa menos comprimida
$\sigma_{c2}$	Tensão no concreto na face externa da placa mais comprimida
$\sigma'_{c2}$	Tensão no concreto na face interna da placa mais comprimida
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão principal efetiva máxima
$\sigma_t$	Tensão de tração
$\bar{\sigma}_t$	Tensão de coesão efetiva de tração
$\sigma_{t0}$	Tensão uniaxial de tração na falha
$\sigma_u$	Tensão última
$\sigma_y$	Tensão de escoamento
$\varphi$	Ângulo de atrito interno
$\phi$	Fator de redução de resistência para seções comprimidas
$\Psi$	Ângulo de dilatância

## ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
BFRP	<i>Basalt Fibre Reinforced Polymer</i>
BS	<i>British Standard</i>
CA	Concreto Armado
CDPM	<i>Concrete Damaged Plasticity Model</i>
CFRP	<i>Carbon Fiber Reinforced Polymer</i>
ELU	Estado Limite Último
EN	<i>European Standard Norme</i>
EPS	<i>Expanded Polystyrene</i>
<i>fib</i>	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
FRP	<i>Fibre Reinforced Polymer</i>
GFRP	<i>Glass Fibre Reinforced Polymer</i>
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
LAEES	Laboratório de Análise Experimental de Estruturas
LN	Linha Neutra
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MC	Meridiano de Compressão
MEF	Método dos Elementos Finitos
MT	Meridiano de Tração
NBR	Norma Brasileira
PCI	<i>Precast/Prestressed Concrete Institute</i>
PSCP	Painel Sanduíche de Concreto Pré-moldado
SFRSCC	<i>Steel Fibre Reinforced Self-Compacting Concrete</i>
SQE	Soma dos Quadrados dos Erros
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
XPS	<i>Extruded Polystyrene</i>

## 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos, a aplicação de sistemas construtivos alternativos vem conquistando maior espaço no mercado da construção civil brasileira, em função das diversas vantagens que podem ser obtidas em comparação às técnicas tradicionais de construção. Dentre esses sistemas, o uso de painéis sanduíche tem ganhado destaque, sendo empregados para diversas finalidades, em pisos, lajes, telhados e principalmente painéis de alvenaria.

Os painéis sanduíche consistem em elementos estruturais compostos por camadas, produzidos de forma a permitir a utilização de uma variedade de materiais para sua concepção, sendo os painéis moldados com concreto amplamente utilizados como componentes de vedação e como alvenarias autoportantes. Segundo o PCI (2011), os painéis sanduíche de concreto pré-moldado são fabricados a partir do arranjo de duas camadas de concreto conectadas a outra camada central de isolamento plástico de espuma rígida, de modo que a união dessas partes é garantida por elementos de ligação, denominados de conectores.

A Figura 1.1 ilustra a composição de um painel sanduíche, em que as camadas resistentes externas são executadas em concreto armado, com o emprego de telas de aço eletrosoldadas, sendo a camada central do painel constituída de poliestireno expandido (EPS). Dessa forma, para garantir a ligação dos elementos estruturais do painel, são introduzidos conectores metálicos, sendo estes responsáveis também por atuarem na transferência de esforços de cisalhamento entre as camadas resistentes.

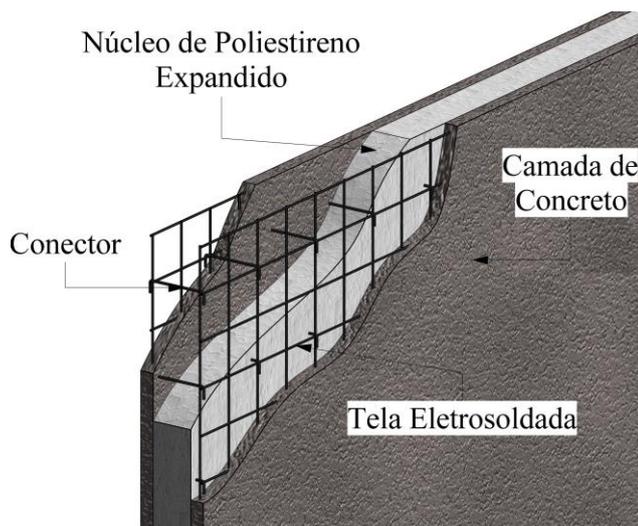


Figura 1.1 – Painel Sanduíche

A camada central do painel sanduíche, denominada de núcleo, desempenha um papel muito importante na estrutura sendo responsável pelas propriedades de isolamento e também por parte

da transferência de esforços de cisalhamento. De maneira que o EPS tem sido amplamente utilizado como material para compor o núcleo de painéis sanduíche de concreto armado, isso se deve as suas características de isolamento térmico, flexibilidade e leveza. O EPS foi fabricado inicialmente na Alemanha em 1949, sendo comercializado no Brasil somente em 1960, passando a ser conhecido sob o nome de Isopor a partir de 1988 (KNAUF ISOPOR, 2019).

Os painéis sanduíche são elementos construtivos versáteis que encontram uma ampla variedade de aplicações em diversos setores da construção civil. Sendo frequentemente utilizados na construção de edificações residenciais devido à sua capacidade de proporcionar um isolamento térmico eficaz, o que reduz os custos de aquecimento e refrigeração. Esses painéis também são muito empregados em escritórios, lojas, hotéis e outros edifícios comerciais em função da facilidade e agilidade na execução, reduzindo assim o tempo de construção (PCI, 2011). Na Figura 1.2 é possível observar a aplicação de painéis sanduíche na construção de um conjunto habitacional e um edifício comercial.



Figura 1.2 – Aplicações dos painéis sanduíche (EMMEDUE, 2018).

A utilização dos painéis sanduíche se estende também para a construção de instalações industriais como armazéns, centros de logística e galpões, dada a sua capacidade de fornecer isolamento termoacústico e resistência mecânica adequada para armazenamento e

processamento de mercadorias. Além disso, as aplicações dos painéis sanduíches vão muito além, com seu emprego em instalações de armazenamento a frio, centros de saúde, escolas, instalações militares, ambientes hostis e projetos de energia renovável.

O emprego de painéis sanduíche pode agregar diversas vantagens em relação às técnicas construtivas usuais, tais como, melhor isolamento térmico e acústico, componentes estruturais mais leves, possibilidade de execução de estruturas monolíticas de maior rigidez, facilidade de transporte e manuseio, possibilidade de moldagem *in loco* com eliminação de formas, necessidade de mão de obra pouco especializada, menor custo e maior velocidade na execução. Devido a essas características, tem ocorrido em diversos países como Bangladesh, Cingapura, China, Índia, Indonésia, Malásia, Egito, Venezuela e no Brasil, a popularização de sistemas construtivos que utiliza painéis sanduíches com núcleo de EPS na construção de edificações (Bertini, 2002).

Embora a utilização dos painéis sanduíche acrescente diversos benefícios ao processo construtivo, existem também desvantagens que devem ser levadas em consideração para alguns tipos de aplicação. Como principais desvantagens pode-se citar: a dificuldade de manutenção e reparos, em que danos à camada externa podem comprometer o isolamento térmico; menor durabilidade da camada resistente, devido a sua espessura limitada que pode afetar a vida útil de projeto; e a resistência ao fogo pode ser prejudicada em função da elevada inflamabilidade dos materiais empregados na camada de isolamento (PCI, 2011; O'hegarty & Kinnane, 2020).

Nos painéis sanduíche a ligação entre as camadas é garantida por conectores, esses elementos junto à camada de isolamento, também são responsáveis pela transferência de forças de cisalhamento longitudinal entre as camadas resistentes. Dessa forma, segundo Tomlinson (2015) o nível de transferência de cisalhamento serve como parâmetro para classificar os painéis sanduíche sob o aspecto do comportamento estrutural, de maneira que são definidas três categorias: painéis totalmente compostos, que apresentam transferência de cisalhamento completa; painéis não-compostos, consistem naqueles que não realizam transferência de cisalhamento entre as camadas; e painéis parcialmente compostos, em que ocorre um certo nível de transferência de cisalhamento.

Segundo Pfeifer & Hanson (1965), nos Estados Unidos, por volta das décadas de 1960 e 1970, no início da sua produção, os painéis sanduíche possuíam um alto grau de composição, isso ocorria porque era comum naquela época que a ligação entre as camadas resistentes fosse

realizada por meio da combinação de regiões sólidas de concreto, denominadas de nervuras, ou a partir de treliças de aço. Esses conectores conferiam ao painel um maior nível de transferência de cisalhamento. Entretanto, de acordo com Leung (1984), com o intuito de evitar a criação de pontes térmicas e o fenômeno do arqueamento, a partir da década de 1980, as nervuras de concreto e as treliças de aço foram gradualmente substituídas por pequenos pinos metálicos, de modo que os painéis sanduíche passaram a adquirir um comportamento mais próximo de painéis não compostos.

O PCI (2011) menciona que o comportamento de painéis sanduíche totalmente compostos e não compostos pode ser caracterizado por meio das orientações contidas nos códigos normativos usuais de concreto armado. Porém, em termos práticos, todos os painéis apresentam um certo nível de composição, sem atingir uma transferência de cisalhamento completa entre as suas camadas, sendo dessa forma, considerados parcialmente compostos. No entanto, a resposta estrutural para esse tipo de comportamento é de difícil determinação, sendo fundamentada nos resultados de testes experimentais e modelagens numéricas, consistindo em um importante foco para o desenvolvimento de pesquisas.

Outro importante atributo dos painéis sanduíche é a sua possibilidade de aplicação como elementos de alvenaria autoportante, sendo capazes de resistir e transferir para as fundações os carregamentos provenientes de pisos e telhados, de maneira mais eficiente e com menor custo em relação a outros sistemas estruturais usuais (Benayoune *et al.*, 2007). Dessa forma, é essencial o conhecimento da capacidade resistente desses componentes estruturais para a elaboração de projetos de edificações constituídas por painéis sanduíche de alvenaria autoportante.

Existe na atualidade uma lacuna de códigos normativos e estudos acerca da capacidade resistente dos painéis sanduíche, apesar de sua presença em diversos países e utilização desde o início do século XX (Collins, 1954). Além disso, em virtude do caráter das suas aplicações em pisos, telhados e alvenarias, os painéis sanduíche estão sujeitos a ação de esforços compressão e flexão composta, provenientes de carregamentos horizontais e axiais excêntricos. Por esse motivo, diversos pesquisadores, a exemplo de Benayoune *et al.* (2006), Benayoune *et al.* (2007), Benayoune *et al.* (2008), Bertini (2002), Gara *et al.* (2012a), Gara *et al.* (2012b) e Tomlinson (2015), realizaram testes experimentais para prever e avaliar o comportamento de painéis sanduíche submetidos a esforços de flexão e compressão axial.

A realização de ensaios experimentais em painéis sanduíche é fundamental para a caracterização do seu comportamento estrutural. No entanto, a execução de testes com painéis em escala real, que proporcionam melhor representatividade, possui um custo muito elevado, além de montagem e instrumentação complexas. Desse modo, o desenvolvimento de estudos numéricos para justificar a viabilidade de ensaios, e também promover análises paramétricas capazes de simular uma maior diversidade de situações, se apresenta como uma alternativa de grande relevância para o melhor entendimento do comportamento desses elementos estruturais.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

O estudo do comportamento estrutural de painéis sanduíche é de fundamental importância para garantir a segurança e o desempenho estrutural das edificações em que são empregados. De maneira que a avaliação desses componentes ajuda a verificar se os painéis podem resistir a diferentes condições de carregamento e uso sem atingir a falha. Além disso, o entendimento de como esses elementos construtivos se comportam contribui para o desenvolvimento de normas e diretrizes de projeto mais eficazes, que são essenciais para assegurar a qualidade e segurança das construções.

Na atualidade não existem códigos ou normas de construção oficialmente estabelecidas para orientar o projeto de Painéis Sanduíche de Concreto Pré-Moldado (PSCP) em todo o mundo. Sendo as principais diretrizes de projeto baseadas nos exemplos relatados em publicações do *Precast/Prestressed Concrete Institute* (PCI), além de observações experimentais fundamentadas em soluções analíticas simplificadoras (Huang & Hamed, 2019). Essa situação também não é diferente para os sistemas construtivos que utilizam painéis sanduíche moldados *in-loco*, em que é possível observar um número limitado de pesquisas direcionadas à caracterização desses elementos na literatura técnica (Serpilli *et al.*, 2021).

O complexo comportamento estrutural dos painéis sanduíche, devido a não linearidade dos seus materiais e as incertezas inerentes a interação entre seus diversos componentes, conduziu os pesquisadores à dependência de investigações experimentais e hipóteses analíticas simplificadas. Além disso, a escassez de informações acerca do comportamento desses elementos construtivos se deve ao elevado custo de testes em escala real e a grande dificuldade de fabricar modelos em escala reduzida (Benayoune *et al.*, 2006).

Diante do exposto, torna-se perceptível a necessidade de desenvolver modelos numéricos confiáveis para analisar e elucidar o comportamento estrutural de painéis sanduíche, o que pode

servir como base para o estabelecimento de diretrizes de projeto (Huang & Hamed, 2019). Nesse sentido, a elaboração de um modelo numérico não linear, a partir do Método dos Elementos Finitos (MEF), que seja confiável é essencial para respaldar os resultados experimentais e analisar a viabilidade de novos estudos, além de validar o comportamento mecânico de painéis sanduíche de concreto armado. Ademais, o uso de modelos numéricos tridimensionais, ao invés de modelos simplificados, permite destacar a influência na resposta estrutural dos componentes do painel sanduíche (Serpilli *et al.*, 2021).

Os estudos fundamentados em análises numéricas têm como objetivo a realização de simulações acerca de um determinado fenômeno físico, por meio da utilização de métodos numérico-computacionais capazes de fornecer resultados com elevada precisão, que possam auxiliar no entendimento do seu comportamento mecânico. Ademais, o desenvolvimento de pesquisas relacionadas a essa temática, foi potencializado pelo advento de ferramentas computacionais sofisticadas que permitem a execução de análises complexas com menor tempo de processamento e um custo computacional reduzido.

A elaboração de análises numéricas com o emprego do MEF tem se tornado um meio cada vez mais comum para estudar o comportamento de componentes estruturais que não podem ser facilmente testados, como os painéis sanduíche (Hopkins, 2015). Desse modo, é possível obter bons resultados acerca da previsão dos modos de ruptura e carga última dos painéis sem que haja grande consumo de tempo e de recursos financeiros.

A resposta estrutural e os mecanismos de ruptura de um determinado elemento de teste, não podem ser compreendidos em sua totalidade por meio de ensaios experimentais realizados em laboratório, em função das limitações de montagem, instrumentação e aquisição dos resultados. De maneira que ao aplicar as ferramentas computacionais de forma adequada é possível compreender mais facilmente o comportamento mecânico do componente estrutural em estudo (Santana, 2020).

Ainda assim, segundo Hopkins (2015), o modo mais preciso e confiável de definir a resistência de painéis sanduíche de concreto pré-moldado consiste na realização de ensaios experimentais, submetendo-os a carregamentos estáticos e dinâmicos. Entretanto, esses testes são caros e demandam muito tempo. Assim, seria mais proveitoso acelerar o fluxo de projeto desses elementos, por meio da execução de análises numéricas com MEF para determinar as deflexões, carga última e modos de ruptura.

Ademais, as análises numéricas podem ser utilizadas para avaliar a viabilidade e reduzir os custos de testes experimentais. A partir delas é possível realizar investigações preliminares acerca do comportamento estrutural do elemento, e escolher adequadamente as regiões de interesse para o estudo. Dessa maneira, é possível quantificar e instalar com maior eficiência os instrumentos de medição para atender da melhor forma aos objetivos da pesquisa, permitindo também uma redução dos elementos de teste (Santana, 2020).

Em função da natureza de suas aplicações, como alvenaria autoportante, painéis de vedação, paredes de contenção, pisos e telhados, se faz necessário a compreensão do comportamento mecânico dos painéis sanduíche quando sujeitos a carregamentos de flexão e compressão. Entretanto, a ausência de códigos normativos e padrões de cálculo confiáveis, somada à dificuldade da realização de testes experimentais, motivou diversos pesquisadores a desenvolverem estudos baseados em análises numéricas, com o intuito de avaliar a capacidade resistente de painéis sanduíche, dentre eles, Allen (1969), Salmon *et al.* (1997), Bush & Wu (1998), Benayoune *et al.* (2007), Naito *et al.* (2012), Goh *et al.* (2014), Chen *et al.* (2015), Hopkins (2015), Hamed (2016), Graziani *et al.* (2017), Hopkins *et al.* (2017), Hamed (2018), Flansbjer *et al.* (2019), Huang & Hamed (2019), Alchaar & Abed (2020), Smakosz *et al.* (2020) e Serpilli *et al.* (2021).

A condução desse trabalho é balizada pela importância da análise numérica para o entendimento do comportamento mecânico de painéis sanduíche sujeitos a carregamentos de compressão. De maneira que se propõe a realização de simulações numéricas, utilizando o MEF, a partir da elaboração de um modelo numérico tridimensional de um painel sanduíche de concreto armado com núcleo de EPS e conectores metálicos, sendo desenvolvido para considerar o comportamento não linear dos materiais.

Nesse sentido, a realização de um estudo paramétrico é de grande importância pois permite explorar como diferentes configurações e parâmetros afetam o desempenho do painel sanduíche. De modo que essa abordagem pode conduzir a uma maior eficiência do elemento estrutural, promovendo redução de custos, economia dos recursos e adequação a diferentes condições e requisitos de aplicação.

Além dessas questões, por meio de um estudo paramétrico é possível avaliar a sensibilidade do elemento estrutural em relação a variação de parâmetros específicos, o que revela constatações importantes acerca de quais componentes do painel necessitam de maior atenção e controle.

Dessa forma, o estudo paramétrico integra um ciclo de melhoria contínua, em que os resultados podem ser utilizados para melhorar o desempenho dos painéis sanduíche ao longo do tempo.

Por fim, a execução de análises paramétricas auxilia na validação dos modelos numéricos, tendo em vista que a simulação de diferentes situações permite um melhor entendimento do comportamento estrutural dos painéis sanduíche. De maneira que seus resultados podem ser utilizados para aumentar a confiabilidade de análises futuras e avaliar a viabilidade de programas experimentais, reduzindo custos e elevando a eficiência desses elementos estruturais.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo geral avaliar o comportamento estrutural e capacidade resistente de painéis sanduíche quando sujeitos a carregamentos de compressão.

### 1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desse trabalho se resumem a:

- Desenvolver, por meio do *software* ABAQUS, um modelo numérico tridimensional não linear pelo Método dos Elementos Finitos capaz de simular o ensaio de compressão em painéis sanduíche;
- Validar o modelo numérico, a partir da comparação com os resultados obtidos dos ensaios de compressão apresentados no estudo experimental realizado por Gara *et al.* (2012a);
- Realizar um estudo paramétrico para avaliar a capacidade resistente do painel sanduíche quando sujeito a variação de parâmetros geométricos do modelo, que compreendem o espaçamento e diâmetro das telas de aço eletrosoldadas e a geometria da camada de isolamento;
- Propor uma equação capaz de estimar a capacidade de carga do painel sanduíche quando submetido a carregamentos de compressão.

### 1.3 METODOLOGIA

O desenvolvimento desse trabalho consistiu na elaboração de modelos numéricos de painéis sanduíche de concreto armado com núcleo de EPS e conectores metálicos, para a simulação de ensaios de compressão, utilizando o *software* ABAQUS, que é baseado no Método dos Elementos Finitos. Os modelos foram calibrados e validados a partir dos ensaios experimentais de Gara *et al.* (2012a), por meio da comparação das curvas carga-deslocamento e modos de ruptura provenientes dos resultados numéricos e experimentais.

Concluído o desenvolvimento e validação do modelo numérico, procedeu-se a sua aplicação na realização de um estudo paramétrico, para investigar a influência de parâmetros geométricos sobre a capacidade resistente do painel sanduíche. De maneira que o estudo paramétrico compreendeu a análise dos efeitos inerentes a variação da geometria da camada de isolamento, espaçamento e diâmetro das malhas de aço eletrosoldadas.

A escolha dos parâmetros geométricos aplicados na análise paramétrica é realizada com o objetivo de adequar o modelo numérico, que é baseado nos modelos experimentais do trabalho de Gara *et al.* (2012a), às particularidades do sistema construtivo que é amplamente difundido no Brasil. De modo que nessa técnica construtiva os painéis são moldados *in loco* com concreto projetado, fazendo o uso de telas de aço eletrosoldadas com diâmetros e espaçamentos distintos daqueles empregados no referido estudo experimental. Além disso, a geometria ondulada da camada de EPS não é a mais convencional para a versão brasileira desse sistema construtivo.

A última etapa do trabalho limitou-se a elaboração da proposta de equação para estimar a capacidade de carga do painel sanduíche, quando submetido a carregamentos de compressão, sendo realizada a partir da aplicação dos resultados do estudo paramétrico a uma análise de regressão não linear. Dessa forma, na Figura 1.3, é apresentado o fluxograma abrangendo todos os estágios que compõem a metodologia adotada nesse trabalho.

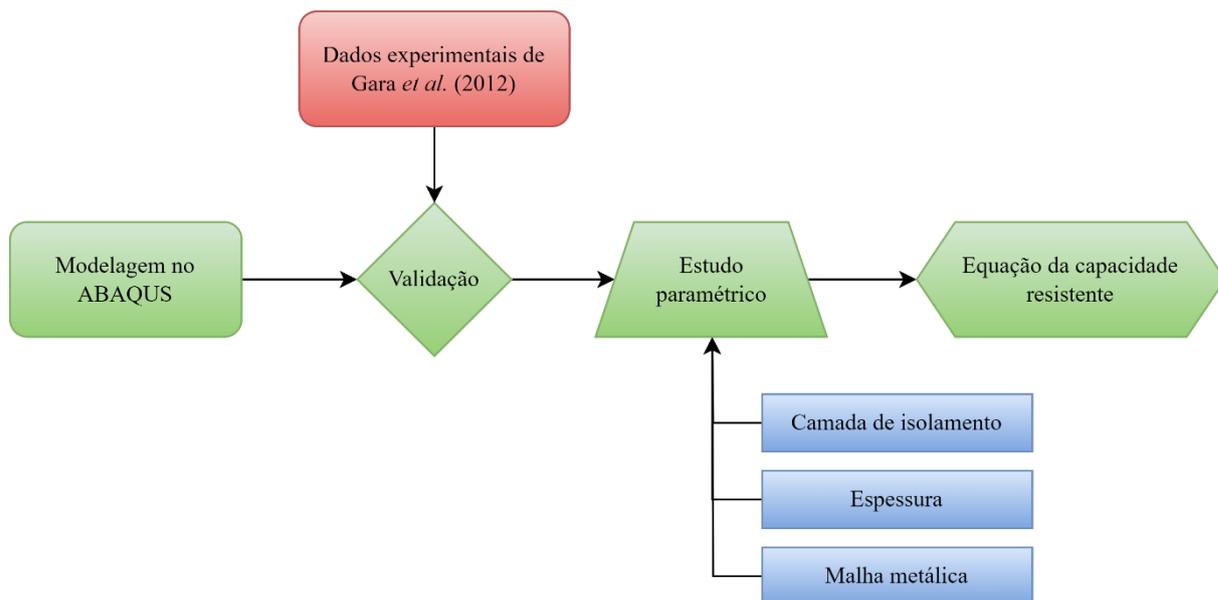


Figura 1.3 – Metodologia da pesquisa.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O histórico da aplicação dos painéis sanduíche, remonta desde o registro de uma patente realizada durante a década de 1930 nos Estados Unidos pelo Forest Products Laboratory, acerca de um método construtivo que empregava painéis sanduíche para produção de edificações. Segundo Bertini (2002), os painéis eram fabricados com camadas externas de madeira compensada, ligadas a um núcleo constituído por um material isolante e enrijecedores longitudinais, que com o passar do tempo foi substituído por uma camada de papelão estruturada sob a forma de “favos de mel”, com tratamento em resina fenolítica.

De acordo com Roberts (1951), no Canadá, em 1951, também era comum o uso de painéis sanduíche em edificações residenciais, sendo essa cultura iniciada a partir do desenvolvimento de uma técnica elaborada para atender a necessidade de construção de uma usina de celulose. O método consistia num sistema construtivo que utilizava painéis de alvenaria, com dimensões de  $1,83 \times 3,05$  m, compostos por um núcleo isolante e uma camada externa com 50,8 mm de espessura, além de uma camada interna de 38 mm, sendo o núcleo constituído por “*celular glass*”.

No Brasil, em 1991, já se tinha conhecimento do uso de painéis isolantes pré-expandidos para construção de habitações, no entanto, Machado Jr. (1991) desenvolveu um método construtivo que se apresentava como inovador. Ele utilizava painéis sanduíche moldados *in loco* para produzir as paredes internas e externas das edificações, esses painéis eram compostos por duas camadas periféricas de argamassa armada e uma camada central constituída por espuma rígida de poliuretano expandido.

Tomando como foco o desenvolvimento dos painéis sanduíche de núcleo constituído por espuma rígida, de acordo como Pikard (1990), sua primeira utilização se deu por meio da liberação de uma patente, registrada por Victor Weisman em 1967 nos Estados Unidos, que resguardava a implementação de um sistema construtivo. O método em questão utilizava painéis pré-fabricados, cuja camada de material isolante era disposta entre duas malhas de aço eletrosoldadas, sendo estas conectadas por barras de aço. Esse arranjo possibilitava que os painéis fossem revestidos por concreto ou argamassa, para compor assim as camadas resistentes do painel sanduíche.

## 2.1 PAINEL SANDUÍCHE

Os painéis sanduíche consistem em elementos estruturais de composição mista, formados a partir do arranjo de camadas resistentes externas ligadas a uma camada de isolamento interna, sendo esta denominada como núcleo do painel (Figura 2.1). A ligação entre as camadas é obtida por meio da utilização de conectores, de modo que cada componente do painel pode ser constituído por diversas configurações de materiais distintos, em que a variação mais utilizada nas obras de edificações residenciais do Brasil, emprega o concreto projetado ou argamassa armada para a execução das camadas externas e EPS como material isolante para o núcleo.

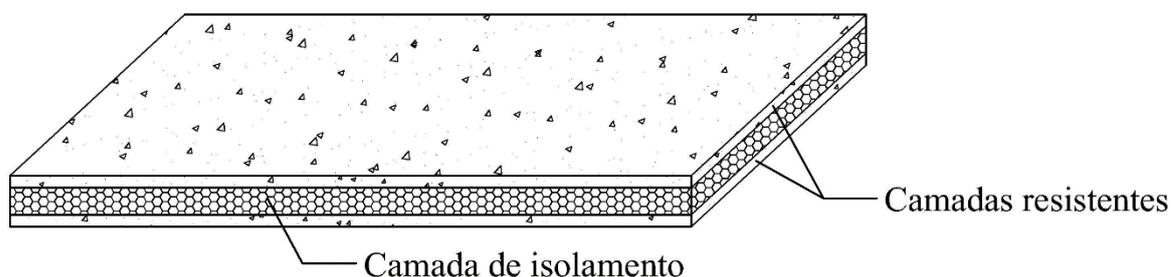


Figura 2.1 – Painel Sanduíche.

A estrutura sanduíche é utilizada com diversas finalidades, principalmente como elementos de vedação, sendo aplicados a praticamente todos os tipos de construções, como edifícios residenciais, industriais, escolas, ambientes de temperatura controlada, instalações judiciais e hospitais (PCI, 2011). Esse sistema construtivo vem recebendo grande aceitação por conseguir agregar vantagens em relação aos modelos tradicionais, como a composição de estruturas mais leves, com melhor desempenho térmico e acústico, além de maior facilidade para fabricação, transporte e execução.

De acordo com Bertini (2002) a característica primordial dos painéis sanduíche é a capacidade de produzir elementos de maior rigidez a partir do afastamento das camadas resistentes, devido a inserção de um núcleo de material isolante, o que por consequência também reduz o peso próprio da estrutura. Além disso, a escolha dos materiais do núcleo pode agregar outras propriedades aos painéis como isolamento térmico e resistência ao fogo.

### 2.1.1 Camadas resistentes

As camadas resistentes do painel sanduíche podem ser executadas utilizando uma ampla diversidade de materiais como madeira, amianto, fibra de vidro, alumínio, chapas de aço, concreto e argamassa (Bertini, 2002). No entanto, o concreto, e por extensão a argamassa,

possuem mais vantagens em termos de resistência mecânica, durabilidade e resistência ao fogo, sendo por isso mais utilizados (PCI, 2011).

No que se refere a espessura das camadas externas, almeja-se que estas sejam tão finas quanto possível. Contudo, no caso do concreto pré-moldado, o PCI (2011) estabelece um limite mínimo de 50 mm, para que se tenha o cobrimento adequado das armaduras, e que se cumpra os requisitos mínimos de resistência ao fogo. Ademais, pode-se utilizar como armaduras, malhas compostas por barras de aço transversais e longitudinais ou telas de aço eletrosoldadas.

Existe ainda a possibilidade, caso discriminado em projeto, de utilizar fios de protensão nas camadas resistentes, de maneira que ao serem assentados, estes podem ser protendidos antes ou após o lançamento do concreto (O'hegarty & Kinnane, 2020). Além disso, na fabricação de painéis por meio de processo industrial, é usual a aplicação de cimento com endurecimento rápido para que se possa alcançar altas resistências em um curto período de tempo (12–24 horas), enquanto que aplica-se, ocasionalmente, cura a vapor para obter uma acelerada evolução de resistência do concreto em idades precoces (PCI, 2011).

No Brasil, o sistema construtivo de painéis sanduíche mais popular utiliza painéis pré-fabricados compostos apenas por uma placa de EPS, sendo posicionada entre telas eletrosoldadas ligadas entre si por meio de conectores metálicos que atravessam o núcleo de material isolante (Bertini, 2002). Nesse tipo de processo construtivo as camadas resistentes são executadas com concreto projetado ou argamassa, de modo que o método dispensa a utilização de formas, já que a moldagem é realizada por meio de projeção manual ou mecanizada.

### **2.1.2 Núcleo de material isolante**

O núcleo do painel sanduíche pode ser constituído a partir de uma variedade de materiais, como EPS, poliuretano expandido, concreto celular, gesso, papelão, rejeitos industriais, resíduos da reciclagem, entre outros. De modo que suas principais características devem ser o isolamento térmico e leveza, quando o núcleo não possui função estrutural, ou seja, não atua na transferência de cisalhamento entre as placas resistentes (Bertini, 2002).

Segundo O'hegarty & Kinnane (2020) em um Painel Sanduíche de Concreto Pré-moldado (PSCP) as características estruturais e a durabilidade se devem a contribuição do concreto, já a camada de isolamento fornece a resistência térmica. Em razão dessa exigência, torna-se mais comum a fabricação de painéis com núcleos de espumas rígidas. No que se refere a esse tipo de

isolante, é relevante mencionar o trabalho de Schiavoni *et al.* (2016), que adota a classificação da norma europeia EN 13501-1:2018 para materiais de isolamento, sendo todos provenientes de um mesmo fabricante, os quais são categorizados com base em sua qualidade de resistência ao fogo, em que A1 representa a melhor posição e E a pior, conforme se observa na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Isolamentos típicos disponíveis comercialmente para PSCPs. Valores de densidade e condutividade retirados de produtos da Kingspan (Schiavoni *et al.* 2016).

<b>Tipo de Isolamento</b>	<b>Condutividade (<math>W.m^{-1}K^{-1}</math>)</b>	<b>Densidade (<math>kg.m^{-3}</math>)</b>	<b>Classe</b>
Poliestireno Expandido	0,031 – 0,038	15 – 35	E
Poliestireno Extrudado	0,032 – 0,037	32 – 40	E
Espuma Fenólica	0,018 – 0,024	40 – 160	B-C
Poliuretano	0,022 – 0,040	15 – 45	E

De acordo com o PCI (1997), as duas espumas mais utilizadas em painéis sanduíche são poliestireno extrudado (XPS) e o poliestireno expandido (EPS), no entanto, outras espumas também apresentam certo grau de aplicação, como o poliuretano. Pode-se identificar várias semelhanças entre esses três tipos de espuma, uma delas consiste em que todas necessitam de cobertura adequada para obter resistência ao fogo. Além disso, o EPS é o que apresenta menor custo, estando disponível em seções maiores de até 1,2 m × 1,2 m × 4 m (Tomlinson, 2015; Al-Hamoud, 2005).

Em relação ao desempenho estrutural, diversos pesquisadores estabeleceram o consenso de que o isolamento do painel sanduíche contribui até um certo nível, não desprezível, com a ação do composto, ou seja, com a transferência de cisalhamento entre as camadas resistentes. Essa contribuição é de maior ordem no EPS do que no XPS, tal fato deve-se principalmente à textura de superfície mais áspera do primeiro (Tomlinson, 2015; Bush & Stine, 1994; Woltman *et al.*, 2013; Kim & You, 2015).

### 2.1.3 Conectores

Os conectores são responsáveis por promover a ligação entre as camadas resistentes e o núcleo do painel sanduíche, eles atravessam o material de isolamento para realizar a conexão entre as placas externas. Além disso, esses elementos podem assumir diversas funções, como a de impedir a separação das camadas e resistir às forças de cisalhamento devido à flexão longitudinal do painel.

Por atuarem na transferência de cisalhamento, os conectores agem também como os principais fatores para a determinação do grau de composição dos painéis sanduíche. Ademais, existe uma enorme variedade e arranjos desses elementos sendo utilizada na construção dos painéis, de forma que cada configuração de conectores fornece diferentes níveis de desempenho para ação do composto (Tomlinson, 2015; PCI, 1997; Benayoune *et al.*, 2007).

Geralmente os conectores são classificados segundo o grau de ação do composto que estes promovem nos painéis, sendo denominados conectores rígidos quando fornecem um alto nível de composição, e de conectores flexíveis para um baixo grau de composição (Tomlinson, 2015). Em painéis totalmente compostos, os conectores devem resistir aos esforços de flexão e cisalhamento. Já em painéis não-compostos, estes devem permitir que as placas resistentes atuem de maneira independente, reduzindo o nível de transferência de cisalhamento (Bertini, 2002).

Além das nervuras de concreto (Figura 2.2), os conectores rígidos podem ser classificados, segundo Fonsêca (1994), como rígidos em uma direção e em duas direções. No primeiro caso, o conector apresenta rigidez somente em uma direção, sendo flexível na outra. Já na segunda categoria, os conectores são rígidos em ambas as direções. A Figura 2.3 e a Figura 2.4 apresentam exemplos dos dois tipos de conectores.

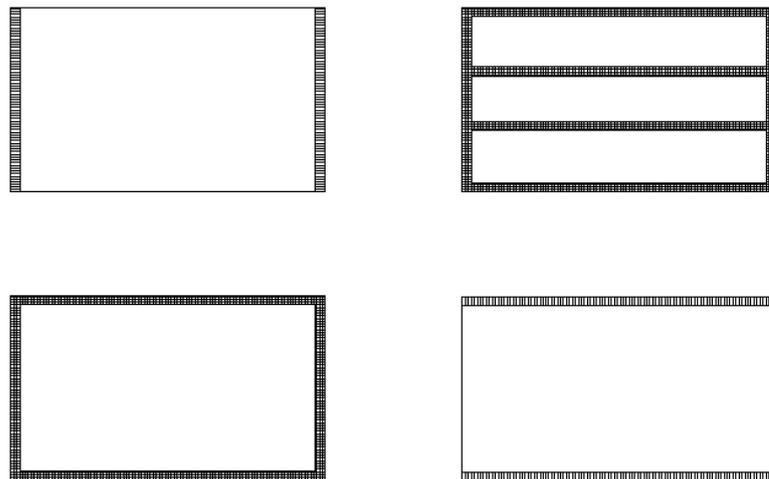
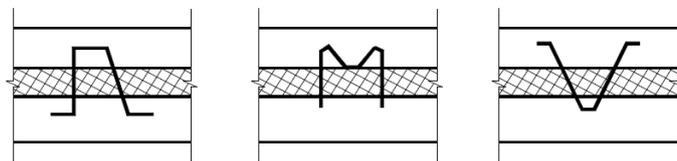


Figura 2.2 – Nervuras de concreto (Adaptado de Fonsêca, 1994).

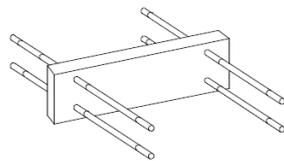
Os conectores flexíveis não são capazes de resistir a uma quantidade significativa de esforço cortante e, em consequência disso, são utilizados em painéis não-compostos por ser considerado que estes conectores proporcionam uma contribuição desprezível para o grau de composição do painel (Bertini, 2002). Esse tipo de elemento de conexão inclui pinos de materiais metálicos,

plásticos ou polímeros reforçados por fibras, além de conectores de treliças deformáveis, conforme ilustrado na Figura 2.5.

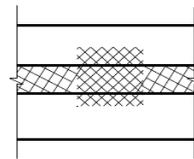
Diversos materiais podem ser utilizados para a fabricação dos conectores, como concreto, aço e polímeros reforçados com fibras. Pesquisas recentes demonstraram que as nervuras contínuas ou regiões discretas de concreto proporcionaram um comportamento próximo ao totalmente composto (O'hegarty & Kinnane, 2020; Kim & You, 2015; Choi *et al.*, 2015). Todavia, outros estudos atestaram que a inserção de nervuras nas bordas superior e inferior dos painéis, bem como em todas as bordas, ocasionam a formação de pontes térmicas que tornam o painel menos eficiente em termos de isolamento térmico (O'hegarty & Kinnane, 2020; Joseph *et al.*, 2018; Chen *et al.*, 2015).



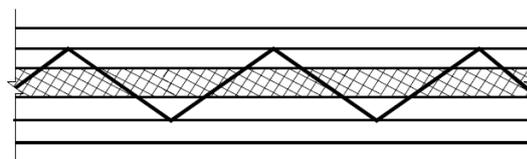
Configurações de barras dobradas como conector rígido concentrado



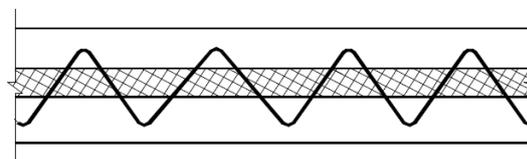
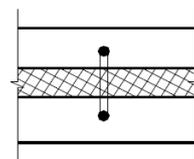
Luva plana



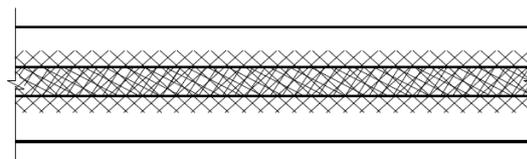
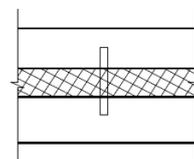
Chapa de metal expandida



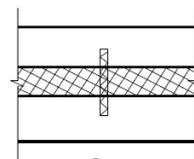
Treliça metálica



Barras dobradas contínuas



Placa de metal expandida



Corte

Figura 2.3 – Conectores rígidos em uma direção (Adaptado do PCI, 2011).

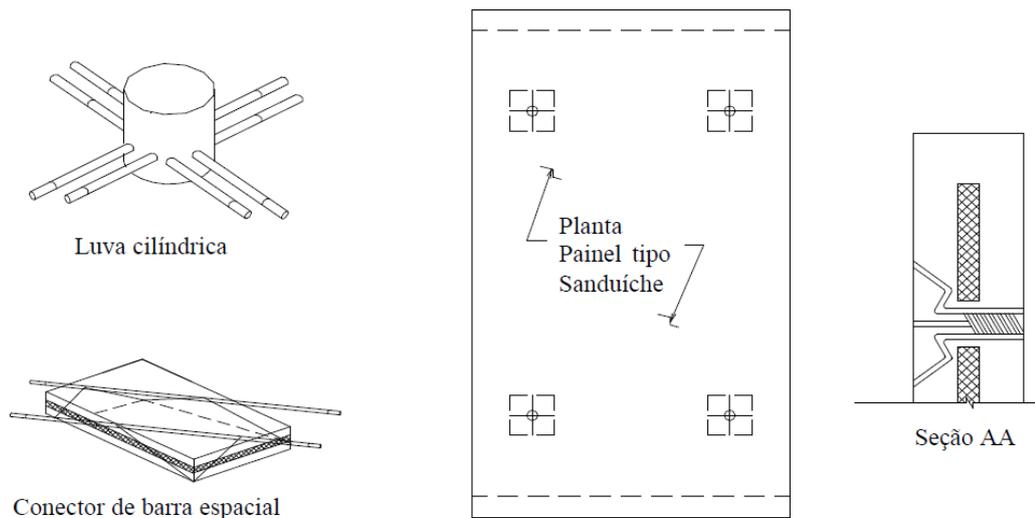


Figura 2.4 – Conectores rígidos em duas direções (Adaptado do PCI, 2011).

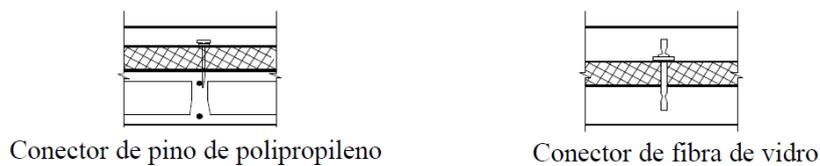
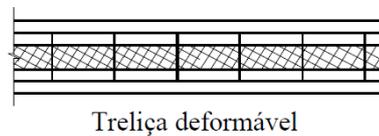
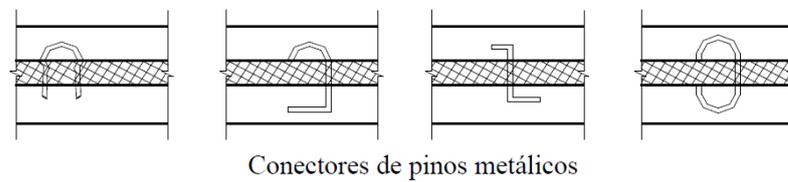


Figura 2.5 – Conectores flexíveis (Adaptado do PCI, 2011).

A utilização de conectores de concreto também reduz a área de material isolante do núcleo do painel sanduíche, contribuindo ainda mais para a perda de eficiência térmica. Em face a essa problemática, pode-se empregar conectores metálicos com o intuito de melhorar a capacidade térmica dos painéis, esses conectores estão disponíveis em diversas configurações desde treliças, tubos ou placas que proporcionam maior ação composta, até pinos discretos que não contribuem para a ação do composto (O'hegarty & Kinnane, 2020).

Apesar de não restringir a utilização de grandes áreas do núcleo de material isolante, os conectores metálicos possuem elevada condutividade térmica e, dependendo da sua quantidade

e disposição, também podem diminuir a eficiência do isolamento no painel, atuando como pontes térmicas. Diferentemente dos elementos de conexão metálicos, os conectores produzidos com polímeros reforçados com fibras possuem baixa condutividade térmica, conservando uma resistência mecânica elevada.

Um estudo comparativo realizado por Portal (2013), acerca das propriedades qualitativas dos polímeros reforçados com fibras de vidro (GFRP), polímeros reforçados com fibras de carbono (CFRP) e polímeros reforçados com fibras de basalto (BFRP), constatou que o GFRP é o material com menor custo, no entanto, o CFRP possui melhores propriedades estruturais apesar de ser mais caro, e o BFRP apresenta grande potencial de aplicação, entretanto, necessita de maiores estudos acerca de sua utilização junto ao concreto (O'hegarty & Kinnane, 2020; Portal, 2013).

Ainda discorrendo sobre conectores de polímeros reforçados com fibras, pode-se enfatizar a pesquisa desenvolvida por Lameiras *et al.* (2013) que analisou, por meio de um conjunto de ensaios *pull-out*, os modos de ruptura e a capacidade de carga de conectores de polímeros reforçados com fibra de vidro (GFRP) utilizados em painéis sanduíche compostos de camadas finas de concreto autoadensável reforçado com fibras de aço (SFRSCC).

Em resumo, três configurações de conectores GFRP foram testadas por Lameiras *et al.* (2013), a primeira empregava conectores contendo perfurações, a segunda utilizava conectores perfilados, sendo que em ambas os conectores eram embutidos no concreto. A última configuração consistia em conectores perfilados ligados ao SFRSCC por uma camada de adesivo epóxi. Os autores concluíram, a partir dos resultados, que os conectores embutidos proporcionaram maior capacidade de carga, dos quais as placas perfuradas demonstraram maior atratividade pela sua fabricação mais simples e econômica, e por sua significativa contribuição à capacidade de carga da conexão.

## 2.2 SISTEMA CONSTRUTIVO

O surgimento dos painéis sanduíche ocorreu a partir da evolução da indústria de materiais de construção que se via cada vez mais pressionada pelas novas exigências dos seus clientes, em virtude disso, inovações são criadas para atender as solicitações do mercado. Desse modo, foram desenvolvidos na Itália pela empresa *Monolite* os primeiros painéis sanduíche que utilizavam telas de aço eletrosoldadas junto a um isolamento de EPS. Essa tecnologia chega ao

Brasil na década de 1990, submetida inicialmente a testes normativos no Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT) para comprovar sua eficiência (Bertoldi, 2007).

O método construtivo desde então vem se popularizando para a execução de edificações no Brasil, e emprega painéis sanduíche de alvenaria com núcleo composto de EPS e camadas resistentes de concreto projetado ou argamassa armada, sendo utilizados conectores de fios de aço para promover a ligação entre as placas. A Figura 2.6 apresenta a construção de edificações com o uso desse tipo de painéis sanduíche.



Figura 2.6 – Sistema construtivo que utiliza painéis sanduíche (META CONSTRUTORA EPS, 2018).

Os painéis executados nesse processo de construção costumam ter dimensões de 3000 mm × 2000 mm × 150 mm, sendo a moldagem realizada *in loco* a partir do uso de pré-painéis contendo apenas a camada de material isolante disposta entre as telas eletrosoldadas de aço CA-60, que estão ligadas por conectores retos de fios metálicos cujas extremidades são amarradas em torno do ponto de cruzamento dos fios que compõem a tela eletrosoldada, que geralmente são constituídos pelo mesmo aço das telas, os quais atravessam o núcleo de EPS, conforme o ilustrado na Figura 2.7.



Figura 2.7 – Pré-painéis (MAXIMU’S, 2021).

Para concepção dos painéis utiliza-se argamassa ou microconcreto e, segundo Cunha (1991), não existe uma distinção clara entre esses materiais na comunidade científica. O autor afirma que se acredita na existência de um ponto de divergência que reside na composição granulométrica desses materiais. Ademais, a NBR 11173 (ABNT, 1990), define argamassa como uma mistura homogênea composta de cimento Portland, agregado miúdo e água, podendo eventualmente conter adições que melhorem suas propriedades.

A dosagem da argamassa deve ser realizada para garantir uma resistência elevada, baixa retração e trabalhabilidade satisfatória, de maneira que possa ser lançada facilmente, apresentando boa fluidez e plasticidade. Para satisfazer a esses requisitos, a relação cimento e areia deve estar entre 3,0 e 4,5, já a relação água/cimento (a/c) está associada ao tipo de revestimento e a resistência esperada (Bertoldi, 2007).

O traço em peso da argamassa pode variar de 1:3 até 1:4,5 a depender da granulometria dos agregados que varia entre 0 a 6,4 mm. Além disso, são ainda adicionados a composição da mistura aditivos plastificantes e fibras de polipropileno, o primeiro atua no melhoramento da trabalhabilidade e reduzindo o consumo de água, já as fibras agem no combate à retração por meio da formação de malhas que aumentam a tenacidade da argamassa (Bertoldi, 2007).

O processo de moldagem dos painéis ocorre no próprio canteiro de obra, em que a argamassa ou o concreto projetado é lançado sobre as telas eletrosoldadas e posteriormente recebe um acabamento superficial. Essa projeção do material é executada após a realização de um

chapisco, podendo ser aplicada em até três camadas, sendo o acabamento do painel feito manualmente a partir das técnicas tradicionais de emboço e reboco.

As técnicas de projeção da argamassa podem ser tanto manuais como mecanizadas. Na primeira, todo o trabalho de emboçamento é executado pelo profissional; já a segunda, é realizada a partir de dispositivos pneumáticos de projeção, como a rebocadora tipo caneca (Figura 2.8). Ademais, após a conclusão dos revestimentos deve-se efetuar os procedimentos de cura úmida, garantindo uma irrigação constante das superfícies por 24 horas, com o intuito de reduzir a formação de fissuras por retração.



Figura 2.8 – Projeção da argamassa com rebocadora pneumática (ANVI, 2019).

Como armaduras dos painéis sanduíche são utilizadas telas eletrosoldadas compostas por fios de aço CA-60 com disposição transversal e longitudinal (Figura 2.9), seu diâmetro pode variar sendo comumente empregado o de 3,4 mm. As telas utilizadas nesse sistema construtivo são nervuradas e soldadas em todos os pontos de cruzamento com a finalidade de garantir melhor ancoragem e controle de fissuração (Santana *et al.*, 2020).



Figura 2.9 – Telas eletrosoldadas (WERTSON METAL, 2019).

Os conectores consistem em barras ou ganchos de aço CA-60 que devem ser soldados ou amarrados às telas eletrosoldadas, sua amarração pode ser realizada manualmente ou com auxílio de ferramentas como grampeadores pneumáticos. No que diz respeito ao núcleo do

painel, este é composto por uma placa de EPS, sendo este material de uso bastante consolidado na construção civil por apresentar propriedades de isolamento, leveza, resistência, baixo custo e por ser de fácil transporte e manuseio.

O processo construtivo das edificações tem início a partir da execução das fundações, sendo mais indicado para esse tipo de construção fundações rasas como sapatas e radiers. Finalizada essa etapa deve-se proceder ao posicionamento dos arranques, que consiste na cravação de vergalhões de 8 mm de diâmetro e 50 cm de comprimento, devendo ser dispostos em conformidade com os eixos de locação das alvenarias, assim como representado na Figura 2.10 (Santana *et al.*, 2020).



Figura 2.10 – Posicionamento dos arranques (PAREDES BETEL, 2018).

Em seguida, os pré-painéis são posicionados verticalmente sobre a delimitação dos arranques, de modo que seus eixos centrais coincidam com os eixos de locação das paredes garantindo que estejam perfeitamente alinhados (Souza, 2009). O processo dispensa o uso de formas, em que o escoramento é realizado pela instalação de escoras que são responsáveis por garantir a sustentação e o prumo dos painéis até a projeção do concreto ou argamassa (Figura 2.11).



Figura 2.11 – Escoramento dos pré-painéis (PAREDES BETEL, 2018).

A conexão entre painéis adjacentes é realizada a partir do encaixe das telas eletrosoldadas, por meio de um transpasse de 40 cm sendo a ligação concretizada pela amarração das telas com arame recozido nº 18, conforme ilustrado na Figura 2.12 (Santana *et al.*, 2020). As aberturas de

portas e janelas são recortadas após a instalação das paredes, e devem ser reforçadas para evitar o surgimento de patologias como fissuras e trincas. O reforço é realizado por meio da colocação de telas em todos os cantos da abertura, e instalação de telas em U para vergas e contravergas (Figura 2.13).

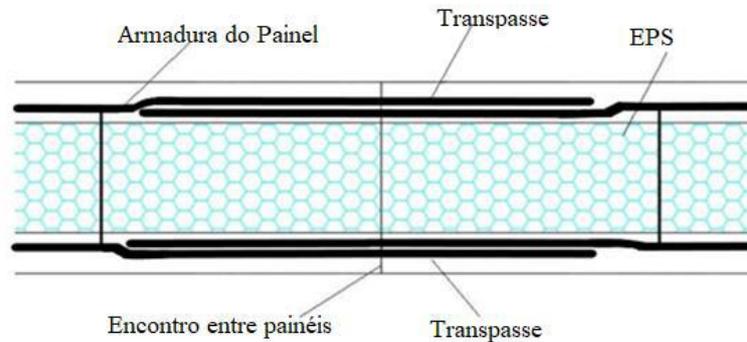


Figura 2.12 – Detalhe de amarração dos painéis (Santana *et al.*, 2020).



Figura 2.13 – Reforço das aberturas (PAREDES BETEL, 2018).

Antes do lançamento da argamassa todas as instalações elétricas e hidráulicas são posicionadas no interior da camada de EPS por meio da formação de sulcos que são executados com o auxílio de um soprador térmico (Figura 2.14). Por fim, é realizado o chapisco e posteriormente a projeção da argamassa sobre as telas eletrosoldadas, que devem ser sarrafeadas para receber os acabamentos de emboço e reboco, assim como o apresentado na Figura 2.15.



Figura 2.14 – Colocação das instalações elétricas e hidráulicas (PAREDES BETEL, 2018).



Figura 2.15 – Projeção da argamassa e paredes acabadas (META CONSTRUTORA EPS, 2018).

## 2.3 ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO DE PAINÉIS SANDUÍCHE

Os testes experimentais aplicados em painéis sanduíche tem por objetivo avaliar seu desempenho em relação a alguma propriedade de interesse. Sob o aspecto do comportamento estrutural os principais ensaios realizados são os testes de flexão e cisalhamento, os quais aplica-se à avaliação do grau de ação composta. Além destes, existem diversos experimentos para aplicações específicas, como o teste de compressão, utilizado para estimar a capacidade portante, e outros tipos de ensaios como o de impacto com pêndulo, carga de explosões, carga de fluência sustentada e teste sísmico de parede com janela (O'hegarty & Kinnane, 2020).

### 2.3.1 Ensaios de flexão

Os carregamentos de vento incidem sobre todos os tipos de revestimentos, sendo capazes de induzir uma carga de flexão sobre os painéis sanduíche, desse modo, foram criadas diversas metodologias para testes de flexão, nas quais as mais comuns são os ensaios de flexão de 3 pontos, 4 pontos e 6 pontos. No entanto, um ensaio mais representativo da ação do carregamento de vento consiste na aplicação de uma carga uniformemente distribuída sobre o painel, que pode

ser executado com o auxílio de um *airbag*. Na Figura 2.16 são representadas algumas configurações dos testes de flexão.

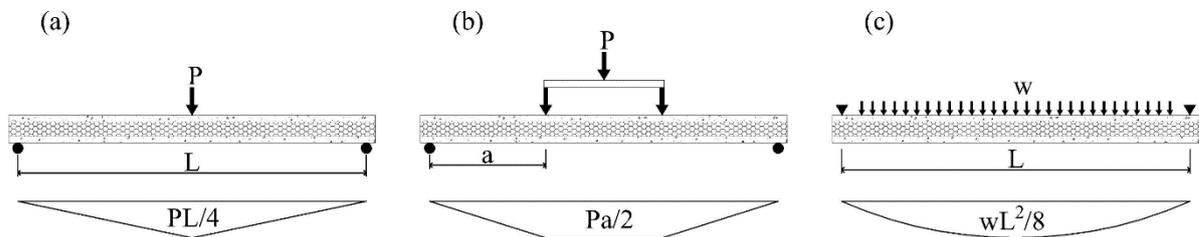


Figura 2.16 – Configurações dos testes de flexão e diagramas de momento fletor para a) flexão de 3 pontos b) flexão de 4 pontos e c) carregamento de pressão. (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020).

Vários estudos foram desenvolvidos para a avaliação do grau de composição dos painéis sanduíche a partir dos resultados de ensaios de flexão. No trabalho de Bush & Stine (1994) o nível de ação composta foi verificado a partir da comparação realizada entre o momento aplicado aos painéis e o momento observado em seu interior, obtido a partir de medições das deformações nas faces das camadas resistentes do painel.

Em sua pesquisa, Kim & You (2015) simularam o comportamento totalmente composto de painéis sanduíche, empregando espessas nervuras de concreto para promover a conexão entre as camadas resistentes. Além disso, para obter o nível de interação não-composta, os autores construíram painéis que não possuíam conectores. Desse modo, o grau de ação do composto foi avaliado por meio do comparativo entre as cargas de ruptura medidas para um painel parcialmente composto e para os painéis compostos e não-compostos.

Além do grau de composição, outros aspectos podem ser analisados, tal como no trabalho de Bertine (2002), que realizou ensaios de flexão de 4 pontos em painéis sanduíches de argamassa armada com núcleo de EPS e conectores metálicos, para diversas configurações com e sem nervuras. Seus resultados atestaram que painéis com nervuras podem ser dimensionados assumindo uma seção totalmente composta e utilizando as mesmas hipóteses para o concreto armado no Estado Limite Último (ELU). No que se refere aos painéis sem nervuras, verificou-se que o momento último, calculado sob a consideração das mesmas hipóteses do concreto armado, foi 24% inferior ao valor obtido experimentalmente.

Benayoune *et al.* (2008) realizaram um estudo experimental para avaliar o comportamento a flexão de painéis sanduíche de concreto pré-moldado, sendo elaborados seis modelos experimentais de painéis sanduíche com camada isolante de EPS e conectores sob a forma de

treliças de aço. Os elementos de teste foram submetidos a ensaios de flexão de 4 pontos, com aumento progressivo do carregamento aplicado até a falha, de maneira que os resultados indicaram que o modo de ruptura e o padrão de fissuração eram bastante similares àqueles encontrados em lajes sólidas, principalmente quando as camadas resistentes agem de maneira totalmente composta. Também foi constatado que a resistência última e o grau de composição do painel dependem, em grande parte, da rigidez do conector de cisalhamento utilizado.

Na pesquisa de Gara *et al.* (2012b), também foram realizados ensaios de flexão de 4 pontos em painéis sanduíche. Em seu programa experimental o autor elaborou seis espécimes de teste de painéis confeccionados com objetivo de aplicação para pisos, assim, os modelos experimentais apresentavam camada inferior e superior com espessura de 30 mm e 50 mm, respectivamente. A diferença entre os elementos de teste consistia na espessura da camada de isolamento e no comprimento do painel, em que foi utilizado placas de EPS com 80, 120 e 160 mm de espessura, sendo o comprimento dos painéis de 3600, 4600 e 5600 mm.

As camadas de concreto dos modelos experimentais produzidos no trabalho de Gara *et al.* (2012b) foram armadas com telas eletrosoldadas, de modo que os conectores consistiam em fios retilíneos de aço que eram soldados às malhas metálicas, também foram construídas vigas de concreto armado nas extremidades de cada painel. Desse modo, em todos os ensaios, os painéis apresentaram um comportamento parcialmente composto, com um pequeno deslizamento entre as camadas de concreto, em função da camada interna e também das vigas de extremidade. Além disso, verificou-se baixos valores para os momentos de fissuração e cargas de ruptura.

### **2.3.2 Ensaios de cisalhamento**

O tipo de conector está diretamente relacionado a eficiência estrutural do painel sanduíche no que se refere ao grau de ação composta, pois cada modelo de conector manifesta um nível diferente de transferência de cisalhamento. Isto posto, devido à importância do fluxo de cisalhamento entre as camadas resistentes do painel, foram desenvolvidos testes experimentais para a investigação dessa propriedade dos elementos de conexão (O'hegarty & Kinnane, 2020).

Os ensaios de cisalhamento utilizam normalmente duas configurações de modelos experimentais. Uma na qual o experimento é realizado em um espécime de teste que consiste num painel composto por cinco camadas, das quais três são resistentes e duas são de material isolante, de modo que as placas externas são fixadas a uma estrutura de teste e a camada

resistente interna é empurrada para baixo por um atuador hidráulico, no mesmo momento em que a carga e as deformações são medidas.

A outra configuração emprega um painel comum com apenas três camadas, sendo o ensaio conduzido de modo semelhante ao já mencionado, em que uma das camadas resistentes é totalmente fixada na estrutura de teste e, o carregamento aplicado na camada externa livre a empurra para baixo enquanto são realizadas as medições. Entretanto, devido a forma de execução do teste, o painel pode estar sujeito a uma rotação da camada externa (Kinnane, 2014). Na Figura 2.17 a seguir é apresentada uma ilustração das duas modalidades de ensaio de cisalhamento.

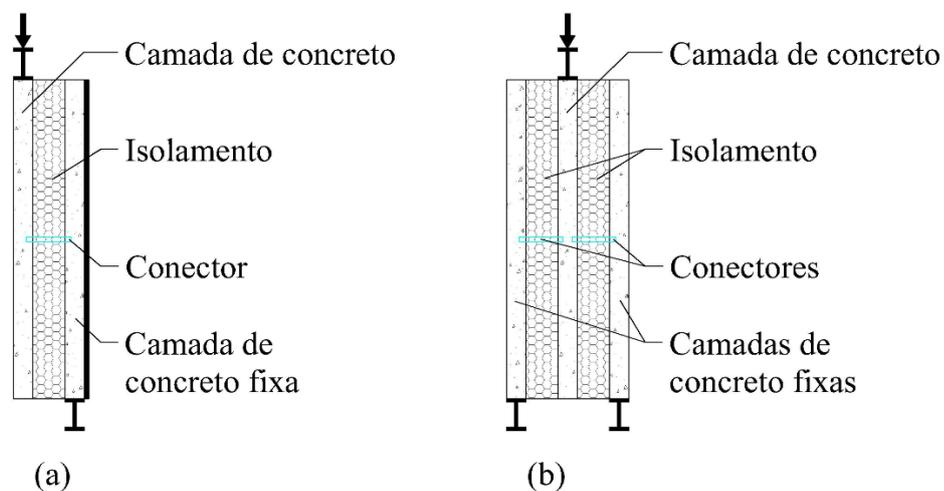


Figura 2.17 – Configurações de teste de cisalhamento. a) Teste de cisalhamento de 3 camadas b) Teste de cisalhamento de 5 camadas (Adaptado de O’hegarty & Kinnane, 2020).

A avaliação experimental dos conectores é objeto de estudo de diversas pesquisas. Tal qual o estudo de Naito *et al.* (2012), que analisou o comportamento de doze configurações de conectores distintas, das quais se obteve uma flutuação da resistência média entre 5,5 e 18,4 kN para conectores discretos (pinos), e entre 17,2 e 57,8 kN·m<sup>-1</sup> para conectores contínuos (treliças). Além dessas constatações, a partir dos resultados, os autores desenvolveram um modelo trilinear simplificado para cada um dos conectores (O’hegarty & Kinnane, 2020).

Em seu programa experimental, Silva (2020) executou 46 ensaios *push-out* em espécimes que são modelos representativos de painéis sanduíche de paredes finas, com camadas resistentes de concreto e núcleo de EPS. O autor avaliou o desempenho mecânico de diversas configurações de conectores *Perfofrp*, que consistem em chapas planas perfuradas fabricadas com polímero reforçado com fibra de vidro. Ademais, os resultados obtidos indicaram que conectores com

furos apresentaram maiores níveis de rigidez com uma variação da resistência que oscila de -6% a 45% com deslocamentos relativos menores, quando comparados a conexões sem furos.

### 2.3.3 Ensaios de compressão

Os testes de flexão e cisalhamento costumam ser os mais realizados em painéis sanduíche, no entanto, outros ensaios de aplicação específica também são encontrados na literatura. Dentre esses, o teste de compressão axial, ilustrado na Figura 2.18, é particularmente empregado para estimar a capacidade resistente de painéis projetados para suporte de carga estrutural.

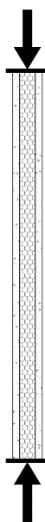


Figura 2.18 – Ilustração do teste de compressão axial (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020).

Alguns pesquisadores realizaram ensaios de compressão em painéis sanduíche, a exemplo de Benayoune *et al.* (2006), que estudaram o comportamento da resistência última de painéis sanduíche pré-moldados de concreto com conectores de cisalhamento do tipo treliça de aço. De modo que foram executados ensaios de compressão sob cargas excêntricas em seis painéis sanduíche com taxa de esbeltez variável. Após análise dos resultados, constatou-se que a resistência máxima dos painéis decresce com o aumento da relação de esbeltez de maneira não linear, além disso, verificou-se que todos os espécimes de teste apresentaram comportamento totalmente composto até a ruptura.

No estudo experimental de Amran *et al.* (2016) foram efetuados testes de carga axial em seis painéis sanduíche de altura variável, sendo estes compostos de camadas resistentes constituídas por concreto celular espumoso, reforçado por telas de aço eletrosoldadas e conectores rígidos de treliça de aço. Os resultados, assim como nos ensaios de Benayoune *et al.* (2006), indicaram

que o aumento da esbeltez causava uma redução da resistência final, sendo estes relacionados segundo um regime não-linear.

Ainda em relação ao trabalho de Amran *et al.* (2016), foi observado a partir dos dados experimentais e por uma análise via MEF que o método de projeto do ACI para paredes sólidas possui expressões muito conservadoras, sendo suficientes para prever as resistências de projeto para os modelos estudados. De modo que para um espécime de teste com esbeltez  $\lambda_c = 20$ , em que as placas resistentes de concreto possuem espessura de 35 mm e a camada de isolamento tem 25 mm de espessura, foi obtida uma capacidade de carga axial final de 698,8 kN/m.

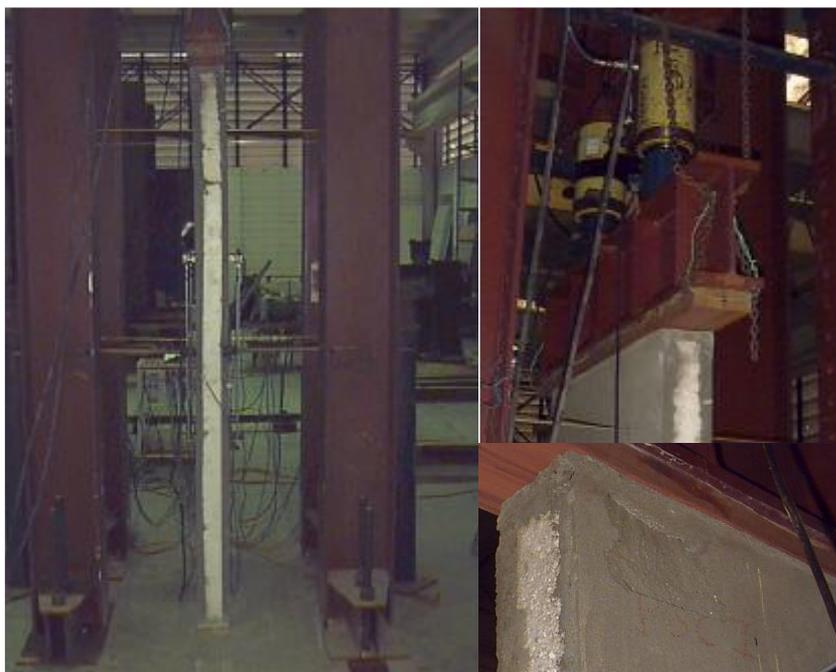
Silva (2013) avaliou o desempenho estrutural de painéis sanduíche sob compressão no Laboratório de Análise Experimental de Estruturas (LAEES) da UFMG, na Figura 2.19 é ilustrada a execução dos ensaios. Os corpos de prova consistiam em painéis de argamassa armada, reforçados com tela de aço CA-60 com abertura de 50 mm x 50 mm e diâmetro de 2,1 mm, com camada de isolamento em EPS e conetores de aço CA-25 com diâmetro de 2,76 mm posicionados angularmente. Para a execução dos espécimes de teste empregou-se a projeção mecânica no lançamento da argamassa, de modo que a capacidade de carga máxima atingida por um painel com esbeltez  $\lambda_c = 18$  que possuía espessura total de 150 mm e camadas resistentes com espessura de 35 mm, foi de 516,58 kN/m.



Figura 2.19 – Ensaio de compressão (Silva, 2013)

Como parte de seu programa experimental, Bertine (2002) ensaiou sob compressão axial (Figura 2.20), painéis sanduíche com núcleo de EPS e camadas resistentes de argamassa armada, reforçada com telas de aço CA-60 eletrosoldadas com abertura de 50 mm x 150 mm e

diâmetro de 2,4 mm, e também armadura complementar consistindo em 4 fios de aço CA-50 de 4,2 mm de diâmetro colocados em cada lado do painel. Além disso, os conectores utilizados



eram fios de aço CA-60 com diâmetro de 2,4 mm inclinados a 45°. Os testes foram executados de tal forma, que para um corpo de prova com esbeltez  $\lambda_c = 18,12$  com 138 mm de espessura total e 30 mm de espessura para cada camada de argamassa, se obteve uma capacidade de carga de 612 kN/m.

Figura 2.20 – Testes de compressão axial (Bertini, 2002).

## 2.4 ESTUDOS NUMÉRICOS

O comportamento estrutural dos painéis sanduíche tem sido objeto de estudo de diversas abordagens numéricas. Allen (1969) foi o precursor dessa área de pesquisa, e estabeleceu os fundamentos para a avaliação do comportamento dos painéis no qual o núcleo de espuma rígida atuava como o principal responsável pela resistência ao cisalhamento. O seu trabalho é focado em painéis finos e incluiu os efeitos de estabilidade. Uma colaboração ao estudo de Allen (1969) é abordada na pesquisa de Bush & Wu (1998), em que os autores consideraram a contribuição de conectores de treliça isotrópicos para a resistência ao cisalhamento do núcleo.

Uma análise do comportamento de painéis sanduíche parcialmente compostos foi realizada por Naito *et al.* (2012), em que uma modelagem numérica foi idealizada a partir das curvas de carga-deslocamento e relações momento-curvatura dos conectores, de modo que o modelo evidenciou a intensidade da relação do número e tipos de conectores com a rigidez do painel

após a ruptura. Salmon *et al.* (1997) empregaram o MEF para analisar o grau de ação do composto, sob uma consideração de rigidez elástico linear para painéis com conectores de treliça GFRP, obtendo uma precisão considerável.

Benayoune *et al.* (2007) desenvolveram, em complemento ao seu programa experimental, um modelo numérico 2D, com o uso do *software* LUSAS baseado no MEF, para estudar painéis sanduíche de concreto pré-moldado com conectores de treliça de aço sob a ação de cargas axiais. O modelo numérico, representado na Figura 2.21, considerava as não linearidades físicas e geométricas dos materiais, sendo capaz de prever o comportamento sob carga axial dos painéis com uma precisão razoável. Por meio deste, verificou-se que as equações do ACI COMMITTEE 318 (2005) para a capacidade de carga eram bastante conservadoras, obtendo a partir de sua modelagem as cargas de ruptura com um certo grau de precisão. Os autores propuseram também uma equação semiempírica para otimizar a correlação entre os resultados numéricos e experimentais.

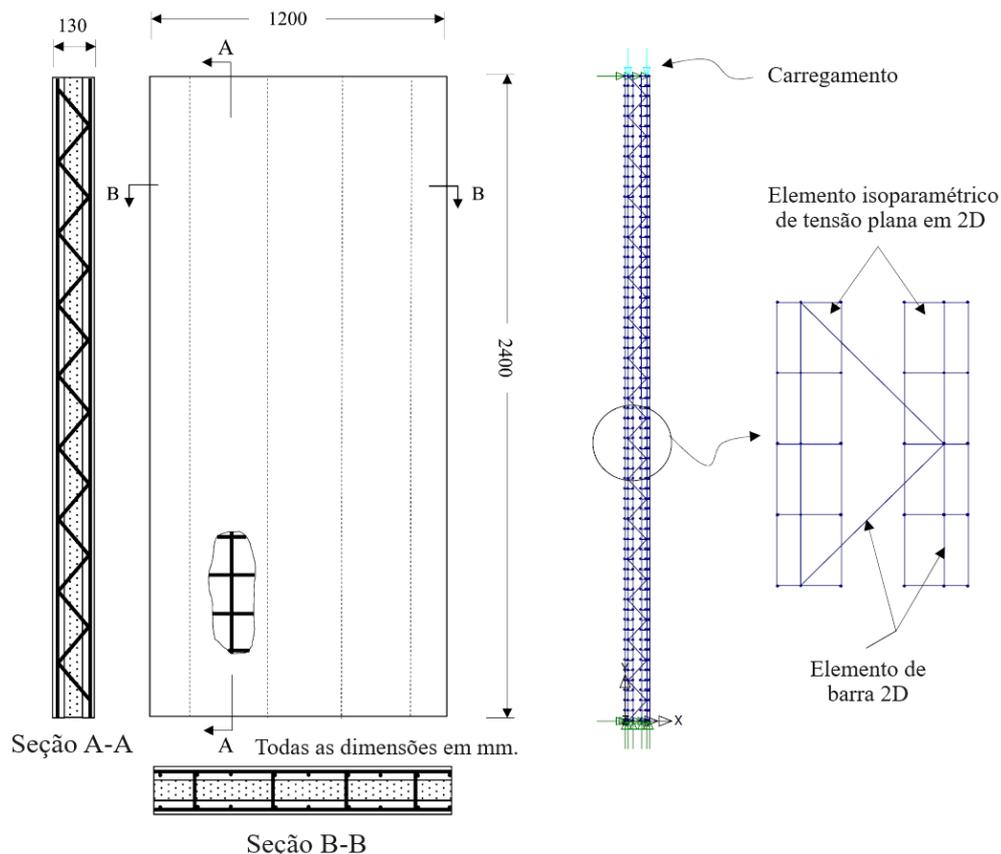


Figura 2.21 – Modelo numérico de painel sanduíche (Benayoune *et al.*, 2007)

Na pesquisa de Serpilli *et al.* (2021) foi realizada uma investigação numérica e experimental acerca do comportamento mecânico de painéis sanduíche de concreto projetado, moldados *in loco*, submetidos a cargas axiais e de cisalhamento no plano. Sendo desenvolvido um modelo

numérico 3D não linear em elementos finitos, capaz de reproduzir os resultados do programa experimental, considerando a presença da camada de isolamento, a eficiência dos conectores em relação ao grau de composição e as não linearidades dos materiais utilizados. De maneira que a análise numérica forneceu uma boa correlação com a tendência geral de compressão, identificando as regiões de esmagamento e falha do concreto, apesar de apresentar um valor de carga última 46% superior ao encontrado no teste experimental. A Figura 2.22 ilustra o modelo experimental e o padrão de fissuração obtido no modelo numérico.

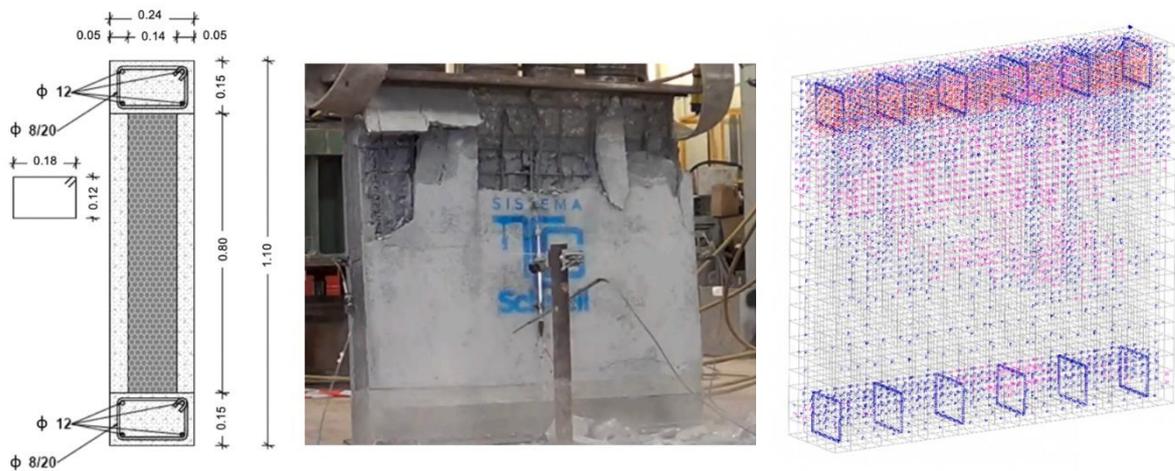


Figura 2.22 – Modelo experimental e numérico (Serpilli, *et al.*, 2021).

Alchaar & Abed (2020) avaliaram o comportamento estrutural de painéis sanduíche de concreto armado com núcleo de poliestireno e conector metálico treliçado, sujeitos a carregamentos de compressão excêntricos. O estudo foi realizado a partir de um modelo numérico 3D em elementos finitos, desenvolvido no *software* ABAQUS, considerando as não linearidades físicas e geométricas dos materiais. De maneira que a análise foi executada com controle de deslocamento até a falha, resultando em um modo de ruptura dúctil ao invés de um esmagamento repentino, além disso, foi identificado um comportamento linear até 70% da carga de última.

No trabalho de Chen *et al.* (2015), os autores conduziram uma investigação experimental e numérica a respeito do comportamento a flexão de painéis sanduíche de concreto armado, isolado com núcleo de EPS, e utilizando conectores de cisalhamento fabricados a partir de placas de Polímeros Reforçados por Fibras (FRP). Para tanto, um modelo de elementos finitos foi desenvolvido no *software* ABAQUS, sendo realizadas apenas análises lineares, já que o foco do trabalho residia no grau de ação composta para o estágio elástico. Assim, o modelo apresentou uma boa precisão que foi comprovada pela correlação com os resultados experimentais, sendo capaz de prever o grau de ação composta para os diferentes tipos de

conectores FRP. Dessa forma, na Figura 2.23, são representados o ensaio de flexão realizado e a resposta do modelo numérico para as deflexões verticais.

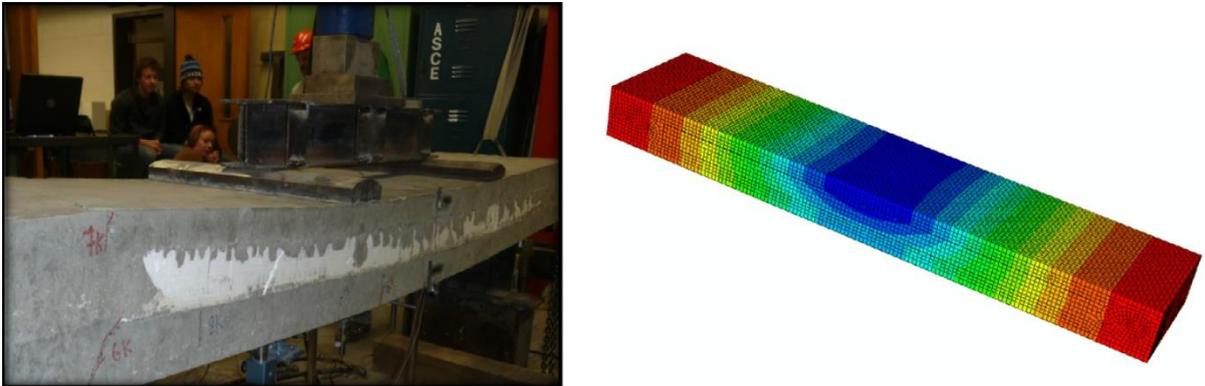


Figura 2.23 – Ensaio de flexão e resultados do modelo numérico (Chen *et al.*, 2015).

Smakosz *et al.* (2020) analisaram o comportamento a flexão de painéis sanduíche com núcleo de EPS e revestimento composto por placas de óxido de magnésio. O trabalho consistiu na realização de uma avaliação experimental e análise numérica, em que foi desenvolvido um modelo de elementos finitos no ambiente ABAQUS, sendo capaz de simular o comportamento a flexão do painel com grande precisão, apresentando boa correlação com os resultados experimentais e demonstrado que poderia ser utilizado para auxiliar no projeto desse tipo de componente estrutural. Ademais, o modelo foi personalizado com um procedimento de código original que permitiu a consideração da bimodularidade do material, melhorando a precisão dos resultados e as previsões dos modos de ruptura.

Em sua pesquisa Goh *et al.* (2014), concluíram que um estudo computacional, baseado em elementos finitos, pode ser utilizado em substituição a uma investigação experimental do comportamento à compressão axial de painéis sanduíche pré-moldados de concreto espumoso leve, consistindo, dessa forma, em uma alternativa mais econômica. Os autores afirmaram isso com base na precisão dos resultados encontrados por meio do desenvolvimento de uma análise *quasi* estática realizada no módulo ABAQUS/Explicit, utilizando o *Concrete Damaged Plasticity Model* (CDPM) para modelagem do comportamento do concreto sob compressão. Na Figura 2.24, são apresentados os modos de ruptura do painel sanduíche sob carregamento de compressão para o modelo experimental e numérico.

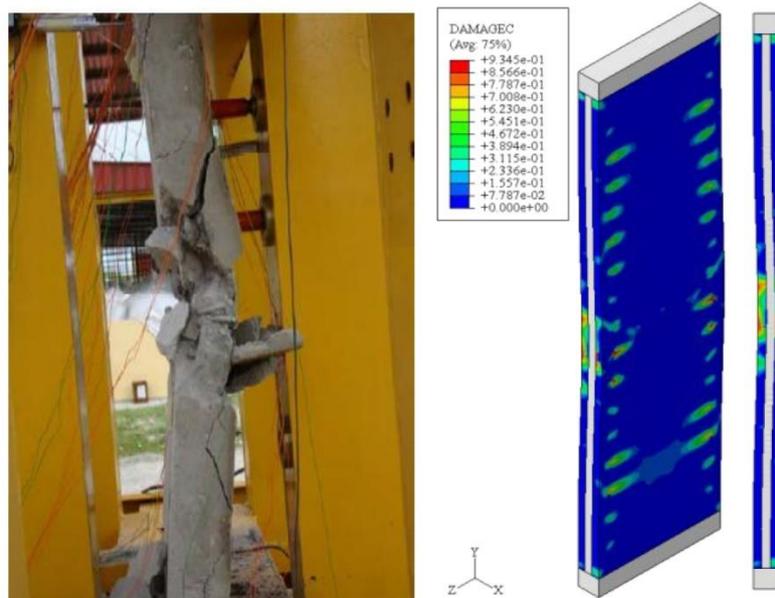


Figura 2.24 – Modo de ruptura do painel sanduíche (Goh *et al.*, 2014).

O comportamento estrutural de painéis sanduíche de concreto pré-moldado com isolamento de EPS e conectores confeccionados a partir de barras diagonais de FRP, foi avaliado por Huang & Hamed (2019) por meio de uma análise não linear de elementos finitos, na qual o modelo 2D desenvolvido considera as não linearidades materiais do concreto, quanto ao amolecimento na compressão, a fissuração e o enrijecimento por tração, além do escoamento do aço e não linearidades geométricas. Sendo a validação do modelo numérico obtida a partir da comparação com os dados de estudos experimentais da literatura, de maneira que os resultados da análise demonstram um comportamento parcialmente composto desses painéis, com modo de ruptura dúctil em que predomina o escoamento das armaduras de aço à flexão.

Hopkins *et al.* (2017) desenvolveram um modelo não linear unificado de elementos finitos para análises estáticas e dinâmicas em painéis sanduíche de concreto com isolamento de EPS e conectores de cisalhamento de placa FRP. A modelagem foi realizada no ABAQUS, sendo utilizado o *solver dinamic explicit* que permitiu o estudo do comportamento estático dos painéis a flexão e o comportamento dinâmico sob carregamentos de explosão. Além disso, as não linearidades materiais foram implementadas a partir do CDPM que considera as propriedades do concreto na tração e na compressão, de modo que houve boa correlação entre os resultados numéricos e os dados experimentais provenientes de um estudo anterior dos autores. Dessa forma, são ilustrados na Figura 2.25 o modo de ruptura experimental e os resultados numéricos da forma defletida e da fissuração inicial de um painel sanduíche sujeito ao carregamento de explosão.

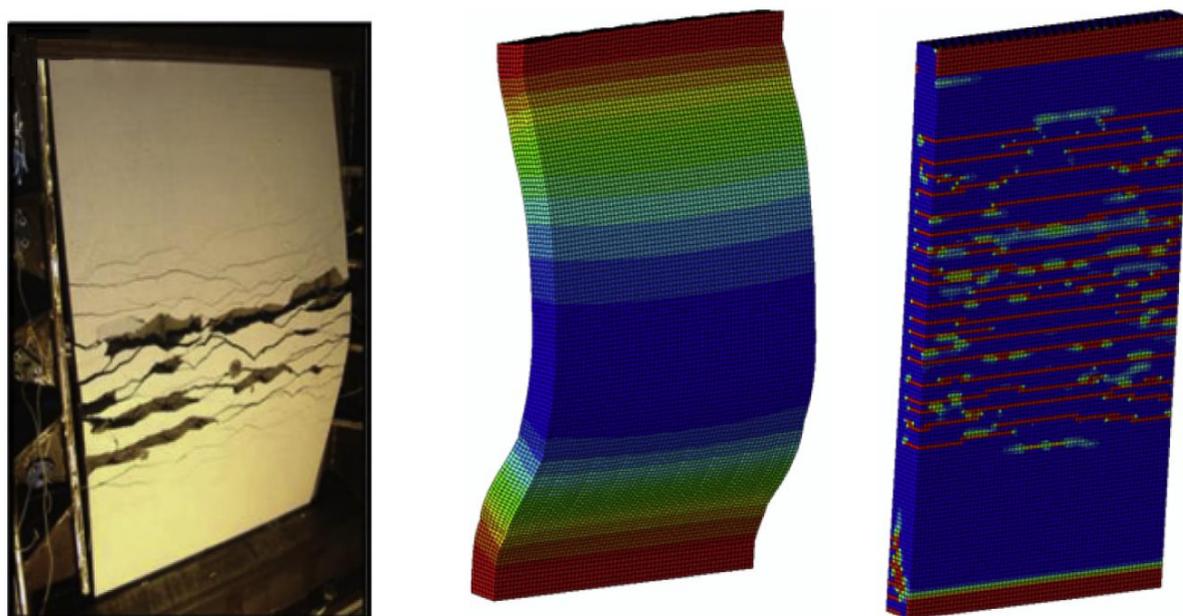


Figura 2.25 – Painel sanduíche sob carregamento de explosão (Hopkins *et al.*, 2017).

## 2.5 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

A literatura técnica contém uma abundância de pesquisas acerca do desempenho estrutural de painéis sanduíche, seja por meio de investigações experimentais ou pelo desenvolvimento de análises numéricas, tal fato decorre da escassez de procedimentos de cálculo e normas específicas para projeto e dimensionamento desses componentes estruturais. No entanto, são apresentadas a seguir, algumas estimativas teóricas e normativas relacionadas ao entendimento do comportamento mecânico dos painéis sanduíche.

### 2.5.1 Comportamento a flexão

Os painéis sanduíche se comportam como estruturas compostas, em que o núcleo desempenha um papel fundamental, pois além da função de manter o posicionamento correto dos seus elementos constituintes, ele também é responsável pela transferência de cargas entre as camadas resistentes, de modo que para isolamentos de baixa rigidez, como o EPS, essa transferência de esforços é realizada majoritariamente pelos conectores, sendo o grau de composição do painel dependente da eficiência desses elementos de ligação.

O grau de composição dos painéis sanduíche é geralmente determinado a partir de testes experimentais, em que a eficiência dos conectores é avaliada, e também por estudos analíticos e numéricos. Segundo o nível de ação do composto, os painéis classificam-se em totalmente

compostos, parcialmente compostos e não compostos. Na Figura 2.26 estão ilustrados os diagramas de deformação da seção transversal para cada modalidade de painel.

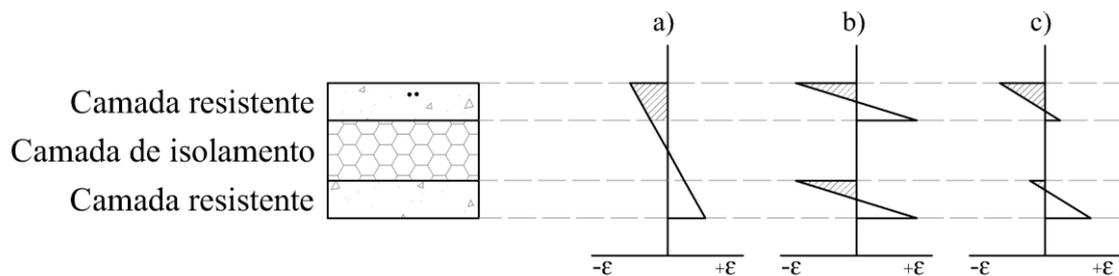


Figura 2.26 – Diagramas de deformação aproximados para painéis: a) composto; b) não composto e c) parcialmente composto (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020).

Em teoria, painéis não compostos são definidos como aqueles que não apresentam transferência de cisalhamento entre as placas resistentes, de tal maneira que estas agem de forma totalmente independente uma da outra, em função disso, criam-se dois eixos neutros, sendo um para cada camada estrutural de modo que não ocorre interação entre essas placas. Além disso, conforme O'hegarty & Kinnane (2020), para o projeto de painéis não compostos o momento resistente é calculado sob a consideração de que o carregamento aplicado é distribuído em proporção à rigidez e a flexão de cada camada estrutural, conforme ilustrado na Figura 2.27 para uma carga pontual.

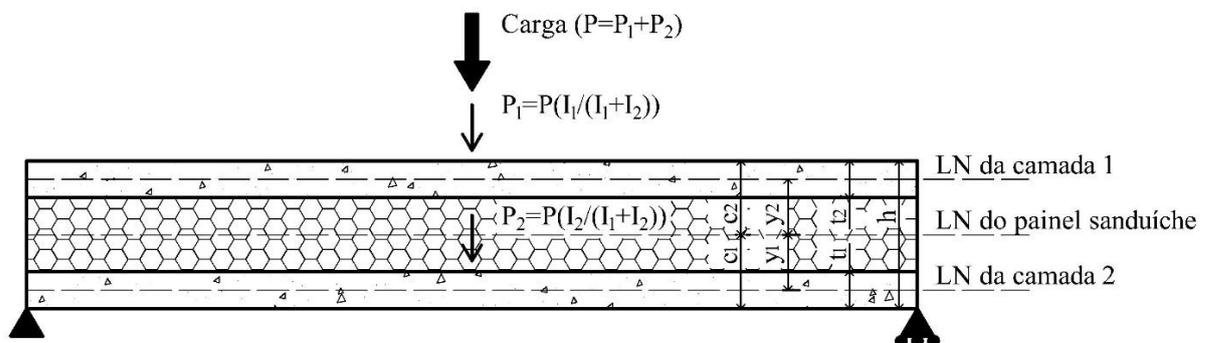


Figura 2.27 – Distribuição de carga em um painel não composto (Momento de inércia da camada superior =  $I_1$  | camada inferior =  $I_2$ ) (Adaptado de O'hegarty & Kinnane, 2020).

Os painéis totalmente compostos possuem grau de composição completo, ou seja, sob carregamento de flexão as placas resistentes atuam de maneira conjunta e a transferência de cisalhamento pelos conectores é total, desse modo a seção transversal do painel se deforma como se fosse uma única seção homogeneia de inércia majorada pela distância correspondente a espessura do núcleo que separa as camadas periféricas (Bertini, 2002). Desse modo, o momento de inércia de um painel composto  $I_c$ , está associado a posição da Linha Neutra (LN) do painel, que por sua vez depende da espessura de cada placa resistente, e é calculado a partir

da Equação (2.1), em que  $b$  é a largura do painel e todas as outras dimensões estão especificadas na Figura 2.27 (O'hegarty & Kinnane, 2020).

$$I_c = \frac{bt_1^3}{12} + bt_1y_1^2 + \frac{bt_2^3}{12} + bt_2y_2^2 \quad (2.1)$$

Em que,

$$y_1 = c_1 - \frac{t_1}{2} \quad (2.2)$$

$$y_2 = c_2 - \frac{t_2}{2} \quad (2.3)$$

$$c_1 = \frac{[0,5bt_1^2 + bt_2(h - 0,5t_2)]}{A_c} \quad (2.4)$$

$$A_c = b(t_1 + t_2) \quad (2.5)$$

$$c_2 = h - c_1 \quad (2.6)$$

Para obter um grau de composição total deve-se empregar uma grande quantidade de conectores, o que se caracteriza como uma atividade antieconômica do ponto de vista de execução, dessa forma, praticamente todos os painéis possuem um certo nível de ação composta, sendo categorizados como parcialmente compostos. Nesse tipo de estrutura deve-se considerar as deformações ocasionadas a partir da flexão das placas resistentes e a deformação de cisalhamento no núcleo, a qual se acumula ao longo do comprimento do painel, de modo que cada camada externa possui seu próprio eixo neutro (Tomlinson, 2015).

### 2.5.2 Comportamento a compressão

Os painéis sanduíche podem ainda ser projetados para serem autoportantes, nesse caso devem resistir a diversos tipos de cargas como o peso próprio de telhados e pisos, vento, sismos, solo (pressão lateral), temperatura e cargas de painéis adjacentes. Além disso, os painéis também precisam ser dimensionados para a ação de cargas impostas durante o transporte e manuseio (PCI, 2011).

A concepção do projeto de um painel sanduíche com suporte de carga ocorre do mesmo modo que para membros em compressão. Os momentos de segunda ordem são associados aos efeitos de esbeltez ocasionados pela excentricidade das cargas axiais inerentes às deflexões decorrentes da ação do vento, forças sísmicas ou gravitacionais, e de cargas acidentais devidas às tolerâncias de execução e manuseio (PCI, 2011).

Esses efeitos de segunda ordem podem ser considerados a partir da premissa de que a excentricidade total em relação ao plano médio da seção é a soma das excentricidades dos carregamentos axiais com aquelas decorrentes das imperfeições de execução. Essa análise está em conformidade com a NBR-6118 (ABNT, 2023) no que se refere a verificação da estabilidade dessas estruturas quando sujeitas à flexo-compressão, nos casos em que a esbeltez for maior que 40 (Bertini, 2002).

Na ausência de códigos normativos específicos utiliza-se a abordagem que considera o comportamento dos painéis sanduíche como semelhante ao de paredes de concreto armado, fazendo o uso dos códigos de projeto já estabelecidos para estas (Lameiras, 2015). Segundo Wight & Macgregor (2012) as paredes estruturais podem ser classificadas como paredes portantes (*Bearing walls*) e paredes de cisalhamento (*Shear walls*), de modo que as primeiras atuam resistindo a cargas verticais direcionadas para baixo (gravitacionais) que incidem sobre o topo da parede, sendo estas apoiadas lateralmente e reforçadas pelo restante da estrutura. Em relação às paredes de cisalhamento, os autores as definem como responsáveis por suportar cargas predominantemente laterais como aquelas provenientes da ação do vento e de sismos, além disso, elas frequentemente fornecem reforço lateral para o resto da estrutura.

Para estimar de maneira aproximada a capacidade de carga axial de painéis sanduíche, emprega-se frequentemente a equação adotada pelo código ACI COMMITTEE 318 (2019) para o projeto de paredes estruturais de concreto armado. Essa expressão considera que a maior excentricidade, em relação ao plano médio da parede de concreto, na qual uma carga pode ser aplicada sem desenvolver esforços de tração, corresponde a um sexto da espessura da parede (Wight & Macgregor, 2012).

A equação utilizada pelo ACI para o cálculo da capacidade axial, é apresentada a seguir:

$$\phi P_n = 0,55\phi f_c A_c \left[ 1 - \left( \frac{kl_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

Em que,

$P_n$  = Capacidade de carga axial de uma parede portante;

$\phi$  = Fator de redução de resistência para seções comprimidas, considerado igual a 0,65;

$f_c$  = Resistência à compressão do concreto, em *psi*;

$A_c$  = Área da seção bruta de concreto, em *in*<sup>2</sup>.

$l_c$  = Distância vertical livre entre os apoios laterais;

$h$  = Espessura total da parede;

$k$  = Fator de comprimento efetivo para uma parede, considerado como 0,8 se a parede é apoiada com restrição a translação em ambas as extremidades e a parte superior ou inferior (ou ambas) é restringida contra a rotação; 1,0 se ambas as extremidades forem efetivamente articuladas; 2,0 para paredes que não são efetivamente apoiadas com restrição a translação lateral no topo.

Os painéis sanduíche em que se utilizam conectores flexíveis apresentam um grau de ação parcialmente composto de difícil previsibilidade para a capacidade de carga. Entretanto, pode-se considerar uma hipótese de comportamento totalmente composto para realização de uma estimativa da carga de ruptura, que por sua vez se apresenta bastante conservadora. De modo que sob a consideração de aplicação de carga axial perfeitamente centrada em um painel rigorosamente posicionado em prumo, a carga de ruptura do painel por compressão pode ser calculada a partir da Equação (2.8) (Bertini, 2002).

$$F_u = A_c f_c + A_s f_y \quad (2.8)$$

Em que,

$F_u$  = Força última devida à compressão simples;

$A_c$  = Área total da seção transversal das camadas de concreto;

$A_s$  = Soma das áreas das barras de armadura longitudinal;

$f_c$  = Resistência média do concreto;

$f_y$  = Resistência média de escoamento da armadura longitudinal.

Entretanto, devido a condições desfavoráveis que podem ocorrer durante o processo de fabricação e manuseio, pode-se considerar outra hipótese que se baseia na existência de uma excentricidade accidental para a aplicação da carga. Para essa abordagem assume-se uma seção totalmente composta, em que há uma compatibilidade das deformações (Figura 2.28), desse modo pode-se determinar as deformações ao longo da espessura do painel a partir da Equação (2.9).

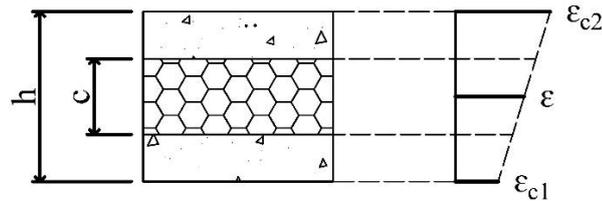


Figura 2.28 – Hipótese de distribuição das deformações (Adaptado de Bertini, 2002).

$$\varepsilon = \varepsilon_{c2} + \frac{r}{h} (\varepsilon_{c1} - \varepsilon_{c2}) \quad (2.9)$$

Em que,

$\varepsilon$  = Deformação em uma posição arbitrária, ao longo da espessura da seção;

$\varepsilon_{c1}$  = Deformação média na face mais comprimida;

$\varepsilon_{c2}$  = Deformação média na face menos comprimida;

$r$  = Posição ao longo da espessura da seção sanduíche para a deformação  $\varepsilon$ .

De posse da Equação (2.9), pode-se conhecer a variação das deformações ao longo da espessura da seção transversal do painel, de maneira que se adotando uma relação tensão  $\times$  deformação parabólica para o concreto, torna-se possível determinar por integração o esforço normal resistente teórico por meio da Equação (2.10), em que se considera as hipóteses de equilíbrio (Bertini, 2002).

$$N_{teo} = \int \sigma_c dA + \sum A_{si} \sigma_{si} \quad (2.10)$$

Considerando um comportamento linear para as tensões do concreto ao longo das espessuras das faces, para simplificação da Equação (2.10), obtém-se:

$$N_{teo} = \left( \frac{\sigma_{c2} + \sigma'_{c2}}{2} \right) \cdot t_c \cdot b + \left( \frac{\sigma_{c1} + \sigma'_{c1}}{2} \right) \cdot t_c \cdot b + A_s \cdot (\sigma_{s1} + \sigma_{s2}) \quad (2.11)$$

Em que,

$\sigma_{c1}$  = Tensão no concreto na face externa da placa menos comprimida;

$\sigma'_{c1}$  = Tensão no concreto na face interna da placa menos comprimida;

$\sigma_{c2}$  = Tensão no concreto na face externa da placa mais comprimida;

$\sigma'_{c2}$  = Tensão no concreto na face interna da placa mais comprimida;

$t_c$  = Espessura das camadas de concreto;

$b$  = Largura do painel.

A estimativa para carga de ruptura fornecida pelas Equações (2.8) e (2.11) devem apresentar valores superestimados quando aplicadas a painéis sanduíche de comportamento parcialmente composto, pois considera a hipótese de seção totalmente composta. Além das estimativas já apresentadas, diversos autores também propuseram equações para determinar a capacidade de carga axial de painéis sanduíche.

Benayoune *et al.* (2007) elaboraram a seguinte equação semiempírica:

$$P_u = 0,4\phi f_c A_c \left[ 1 - \left( \frac{kl_c}{40h} \right)^2 \right] + 0,67f_y A_s \quad (2.12)$$

A equação proposta por Pillai *et al.* (1977) é expressa por:

$$P_u = 0,57\phi f_c A_c \left[ 1 - \left( \frac{kl_c}{50h} \right)^2 \right] \quad (2.13)$$

A Equação (2.14) a seguir, foi proposta por Leabu *et al.* (1959):

$$P_u = 0,2f_c A_c \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{40h} \right)^3 \right] \quad (2.14)$$

As variáveis empregadas nas Equações (2.12)-(2.14), são as mesmas já definidas nas equações (2.8)-(2.11).

## 2.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A caracterização de todos os componentes que constituem o painel sanduíche é de fundamental importância para o entendimento de como esse tipo de elemento estrutural é executado. Sendo imprescindível compreender qual a função exercida por cada componente, para então determinar o tipo de material mais adequado de acordo com as suas propriedades físicas. Dessa maneira, se fez necessário a descrição, na revisão bibliográfica, das partes que compõem o painel sanduíche, que consistem nas camadas resistentes, camada de isolamento e conectores.

O conhecimento da técnica construtiva utilizada para execução de edificações com o emprego de painéis sanduíche moldados *in loco* é de vital importância, devido ao fato de que essa modalidade de construção tem se tornado popular no Brasil, sendo esse tipo de painel sanduíche o objeto de estudo desse trabalho. Além disso, o objetivo dessa pesquisa consiste em avaliar o comportamento estrutural e a capacidade resistente de painéis sanduíche sob esforços de compressão. Para tanto, é necessário entendimento dos métodos de avaliação experimentais, com a descrição dos principais ensaios realizados nos painéis sanduíche.

Para avaliar o comportamento estrutural dos painéis sanduíche, também é preciso entender as hipóteses simplificadoras que regem o comportamento dessas estruturas em condições específicas, como as considerações para o desempenho sob flexão e compressão de painéis totalmente compostos e não compostos, que não são facilmente produzidos de forma prática. Nesse sentido, a análise estrutural de painéis sanduíche parcialmente compostos depende de investigações experimentais e estudos numéricos, dada a ausência de códigos normativos e diretrizes de projeto específicas.

A avaliação do comportamento estrutural dos painéis sanduíche requer o conhecimento do estado da arte dos estudos experimentais e numéricos, com foco em considerações que possam ser aplicadas a metodologia dessa pesquisa. Nesse contexto, no campo das investigações experimentais os trabalhos de Benayoune *et al.* (2006), Bertini (2002), Gara *et al.* (2012a), Gara *et al.* (2012b) e Silva (2013) apresentaram contribuições relevantes para a definição do objeto de estudo dessa pesquisa. Em relação aos estudos numéricos pode-se destacar as recomendações dos trabalhos de Benayoune *et al.* (2007), Chen *et al.* (2015), Hopkins (2015), Hopkins *et al.* (2017) e Serpilli, *et al.* (2021), acerca da modelagem numérica aplicada à painéis sanduíche.

Por fim, a Equação (2.7) do ACI utilizada para estimar a capacidade de carga axial de paredes sólidas de concreto é de grande relevância para o desenvolvimento dessa pesquisa, pois fornece um modelo de equação com potencial aplicação ao desenvolvimento de uma expressão equivalente para os painéis sanduíche.

### **3. ATRIBUTOS DA MODELAGEM NUMÉRICA**

O principal objetivo para a realização de uma análise numérica é determinar, de maneira confiável e com nível de precisão satisfatório, a resposta da estrutura quando sujeita a um certo tipo de solicitação, obtendo como resultado tensões, deformações e deslocamentos. Essa análise é possível por meio da modelagem do elemento estrutural, em que o modelo computacional é elaborado considerando as leis constitutivas de cada material e como eles interagem entre si. Dessa maneira, o modelo é submetido a uma simulação numérica capaz de reproduzir os efeitos da solicitação na estrutura, a partir da imposição das condições de contorno e a aplicação dos carregamentos.

Nesse trabalho, a análise numérica tem como objetivo reproduzir os resultados obtidos no estudo experimental desenvolvido por Gara *et al.* (2012a). Esse procedimento se torna relevante devido às limitações de instrumentação dos ensaios, que permite obter resultados apenas de pontos específicos do elemento de teste. No entanto, uma análise numérica pode fornecer resultados mais abrangentes do comportamento estrutural de todo o modelo, permitindo análises mais detalhadas e avaliações acerca da viabilidade de novos programas experimentais.

Nesse trabalho, a modelagem numérica será realizada por meio do *software* comercial para análise em elementos finitos chamado ABAQUS, e consistirá no desenvolvimento de um modelo computacional de painel sanduíche de concreto armado com núcleo de EPS e conectores metálicos flexíveis, capaz de simular os ensaios de compressão. Desse modo, para que a análise numérica possa apresentar resultados confiáveis, todos os componentes do painel devem ser modelados adequadamente. Além disso, é preciso considerar todas as fontes de não linearidades, ou seja, não linearidade física, geométrica e o contato entre os componentes do modelo. Sendo assim, apresenta-se a seguir os modelos constitutivos utilizados para o concreto, aço e EPS, juntamente da metodologia para concepção de uma análise não linear.

#### **3.1 MODELOS CONSTITUTIVOS**

##### **3.1.1 Concreto**

A modelagem do comportamento mecânico do concreto é complexa dadas às particularidades do material. O concreto, devido seu comportamento frágil, apresenta modos distintos de degradação. Em geral, esses modos compreendem a ruptura por esmagamento na compressão e a falha por fissuração na tração.

Diversos modelos constitutivos fundamentados em hipóteses simplificadoras, foram empregados com o intuito de representar o comportamento do concreto quando sujeito a situações de carregamento distintas. Dentre estes, o modelo elástico-plástico baseado nas formulações do critério de escoamento de Von Mises, apresenta inicialmente um estágio elástico até alcançar a superfície de escoamento, seguido por uma fase plástica de endurecimento até a superfície de tensão máxima, e por fim mantém um comportamento plástico de amolecimento até chegar à superfície de tensão última (Oller, 1988).

O concreto apresenta resistências distintas quando sujeito a carregamentos de tração e compressão e, por consequência, as deformações últimas limite também são diferentes (Lima, 2018). Além disso, possui comportamento não linear proveniente da formação de fissuras decorrentes dos carregamentos impostos, causando assim uma degradação da sua rigidez. Isso resulta em deformações plásticas permanentes ainda nos estágios iniciais de carregamento (Lubliner *et al.*, 1989).

O *Concrete Damaged Plasticity Model* (CDPM), trata-se de um modelo de dano-plástico formulado para abranger todas as características do comportamento mecânico do concreto, realizando uma junção entre as considerações da teoria da plasticidade e da mecânica do dano. Assim como nos modelos fundamentados em hipóteses da teoria da plasticidade, o modelo de dano plástico do concreto, apresenta um critério de escoamento, uma regra de fluxo plástico e uma regra de endurecimento que definem o comportamento do concreto quando submetido a um estado de carregamento, determinando o modo de evolução das deformações plásticas, e consequentemente delimitando o traçado da superfície de escoamento (Lima, 2018).

#### 3.1.1.1 *Concrete Damaged Plasticity Model*

O modelo constitutivo em questão foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e posteriormente modificado por Lee & Fenves (1998), sendo implementado no ABAQUS (2020) com a denominação de *Concrete Damaged Plasticity Model* (CDPM). Este modelo de dano contínuo é baseado na teoria da plasticidade e considera que os principais mecanismos de falha do concreto são a fissuração por tração e o esmagamento por compressão, tendo sido elaborado para aplicações em que o concreto está sujeito a carregamentos monotônicos, cíclicos ou dinâmicos (López-Almansa *et al.*, 2014).

Para que o modelo de dano plástico possa descrever o comportamento do concreto adequadamente, é necessário definir o critério de escoamento, a regra de fluxo plástico e a

evolução dos parâmetros de dano do material (Santana, 2020). Desse modo, conforme apresentado nos trabalhos de Lubliner *et al.* (1989) e Lee & Fenves (1998), o critério de escoamento do CDPM é baseado na função  $F$  que considera de maneira distinta a evolução da resistência do concreto sob tração e compressão.

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} \cdot (q - 3 \cdot \alpha \cdot p + \beta \cdot \langle \sigma_{m\acute{a}x} \rangle - \gamma - \langle \sigma_{m\acute{a}x} \rangle) - \bar{\sigma}_c = 0 \quad (3.1)$$

$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_{c0}) - 1}{2(f_{b0}/f_{c0}) - 1}; \beta = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_t} (1 - \alpha) - (1 + \alpha); \gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad (3.2)$$

Nas Equações (3.1) e (3.2),  $p$  é a pressão hidrostática,  $q$  representa a tensão efetiva equivalente de Von Mises, sendo esta calculada a partir da divisão da tensão por  $(1 - d)$ , em que  $d$  é a variável de dano; a expressão  $f_{b0}/f_{c0}$  corresponde a razão entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial que delimitam o início do comportamento não linear, para essa relação Alfarah *et al.* (2017) recomendaram o valor de 1,16;  $\sigma_{m\acute{a}x}$  é a tensão principal efetiva máxima;  $\bar{\sigma}_c$  e  $\bar{\sigma}_t$  são as tensões de coesão efetivas de compressão e tração, sendo definidas como  $\bar{\sigma}_c = \sigma_c/(1 - d_c)$  e  $\bar{\sigma}_t = \sigma_t/(1 - d_t)$ , em que  $d_c$  e  $d_t$  correspondem as variáveis de dano na compressão e na tração, respectivamente.

No que se refere ao parâmetro  $K_c$  da Equação (3.2), Alfarah *et al.* (2017) o definem como sendo a razão entre a tensão desviadora na tração uniaxial,  $\rho_{t0}$ , e a tensão desviadora na compressão uniaxial,  $\rho_{c0}$ , sobre os meridianos de tração e compressão, conforme ilustrado na Figura 3.1. O valor de  $K_c$  pode ser calculado a partir da Equação (3.3).

$$K_c = \frac{\rho_{t0}}{\rho_{c0}} = \frac{3 - \sin \varphi}{3 + \sin \varphi} \quad (3.3)$$

Na equação acima,  $\varphi$  corresponde ao ângulo de atrito interno que segundo Oller (2014) pode ser considerado como  $32^\circ$ , e dessa forma resulta em  $K_c = 0,7$ .

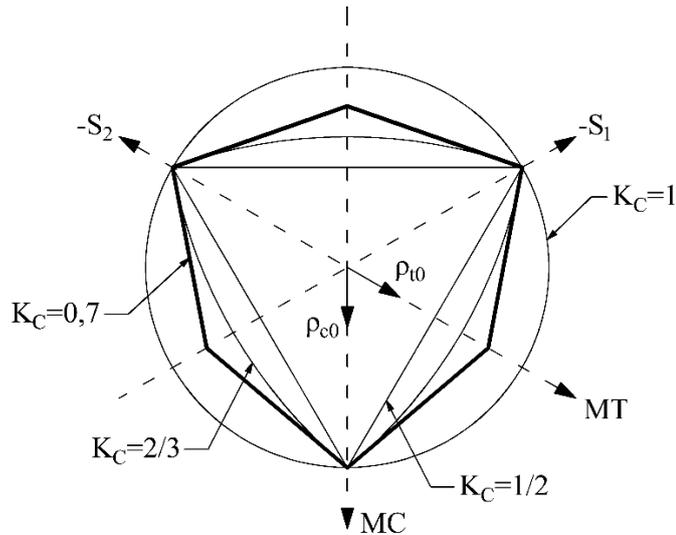


Figura 3.1 – Superfície de escoamento no plano desviador para diversos valores de  $K_c$  (Adaptado de Alfarah *et al.*, 2017).

A regra de fluxo plástico do CDPM é não associativa, ou seja, a função que descreve o critério de escoamento é diferente daquela que define o fluxo das deformações plásticas. Desse modo, a função hiperbólica de Drucker-Prager determina a regra de fluxo plástico, conforme a Equação (3.4).

$$G = \sqrt{(\epsilon \cdot \sigma_{t0} \cdot \tan \Psi)^2 + q^2} - p \cdot \tan \Psi \quad (3.4)$$

Em que,  $\epsilon$  é a excentricidade da superfície de potencial plástico, sendo adotado para esta o valor de 0,1 nas pesquisas de López-Almansa *et al.* (2014) e Alfarah *et al.* (2017);  $\sigma_{t0}$  corresponde a tensão uniaxial de tração na falha e  $\Psi$  é o ângulo de dilatância medido no plano desviador  $p - q$  sob altas pressões confinantes.

De acordo com López-Almansa *et al.* (2014), o efeito da dilatância em um material que possui atrito interno entre partículas, como o concreto, consiste na variação do volume inelástico decorrente de uma deformação plástica. Dessa forma, o ângulo de dilatância  $\Psi$  é medido entre planos desviadores conforme ilustrado na Figura 3.2, em que  $(\epsilon^p)_\xi$  corresponde a parte volumétrica da deformação plástica e  $(\epsilon^p)_\rho$  representa a parte desviadora da deformação plástica.

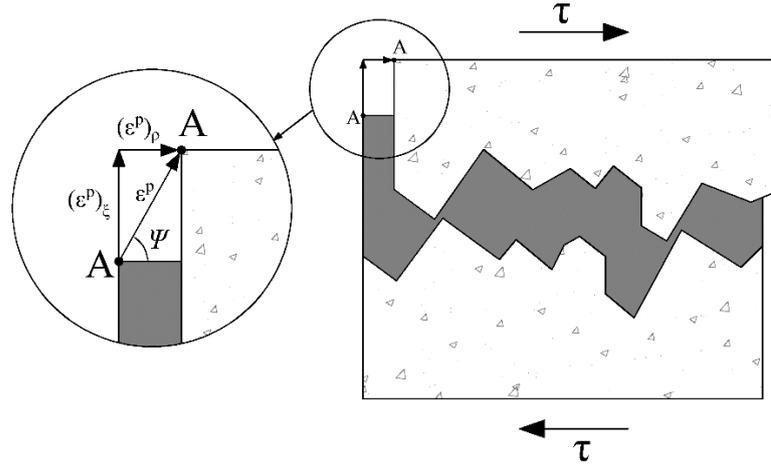


Figura 3.2 – Ângulo de dilatância (Adaptado de López-Almansa *et al.*, 2014).

Em suas pesquisas, López-Almansa *et al.* (2014) e Alfarah *et al.* (2017) utilizaram  $\Psi = 13^\circ$ , em conformidade com as recomendações do trabalho de Vermeer & Borst (1984). Além disso, pequenos valores para o ângulo de dilatância caracterizam concretos com comportamento frágil, enquanto valores mais elevados determinam concretos com alta ductilidade (Lima, 2018).

No que diz respeito ao cálculo da evolução das variáveis de dano, nesse trabalho foi utilizada a metodologia proposta por Alfarah *et al.* (2017), na qual o dano na compressão e tração são descritos por meio das expressões apresentadas a seguir.

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \left[ 2(1 + a_c)e^{(-b_c \varepsilon_c^{ch})} - a_c e^{(-2b_c \varepsilon_c^{ch})} \right] \quad (3.5)$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \left[ 2(1 + a_t)e^{(-b_t \varepsilon_t^{ck})} - a_t e^{(-2b_t \varepsilon_t^{ck})} \right] \quad (3.6)$$

$$a_c = 7,873; a_t = 1; b_c = \frac{1,97(f_{ck}+8)}{G_{ch}} l_{eq}; b_t = \frac{0,453 f_{ck}^{2/3}}{G_F} l_{eq} \quad (3.7)$$

Nas equações acima,  $d_c$  e  $d_t$  representam as variáveis de dano na compressão e na tração respectivamente;  $\varepsilon_c^{ch}$  corresponde a deformação plástica de esmagamento e  $\varepsilon_t^{ck}$  é a deformação de fissuração;  $f_{ck}$  é a resistência à compressão característica do concreto (MPa);  $l_{eq}$  é definido como o comprimento equivalente do elemento finito utilizado para modelar o concreto;  $G_{ch}$  e  $G_F$  são, respectivamente, a energia de esmagamento e energia de fratura do concreto por unidade de área (N/mm).

A implementação do modelo constitutivo do concreto no *software* ABAQUS, por meio do CDPM requer a inserção dos parâmetros plásticos como dados de entrada. Nesse trabalho os parâmetros plásticos estão descritos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Parâmetros plásticos do CDPM.			
$K_c$	$\Psi$	$(f_b/f_c)$	$\epsilon$
0,7	13°	1,16	0,1

### 3.1.1.1.1 Comportamento uniaxial à compressão

O comportamento uniaxial do concreto a compressão será definido nesse trabalho a partir da lei constitutiva proposta por Feenstra (1993) que compreende uma curva tensão-deformação para o estágio plástico, composta por dois ramos parabólicos. Essa curva inicia com uma tensão correspondente a um terço da resistência característica a compressão ( $f_{ck}$ ), a qual delimita o final da fase elástica, conforme ilustrado na Figura 3.3.

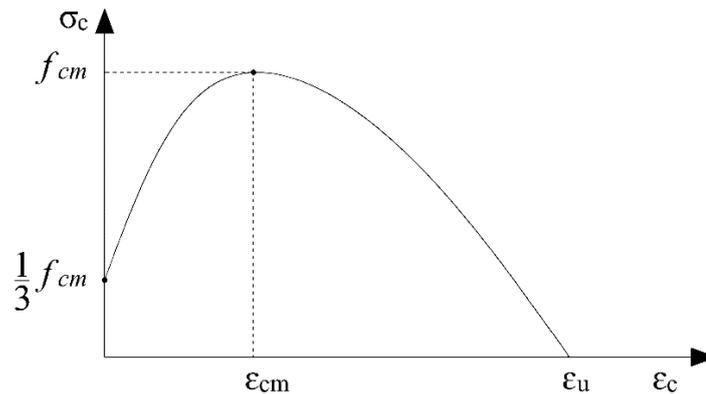


Figura 3.3 – Curva tensão-deformação do concreto na fase plástica (Adaptado de Freensta, 1993).

A curva tensão-deformação que descreve o comportamento uniaxial do concreto, conforme o proposto no trabalho de Feenstra (1993), é determinada a partir das equações a seguir:

$$\sigma_c = \begin{cases} \frac{f_{cm}}{3} \left( 1 + 4 \frac{\epsilon}{\epsilon_{cm}} - 2 \frac{\epsilon^2}{\epsilon_{cm}^2} \right) & \text{se } \epsilon < \epsilon_{cm} \\ f_{cm} \left( 1 - \frac{(\epsilon - \epsilon_{cm})^2}{(\epsilon_u - \epsilon_{cm})^2} \right) & \text{se } \epsilon_{cm} \leq \epsilon < \epsilon_u \end{cases} \quad (3.8)$$

Em que,  $\sigma_c$  corresponde a tensão equivalente de compressão,  $f_{cm}$  representa a resistência a compressão média,  $\epsilon_{cm}$  define a deformação equivalente a resistência de compressão média e  $\epsilon_u$  é a deformação equivalente máxima (deformação última). Desse modo, o método em questão considera que a deformação equivalente a resistência de compressão máxima é independente

do tamanho do elemento finito e da energia de esmagamento, sendo obtida a partir da seguinte expressão:

$$\varepsilon_{cm} = \frac{4f_{cm}}{3E_{ci}} \quad (3.9)$$

Em que,  $E_{ci}$  (MPa) corresponde ao módulo de elasticidade inicial. Entretanto, a deformação equivalente máxima é considerada dependente da energia de esmagamento e do tamanho do elemento finito, sendo relacionada a esses dois parâmetros a partir da seguinte equação:

$$\varepsilon_u = 1,5 \frac{G_{ch}}{l_{eq} \cdot f_{cm}} - \frac{11}{48} \varepsilon_{cm} \quad (3.10)$$

Em que,  $l_{eq}$  (mm) corresponde ao comprimento equivalente do elemento finito e  $G_{ch}$  (N/mm) representa a energia de esmagamento do concreto. Além disso, a deformação equivalente última é limitada por  $\varepsilon_u \geq 1,75\varepsilon_{cm}$ , de maneira a evitar um possível snap-back no nível constitutivo, ou seja, impedir que a curva se mova subitamente na direção oposta, retornando a um nível de deformação anterior após o pico da tensão de compressão.

É importante enfatizar que na metodologia utilizada por Feenstra (1993) para descrever o comportamento de compressão uniaxial do concreto, foram utilizadas as recomendações do CEB-FIP (1990) para o cálculo de  $f_{cm}$ ,  $E_{ci}$  e  $G_{ch}$ . Sendo empregadas nesse trabalho as formulações atualizadas segundo o normativo do *fib* Model Code 2010 (2013), conforme apresentado nas seguintes equações:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad (3.11)$$

$$E_0 = \left(0,8 + 0,2 \frac{f_{cm}}{88}\right) E_{ci} \quad (3.12)$$

$$E_{ci} = E_{c0} \cdot \alpha_E \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.13)$$

$$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}}\right)^2 \cdot G_F \quad (3.14)$$

$$G_F = 0,073 \cdot f_{cm}^{0,18} \quad (3.15)$$

$$f_{tm} = 0,3016 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (3.16)$$

Em que,  $f_{ck}$  (MPa) é a resistência a compressão característica, sendo  $E_{ci}$  (MPa) o módulo de elasticidade inicial,  $E_{c0} = 20,5 \cdot 10^3$  MPa e  $\alpha_E$  é o coeficiente que determina o efeito do tipo de agregado sobre o módulo de elasticidade, sendo definido conforme os valores descritos na Tabela 3.2. Além desses,  $G_F$  (N/mm) representa a energia de fratura e  $f_{tm}$  (MPa) corresponde a resistência a tração média do concreto.

Tabela 3.2 – Efeito do tipo de agregado no módulo de elasticidade

Tipo de agregado	$\alpha_E$
Basalto, agregados calcários densos	1,2
Agregados quartzíticos	1,0
Agregados calcários	0,9
Agregados areníticos	0,7

### 3.1.1.1.2 Comportamento uniaxial à tração

O comportamento uniaxial do concreto sob tração, conforme descrito no trabalho de Alfarah *et al.* (2017), pode ser definido pela curva tensão-deformação apresentada na Figura 3.4. Nessa curva, são observados dois estágios. No primeiro verifica-se um comportamento linear até a resistência a tração média ( $f_{tm}$ ), já o segundo consiste em um trecho descendente de *softening*.

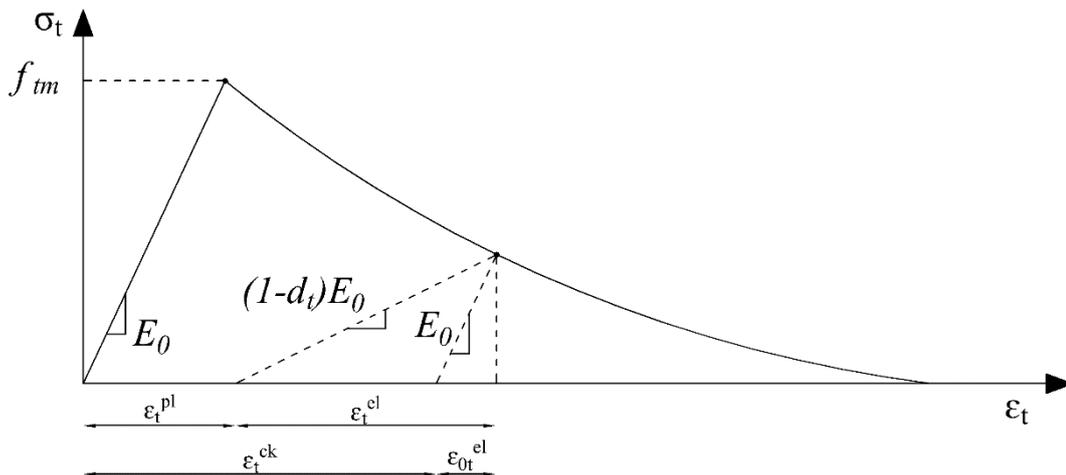


Figura 3.4 – Comportamento uniaxial a tração (Adaptado de Alfarah *et al.*, 2017).

Ainda se referindo a Figura 3.4,  $\varepsilon_t^{pl}$  e  $\varepsilon_t^{el}$  são definidas como as componentes de deformação plástica e elástica danificada na tração, além destas, tem-se  $\varepsilon_t^{ck}$  e  $\varepsilon_{0t}^{el}$  correspondentes às deformações de fissuração e elástica não danificada, respectivamente.

Para a definição do comportamento de *softening*, adotou-se neste trabalho, assim como nas pesquisas de Alfarah *et al.* (2017), Lima (2018) e Santana (2020), a aproximação exponencial em função da abertura crítica de fissura, proposta por Cornelissen *et al.* (1986). Essa aproximação é descrita pela Equação (3.17), na qual se verifica que para uma abertura de fissura nula o concreto mantém a resistência a tração média e na situação em que a abertura de fissura for máxima, obtém-se uma resistência a tração nula.

$$\frac{\sigma_t(w)}{f_{tm}} = \left[ 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right] \cdot e^{-c_2 \frac{w}{w_c}} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \quad (3.17)$$

$$w_c = 5,14 \cdot \frac{G_F}{f_{tm}} \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{tm} + \frac{w}{l_{eq}} \quad (3.19)$$

Nas Equações (3.17)-(3.19), tem-se que  $w$  e  $w_c$  correspondem abertura de fissura e abertura de fissura crítica, respectivamente e  $\varepsilon_{tm}$  representa a deformação relacionada a resistência a tração média, ademais os autores Cornelissen *et al.* (1986) propuseram para os parâmetros adimensionais que  $c_1 = 3$  e  $c_2 = 6,93$ . Além disso, apresenta-se em seguida as expressões utilizadas para o cálculo da deformação plástica e de fissuração.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{\sigma_t d_t}{(1 - d_t)E_0} \quad (3.20)$$

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (3.21)$$

### 3.1.2 Aço

Nesse trabalho, para a modelagem do aço, utilizou-se um modelo constitutivo disponível na biblioteca do ABAQUS com a denominação de *PLASTIC*. Esse modelo apresenta uma formulação elasto-plástica, considerando o critério de escoamento de Von Mises, por meio de uma regra de fluxo plástico associativa. A partir desse modelo constitutivo, o comportamento uniaxial do aço pode ser simulado por uma curva trilinear, conforme apresentado na Figura 3.5 (Lima, 2018).

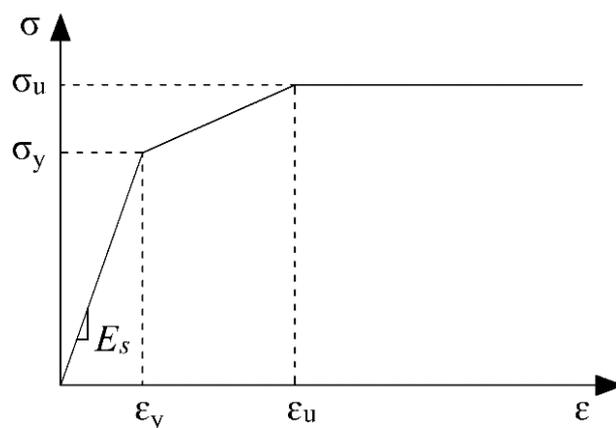


Figura 3.5 – Comportamento uniaxial do aço (Adaptado de Lima, 2018).

Na figura acima tem-se,  $E_s$  como o módulo de elasticidade do aço,  $\sigma_y$  e  $\epsilon_y$  correspondem a tensão de escoamento e deformação de escoamento, respectivamente, além destas,  $\sigma_u$  e  $\epsilon_u$  representam tensão última e a sua correspondente deformação última. Ainda em relação ao modelo, na curva trilinear observa-se três fases para o comportamento do aço, a primeira consiste num estágio linear elástico que avança até a tensão de escoamento. Na segunda fase ocorre um estágio de endurecimento entre a tensão de escoamento até a tensão última. Enquanto que a terceira fase apresenta um caráter plástico, em que tensão última permanece constante independente da variação das deformações.

### 3.1.3 EPS

O modelo constitutivo utilizado nesse trabalho para o EPS está presente na biblioteca do ABAQUS, sendo intitulado como *ELASTIC*, e atribui ao material um comportamento linear elástico. Além disso, esse modelo considera que o material possui propriedades isotrópicas, ortotrópicas ou totalmente anisotrópicas, em que estas podem ser dependentes da temperatura ou outros campos de variáveis, sendo adequado para pequenas deformações elásticas (ABAQUS, 2020).

Na modelagem realizada nessa pesquisa, foi adotado um comportamento linear elástico com propriedades isotrópicas para o EPS. Essa abordagem também foi utilizada por outros pesquisadores como Serpilli *et al.* (2021), Chen *et al.* (2015), Goh *et al.* (2014), Hopkins (2015), Hopkins *et al.* (2017) e Huang & Hamed (2019), que obtiveram resultados satisfatórios.

## 3.2 ANÁLISE DINÂMICA EXPLÍCITA

A análise dinâmica explícita consiste em um procedimento de análise não linear, que apesar do seu caráter dinâmico, pode ser aplicado a análises estáticas de carregamentos monotônicos, desde que haja uma redução dos efeitos de inércia provenientes de uma taxa de aplicação de

carregamentos suficientemente pequena (ABAQUS, 2020). Esse método atua na resolução de equações diferenciais cujas soluções esperadas são diretamente dependentes do tempo (Santana, 2020).

Dessa forma, a análise dinâmica explícita atua na resolução da equação do movimento, descrita pela Equação (3.22), sendo esta formulada a partir do princípio dos trabalhos virtuais que leva em consideração as forças inerciais, forças de amortecimento, forças internas e as condições de contorno do problema.

$$M \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + C \cdot \frac{\partial u}{\partial t} + K \cdot u = F(t) \quad (3.22)$$

Na equação acima  $M$  equivale a matriz de massa do sistema global, sendo  $C$  a matriz de amortecimento e  $K$  a matriz de rigidez, enquanto  $F(t)$  corresponde ao vetor das forças nodais externas e  $u$  define o vetor de deslocamentos. Desse modo, as expressões  $\frac{\partial u}{\partial t}$  e  $\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$  representam a velocidade e aceleração do sistema.

A análise dinâmica explícita se mostra muito eficiente quando aplicada a modelos numéricos que apresentam não linearidades, com interações de contato, dano e ruptura dos materiais, sendo, dessa forma, adequada a modelagem dos painéis sanduíches de concreto armado. De maneira que o *software* ABAQUS dispõe de duas técnicas de análise dinâmica, o ABAQUS/Implicit e ABAQUS/Explicit. A técnica ABAQUS/Implicit é baseada no algoritmo de Newton-Raphson e pode apresentar problemas de convergência conforme o nível de complexidade do modelo, no que diz respeito a sua geometria, condições de contorno, interações de contato e não linearidades dos materiais. Isso geralmente resulta em um elevado custo computacional para o processo iterativo de aplicação dos carregamentos (Lima, 2018).

A técnica do ABAQUS/Explicit utiliza o procedimento de integração da diferença central, em que não é necessária a inversão da matriz de rigidez global da estrutura, pois a cada passo os deslocamentos e velocidades são calculados a partir de variáveis determinadas no passo anterior. Isso significa que apenas a inversão da matriz de massa diagonal é realizada, reduzindo assim o custo computacional por incremento de carga. No entanto, esse procedimento é subdividido em milhares de incrementos de tempo, e por esse motivo, pode ser utilizado para simular uma análise quase estática se o carregamento for aplicado sob a forma de pequenos incrementos no decorrer da análise (Santana, 2020).

Por ser uma técnica de análise mais estável, o ABAQUS/Explicit foi empregado nesta pesquisa, pois consegue apresentar uma resposta quase estática em problemas que envolvem não linearidades e interações de contato, o que abrange modelo desenvolvido nesse trabalho. Além disso, esse recurso requer menos memória do dispositivo de *hardware*, em função de não precisar realizar a inversão da matriz de rigidez global. No entanto, é importante destacar que essa abordagem demanda maior capacidade de processamento, devido à resolução dos muitos sistemas de equações referentes aos pequenos incrementos de tempo.

### 3.2.1 Solução quase estática

A solução quase estática é alcançada quando a análise do comportamento estrutural do modelo é realizada em curtos intervalos de tempo, da ordem de frações de segundos, dessa maneira estando sujeito a incrementos tão pequenos, o modelo torna-se virtualmente estático. Diante disso, pode-se afirmar que o procedimento para a obtenção de uma resposta quase estática, não é aplicável a problemas físicos cuja solução está relacionada a longos períodos de tempo, o que demandaria um custo computacional muito elevado, sendo mais adequado a essa situação uma solução por meio de integração implícita (Lima, 2018).

Para obter uma solução quase estática, a análise estrutural é subdividida em intervalos de tempo muito pequenos. Dependendo da complexidade do modelo numérico, podem ser necessários milhões de incrementos para simular apenas um segundo de aplicação do carregamento. Isso torna inexecutável a realização da análise empregando o tempo real dos ensaios experimentais. Sendo assim, para que haja viabilidade em relação ao aspecto computacional, é preciso acelerar o processo de simulação, o que pode ser feito de duas formas: a primeira consiste em elevar a taxa de aplicação de carga; e a segunda restringe-se a utilização de um recurso disponível no ABAQUS, denominado de *mass scaling* (Lima, 2018; Santana, 2020).

A elevação da taxa de aplicação do carregamento só conduzirá a uma solução quase estática se esta estiver atrelada ao balanceamento das energias do sistema. Por outro lado, o fator *mass scaling* está relacionado ao aumento artificial da densidade do material. Desse modo, o intuito de acelerar o procedimento de análise reside em executar a simulação com o menor período de tempo possível ou definir o maior fator *mass scaling*, no qual as forças inerciais do sistema continuem desprezíveis. Em ambos os casos, será exigido um menor número de incrementos de tempo, sendo a energia cinética total do sistema o parâmetro de calibração da resposta (Lima, 2018; Santana, 2020). Além disso, a efetividade desse método já foi comprovada por outros

autores como, Pavlović *et al.* (2013), Bezerra *et al.* (2018), Lima (2018) e Santana (2020), que obtiveram êxito ao confrontar seus resultados experimentais e numéricos.

### 3.2.2 Balanceamento energético

A realização de uma solução quase estática é dependente do balanceamento energético do sistema no decorrer do processo de execução da análise, de maneira que o equilíbrio das energias pode ser determinado, de forma sintética, pela Equação (3.23) (ABAQUS, 2020), apresentada a seguir.

$$E_I + E_{KE} - E_W = E_{TOT} = constante \quad (3.23)$$

Em que,  $E_I$  representa a energia interna, ou seja, energia de deformação,  $E_{KE}$  corresponde a energia cinética,  $E_W$  equivale à energia armazenada proveniente da aplicação das forças externas e  $E_{TOT}$  é definida como a soma de todas as parcelas de energia. Desse modo, para que se obtenha uma resposta quase estática, durante a execução da análise, o carregamento deve ser aplicado em uma taxa na qual as forças inerciais do sistema sejam mínimas, para tanto, a energia cinética no decorrer da simulação deve estar em níveis desprezíveis, o que acontece quando essa não ultrapassa 5% da energia interna, conforme ilustrado na Figura 3.6.

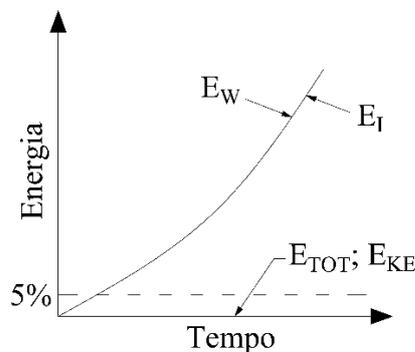


Figura 3.6 – Histórico de energias da análise explícita (Adaptado de ABAQUS, 2020).

### 3.2.3 Custo computacional

O custo computacional de uma análise está diretamente relacionado ao número de incrementos necessários à sua conclusão, de tal maneira que quanto maior for o número de incrementos, mais elevado será o custo computacional. Desse modo, o tamanho do incremento é primordial para a definição do tempo de simulação. Baseada nessa premissa, conforme especificado no manual do usuário do ABAQUS (2020), a Equação (3.24) realiza o cálculo do número de incrementos.

$$n_i \approx T \cdot \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.24)$$

Em que  $n_i$  é o número de incrementos,  $T$  corresponde ao período de simulação,  $\rho$  equivale a densidade do material e  $\lambda$ ,  $\mu$  são as constantes de Lamé que estabelecem as características elásticas do material.

Segundo o manual do usuário do ABAQUS (2020), para que a análise dinâmica explícita se mantenha estável e forneça uma solução quase estática, existe um limite de estabilidade definido por um incremento de tempo estável, de tal forma que o incremento de tempo na análise não deve ser superior ao limite de estabilidade. Uma aproximação conservadora para determinar o incremento de tempo estável é defini-lo como o menor incremento calculado entre todos os elementos do modelo numérico, conforme especificado na Equação (3.25).

$$\Delta t = \frac{l_e}{c_d} \quad (3.25)$$

$$c_d = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad (3.26)$$

Em que,  $l_e$  é definido como o menor comprimento característico do elemento finito e  $c_d$  corresponde a velocidade de propagação da onda de tensão no material. Sendo assim, ao observar as Equações (3.24)-(3.26), pode-se afirmar que o custo computacional da análise pode ser reduzido a partir da minoração do período de simulação  $T$ , ou utilizando o recurso *mass scaling*, pois este atua no aumento artificial da densidade e, portanto, na redução da velocidade de propagação da onda de tensão, o que conduz a uma diminuição do número de incrementos.

#### **4. DESENVOLVIMENTO DO MODELO NUMÉRICO**

Nesse trabalho foi desenvolvido um modelo de elementos finitos utilizando o *software* ABAQUS (2020), no qual a técnica de modelagem empregada é baseada na experiência já consolidada de outras pesquisas que apresentaram investigações numéricas realizadas no ABAQUS, como os trabalhos de Hopkins (2015), Hopkins *et al.* (2017), Lima (2018), Lima *et al.* (2022) e Santana (2020). Para a concepção do modelo numérico de painel sanduíche, as camadas de concreto, a camada de isolamento, as malhas eletrosoldadas e as armaduras foram modeladas separadamente. Além disso, a análise numérica considerou as não linearidades geométricas, não linearidades físicas do concreto e as interações de contato entre as camadas do painel.

##### **4.1 GEOMETRIA DO MODELO E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS**

A geometria do modelo numérico foi baseada nos modelos experimentais desenvolvidos no trabalho de Gara *et al.* (2012a), em que painéis sanduíche de concreto armado com malhas metálicas eletrosoldadas e camada de isolamento de EPS foram submetidos a ensaios de compressão axial e excêntrica. Neste estudo os painéis ensaiados possuíam comprimento total 2940 mm, com largura de 1120 mm e espessura que varia conforme o tipo de modelo experimental, de maneira que as camadas de concreto apresentam espessura de 35 mm, sendo variável a espessura da camada de EPS, conforme apresentado na Figura 4.1.

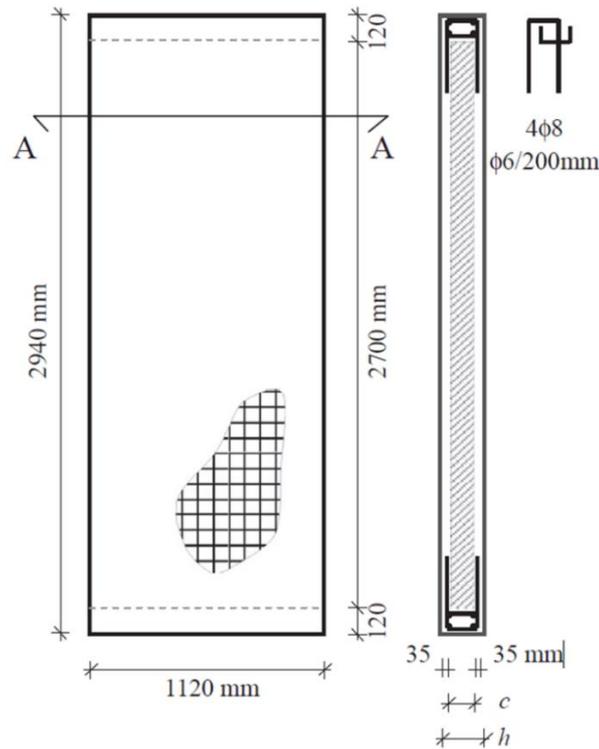


Figura 4.1 – Geometria dos modelos experimentais (Adaptado de Gara *et al.*, 2012a).

No presente trabalho foram modelados os painéis WP08, WP12 e WP16, nos quais a espessura da camada de isolamento ( $c$ ) é de 80 mm, 120 mm e 160 mm, respectivamente, e conseqüentemente sua espessura total ( $h$ ) é correspondente a 150 mm, 190 mm e 230 mm, respectivamente. Além disso, cada modelo experimental apresenta em suas extremidades uma viga de concreto armado de 120 mm de altura, na qual empregou-se armadura longitudinal de 8 mm de diâmetro e armadura transversal de 6 mm de diâmetro com espaçamento de 200 mm (ilustrado na Figura 4.1).

No que se refere ao reforço utilizado nos modelos experimentais, Gara *et al.* (2012a) confeccionaram cada painel com malhas metálicas compostas por fios de aço com 3 mm de diâmetro, estando dispostas no interior das camadas de concreto e sendo interligadas por conectores metálicos retos, também com 3 mm de diâmetro, que atravessam a camada de EPS e estão soldados às malhas metálicas em suas extremidades, conforme pode ser observado na Figura 4.2. Desse modo, com base nas especificações das malhas metálicas utilizadas nos modelos experimentais, verifica-se uma taxa de aço ( $\rho_s$ ) de 2,14 cm<sup>2</sup>/m para o painel sanduíche, levando em consideração as duas camadas resistentes.

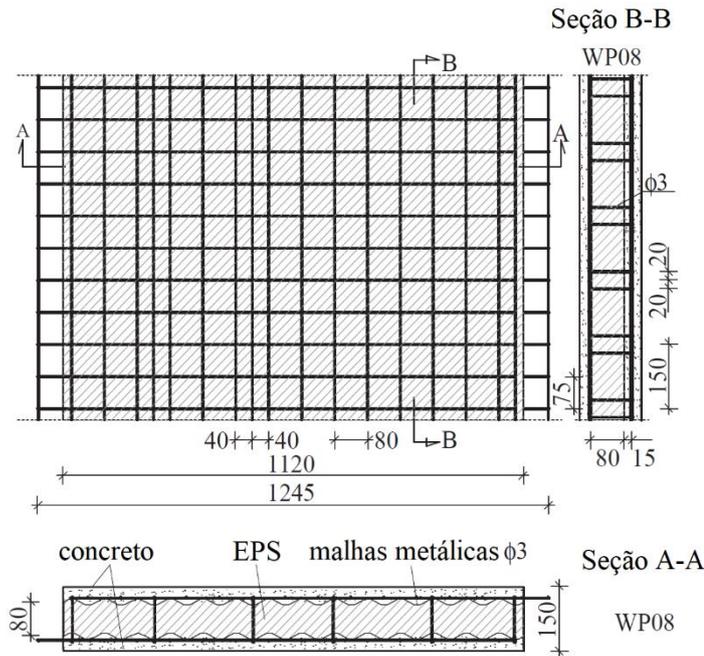


Figura 4.2 – Reforço dos modelos experimentais (Adaptado de Gara *et al.*, 2012).

Para a produção dos modelos experimentais, Gara *et al.* (2012a) utilizaram concreto usinado, com areia de diâmetro máximo não superior a 3 mm e aditivos para melhorar a aderência e trabalhabilidade. Desse modo, com o intuito de determinar as propriedades mecânicas do concreto e do aço utilizados na produção dos painéis, foram realizados ensaios de compressão uniaxial do concreto, em corpos de prova cilíndricos obtendo as resistências média a compressão ( $f_{cm}$ ) e tração ( $f_{tm}$ ), além dos ensaios de caracterização do aço empregado nas malhas metálicas e conectores determinando o valor médio da resistência última a tração ( $f_m$ ) e o alongamento percentual na ruptura ( $A_{gt}$ ), conforme discriminado na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades do concreto e do aço que compõe as malhas metálicas.

Concreto	Malhas metálicas
$f_{cm} = 25.10 \text{ MPa}$	$f_m = 769.00 \text{ MPa}$
$f_{tm} = 2.40 \text{ MPa}$	$A_{gt} = 7.62 \%$

O *setup* experimental dos ensaios de compressão axial e excêntrica realizados por Gara *et al.* (2012a) é apresentado na Figura 4.3, nesse arranjo as vigas de concreto estão confinadas por perfis metálicos de modo a garantir que a extremidade inferior do painel, posicionada sobre um rolete, esteja pinada. Além disso, a extremidade superior do painel é travada de forma a evitar o deslocamento lateral.

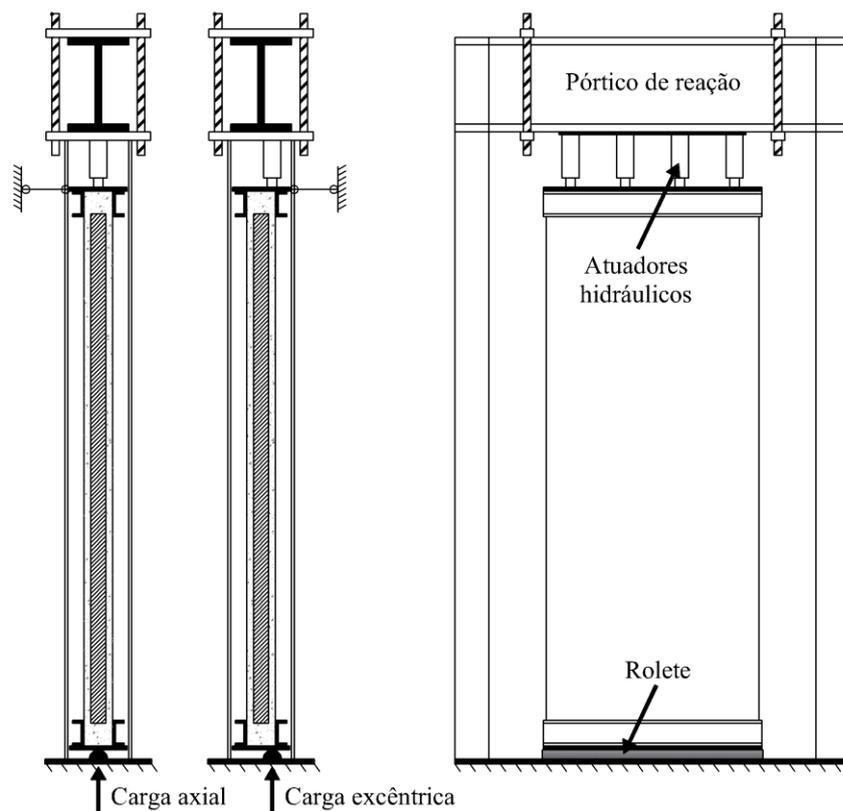


Figura 4.3 – *Setup* experimental para os ensaios de compressão (Adaptado de Gara *et al.*, 2012a).

Os ensaios foram realizados com controle de carga, sendo o carregamento aplicado por 4 atuadores hidráulicos de capacidade máxima de 500 kN, posicionados sobre uma placa de aço responsável por distribuir a carga sobre a viga superior de concreto armado, de modo que para os testes de compressão axial o carregamento é aplicado no eixo do painel, e para os ensaios de compressão excêntrica a carga é aplicada no eixo de uma das camadas de concreto. Também foram instalados LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*), para monitorar os deslocamentos horizontais na altura dos terços médios e na meia altura do painel, além do deslizamento e separação entre as camadas de concreto e a deformação na meia altura.

#### 4.2 MALHA E TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS

O modelo foi desenvolvido no ABAQUS e subdividido em partes, de acordo com o tipo de material e geometria, de maneira que cada parte foi modelada separadamente com malhas de elementos finitos independentes. Os elementos finitos empregados na modelagem estão disponíveis na biblioteca do ABAQUS (2020), sendo estes adequados para esse tipo de análise que apresenta não linearidades, interações de contato, grandes deformações, plasticidade e danos.

A camada de isolamento de EPS do painel sanduíche foi modelada utilizando o elemento C3D8R (Elemento tridimensional hexaédrico com 8 nós e integração reduzida) com tamanho de 30 mm. Sendo esse tipo de elemento finito, segundo o Manual do Usuário do ABAQUS (2020), aquele que proporciona os melhores resultados com um custo computacional reduzido. Dessa forma, a modelagem foi realizada de modo a considerar a seção transversal ondulada do EPS e os furos por onde conectores metálicos atravessam a camada de isolamento, conforme ilustrado na Figura 4.4, para a modelagem do painel WP08.

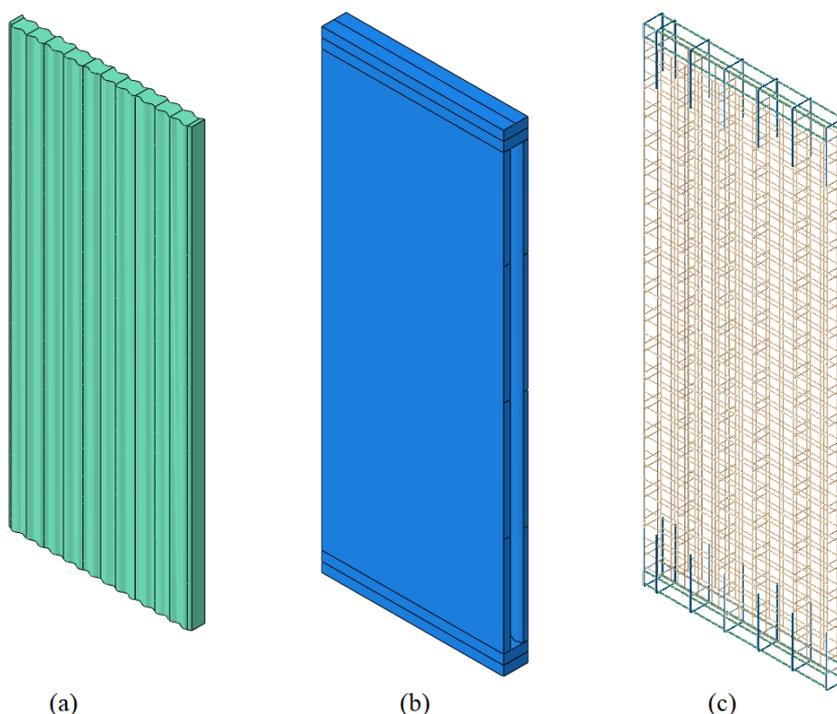


Figura 4.4 – Modelagem do painel WP08: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) Parte metálica.

Para a parte de concreto do painel, que compreende as duas camadas resistentes e as vigas de extremidades, também foi utilizada uma malha composta por elementos do tipo C3D8R com tamanho de 30 mm. As camadas resistentes foram modeladas de modo a permitir o encaixe adequado junto as ondulações da camada de EPS. Além disso, as malhas metálicas eletrosoldadas, os conectores retos e as armaduras de reforço das vigas foram modeladas com elementos de treliça com dois nós e três graus de liberdade em cada nó (T3D2), com tamanho de 30 mm e diâmetro de 3 mm para as malhas metálicas e conectores, além de diâmetro de 6 mm e 8 mm para os estribos e as barras de reforço das vigas, conforme apresentado na Figura 4.4.

Na Figura 4.5 é apresentada a configuração da malha de elementos finitos utilizada para cada parte do modelo numérico, sendo discriminados na Tabela 4.2, o número total de nós e de

elementos finitos empregados na modelagem de todas as partes dos painéis WP08, WP12 e WP16. De modo que o tempo médio de processamento necessário para essa configuração de malha foi de 5 horas, utilizando um computador com processador Intel Core i7-10700F, frequência de processamento de 2,9 Gigahertz e 16 Gigabytes de memória RAM.

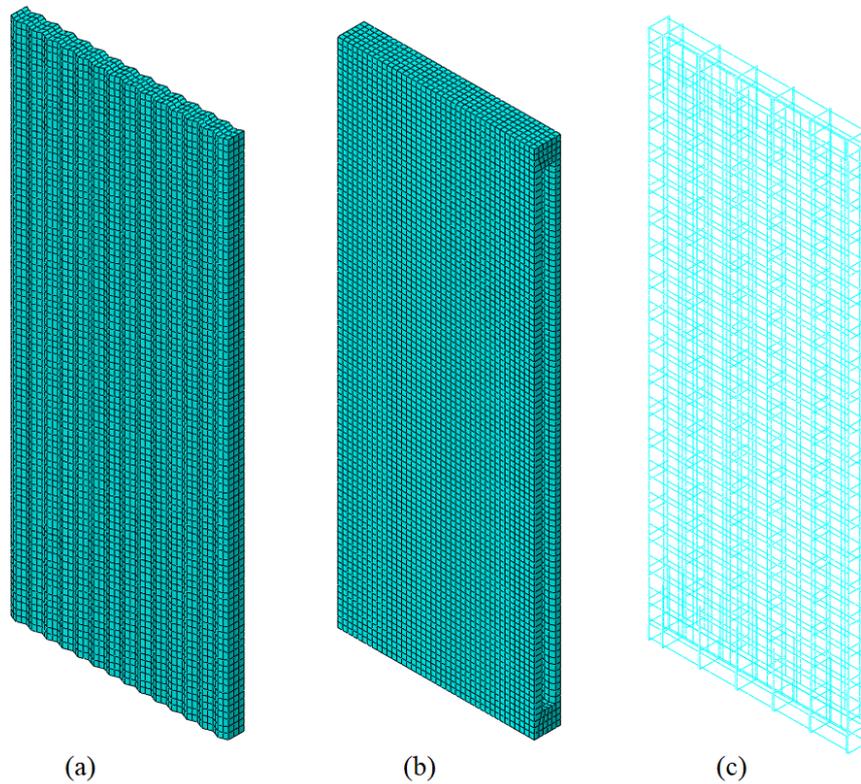


Figura 4.5 – Malha de elementos finitos: (a) Parte de concreto; (b) Parte de EPS; (c) Parte metálica.

Tabela 4.2 – Configuração de malha e elementos finitos do modelo.

Partes do modelo	Tipo de elemento	Número de elementos			Número de nós		
		WP08	WP12	WP16	WP08	WP12	WP16
Camadas resistentes e vigas	C3D8R	9120	9576	10248	17466	18318	19178
Camada de EPS	C3D8R	15120	20160	25200	20748	25935	31122
Malhas metálicas e conectores	T3D2	7564	7780	7996	6198	6414	6630
Reforço das vigas	T3D2	792	848	890	828	884	898

### 4.3 INTERAÇÕES DE CONTATO E RESTRIÇÕES

As interações entre as interfaces dos diferentes materiais que compõem o painel sanduíche devem ser reproduzidas na modelagem numérica, para garantir que o modelo de elementos finitos seja capaz de simular o comportamento do modelo experimental da melhor forma

possível. Com base nessa premissa, foram simuladas as interações que ocorrem entre a camada de isolamento e as camadas de concreto e vigas de extremidade, bem como as interações que ocorrem entre o concreto e as partes metálicas do painel, que consistem nas malhas eletrosoldadas, conectores e armaduras de reforço das vigas de extremidade.

A simulação da interação do contato entre a camada de isolamento de EPS e as superfícies internas da parte de concreto, composta pelas camadas resistentes e as vigas de extremidade, foi realizada por meio da aplicação da interação de contato *surface-to-surface* cuja concepção das restrições mecânicas é baseada no *kinematic contact method*. Dessa maneira, em relação às propriedades do comportamento tangencial, foi atribuída a formulação de atrito *penalty* com um coeficiente de atrito 0,1, além disso, para o comportamento normal considerou-se a propriedade *hard*, que impede a penetração de uma superfície sobre a outra.

Na Figura 4.6 pode-se visualizar a seleção das superfícies nas quais foram aplicadas as interações de contato, em que S1 e S2 consistem nas superfícies frontal e posterior da camada de EPS, e estão em contato com as superfícies internas das camadas de concreto, S2 e S4 respectivamente. Além disso, S5 e S8 correspondem as superfícies superior e inferior da camada de isolamento, e estão em contato com as superfícies internas das vigas de extremidade, S6 e S7 respectivamente.

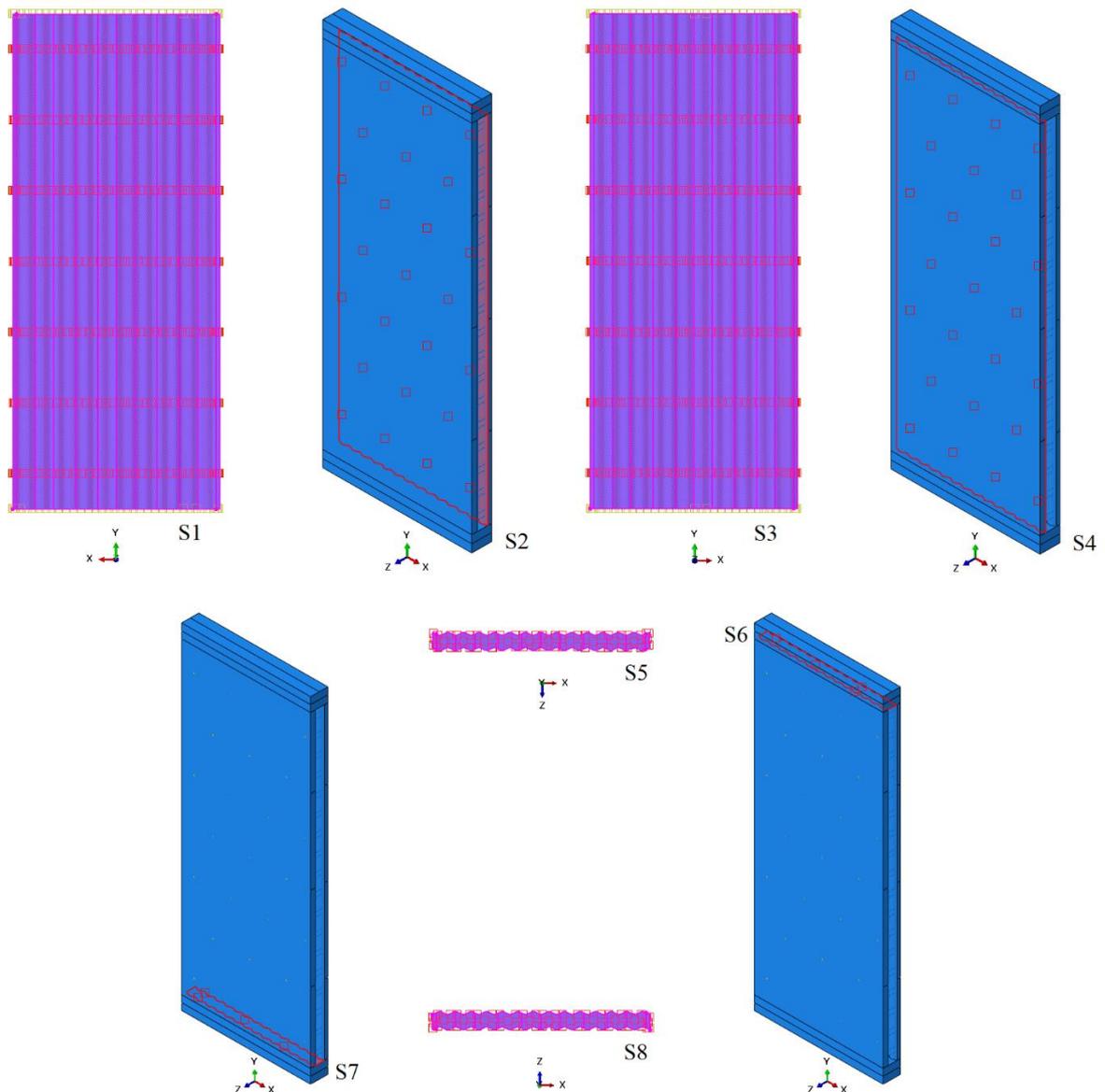


Figura 4.6 – Interações de contato entre as superfícies do EPS e o concreto.

Para a modelagem da interação nas interfaces aço-concreto, compostas pelas malhas metálicas, conectores e as armaduras de reforço das vigas, utilizou-se a restrição *embedded* que promove a movimentação conjunta das barras de aço e o concreto, desprezando qualquer deslizamento que venha a ocorrer entre eles. Nenhuma interação de contato foi considerada entre os conectores e a camada de EPS, sendo apenas modelados furos na camada de isolamento, nos locais em que os conectores a atravessam. Desse modo, na Figura 4.7 é apresentada a seleção dos elementos considerados para a aplicação da restrição, por meio da qual pode-se observar que a parte interna dos conectores que está em contato com o EPS não foi selecionada.

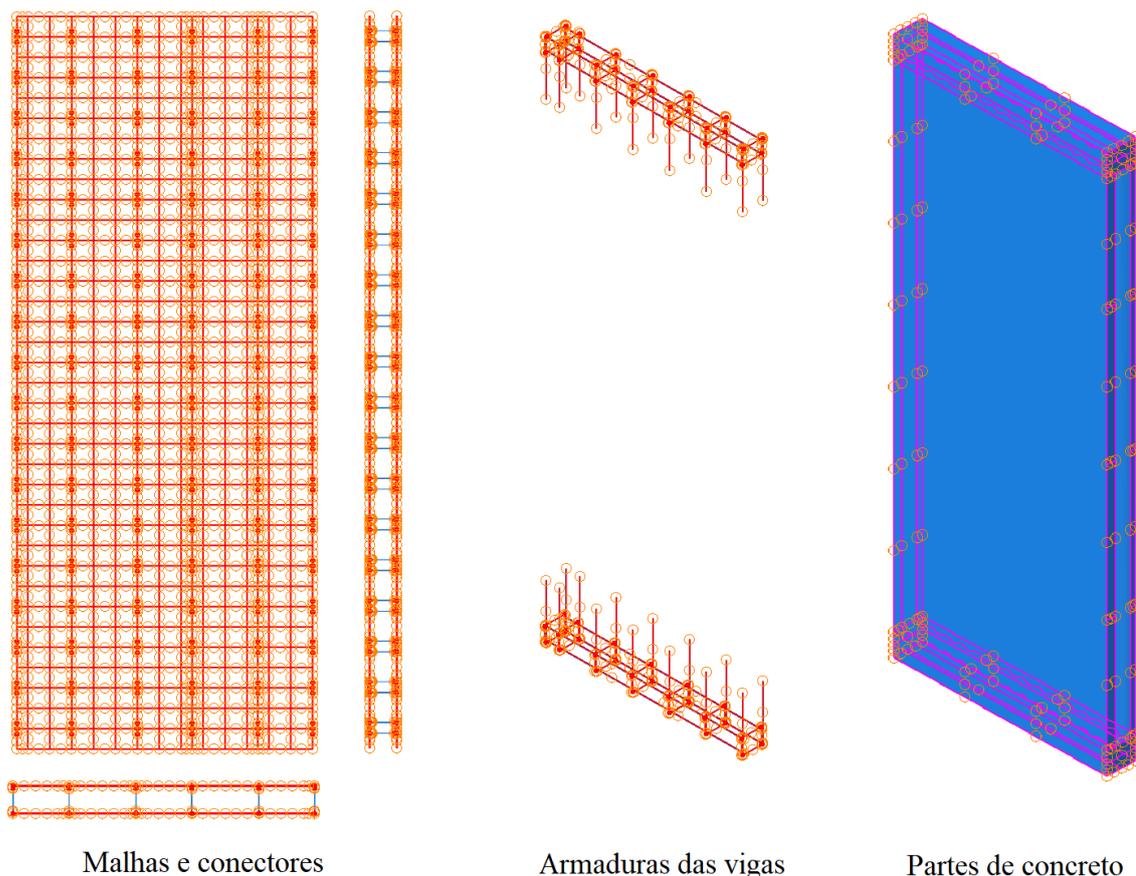


Figura 4.7 – Restrição *embedded* nas interfaces aço-concreto.

#### 4.4 CONDIÇÕES DE CONTORNO E APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO

As condições de contorno do modelo foram aplicadas com o intuito de reproduzir as restrições de apoio e carregamento impostas no sistema do ensaio experimental apresentado na Figura 4.3. Dessa forma, foram atribuídas às superfícies superior e inferior do painel restrições do tipo *rigid body*, que limitam os deslocamentos e rotações de todos os nós que compõem uma superfície aos deslocamentos e rotações de um único ponto de referência, conforme representado na Figura 4.8, em que a superfície superior do painel foi associada ao ponto PR-1, para a aplicação do carregamento, e a superfície inferior do painel foi associada ao ponto PR-2 para aplicação das condições de contorno do apoio.

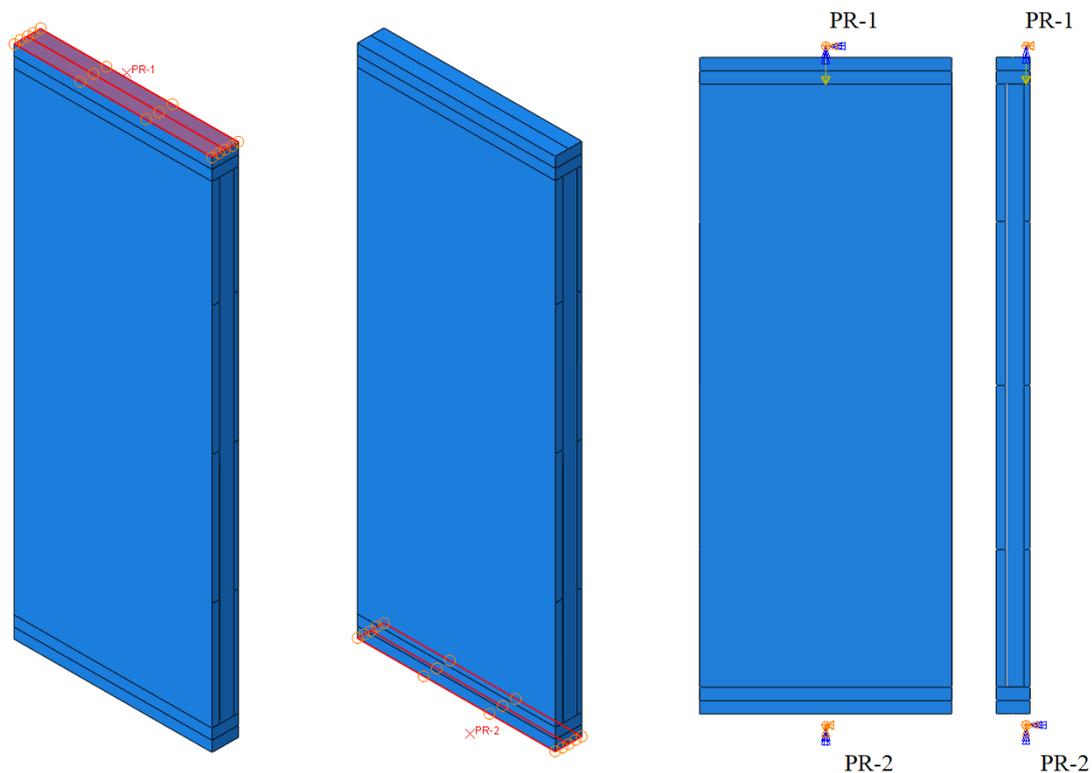


Figura 4.8 – Condições de contorno e carregamento.

Sendo assim, para simular as restrições de apoio sobre a superfície inferior do painel, foi designado um ponto de referência (PR-2), no qual foram restringidos os deslocamentos nas direções X, Y e Z, para reproduzir o efeito de confinamento dos perfis metálicos na viga inferior. De modo que a forma como ponto de referência é posicionado, estando contido no plano de aplicação do carregamento, permite a simulação do efeito do modelo numérico sobre um rolete, assim como ocorre no sistema de ensaio, conforme ilustrado na Figura 4.8.

Em relação às condições de contorno da parte superior do painel, foi designado um ponto de referência (PR-1) no qual foram restritos os deslocamentos nas direções X e Z, para simular o travamento horizontal e o confinamento dos perfis metálicos na viga superior no sistema de ensaio. Desse modo, a carga foi aplicada sobre o ponto PR-1, para que fosse uniformemente distribuída sobre a superfície superior do painel, conforme pode ser visualizado na Figura 4.8. Além disso, para o ensaio de compressão axial, o ponto de referência deve estar contido no eixo do painel. E no ensaio compressão excêntrica, o ponto deve estar contido no eixo de uma das camadas de concreto.

#### 4.5 MÉTODO DE ANÁLISE

O método de análise utilizado nesse trabalho foi o *dynamic explicit*, adequado para análises que envolvam carregamentos dinâmicos, mas que pode ser aplicado às análises estáticas de

carregamentos monotônicos desde que os efeitos inerciais sejam minimizados por meio da utilização de uma taxa de aplicação de carregamento suficientemente pequena. Desse modo, a análise foi realizada com controle de carga com amplitude de carregamento suavizada pela função *smooth step* definida pelo *software*, assegurando que a energia cinética durante a análise não ultrapassasse 5% da energia interna. Diversos autores utilizaram esse método para análises estáticas e obtiveram bons resultados, como Bezerra *et al.* (2018), Goh *et al.* (2014), Hopkins (2015), Hopkins *et al.* (2017), Lima *et al.* (2022) e Santana (2020).

#### 4.6 MODELO CONSTITUTIVO PARA O CONCRETO

O concreto utilizado nas camadas resistentes e vigas de extremidade do painel sanduíche foi modelado nesse trabalho a partir do CDPM. Esse modelo constitutivo está disponível na biblioteca de materiais do ABAQUS (2020), e foi desenvolvido por Lubliner *et al.* (1989) e Lee & Fenves (1998), sendo considerado ideal para simular o comportamento do concreto, pois consiste em um modelo de dano contínuo, fundamentado na teoria da plasticidade, que considera como mecanismos de falha a fissuração por tração e o esmagamento por compressão (López-Almansa *et al.*, 2014).

Muitos autores obtiveram bons resultados ao modelar o concreto utilizando o CDPM, dentre eles, Bezerra *et al.* (2018), Goh *et al.* (2014), Hopkins (2015), Hopkins *et al.* (2017), Lima (2018), Lima *et al.* (2022) e Santana (2020). Sendo necessário para a simulação do concreto com o CDPM o fornecimento dos parâmetros plásticos, comportamento uniaxial à tração e compressão e evolução das variáveis de dano. Nessa pesquisa foram consideradas as resistências médias de compressão e tração, obtidas do trabalho experimental de Gara *et al.* (2012a) e apresentadas na Tabela 4.1. Também foi utilizado o coeficiente de Poisson de 0,2 e a densidade do concreto de 2400 kg/m<sup>3</sup>.

Os parâmetros plásticos são variáveis das quais dependem o critério de escoamento e a regra de fluxo plástico (função hiperbólica de Drucker-Prager) do CDPM. Sendo adotados nessa pesquisa os valores recomendados por Alfarah *et al.* (2017), que estão discriminados na Tabela 3.1, em que o ângulo de dilatância é  $\Psi = 13^\circ$ ; a razão entre a tensão de cisalhamento na tração e compressão uniaxial corresponde a  $K_c = 0,7$ ; a relação entre as tensões de compressão biaxial e uniaxial que delimitam o início do comportamento não linear é definida como  $f_{b0}/f_{c0} = 1,16$ ; e a excentricidade da superfície do potencial plástico é dada por  $\epsilon = 0,1$ .

A lei que descreve o comportamento uniaxial à compressão, considerada nesse estudo, foi proposta no trabalho de Feenstra (1993) e definida segundo o item 3.1.1.1.1. Essa abordagem foi utilizada por outros autores como Angiolilli *et al.* (2020), Clementi *et al.* (2018) e Serpilli *et al.* (2021), que obtiveram bons resultados na modelagem do concreto usinado, alvenarias e argamassas. Dessa forma, em virtude do concreto utilizado por Gara *et al.* (2012a) ser do tipo usinado com agregado de diâmetro máximo não superior a 3 mm, foi adotado para o cálculo do módulo de elasticidade inicial do concreto  $E_{ci}$  (Equação (3.13)), o valor referente a agregados areníticos, indicado na Tabela 3.2, conforme recomendações do *fib* Model Code 2010 (2013).

O comportamento uniaxial para a tração do concreto foi tomado conforme o item 3.1.1.1.2, baseando-se nas considerações do trabalho de Alfarah *et al.* (2017). Além disso, para o cálculo da evolução das variáveis de dano de compressão ( $d_c$ ) e tração ( $d_t$ ) foram utilizadas as Equações (3.5) e (3.6), respectivamente. Desse modo, para a simulação do concreto no ensaio de compressão dos painéis sanduíche, foram aplicados o comportamento uniaxial e a evolução das variáveis de dano ao CDPM.

Sendo assim, foi simulado um concreto com  $f_{cm} = 25,10$  MPa,  $f_{tm} = 2,40$  MPa e  $l_{eq} = 30$  mm, de maneira que na Figura 4.9 são apresentadas as curvas de tensão de compressão ( $\sigma_c$ ) × deformação de esmagamento ( $\varepsilon_c^{ch}$ ) e tensão de tração ( $\sigma_t$ ) × deformação de fissuração ( $\varepsilon_t^{ck}$ ), além destas a Figura 4.10 apresenta as curvas de dano de compressão ( $d_c$ ) × deformação de esmagamento ( $\varepsilon_c^{ch}$ ) e dano de tração ( $d_t$ ) × deformação de fissuração ( $\varepsilon_t^{ck}$ ).

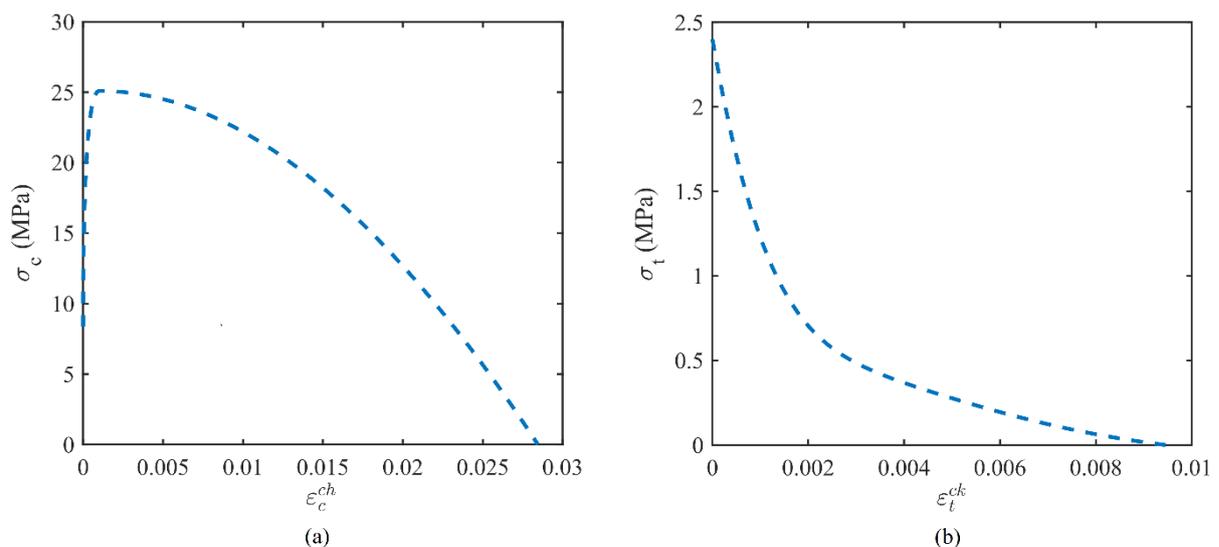


Figura 4.9 – Comportamento uniaxial do concreto: (a) Curva tensão de compressão × deformação de esmagamento; (b) Curva tensão de tração × deformação de fissuração.

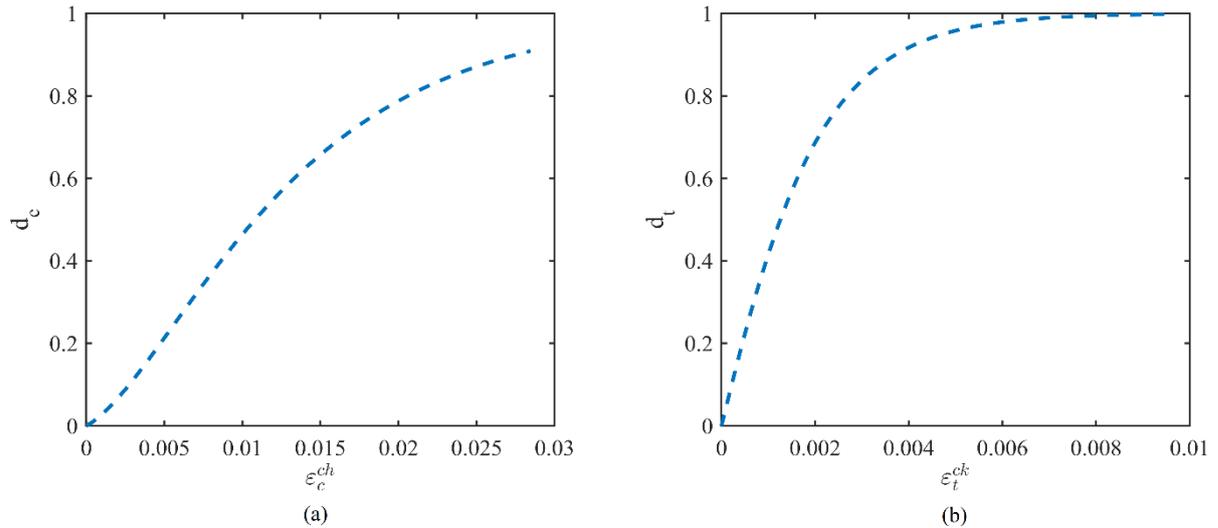


Figura 4.10 – Evolução das variáveis de dano: (a) Curva dano de compressão × deformação de esmagamento; (b) Curva dano de tração × deformação de fissuração.

#### 4.7 MODELO CONSTITUTIVO DO AÇO

Para a modelagem do aço presente nas malhas eletrosoldadas, conectores e armaduras das vigas, foi utilizado o modelo constitutivo disponível na biblioteca do ABAQUS (2020) com a denominação de *PLASTIC*, que apresenta uma formulação elasto-plástica, considerando o critério de escoamento de Von Mises, por meio de uma regra de fluxo plástico associativa. Sendo o comportamento uniaxial do aço simulado por uma curva trilinear, conforme apresentado na Figura 3.5, em que a tensão de escoamento ( $\sigma_y$ ) é determinada para uma deformação de 0,2% ( $\varepsilon_y$ ) e a tensão última ( $\sigma_u$ ) é atingida para uma deformação 0,6% ( $\varepsilon_u$ ).

Além disso, nesse estudo para os conectores e malhas metálicas foi admitido para a tensão última do aço o valor obtido nos testes experimentais realizados por Gara *et al.*, (2012a). Em relação ao reforço das vigas foram utilizadas as especificações da BS 4449:2005 referentes a classe B500B, para os valores da tensão última e tensão de escoamento. Desse modo, foram adotados, com seus valores discriminados na Tabela 4.3, os seguintes parâmetros: tensão de escoamento dos conectores e malhas metálicas, densidade do aço, módulo de elasticidade do aço e coeficiente de Poisson.

Tabela 4.3 – Propriedades utilizadas para modelagem do aço.

Componente	Densidade (kg/m <sup>3</sup> )	Módulo de Young (MPa)	Coefficiente de Poisson	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)
Malhas metálicas e conectores	7850	210000	0,3	600	769
Reforço das vigas	7850	210000	0,3	500	540

#### 4.8 MODELO CONSTITUTIVO DO EPS

No presente trabalho, foi utilizado para a modelagem da camada de isolamento de EPS o modelo constitutivo, disponível na biblioteca do ABAQUS (2020), intitulado como *ELASTIC*, que atribui ao material um comportamento linear elástico com propriedades isotrópicas. Esse modelo também foi empregado em outros trabalhos que envolveram a modelagem numérica de painéis sanduíche com isolamento de EPS, conforme já discutido no item 3.1.3. Desse modo, foram adotadas para a modelagem do EPS as propriedades mecânicas aplicadas ao modelo desenvolvido por Serpilli *et al.* (2021), sendo a densidade de 15 kg/m<sup>3</sup>, coeficiente de Poisson de 0,12 e módulo de Young de 6,5 MPa.

## 5. VALIDAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

A validação do modelo numérico foi realizada a partir dos ensaios experimentais de Gara *et al.* (2012a), que testaram três modelos de painéis sanduíche de concreto armado com telas eletrosoldadas e isolamento de EPS, estes se diferenciavam entre si pela espessura da camada de isolamento. Sendo que os modelos WP08, WP12 e WP16 possuíam uma camada de isolamento com 80 mm, 120 mm e 160 mm de espessura, respectivamente. Durante os ensaios realizados por Gara *et al.* (2012a), os painéis foram submetidos a testes de compressão axial e excêntrica, sendo realizados dois testes para cada modalidade de ensaio nos 3 modelos experimentais.

Dessa forma, com o intuito de facilitar o entendimento, foram adicionados à nomenclatura dos espécimes de teste a letra “A” para indicar o carregamento de aplicação axial e a letra “E” para indicar o carregamento de aplicação excêntrica, sendo os resultados experimentais apresentados na Tabela 5.1 para a carga última.

Tabela 5.1 – Testes de compressão com carregamento axial e excêntrico: Cargas últimas.

Tipo de painel	Carregamento	Carga última (kN)	Carga última média (kN)	Carga última média linear (kN/m)
WP08A-1	Axial	701	742	662,5
WP08A-2	Axial	783		
WP12A-1	Axial	806	825	736,6
WP12A-2	Axial	844		
WP16A-1	Axial	855	881	786,6
WP16A-2	Axial	907		
WP08E-1	Excêntrico	375	388	346,4
WP08E-2	Excêntrico	401		
WP12E-1	Excêntrico	460	503	448,7
WP12E-2	Excêntrico	545		
WP16E-1	Excêntrico	524	577	515,2
WP16E-2	Excêntrico	630		

### 5.1 TESTES COM CARREGAMENTO EXCÊNTRICO

Com o objetivo de atestar a confiabilidade do modelo numérico proposto nesse trabalho, para reproduzir o comportamento estrutural dos modelos experimentais testados sob carregamento excêntrico, foi avaliada a capacidade resistente dos painéis sanduíche por meio da medição da carga de ruptura e deslocamento lateral, conforme pode ser observado na Figura 5.1, Figura 5.2

e Figura 5.3, que apresentam as curvas carga-deslocamento lateral na meia altura do painel, para os espécimes do tipo WP08E, WP12E e WP16E, em comparação aos resultados obtidos do modelo numérico. Desse modo, é possível identificar uma boa concordância entre as curvas carga-deslocamento experimentais e numéricas.

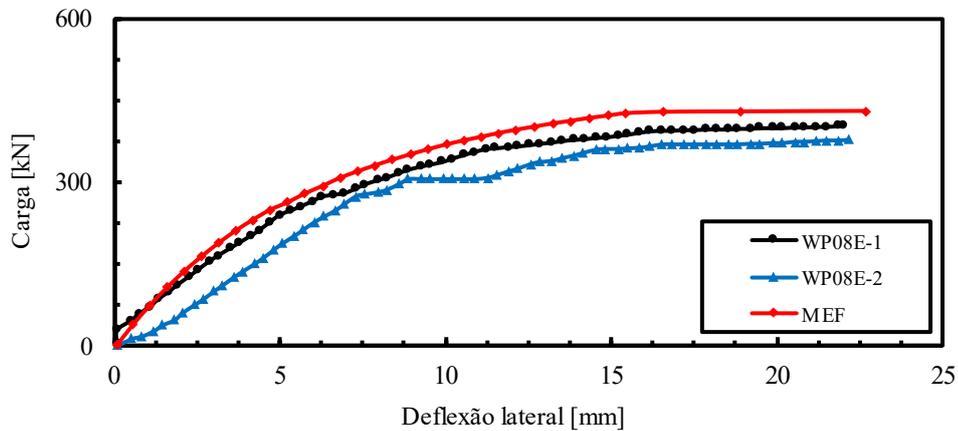


Figura 5.1 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.

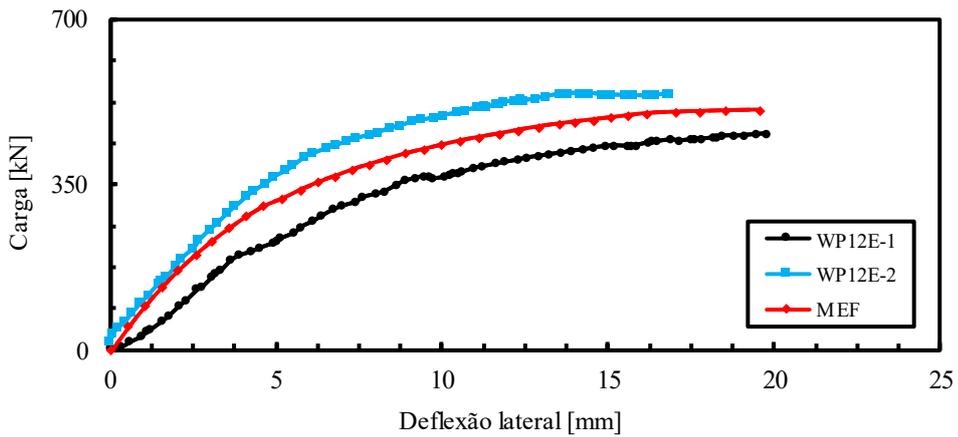


Figura 5.2 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.

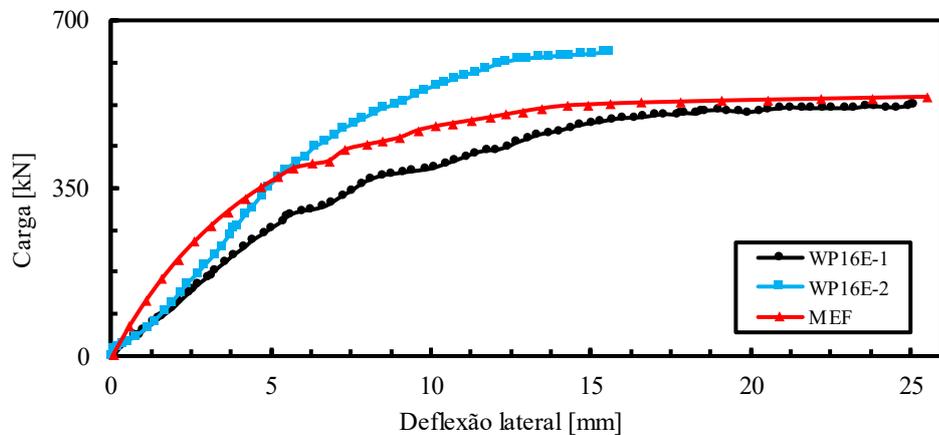


Figura 5.3 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.

A Tabela 5.2 apresenta os resultados para a curva da carga de ruptura *versus* deslocamento lateral na meia altura do painel, em que  $P_{exp}$  e  $P_{MEF}$  correspondem a carga de ruptura experimental e carga de ruptura numérica, respectivamente. Desse modo, o valor médio obtido para  $P_{exp}/P_{MEF}$  foi de 0,987 com o coeficiente de variação de 0,113. Considerando a diferença acentuada entre os resultados experimentais para um mesmo tipo de painel, e também a tendência dos resultados numéricos em se aproximar com maior precisão de um desses resultados experimentais, pode-se afirmar que o valor médio e o coeficiente de variação indicam que o modelo de elementos finitos desenvolvido é confiável para simular a capacidade resistente dos painéis sanduíche, quando sujeitos a um carregamento de compressão excêntrica.

Tabela 5.2 – Resultados para carga-deslocamento lateral.

Espécimes	$P_{exp}$ (kN)	$P_{MEF}$ (kN)	$P_{exp}/P_{MEF}$
WP08E-1	401,00	429,54	0,93
WP08E-2	375,00		0,87
WP12E-1	460,00	507,95	0,91
WP12E-2	545,00		1,07
WP16E-1	524,00	540,10	0,97
WP16E-2	630,00		1,17

A Figura 5.4 apresenta uma comparação entre o modo de ruptura experimental para o espécime de teste WP16E-2, com os resultados obtidos a partir do modelo numérico para a distribuição do dano de tração. Sendo possível observar que o modelo numérico apresenta um modo de ruptura semelhante ao que ocorreu no modelo experimental, no qual em função da excentricidade do carregamento, da flambagem decorrente da carga compressiva e das condições de contorno do *setup* experimental (Figura 4.3), conforme era esperado, o painel assumiu a forma de uma coluna flambada, com uma extremidade fixada (local de aplicação do carregamento) e outra extremidade fixa por um pino (região do apoio), que resulta em uma curvatura mais acentuada nas proximidades da extremidade apoiada.

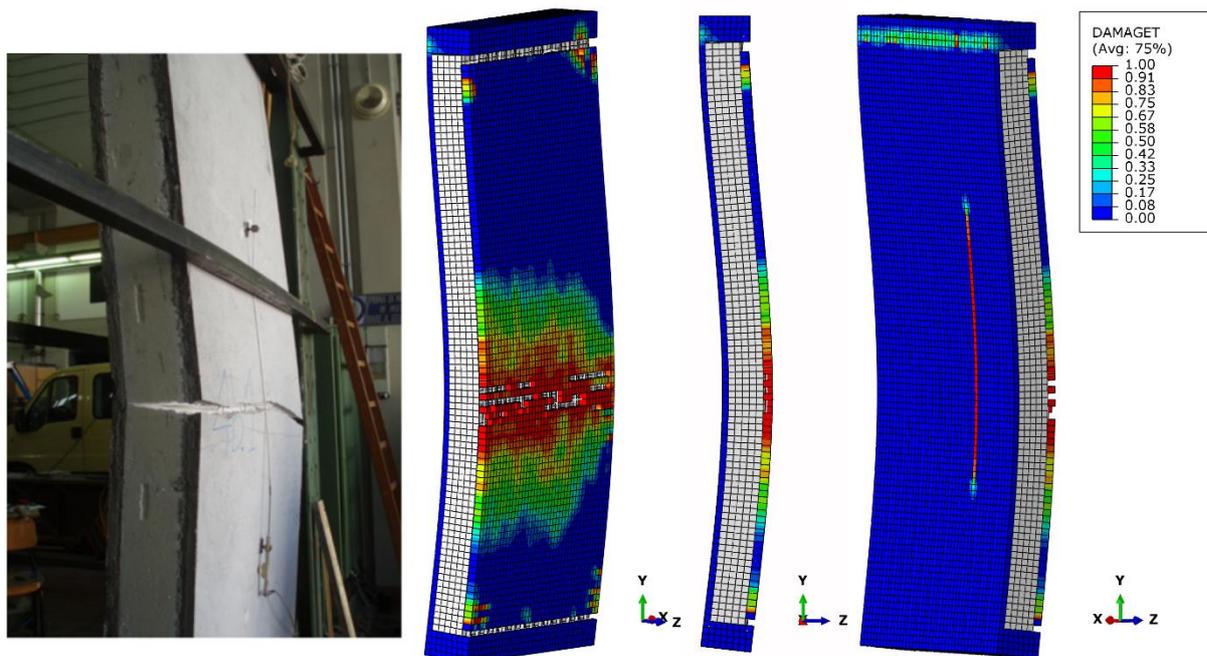


Figura 5.4 – Modo de ruptura dos modelos experimental e numérico.

Na Figura 5.5, é apresentada uma vista lateral do painel, contendo a distribuição de tensões de Von Mises no momento de iminência da ruptura, em que é possível observar que uma face do painel está sendo majoritariamente comprimida e a outra está sendo tracionada. De modo que as setas indicam o sentido de aplicação do carregamento e dos esforços de tração e compressão nas camadas externas do painel, que assume um modo de flambagem em função da excentricidade da aplicação da carga de compressão.

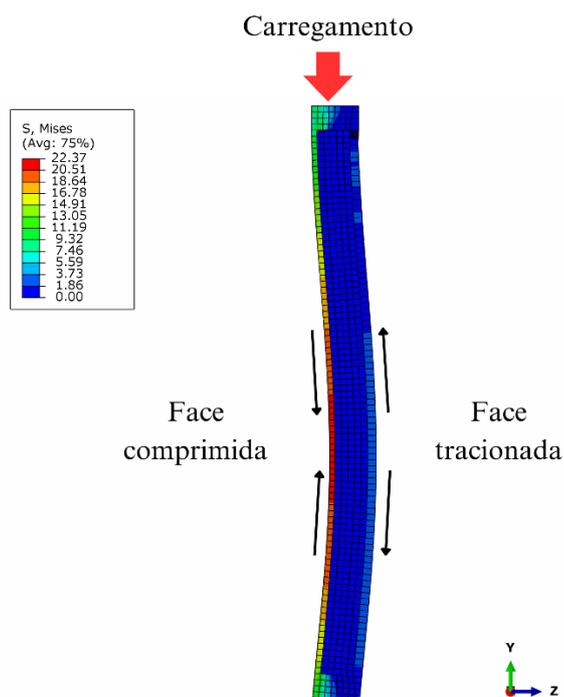


Figura 5.5 – Distribuição de tensões (em MPa) na vista lateral do painel.

Analisando agora a distribuição de tensões de Von Mises na Figura 5.6, constata-se que no momento de iminência da ruptura do painel, existe uma concentração de tensões na face tracionada com valores predominantemente superiores à tensão de tração média do concreto ( $f_{tm} = 2,40$  MPa), o que desencadeará na fissuração daquela região. Verifica-se também que na face comprimida as tensões atingem valores inferiores a tensão de compressão média ( $f_{cm} = 25,10$  MPa), indicando que não ocorre esmagamento do concreto.

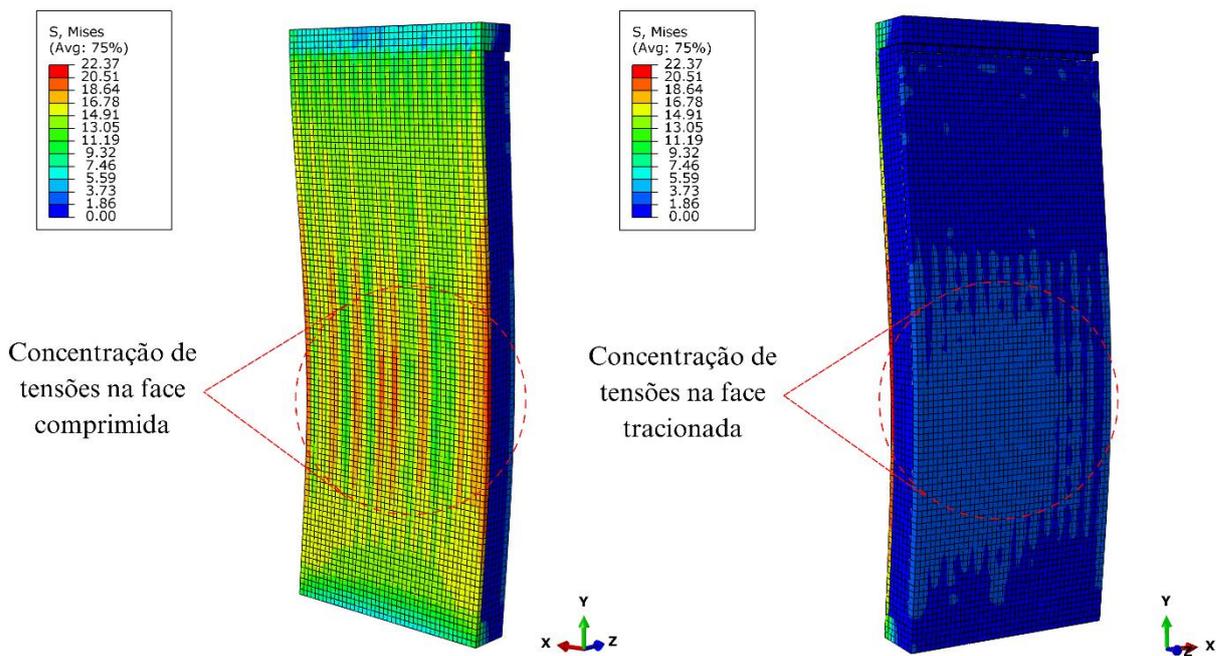


Figura 5.6 -Concentração de tensões (em MPa) na face comprimida e na face tracionada do painel.

A Figura 5.7 apresenta distribuição do dano de tração na face tracionada e a distribuição do dano de compressão na face comprimida, no momento da ruptura do painel. Sendo possível observar uma região de fissuração do concreto na face tracionada, em função dos níveis de tensão indicados na Figura 5.6 e pelos valores elevados do dano de tração. Além disso, na face comprimida verifica-se valores reduzidos de dano por compressão, confirmando a ausência de esmagamento do concreto.

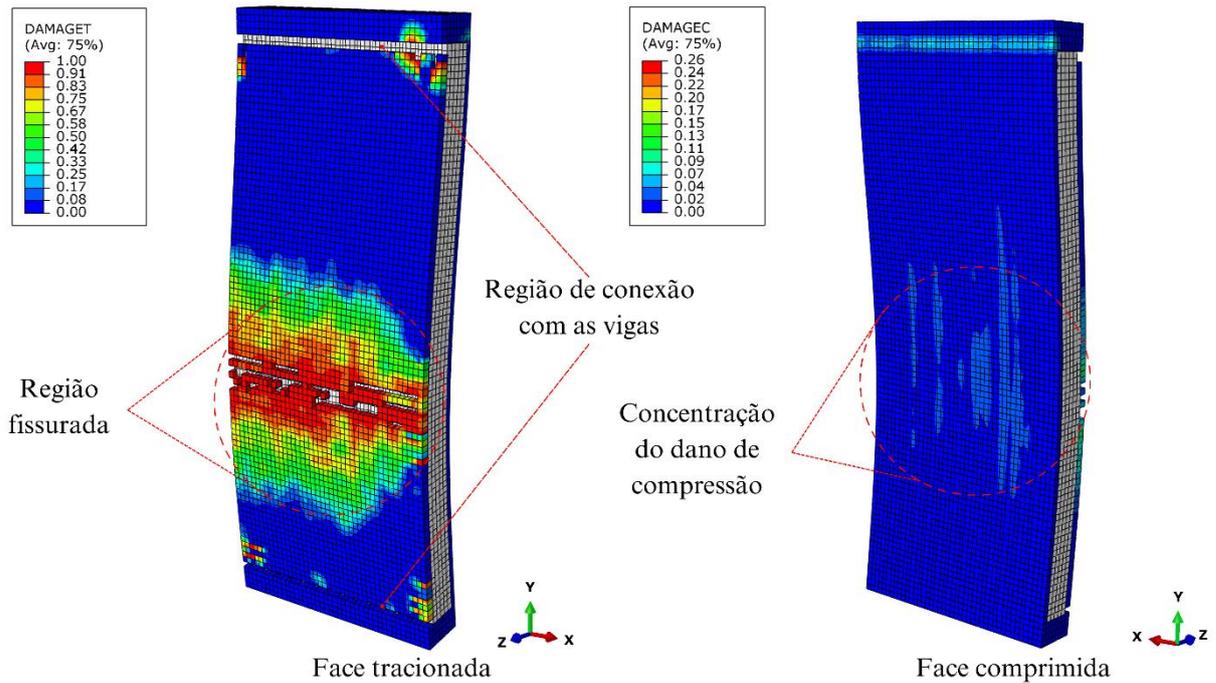


Figura 5.7 – Distribuição do dano de tração e compressão no painel.

Na Figura 5.8 é apresentada a distribuição de tensões no aço das malhas eletrosoldadas, conectores e armaduras das vigas de extremidade no momento da ruptura do painel. Sendo possível constatar que os conectores não atingem a tensão de escoamento ( $\sigma_y = 600$  MPa). No entanto, analisando a região em que ocorre a fissuração do concreto na face tracionada, pode-se observar que ocorre a flambagem dos conectores, devido ao esforço de compressão que a camada comprimida do painel impõe sobre estes, empurrando-os sobre a camada tracionada, conforme demonstra o detalhe indicado na Figura 5.8.

Admitindo a ocorrência de flambagem nos conectores, pode-se efetuar o cálculo da carga crítica de Euler para a flambagem de uma coluna idealmente elástica, aplicando-se a formulação a um conector reto com 160 mm de comprimento e 3 mm de diâmetro, obtém-se um valor aproximado de 322 N, o que resultaria, considerando a área da seção transversal do conector, numa tensão de compressão de 45,60 MPa. Observando a Figura 5.8, verifica-se que os conectores alcançam valores superiores a tensão decorrente da carga crítica de Euler, atestando a possibilidade da flambagem desses elementos de ligação.

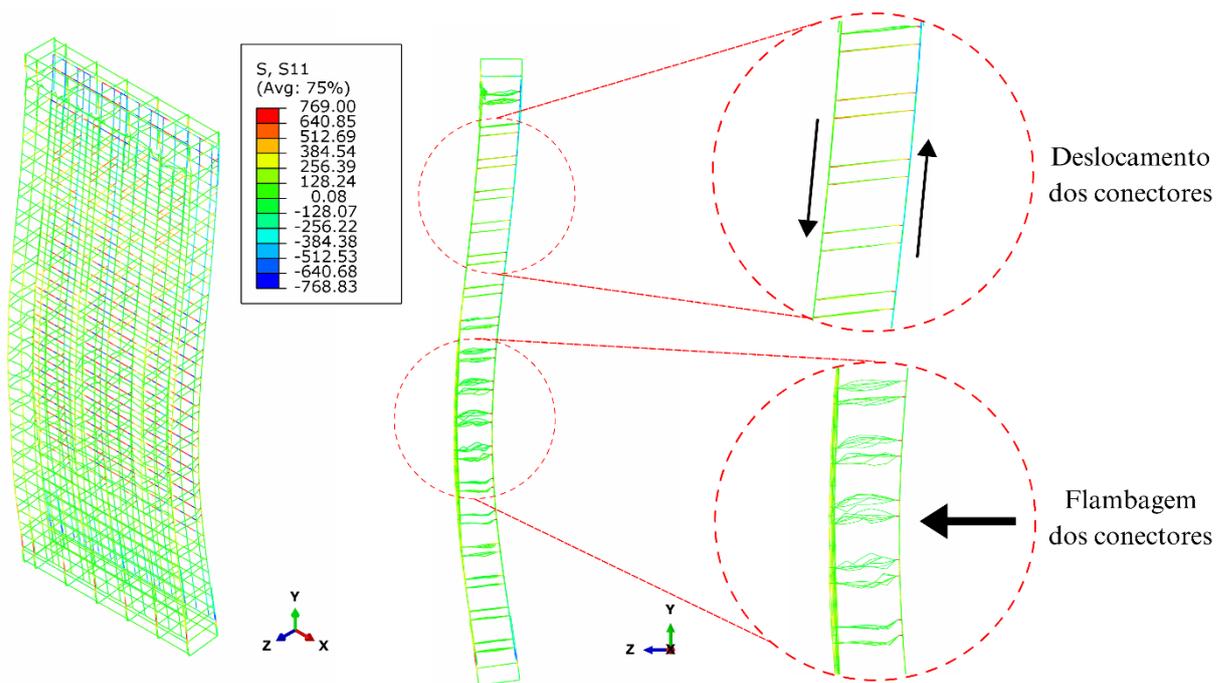


Figura 5.8 – Distribuição de tensões (em MPa) no aço no momento da ruptura.

Ainda se atentando a distribuição de tensões nos conectores, é possível observar na região do terço superior do painel, que os conectores apresentam um movimento de rotação, em que a extremidade do conector ligada a face tracionada se desloca para baixo, e a outra extremidade ligada a face comprimida se desloca para cima. Esse movimento acontece em função do deslizamento relativo entre as camadas externas do painel, devido ao modo de flambagem imposto pela excentricidade do carregamento e pela vinculação pinada no apoio (rolete).

Também pode-se constatar, na face tracionada do painel, a existência de fissuração do concreto nas regiões de conexão com as vigas de extremidade, conforme indicado na Figura 5.7. Isso ocorre em consequência da concentração de tensões nas vigas devido à proximidade do ponto de aplicação do carregamento e do apoio. Desse modo, em face à geometria dos estribos das vigas, detalhada na Figura 4.1, ocorre o escoamento das hastes que fazem a ligação das vigas às camadas externas do painel, induzindo assim a fissuração daquela região em função da curvatura imposta pelo modo de flambagem da face tracionada. O escoamento dos estribos é representado na Figura 5.9 para a viga de extremidade inferior, em que os segmentos em vermelho atingiram a tensão de escoamento.

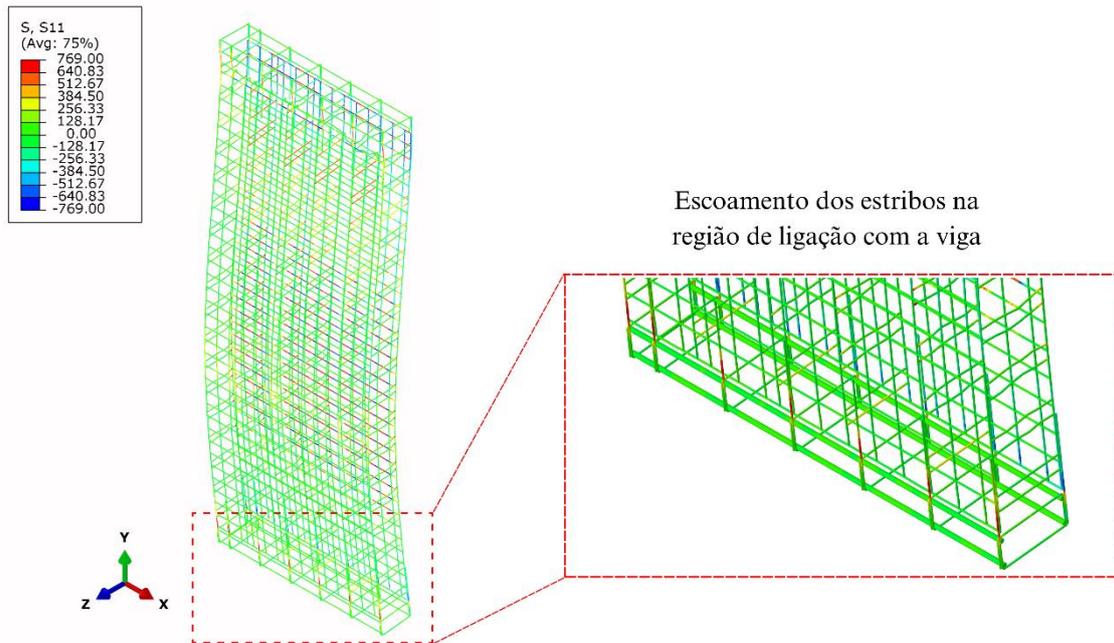


Figura 5.9 – Escoamento dos estribos da viga de extremidade.

Diante do que foi exposto, é possível afirmar que a ruptura do painel ocorre a partir da flambagem dos conectores, com a fissuração do concreto por tração na região próxima à altura média do painel, apresentando uma curvatura característica da flambagem decorrente do carregamento de compressão excêntrica. Dessa forma, o modelo numérico foi capaz de simular adequadamente o comportamento do painel sanduíche após a falha, o que é comprovado pela concordância com o modo de ruptura do modelo experimental. Sendo que o mesmo modo de ruptura foi observado nos modelos numéricos dos painéis WP08E e WP12E.

O deslizamento relativo e a separação entre as camadas de concreto dos painéis sanduíche também foram analisados nos modelos experimentais, por meio da medição com transdutores dos deslocamentos verticais e horizontais em ambas as camadas na altura do terço superior do painel. Na Figura 5.10 são apresentados os resultados experimentais obtidos do espécime de teste WP08E-2, para o deslizamento e separação entre as camadas, além disso, estão plotados os resultados fornecidos pelo modelo numérico. Sendo o movimento de rotação dos conectores na altura do terço superior do painel, conforme detalhado na Figura 5.8, um indicativo do deslizamento relativo entre as camadas.

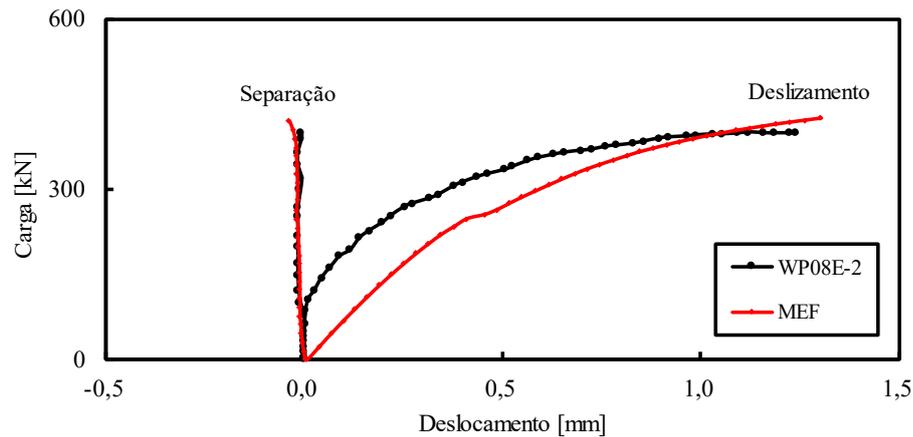


Figura 5.10 – Deslizamento e separação entre as camadas de concreto para o modelo experimental e numérico.

Analisando a Figura 5.10 pode-se identificar uma boa correlação dos resultados, principalmente entre as curvas que representam a separação entre as camadas de concreto. Desse modo, o modelo de elementos finitos conseguiu de simular satisfatoriamente os deslocamentos relativos entre as camadas do painel sanduíche, de maneira que na Figura 5.11 é possível verificar estes resultados para os demais modelos numéricos, em que se observou uma mesma tendência para todos os painéis, com um crescimento dos deslocamentos conforme aumenta a espessura da camada de isolamento.

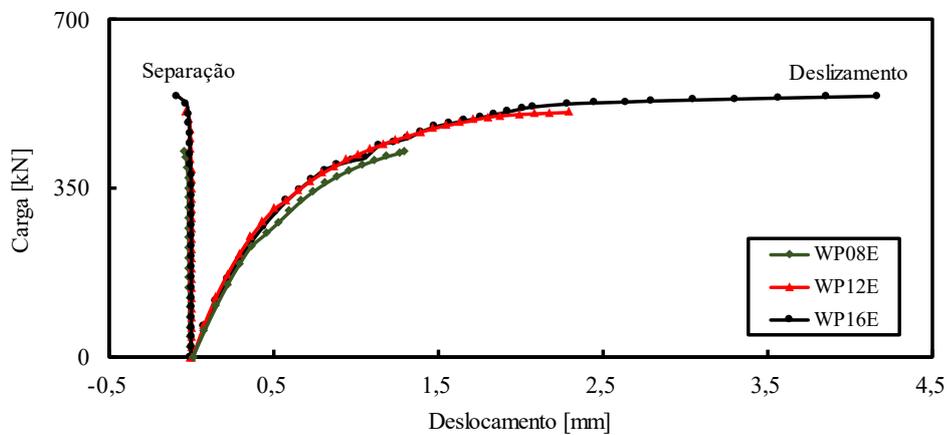


Figura 5.11 – Deslizamento e separação entre as camadas de concreto para os modelos numéricos.

Outro aspecto analisado no trabalho de Gara *et al.* (2012a) foi a deformação vertical nas duas camadas de concreto, por meio do uso de transdutores de deslocamento em uma configuração extensométrica, posicionados na meia altura do painel, sendo os resultados para o espécime de teste WP08E-2 apresentados na Figura 5.12, junto as curvas obtidas pelo modelo numérico em que  $S_{vf}$  e  $S_{vb}$  se referem aos deslocamentos verticais medidos nas faces frontal (face tracionada) e posterior (face comprimida) do painel, respectivamente.

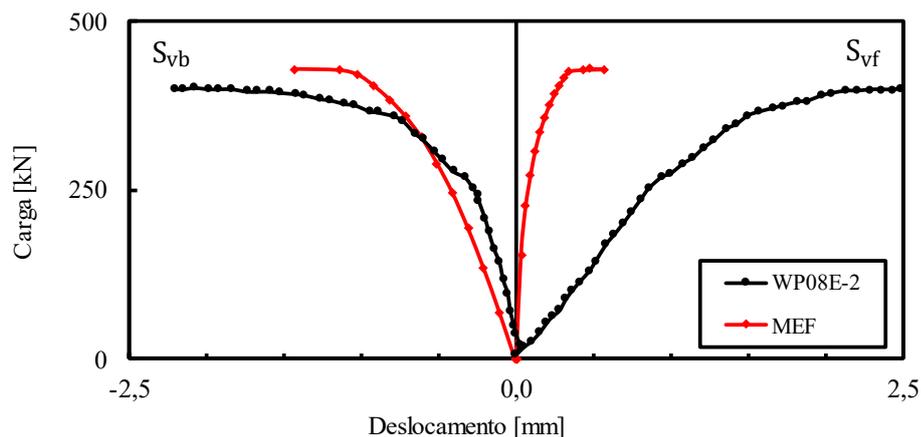


Figura 5.12 – Deformação vertical nas duas camadas de concreto para o modelo experimental e numérico.

Observando a Figura 5.12, pode-se inferir que de modo geral, o modelo experimental de Gara *et al.* (2012a) apresenta um comportamento caracterizado por deformação de encurtamento na camada sob compressão, e deformação de alongamento na camada tracionada. Sendo que o modelo numérico simula bem a deformação de encurtamento da camada sob compressão. Entretanto, ocorre uma discrepância entre os resultados para deformação de alongamento da camada tracionada, em que o modelo numérico apresenta maior rigidez.

Esse comportamento de maior rigidez do modelo numérico em relação a deformação de alongamento na altura média do painel, pode ser atribuído a técnica de modelagem aplicada às malhas metálicas. Tendo em vista que a modelagem das malhas metálicas não leva em consideração a ligação soldada entre as intercessões das barras transversais e longitudinais, sendo a malha modelada como uma composição única. Essa técnica de modelagem aumenta a rigidez da malha metálica, pois desconsidera as zonas de fragilidade das ligações por solda. Dessa forma, com uma malha metálica mais rígida, ocorre uma menor abertura das fissuras na camada tracionada e por consequência uma menor deformação de alongamento.

Dessa maneira, na Figura 5.13, foram plotadas as curvas carga-deformação verticais para os modelos numéricos dos três painéis analisados neste trabalho, sendo possível inferir que todos apresentam o mesmo comportamento observado na Figura 5.12.

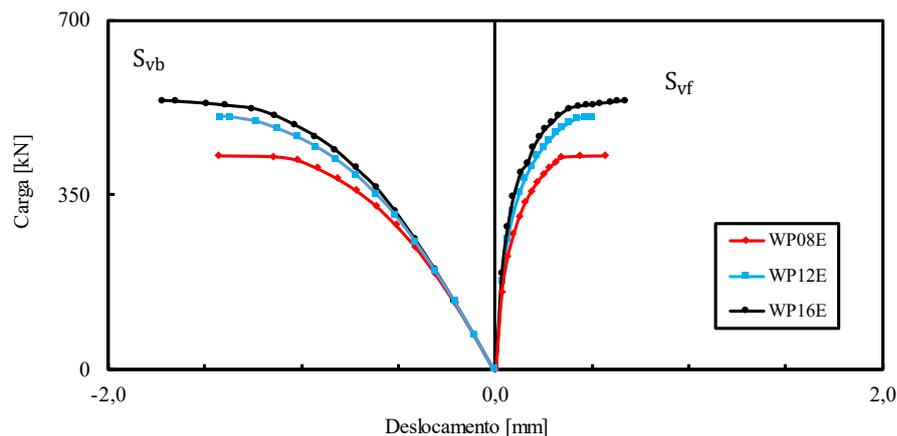


Figura 5.13 – Deformação vertical nas duas camadas de concreto para os modelos numéricos.

## 5.2 TESTES COM CARREGAMENTO AXIAL

Os ensaios de compressão axial, foram realizados de modo que o carregamento é aplicado sobre o eixo do painel, conforme ilustrado na Figura 4.3. Desse modo, as simulações foram realizadas levando isso em consideração, porém as análises executadas com os modelos numéricos para os testes com o carregamento axial não apresentaram resultados em concordância com aqueles obtidos experimentalmente, para as curvas carga-deslocamento lateral na altura média do painel.

Entretanto, durante o desenvolvimento das simulações, foi constatado que ao induzir pequenos valores de excentricidade na aplicação do carregamento, os modelos numéricos passaram a apresentar resultados para as curvas carga-deslocamento lateral mais próximos dos resultados experimentais, conforme pode ser observado na Figura 5.14, Figura 5.15 e Figura 5.16. O procedimento de introdução da excentricidade do carregamento, consistiu em modificar progressivamente a posição do ponto de aplicação da carga distanciando-o do plano médio do painel, e procedendo a simulação do modelo, até que ocorresse o ajuste entre as curvas de carga-deslocamento do modelo experimental e numérico.

Na Figura 5.14, Figura 5.15 e Figura 5.16, o termo “MEF Axial” indica os resultados de carga-deslocamento para o modelo numérico sem a utilização da excentricidade inicial, já o termo “MEF” seguido do valor da excentricidade, corresponde a curva obtida a partir do modelo numérico cuja a análise foi realizada com a introdução de uma excentricidade inicial.

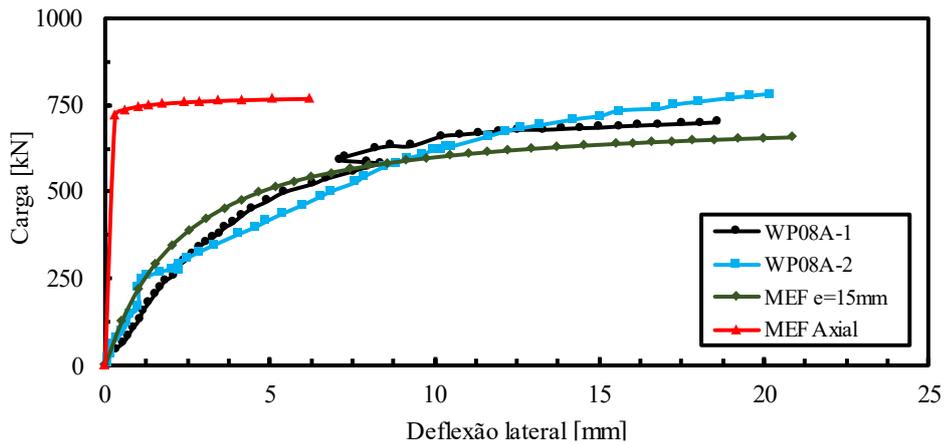


Figura 5.14 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08A.

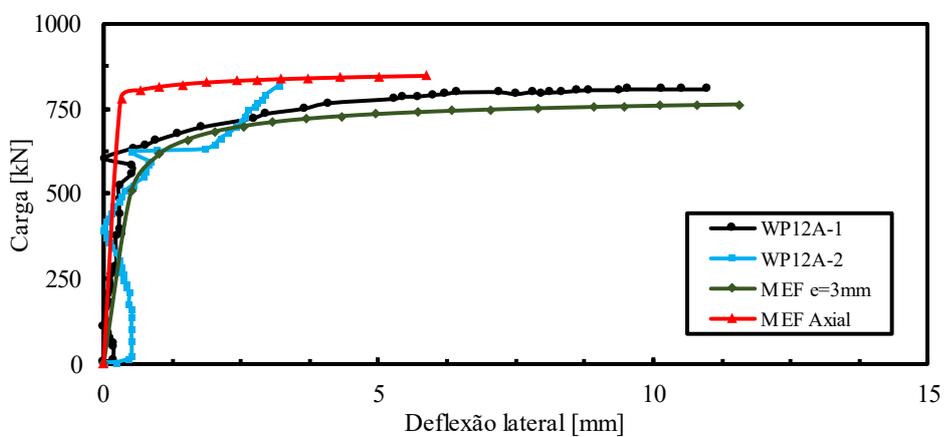


Figura 5.15 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12A.

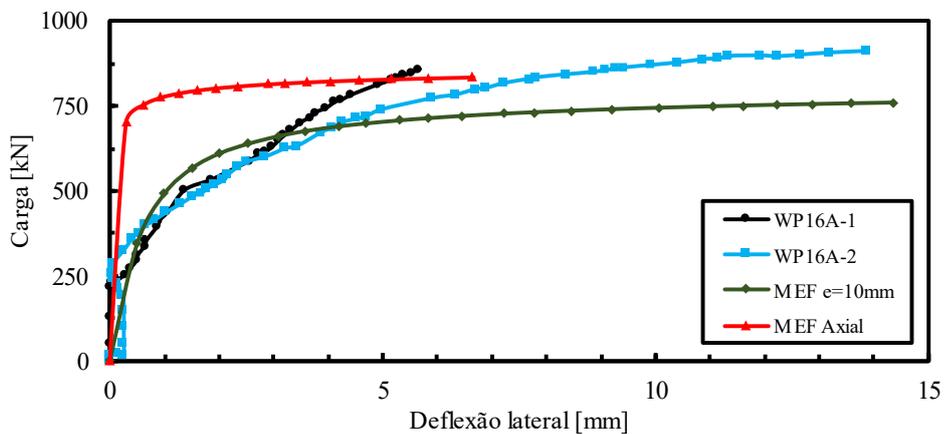


Figura 5.16 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16A.

Analisando a Figura 5.14, pode-se observar que uma boa concordância com os resultados experimentais foi alcançada pelo painel WP08A, para uma excentricidade de 15 mm. Do mesmo modo, em relação aos modelos WP12A e WP16A um melhor ajuste das curvas foi obtido para as excentricidades de 3 mm e 10 mm, respectivamente, conforme pode ser verificado na Figura 5.15 e Figura 5.16.

Nesse sentido, pode-se constatar que os resultados se tornaram mais precisos ao adicionar uma excentricidade na aplicação dos carregamentos. No entanto, apesar do processo de modelagem induzindo uma excentricidade inicial não ser incorreto, entendeu-se como mais conveniente continuar o desenvolvimento desse trabalho, com a elaboração de um estudo paramétrico para investigar a influência de outras propriedades do modelo de elementos finitos, considerando apenas os testes com aplicação do carregamento de compressão excêntrico.

## **6. ESTUDO PARAMÉTRICO**

Como parte do desenvolvimento desse trabalho, foi elaborado um estudo paramétrico para investigar a influência de determinadas propriedades do modelo de elementos finitos, sobre a capacidade resistente do painel sanduíche, quando sujeito ao ensaio de compressão com a aplicação de carregamento excêntrica. Os parâmetros considerados foram a utilização da camada de isolamento com EPS não ondulado e o emprego de malhas metálicas com diferentes diâmetro e espaçamento.

Os parâmetros adotados nesse estudo foram escolhidos com o objetivo de que os modelos paramétricos fossem representativos do sistema construtivo mais popularizado no Brasil para a construção de edificações com painéis sanduíche, que foi apresentado no item 2.2. Desse modo, para a primeira etapa do estudo paramétrico o modelo numérico foi adaptado para substituição da camada de isolamento pelo EPS não ondulado, nas etapas seguintes a malha metálica foi substituída por malhas soldadas especificadas no catálogo da GERDAU (2022), que possuem maior aplicação no país.

### **6.1 MODELO COM ISOLAMENTO DE EPS NÃO ONDULADO**

A primeira parte desse estudo paramétrico consiste em avaliar o efeito da substituição no modelo de elementos finitos da camada de isolamento com seção ondulada, por uma camada de EPS com seção reta. Desse modo, foram elaborados os modelos paramétricos para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E em que foi adotada uma seção retangular para a camada de EPS, e por consequência as bordas internas das camadas de concreto também foram modificadas para adequar-se ao novo formato da camada de isolamento. Além disso, a espessura do painel e da camada de isolamento foram mantidas, bem como as demais dimensões dos painéis, conforme as especificações do item 4.1. Na Figura 6.1 são apresentadas cada parte utilizada nessa modelagem do painel do tipo WP08E com a camada de isolamento não ondulada.

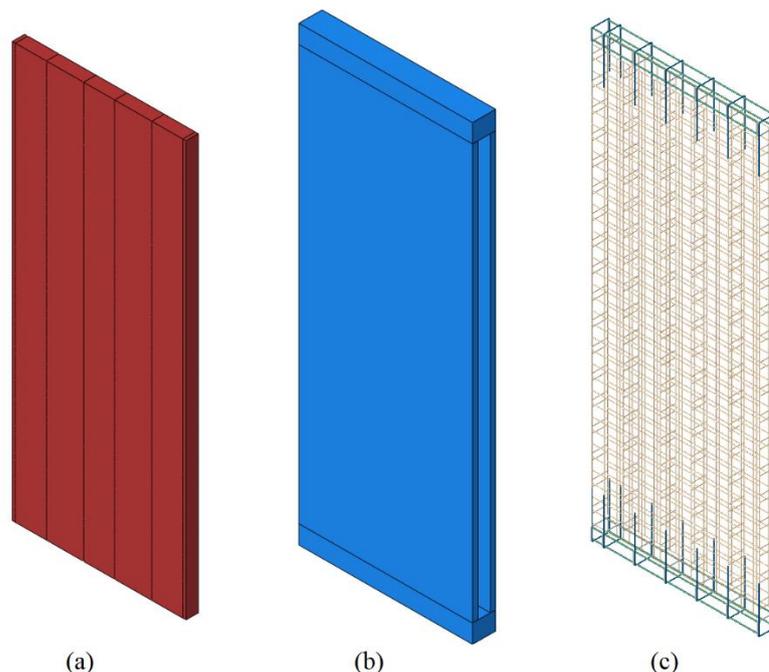


Figura 6.1 – Modelagem do painel WP08: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) Parte metálica.

Nesse estudo paramétrico também foram mantidas as propriedades dos materiais e modelos constitutivos atribuídos ao aço, concreto e EPS do modelo numérico original, sendo aplicadas as configurações de malha de elementos finitos, interações de contato e condições de contorno, conforme foi definido nos itens 4.2 a 4.6. Assim sendo, na Figura 6.2, Figura 6.3 e Figura 6.4, são apresentadas as curvas carga-deslocamento na altura média do painel, dos modelos paramétricos e dos modelos numéricos originais, em comparação aos resultados dos modelos experimentais, para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E.

Nas legendas das curvas apresentadas nas figuras abaixo, o termo “MEF-NO” indica a curva obtida a partir do modelo paramétrico do painel sanduíche com camada de EPS não ondulada, já o termo “MEF” indica a curva do modelo numérico original.

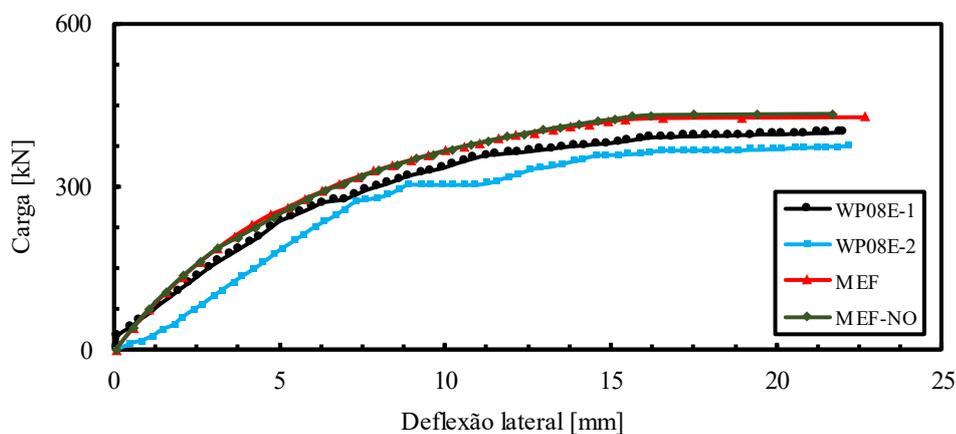


Figura 6.2 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.

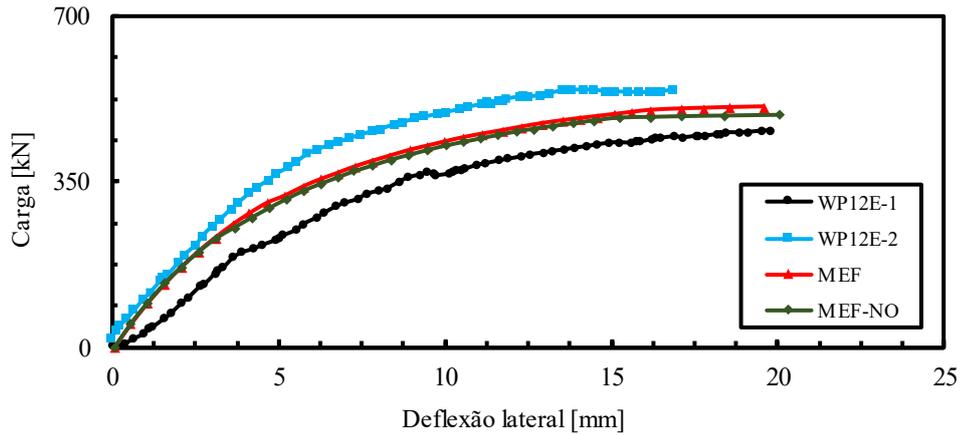


Figura 6.3 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.

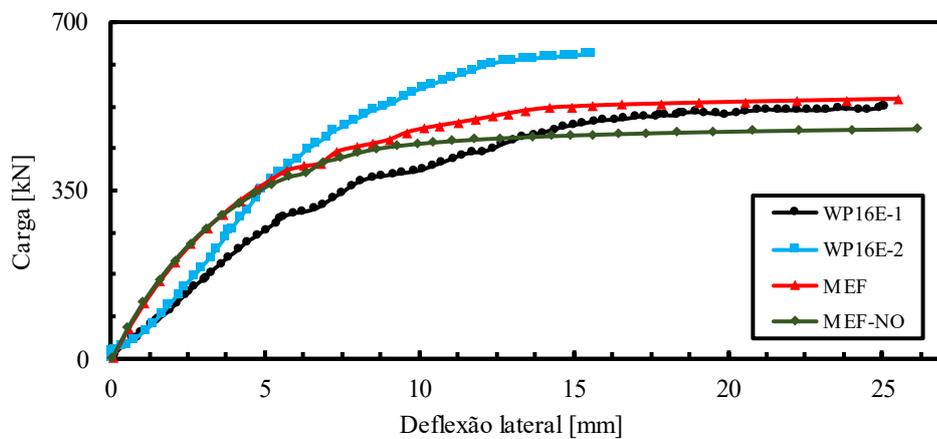


Figura 6.4 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.

Nesse sentido, analisando a Figura 6.2 percebe-se um bom ajuste das curvas carga-deslocamento entre os modelos numéricos do tipo WP08E. Em relação aos modelos WP12E e WP16E, ao examinar a Figura 6.3 e Figura 6.4 é possível identificar uma diferença mais acentuada entre as curvas a partir do deslocamento de 5 mm, com uma redução relevante da carga de ruptura do modelo paramétrico em relação ao modelo numérico original. Desse modo, na Figura 6.5 e Tabela 6.1 são apresentados os resultados da carga última dos modelos numéricos e paramétricos de acordo com a espessura da camada de isolamento.

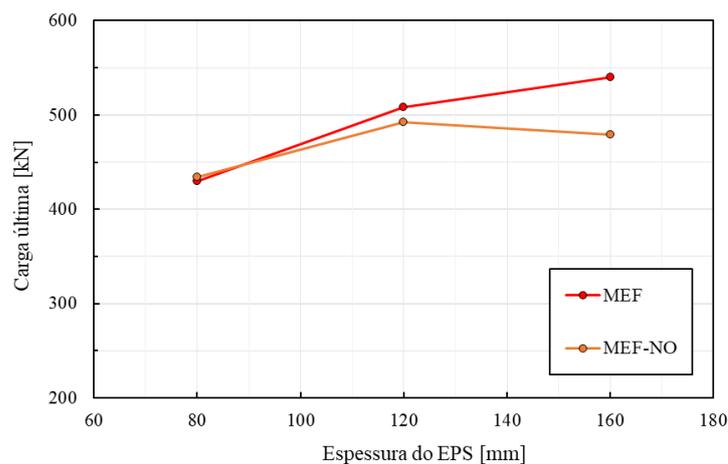


Figura 6.5 – Carga última *versus* espessura da camada de EPS.

Tabela 6.1 – Carga última dos modelos paramétricos de EPS não ondulado *versus* modelos numéricos.

Tipo de painel	c (mm)	$P_{u\_NO}$ (kN)	$P_{MEF}$ (kN)	$P_{u\_NO}/P_{MEF}$
WP08E	80	434,39	429,54	1,011
WP12E	120	492,05	507,95	0,969
WP16E	160	478,91	540,1	0,887

A partir da Figura 6.5 é possível identificar uma tendência de redução da carga última do painel com o aumento da espessura da camada de EPS, ao se comparar os modelos paramétricos com camada de isolamento não ondulado aos modelos numéricos originais. Dessa maneira, conforme apresentado na Tabela 6.1, verifica-se uma carga última do modelo paramétrico 3,1% e 11,3% inferior à carga última dos modelos numéricos originais para os painéis do tipo WP12E e WP16E, respectivamente, enquanto para o tipo WP08E observa-se carga última 1,1% superior.

O modo de ruptura dos modelos paramétricos com núcleo de EPS não ondulado é ilustrado por meio da Figura 6.6, Figura 6.7 e Figura 6.8 para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E, respectivamente, que apresenta a distribuição do dano de tração e das tensões no aço. Dessa maneira, verifica-se que a falha ocorre a partir da flambagem dos conectores, com fissuração do concreto por tração na região próxima à altura média do painel, de maneira semelhante àquela relatada no item 5.1 para o modelo numérico validado. Também é possível observar que as barras longitudinais da malha metálica na face tracionada atingem a tensão de escoamento, o que indica uma expansão da região de fissuração do concreto ao longo da face tracionada do painel.

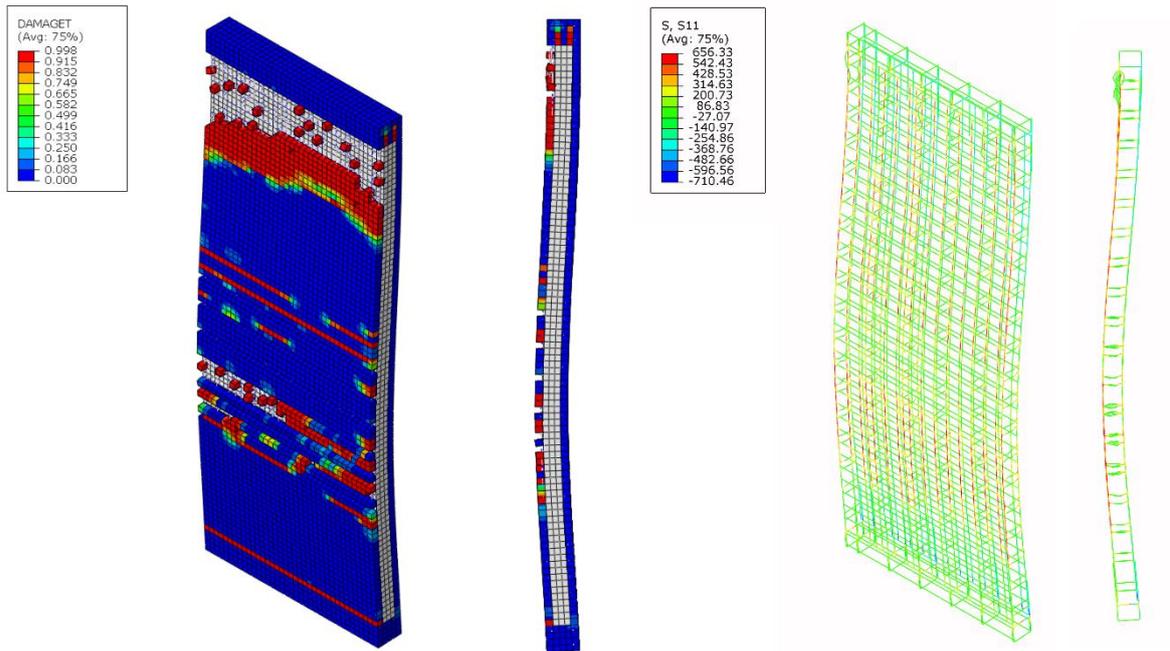


Figura 6.6 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP08E.

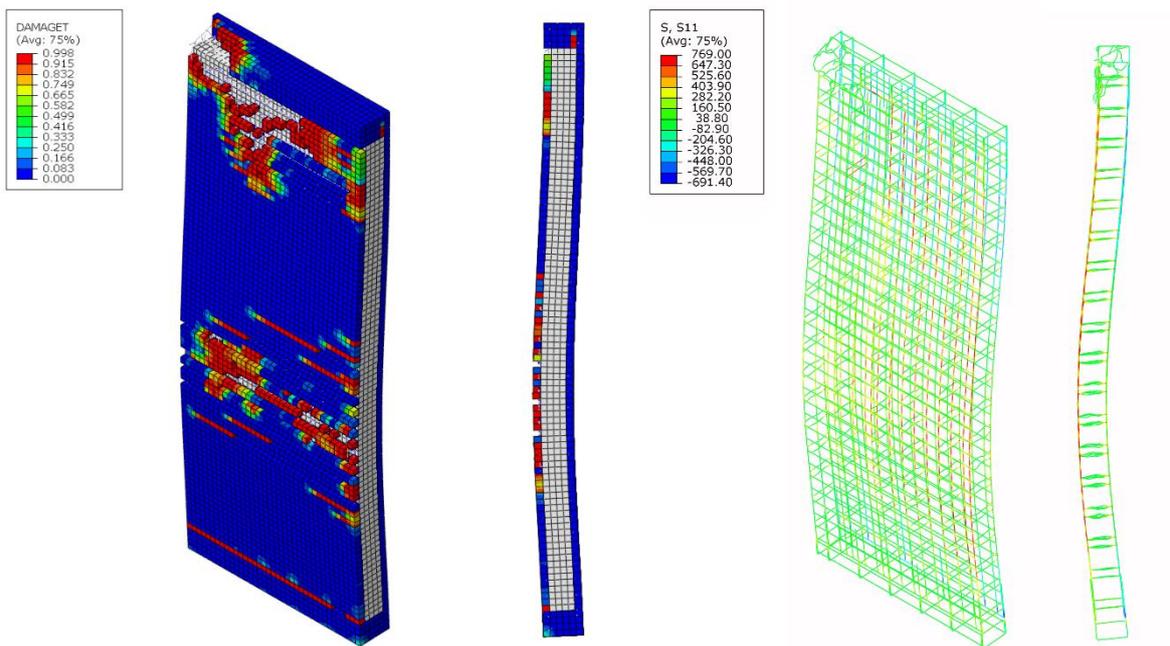


Figura 6.7 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP12E.

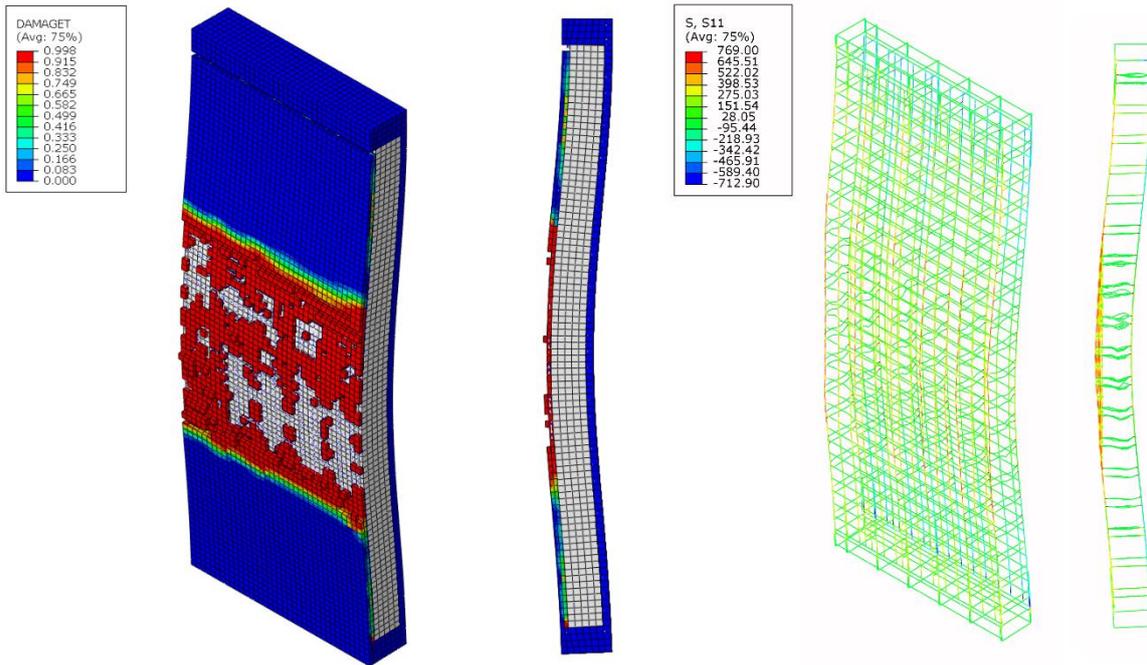


Figura 6.8 – Dano de tração do modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado do tipo WP16E.

Com base nos resultados apresentados nessa etapa do estudo paramétrico, é possível verificar que a substituição da camada de EPS com seção ondulada por uma camada com seção retangular, não trouxe ganhos significativos para o desempenho funcional do painel sanduíche. Tendo em vista que, ocorreu uma redução da capacidade resistente do painel, que se manifestou mais pronunciadamente somente no modelo numérico do tipo WP16E.

## 6.2 MODELO COM MALHA SOLDADA Q113 ( $\rho_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A segunda parte desse estudo paramétrico se propõe a avaliar o efeito da substituição, no modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado, da malha metálica adotada nos modelos experimentais de Gara *et al.* (2012a) que apresenta uma taxa de aço para o painel de  $\rho_s = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ , considerando as duas camadas resistentes, e cujas especificações estão detalhadas na Figura 4.1. Dessa forma, será considerada nessa etapa do estudo a malha soldada do tipo Q113 do catálogo da GERDAU (2022).

Essa especificação de malha apresenta espaçamento longitudinal e transversal de 100 mm, em que as barras possuem diâmetro de 3,8 mm. Sendo que essa configuração de malha representa uma taxa de aço para as camadas resistentes do painel de  $\rho_s = 2,26 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Nesse sentido, foram elaborados os modelos paramétricos para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E em que foi utilizada a camada de EPS com seção retangular, e a malha soldada Q113, sendo os conectores espaçados a uma distância de 100 mm na horizontal e 200 mm na vertical, com

diâmetro de 3 mm. Na Figura 6.9 são apresentadas cada parte utilizada nessa modelagem para o painel do tipo WP08E, com destaque para a malha soldada (Figura 6.9.c e Figura 6.9.d).

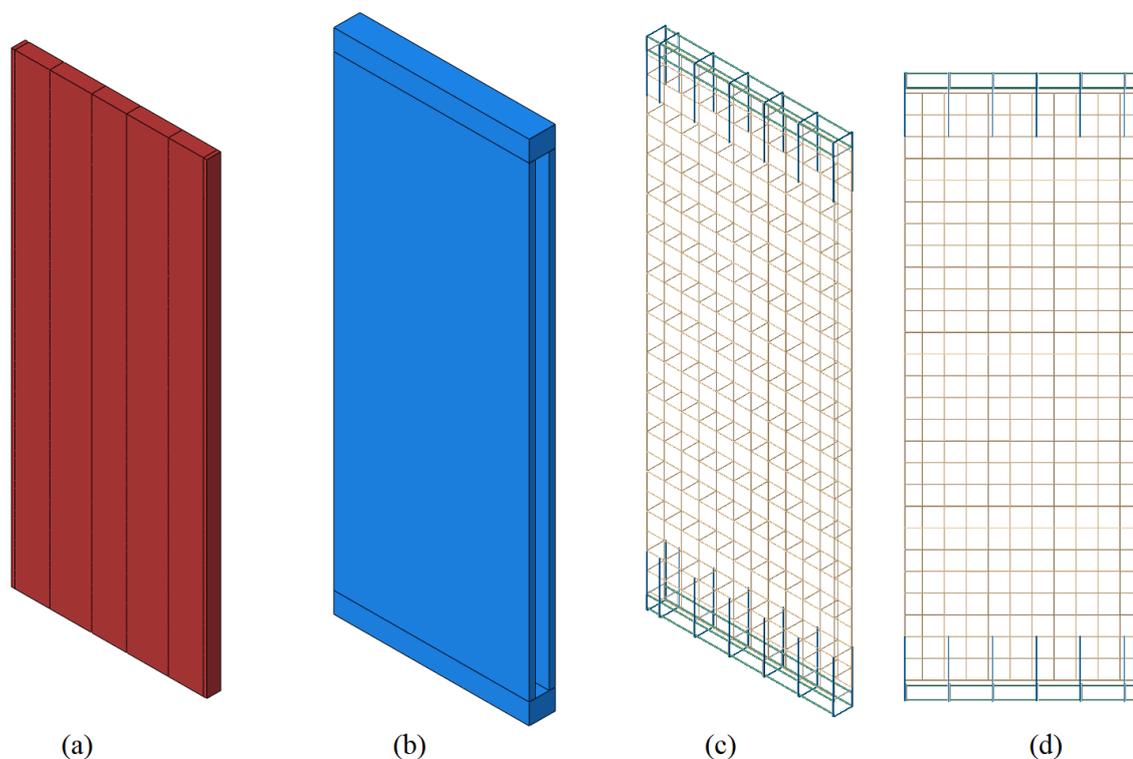


Figura 6.9 – Modelagem do painel WP08E: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) - (d) Parte metálica.

Nessa etapa do estudo paramétrico também foram mantidas as propriedades dos materiais e modelos constitutivos atribuídos ao aço, concreto e EPS do modelo numérico original, sendo aplicadas as configurações de malha de elementos finitos, interações de contato e condições de contorno, conforme foi definido nos itens 4.2 a 4.6. Assim sendo, na Figura 6.10, Figura 6.11 e Figura 6.12, são apresentadas as curvas carga-deslocamento na altura média do painel, dos modelos paramétricos e dos modelos numéricos originais, em comparação aos resultados dos modelos experimentais, para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E.

O termo “MEF-Q113” que aparece nas legendas das curvas apresentadas nas figuras abaixo, indica a curva obtida a partir do modelo paramétrico do painel sanduíche com camada de EPS não ondulada e malha soldada do tipo Q113, já o termo “MEF” se refere a curva do modelo numérico original.

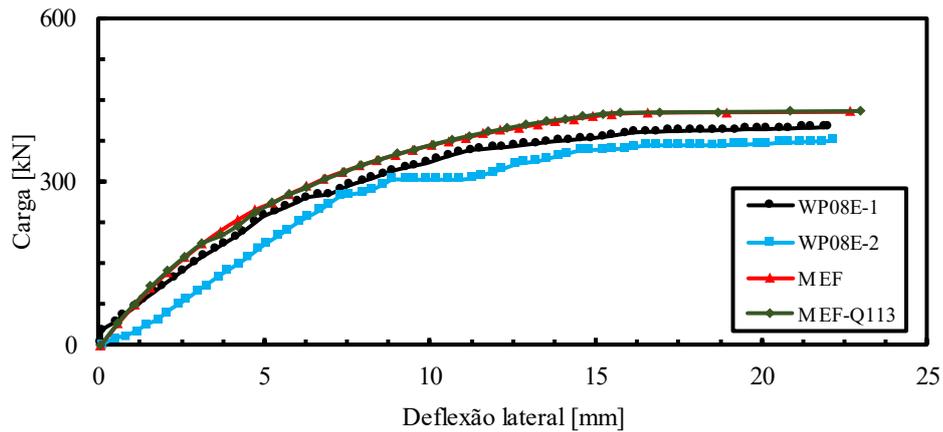


Figura 6.10 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.

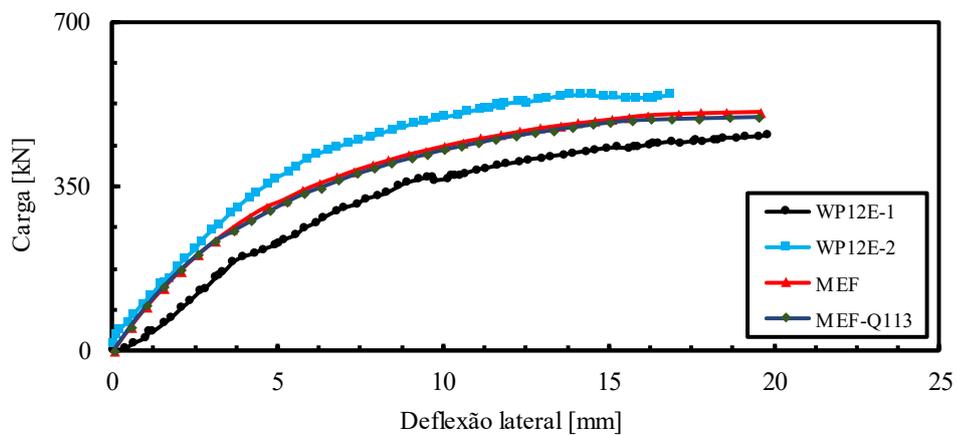


Figura 6.11 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.

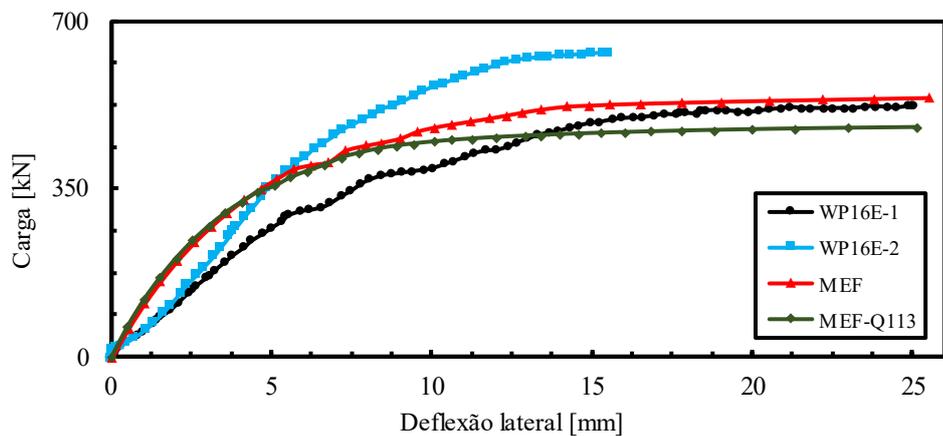


Figura 6.12 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.

Nesse sentido, analisando a Figura 6.10 e Figura 6.11 percebe-se um bom ajuste das curvas carga-deslocamento entre os modelos numéricos e paramétricos do tipo WP08E e WP12E. No que diz respeito aos modelos do tipo WP16E, ao examinar a Figura 6.12 é possível identificar uma diferença mais acentuada entre as curvas a partir do deslocamento de 5 mm, em que se verifica uma notável redução da carga de ruptura do modelo paramétrico em relação ao modelo numérico original, assim como foi constatado no item 6.1 para o modelo paramétrico do tipo

WP16E. Dessa maneira, na Figura 6.13 e Tabela 6.2 são apresentados os resultados da carga última dos modelos numéricos e paramétricos de acordo com a espessura da camada de isolamento.

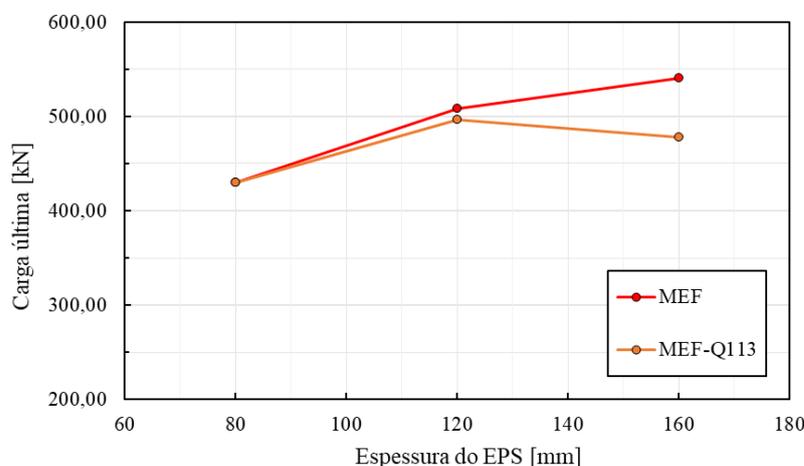


Figura 6.13 – Carga última *versus* espessura da camada de EPS.

Tabela 6.2 – Carga última dos modelos paramétricos de malha Q113 *versus* modelos numéricos.

Tipo de painel	c (mm)	$P_{u\_Q113}$ (kN)	$P_{MEF}$ (kN)	$P_{u\_Q113}/P_{MEF}$
WP08E	80	430,36	429,54	1,002
WP12E	120	496,41	507,95	0,977
WP16E	160	477,44	540,10	0,884

Na Figura 6.13 pode-se observar uma tendência de maior redução da carga última do painel sanduíche conforme aumenta a espessura da camada de EPS, ao comparar os modelos paramétricos de malha soldada Q113 com os modelos numéricos originais. Dessa maneira, conforme apresentado na Tabela 6.2, verifica-se uma carga última do modelo paramétrico 2,3% e 11,6% inferior à carga última dos modelos numéricos originais para os painéis do tipo WP12E e WP16E, respectivamente, enquanto para o tipo WP08E observa-se carga última 0,2% superior.

O modo de ruptura dos modelos paramétricos com malha soldada do tipo Q113 é apresentado na Figura 6.14, Figura 6.15 e Figura 6.16 para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E, respectivamente, que demonstra a distribuição do dano de tração e das tensões no aço. Desse modo, verifica-se que a ruptura ocorre da mesma maneira que nos modelos paramétricos discutidos no item 6.1, por meio da flambagem dos conectores, com a fissuração do concreto por tração na região próxima à altura média do painel, apresentando uma curvatura decorrente da aplicação do carregamento de compressão excêntrica. Sendo que também ocorre o

escoamento das barras longitudinais da malha metálica na face tracionada, resultando em uma expansão da região de fissuração do concreto ao longo dessa camada.

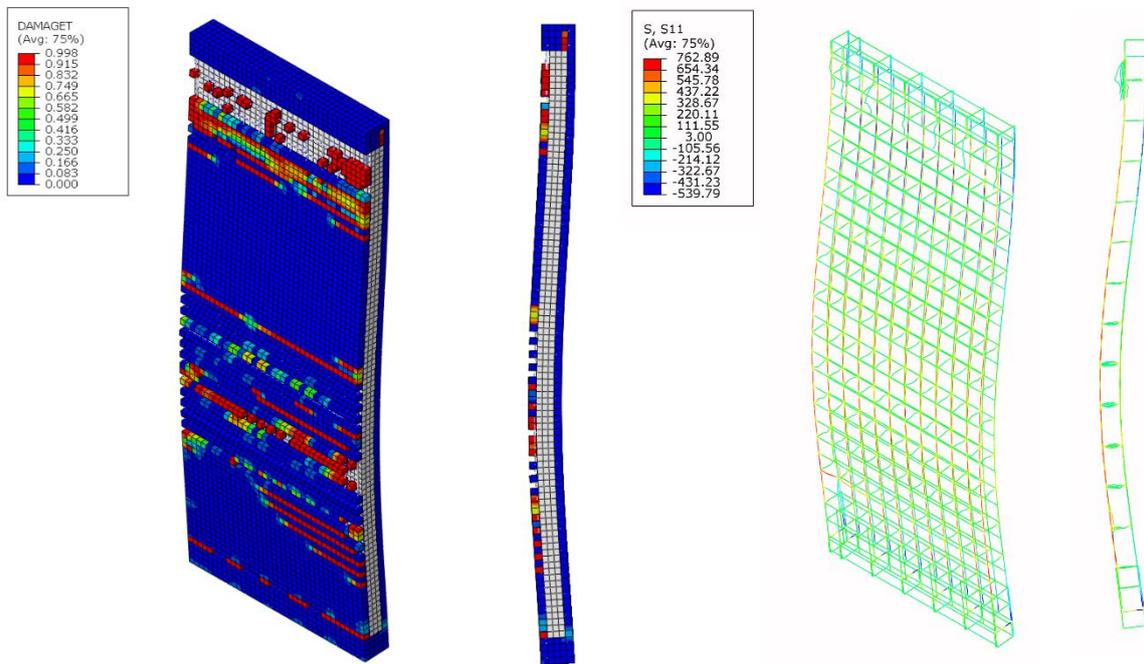


Figura 6.14 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP08E.

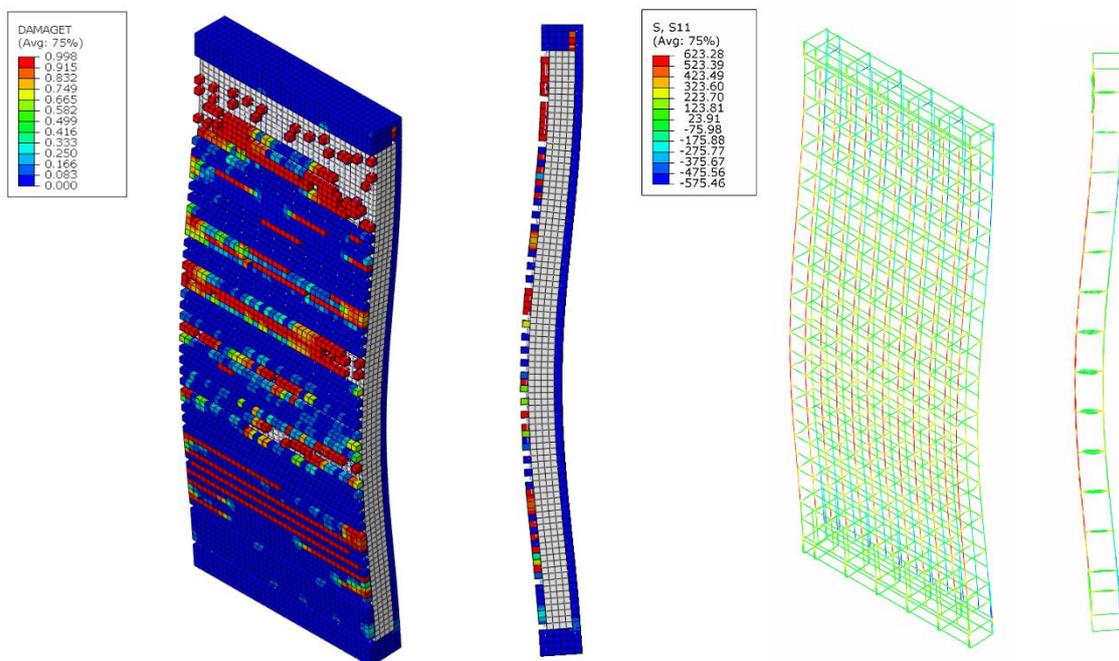


Figura 6.15 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP12E.

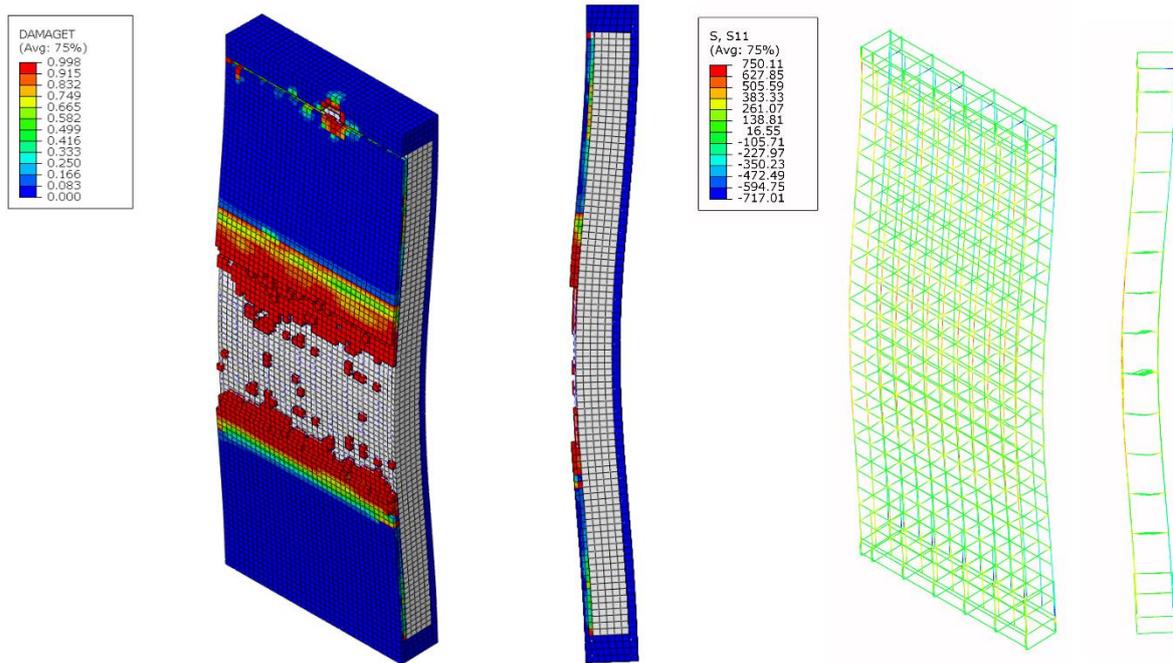


Figura 6.16 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q113 do tipo WP16E.

Com base nos resultados apresentados, é possível inferir que a substituição da malha metálica utilizada no estudo experimental de Gara *et al.* (2012a) no modelo paramétrico com camada de isolamento de EPS não ondulado, pela malha soldada do tipo Q113 da GERDAU (2022), teve pouca influência sobre a capacidade resistente do painel sanduíche, quando submetido ao carregamento de compressão com aplicação excêntrica. Também se percebe nos modelos paramétricos com malha soldada Q113 o mesmo modo de ruptura encontrado nos modelos paramétricos do item 6.1.

### 6.3 MODELO COM MALHA SOLDADA Q92 ( $\rho_s = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m}$ )

A parte final desse estudo paramétrico consistiu em avaliar o efeito da substituição, no modelo paramétrico com núcleo de EPS não ondulado, da malha metálica adotada nos modelos experimentais de Gara *et al.* (2012a) que apresenta uma taxa de aço para o painel de  $\rho_s = 2,14 \text{ cm}^2/\text{m}$ , considerando as duas camadas resistentes, e cujas especificações estão detalhadas na Figura 4.1. Dessa forma, será considerada nessa etapa do estudo a malha soldada do tipo Q92 do catálogo da GERDAU (2022).

Essa especificação de malha apresenta espaçamento longitudinal e transversal de 150 mm, em que as barras possuem diâmetro de 4,2 mm. Sendo que essa configuração de malha representa uma taxa de aço para as camadas resistentes do painel de  $\rho_s = 1,84 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Desse modo, foram desenvolvidos os modelos paramétricos para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E

sendo utilizada a camada de EPS com seção retangular, e a malha soldada Q92, em que os conectores foram espaçados a uma distância de 150 mm no sentido horizontal e vertical. Na Figura 6.17 são apresentadas cada parte utilizada nessa modelagem para o painel do tipo WP08E, com destaque para a malha soldada (Figura 6.17.c e Figura 6.17.d).

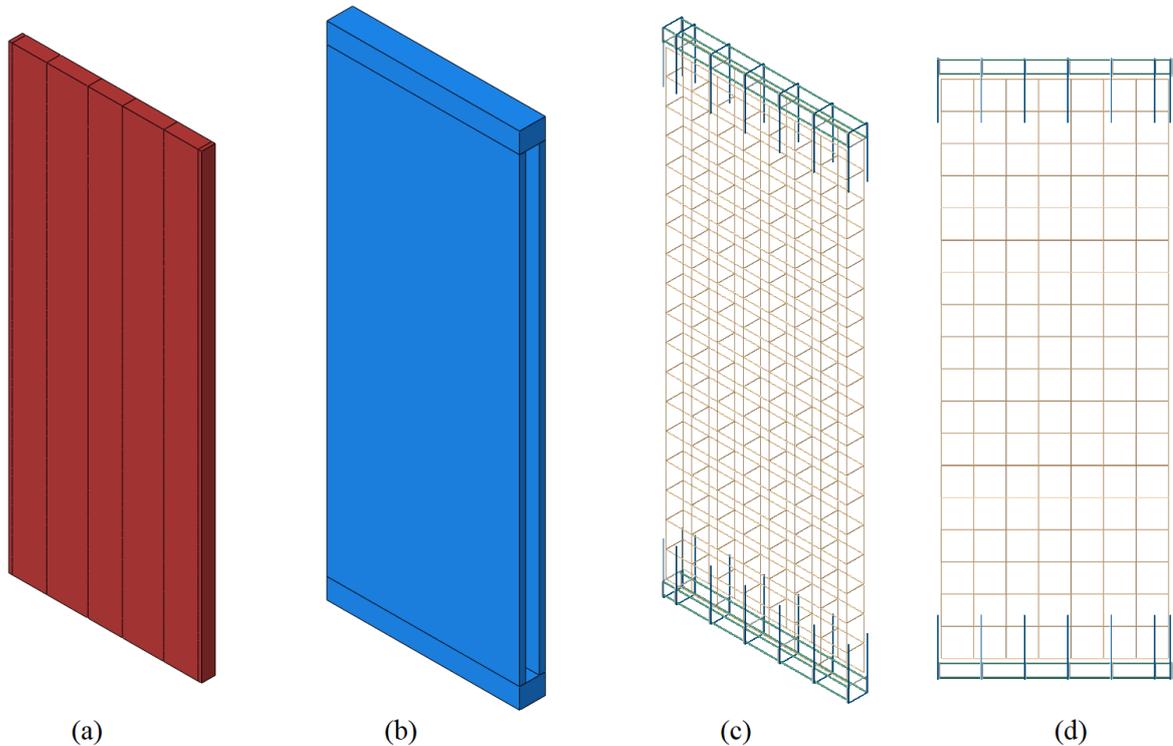


Figura 6.17 – Modelagem do painel WP08E: (a) Parte de EPS; (b) Parte de concreto; (c) - (d) Parte metálica.

Nessa etapa do estudo paramétrico também foram mantidas as propriedades dos materiais e modelos constitutivos atribuídos ao aço, concreto e EPS do modelo numérico original, sendo aplicadas as configurações de malha de elementos finitos, interações de contato e condições de contorno, conforme foi definido nos itens 4.2 a 4.6. Assim sendo, na Figura 6.18, Figura 6.19 e Figura 6.20, são apresentadas as curvas carga-deslocamento na altura média do painel, dos modelos paramétricos e dos modelos numéricos originais, em comparação aos resultados dos modelos experimentais, para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E.

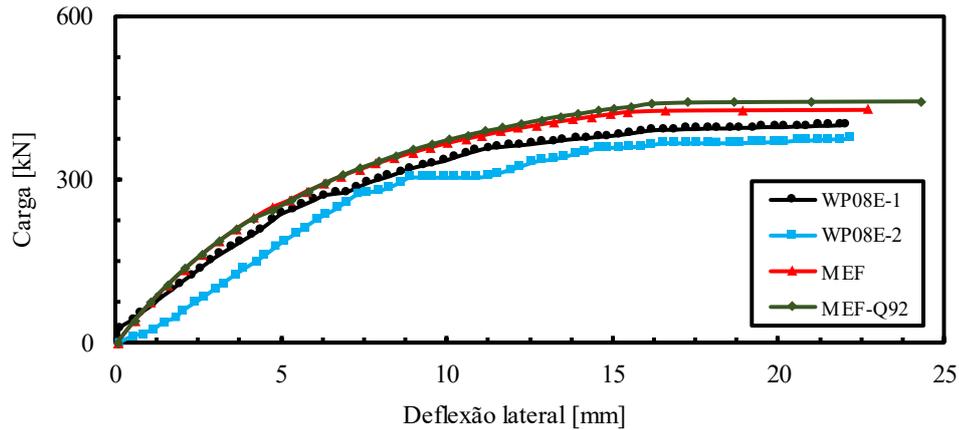


Figura 6.18 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP08E.

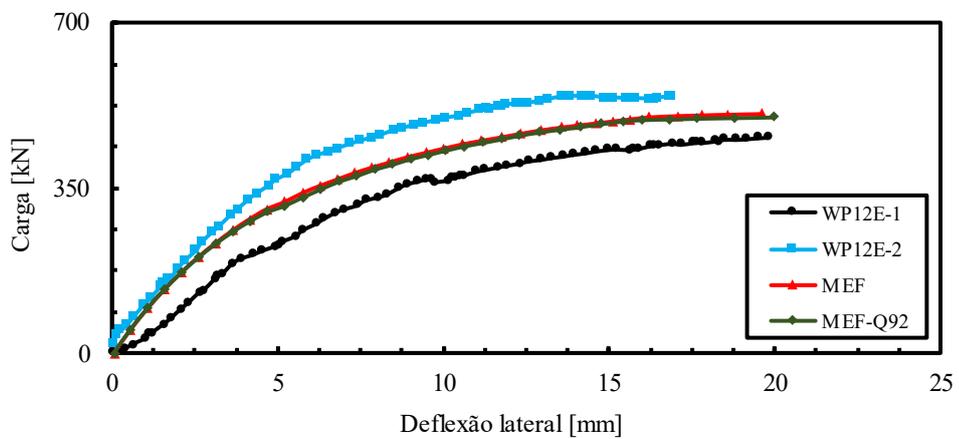


Figura 6.19 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP12E.

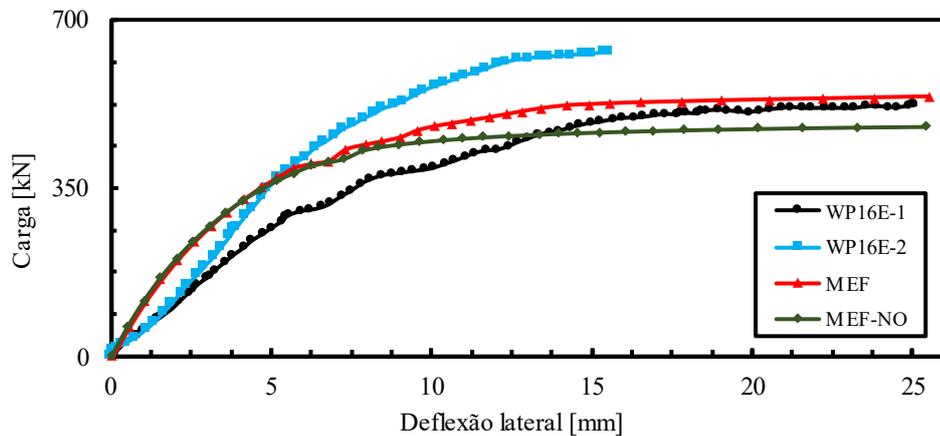


Figura 6.20 – Curva carga-deslocamento lateral para o modelo WP16E.

O termo MEF-Q92 que aparece nas legendas das curvas apresentadas nas figuras acima, indica a curva obtida a partir do modelo paramétrico do painel sanduíche com camada de EPS não ondulada e malha soldada do tipo Q92, já o termo MEF se refere a curva do modelo numérico original. Nesse sentido, analisando a Figura 6.18 e Figura 6.19 verifica-se de modo geral um bom ajuste das curvas carga-deslocamento entre os modelos numéricos e paramétricos do tipo WP08E e WP12E, no entanto, é perceptível uma divergência sutil decorrente da elevação da

curva do modelo paramétrico em relação ao modelo numérico, que indica o aumento da carga de ruptura a partir de um determinado momento, que para o painel do tipo WP08E inicia no deslocamento de 11 mm. Já no que diz respeito ao painel WP12E, a partir do deslocamento de 16 mm, se verifica uma redução da carga de ruptura em relação ao modelo numérico original.

Em relação aos modelos do tipo WP16E, ao examinar a Figura 6.20 é possível identificar uma diferença mais acentuada entre as curvas a partir do deslocamento de 5 mm, caracterizado por uma considerável redução na carga de ruptura do modelo paramétrico em comparação com o modelo numérico, apresentando o mesmo comportamento observado nos modelos paramétricos do tipo WP16E discutidos nos itens 6.1 e 6.2. Dessa maneira, na Figura 6.21 e Tabela 6.3 são apresentados os resultados da carga última dos modelos numéricos e paramétricos de acordo com a espessura da camada de isolamento.

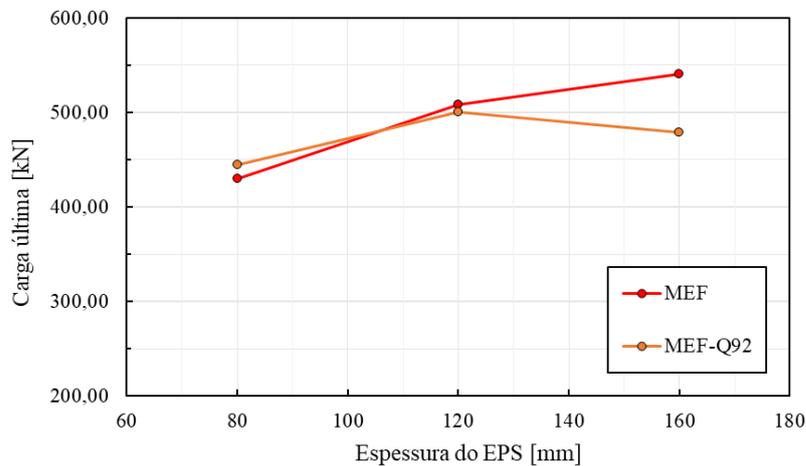


Figura 6.21 – Carga última *versus* espessura da camada de EPS.

Tabela 6.3 – Carga última dos modelos paramétricos de malha Q92 *versus* modelos numéricos.

Tipo de painel	c (mm)	$P_{u\_Q92}$ (kN)	$P_{MEF}$ (kN)	$P_{u\_Q92}/P_{MEF}$
WP08E	80	444,30	429,54	1,034
WP12E	120	500,75	507,95	0,986
WP16E	160	478,91	540,10	0,887

Na Figura 6.21 é possível identificar uma tendência de redução da carga última do painel sanduíche conforme aumenta a espessura da camada de EPS, ao comparar os modelos paramétricos de malha soldada Q92 com os modelos numéricos originais, exceto para o modelo paramétrico do painel WP08E que apresenta carga de ruptura consideravelmente superior ao do modelo numérico validado. Dessa forma, conforme discriminado na Tabela 6.3, verifica-se uma carga última do modelo paramétrico 1,4% e 11,3% inferior à carga última dos modelos

numéricos originais para os painéis do tipo WP12E e WP16E, respectivamente, enquanto para o tipo WP08E observa-se carga última 3,4% superior.

O modo de ruptura dos modelos paramétricos com malha soldada do tipo Q92 é apresentado na Figura 6.22, Figura 6.23 e Figura 6.24 para os painéis do tipo WP08E, WP12E e WP16E, respectivamente, que demonstra a distribuição do dano de tração e das tensões no aço. Desse modo, verifica-se que a ruptura ocorre da mesma maneira que nos modelos paramétricos discutidos nos itens 6.1 e 6.2, por meio da flambagem do conectores, com a fissuração do concreto por tração na região próxima à altura média do painel, apresentando uma curvatura decorrente da aplicação do carregamento de compressão excêntrica. Além disso, assim como acontece nos outros modelos paramétricos, pode-se observar a ocorrência do escoamento das barras longitudinais da malha metálica na face tracionada, resultando em uma expansão da região de fissuração do concreto ao longo dessa camada.

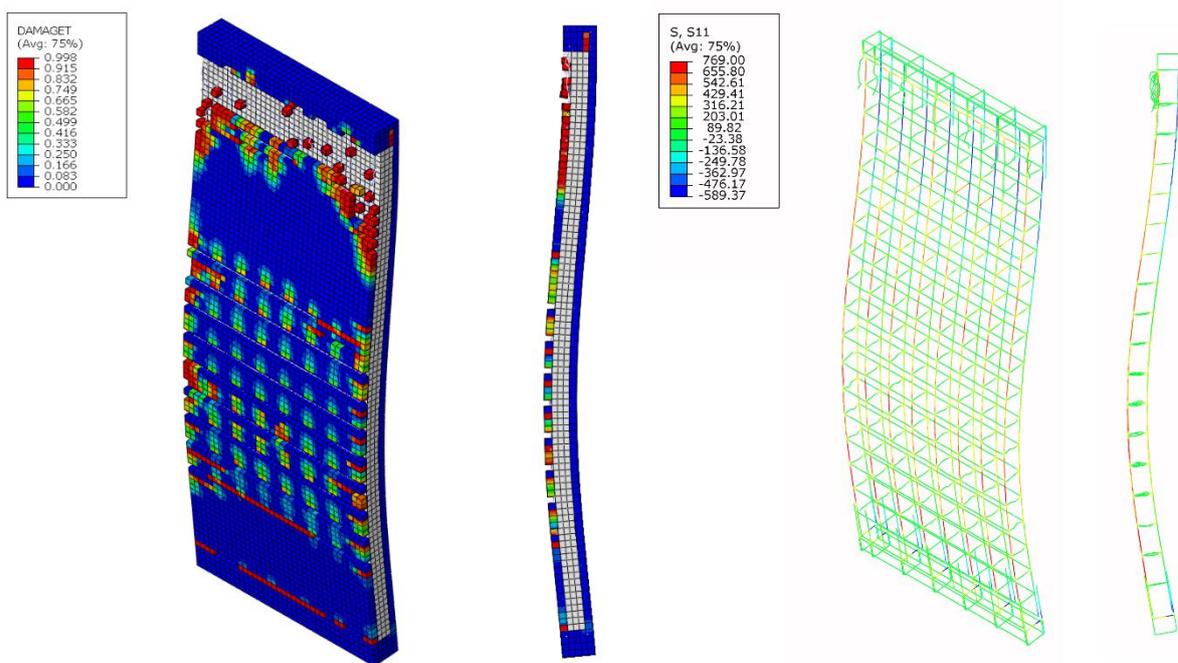


Figura 6.22 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP08E.

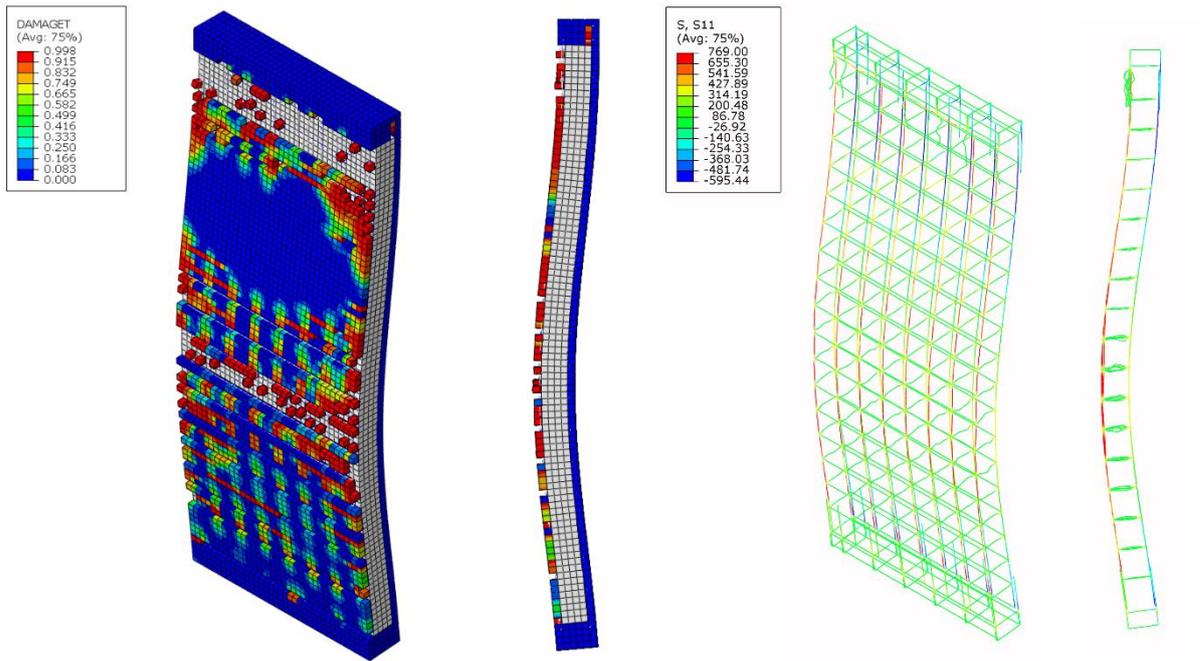


Figura 6.23 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP12E.

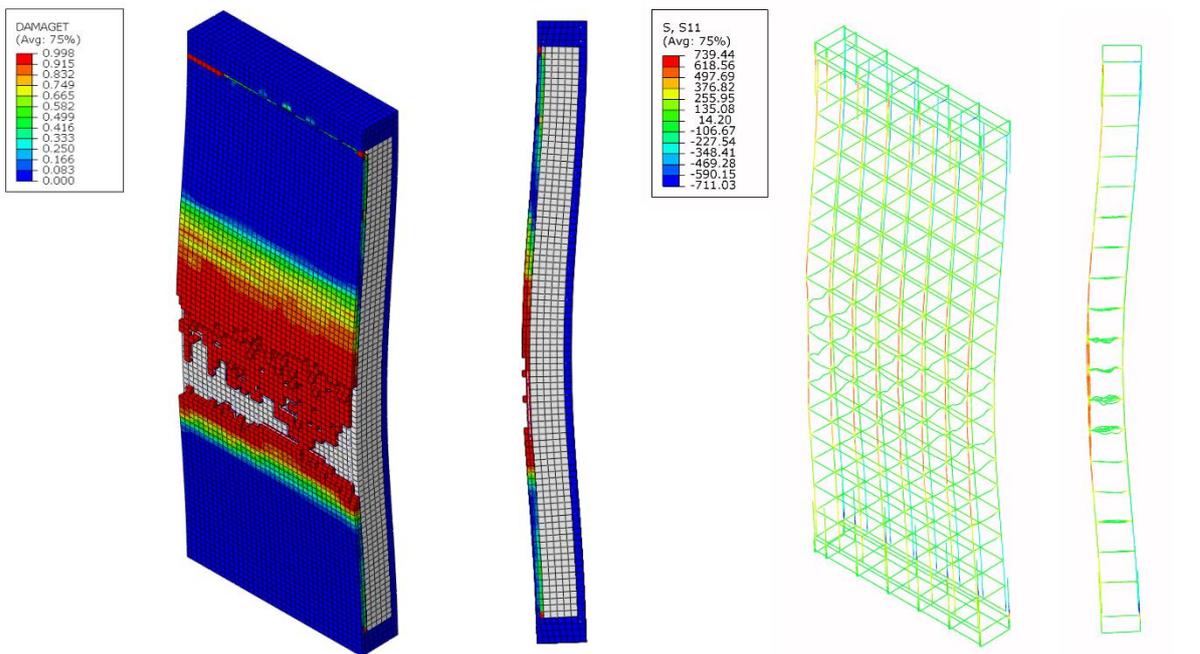


Figura 6.24 – Dano de tração do modelo paramétrico com malha soldada Q92 do tipo WP16E.

Analisando os painéis do tipo WP08E e WP12E, pode-se observar concentrações discretas de dano em regiões que circundam os conectores, que aparecem provavelmente em função do maior espaçamento atribuído aos conectores para a malha soldada do tipo Q92 que foi de 150 mm nas direções vertical e horizontal. O mesmo fenômeno não ocorre para o painel WP16E

possivelmente em função da espessura da camada de EPS ser muito maior que a da camada de concreto, aumentando o comprimento do conector e reduzindo sua área de influência na camada resistente do painel.

Fundamentando-se nos resultados obtidos, é razoável afirmar que a substituição da malha metálica utilizada no estudo experimental de Gara *et al.* (2012a), no modelo paramétrico com camada de isolamento de EPS não ondulado, pela malha soldada do tipo Q92 da GERDAU (2022), provocou pouco efeito sobre a carga de ruptura dos painéis sanduíche quando sujeitos ao carregamento de compressão com aplicação excêntrica. Demonstrando que o aumento do diâmetro da malha metálica, além do seu maior espaçamento e conseqüentemente a redução no número de conectores, não influenciou de maneira significativa na capacidade resistente dos painéis, dado que o comportamento estrutural dos modelos paramétricos foi semelhante aquele observado nos modelos discutidos nos itens 6.1 e 6.2, apresentando o mesmo modo de ruptura.

## 7. PROPOSTA DE EQUAÇÃO PARA CAPACIDADE RESISTENTE

O modelo de equação para o cálculo da capacidade resistente dos painéis sanduíche adotado nesse trabalho, tem como base a Equação (2.7), apresentada no item 2.5.2, que foi recomendada pelo ACI COMMITTEE 318 (2019) para o projeto de paredes estruturais de concreto armado. De maneira que a proposta de equação foi desenvolvida por meio de uma análise de regressão não linear, com o emprego da ferramenta *Solver* do *Microsoft Excel*.

A expressão descrita na Equação (7.1) define o modelo de equação proposto, em que  $P_u$  é a variável dependente e as variáveis independentes são  $f_{cm}$ ,  $A_c$ ,  $e$ , e  $h$ . Além destas,  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $\lambda$  consistem em coeficientes a ser determinados pela análise de regressão.

$$P_u = \alpha \cdot f_{cm} \cdot A_c \cdot (e/h)^\lambda \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{\gamma \cdot h} \right)^\beta \right] \quad (7.1)$$

Em que,

$P_u$  = Capacidade de carga de compressão do painel sanduíche, em  $kN$ ;

$f_{cm}$  = Resistência à compressão média do concreto,  $MPa$ ;

$A_c$  = Área da seção bruta de concreto, em  $m^2$ ;

$l_c$  = Distância vertical livre entre os apoios laterais, em  $m$ ;

$e$  = Excentricidade de aplicação do carregamento em relação ao plano médio do painel, em  $m$ ;

$h$  = Espessura total do painel, em  $m$ ;

$k$  = Fator de comprimento efetivo para uma parede.

Em relação ao fator  $k$ , na equação do ACI é considerado o valor de 0,8 se a parede é apoiada com restrição a translação em ambas as extremidades e a parte superior ou inferior (ou ambas) é restringida contra a rotação; 1,0 se ambas as extremidades forem efetivamente articuladas; 2,0 para paredes que não são efetivamente apoiadas com restrição a translação lateral no topo. No caso desse estudo foi adotado o valor de 0,8 em função das condições de contorno do ensaio de compressão realizado por Gara *et al.* (2012a), no qual a extremidade superior possui restrição de rotação e a parte inferior é apoiada com restrição de translação.

Quanto ao valor de  $l_c$ , foi utilizado o comprimento total do painel sanduíche, que é de 2,94 m. Além disso, a variável  $e$  foi introduzida no modelo de equação com o intuito de considerar a influência da forma de aplicação excêntrica do carregamento de compressão. Desse modo, a análise de regressão não linear foi realizada, levando em consideração os modelos de painéis sanduíche com camada de EPS não ondulado e com variação da malha de aço soldada, que foram apresentados no estudo paramétrico. Nesse sentido, na Tabela 7.1 são discriminados os dados utilizados na análise de regressão.

Tabela 7.1 – Dados aplicados na análise de regressão.

Painel sanduíche	$f_{cm}$ (MPa)	$A_c$ (cm <sup>2</sup> )	$e$ (mm)	$h$ (mm)	$P_{MEF}$ (kN)
WP08E-NO	25,10	784	57,5	150	434,39
WP12E-NO	25,10	784	77,5	190	492,05
WP16E-NO	25,10	784	97,5	230	478,91
WP08E-NO-Q113	25,10	784	57,5	150	430,36
WP12E-NO-Q113	25,10	784	77,5	190	496,41
WP16E-NO-Q113	25,10	784	97,5	230	477,44
WP08E-NO-Q92	25,10	784	57,5	150	444,30
WP12E-NO-Q92	25,10	784	77,5	190	500,75
WP16E-NO-Q92	25,10	784	97,5	230	478,91

Para a escolha do modelo de equação, foi utilizado como critério da análise de regressão não linear a obtenção da menor Soma dos Quadrados dos Erros (SQE), e o maior valor do coeficiente  $R^2$ . Desse modo, a Equação (7.2) foi a que apresentou o melhor ajuste ( $R^2 = 0,976$ ).

$$P_u = 4183,999 \cdot f_{cm} \cdot A_c \cdot (e/h)^{3,037} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{7,507 \cdot h} \right)^{-5,0099} \right] \quad (7.2)$$

Com a finalidade de facilitar a aplicação da equação para o cálculo da capacidade de carga do painel sanduíche, os coeficientes  $\alpha$ ,  $\beta$ ,  $\gamma$  e  $\lambda$  foram arredondados para os valores de 4183, -5, 7,51 e 3,04 respectivamente. Dessa maneira, Equação (7.3), foi obtida a partir de outra análise de regressão com  $R^2 = 0,975$ .

$$P_u = 4183 \cdot f_{cm} \cdot A_c \cdot (e/h)^{3,04} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{k \cdot l_c}{7,51 \cdot h} \right)^{-5} \right] \quad (7.3)$$

Assim sendo, a equação proposta a partir das análises de regressão não linear apresentou uma boa correlação com os resultados provenientes dos modelos paramétricos, tendo sua aplicação

limitada a painéis sanduíche de concreto com camada de EPS de seção não ondulada, e malha de aço soldada com conectores metálicos retos, sob carregamentos de compressão excêntrica. Desse modo, são apresentados na Figura 7.1, Figura 7.2 e Figura 7.3 os resultados dos modelos paramétricos em comparação a curva da equação proposta nesse trabalho.

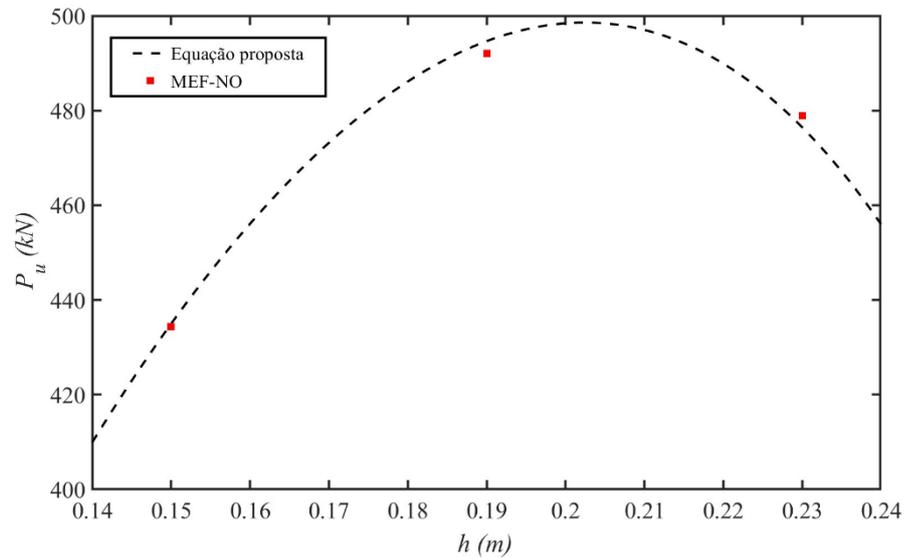


Figura 7.1 – Curva da carga última *versus* espessura do painel para modelo paramétrico de EPS-NO.

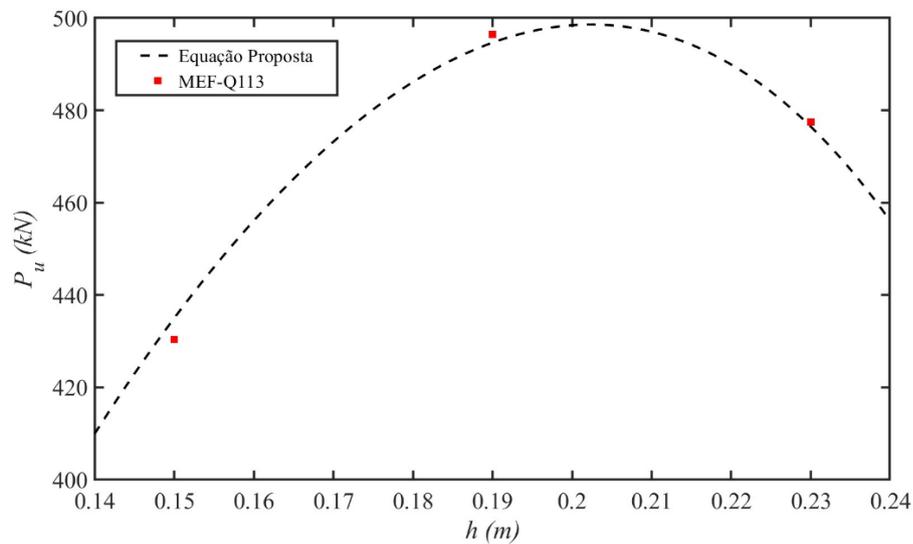


Figura 7.2 – Curva da carga última *versus* espessura do painel para modelo paramétrico de malha Q113.

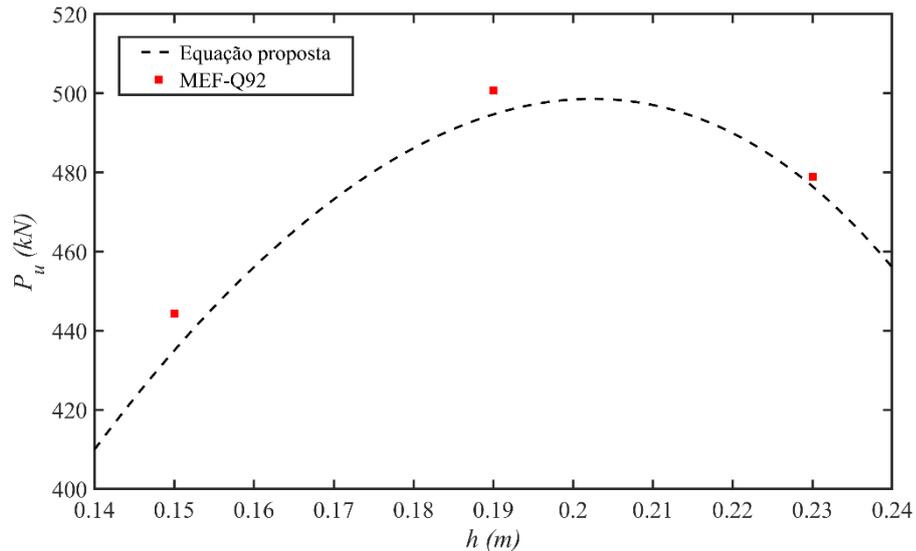


Figura 7.3 – Curva da carga última *versus* espessura do painel para modelo paramétrico de malha Q92.

Por fim, na Tabela 7.2 são discriminados os valores obtidos a partir da Equação (7.3) e os resultados das simulações dos modelos paramétricos. Sendo assim, é possível observar que o valor médio da relação  $P_{MEF}/P_{EQ}$  foi de 1,004, apresentando um coeficiente de variação de 0,009. Além disso, o erro dos valores de capacidade de carga calculados a partir da equação proposta, em relação aos valores dos modelos paramétricos, variou entre -1,07% e 2,1%, indicando uma boa correlação entre os resultados.

Tabela 7.2 – Resultados da análise de regressão.

Painel sanduíche	$P_{MEF}$ (kN)	$P_{EQ}$ (kN)	$P_{MEF}/P_{EQ}$	Erro (%)
WP08E-NO	434,39	434,97	0,999	-0,13
WP12E-NO	492,05	494,65	0,995	-0,53
WP16E-NO	478,91	476,46	1,005	0,51
WP08E-NO-Q113	430,36	434,97	0,989	-1,07
WP12E-NO-Q113	496,41	494,65	1,004	0,35
WP16E-NO-Q113	477,44	476,46	1,002	0,21
WP08E-NO-Q92	444,30	434,97	1,021	2,10
WP12E-NO-Q92	500,75	494,65	1,012	1,22
WP16E-NO-Q92	478,91	476,46	1,005	0,51

## 8. CONCLUSÕES

O desenvolvimento desse trabalho se limitou ao estudo de um tipo de painel sanduíche, que é moldado *in loco* e composto por duas camadas de concreto armado com telas de aço eletrosoldadas, e uma camada de isolamento rígido de EPS, sendo a ligação entre essas camadas realizada por conectores metálicos retos, em que suas extremidades são soldadas às telas metálicas, e cuja aplicação é destinada principalmente à construção de alvenarias. Dessa forma, com o objetivo de avaliar o comportamento estrutural desses painéis quando submetidos a esforços de compressão, foi desenvolvido um modelo 3D não linear de elementos finitos no *software* ABAQUS, para simular o comportamento desses elementos estruturais, quando sujeitos a carregamentos de compressão.

O modelo numérico se mostrou capaz de simular de forma eficaz as não linearidades inerentes a geometria e aos componentes do painel sanduíche, de modo que, por meio da aplicação do CDPM foi possível reproduzir satisfatoriamente o comportamento do concreto até a falha. Além disso, o método de análise dinâmico explícito, permitiu a consideração das interações de contato entre os componentes do modelo, apresentando um bom desempenho em simular o comportamento estrutural do painel sanduíche, desde a distribuição das tensões no início do carregamento até atingir o modo de ruptura.

Para validação do modelo numérico foram analisados diversos aspectos do comportamento estrutural dos painéis sanduíche proveniente dos ensaios experimentais de Gara *et al.* (2012a), sendo observada uma boa correlação entre as curvas carga-deslocamento lateral dos modelos experimentais e numéricos, em que o valor médio obtido para a razão entre a carga de ruptura dos modelos experimentais e numéricos foi de 0,987 com o coeficiente de variação de 0,113. Além disso, por meio da comparação entre os modos de ruptura do painel WP16E e do modelo de elementos finitos, constatou-se que o modelo numérico reproduz de maneira adequada o comportamento dos painéis sanduíche após a falha.

O comportamento estrutural dos painéis sanduíche também foi avaliado por meio da comparação entre as curvas de carga-deslizamento e separação das camadas de concreto, além da curva de carga-deformação vertical, obtendo uma boa concordância entre os resultados experimentais e numéricos de maneira geral. Portanto, pode-se afirmar que o modelo de elementos finitos, desenvolvido nesse trabalho, é apropriado para simulação do comportamento estrutural de painéis sanduíche sujeitos a carregamentos de compressão excêntrica, sendo

confiável para estimar sua capacidade de carga e auxiliar na análise da viabilidade de novos trabalhos experimentais.

Após a validação do modelo numérico, foi realizado um estudo paramétrico, com o intuito de avaliar a capacidade de carga de painéis sanduíches que apresentassem características semelhantes àqueles empregados nos sistemas construtivos mais usuais da construção civil brasileira. Para tanto, os parâmetros variados foram a geometria da camada de isolamento, com a utilização do EPS não ondulado, e as malhas eletrosoldadas, a partir do emprego de malhas soldadas do tipo Q113 e Q92 que apresentam diferentes espaçamentos e diâmetros.

De modo geral, o estudo paramétrico mostrou que a utilização da camada de EPS de seção não ondulada resultou numa redução da capacidade resistente em comparação ao modelo original, para os painéis do tipo WP12E e WP16E, atingindo um decréscimo de 3,1% para o primeiro e 11,3% para o segundo. Isso indica uma tendência de maior redução da capacidade de carga, conforme ocorre o aumento da espessura da camada de isolamento, sendo conservada a mesma área da seção transversal de concreto. Ademais, o modelo paramétrico sob a ação do carregamento de aplicação excêntrica, se comportou de forma semelhante ao modelo validado, apresentando o mesmo modo de ruptura.

Também foi possível inferir, a partir dos resultados obtidos no estudo paramétrico, que a substituição das malhas metálicas por outras malhas soldadas, com espaçamentos e diâmetros distintos, no modelo paramétrico com camada de EPS de seção retangular, apresentou pouca influência sobre a capacidade de carga dos painéis sanduíche, atingindo uma variação máxima de 2,1% para do painel do tipo WP08E com malha Q92. A mesma premissa também se verifica em relação ao comportamento estrutural, no qual o mesmo modo de ruptura foi obtido em todos os modelos paramétricos.

Ainda como parte desse trabalho, um modelo de equação, baseado na expressão do ACI para o projeto de paredes estruturais de concreto armado, foi proposto para o cálculo da capacidade de carga do painel sanduíche sujeito ao carregamento compressão de aplicação excêntrica. A formulação dessa proposta de equação se deu por meio de uma análise de regressão não linear, realizada a partir dos dados obtidos no estudo paramétrico. De maneira que a sua aplicação demonstrou uma boa correlação com os resultados numéricos.

Portanto, conclui-se que o modelo de elementos finitos desenvolvido nesse trabalho contribuiu para uma melhor compreensão acerca do comportamento estrutural dos painéis sanduíche de

concreto armado moldados *in loco*, sob ação de carregamentos de compressão. Além disso, almeja-se que essa pesquisa permita uma maior disseminação dos conceitos, propriedades e aplicações das estruturas do tipo sanduíche.

## 8.1 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS

Em relação a proposições para continuidade desse trabalho, no que se refere a compreensão do comportamento estrutural dos painéis sanduíche e suas aplicações, sugere-se:

- O aprimoramento do modelo numérico desenvolvido, para que seja possível avaliar com maior precisão o comportamento dos painéis quando sujeitos a carregamentos de compressão de aplicação axial;
- Ampliar o estudo paramétrico, acrescentando maior variabilidade para parâmetros como a resistência e a área da seção bruta de concreto, de modo a permitir o aperfeiçoamento da equação (7.3);
- A implementação de um modelo constitutivo para o EPS, que leve em consideração as propriedades hiperelásticas desse material;
- O desenvolvimento de um modelo numérico para analisar o comportamento estrutural dos painéis sanduíche submetidos a esforços de flexão, e avaliação do grau de composição;
- Investigar a influência de outros tipos de conectores (conectores metálicos contínuos e conectores de polímeros reforçados com fibras) e da sua distribuição, sobre a capacidade de carga dos painéis sanduíche.

## REFERÊNCIAS

ABAQUS, **User's Manual**, Version 2020, Dessault Systèmes Simulia Corp, Providence, RI, USA, 2020.

ANVI. **ANVI: Caneca de projeção de argamassa**, set. 2019. Disponível em: <<https://www.anvi.com.br/caneca-projecao-argamassa>>. Acesso em: 14 set. 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 11173: **Projeto e execução de argamassa armada**, Rio de Janeiro: ABNT, jun. 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**, Rio de Janeiro: ABNT, ago. 2023.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-05)**, Detroit, MI, USA, 2005.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 318-19)**, Farmington Hills, MI, USA, 2019.

ALCHAAR, A.; ABED, F. **Finite element analysis of a thin-shell concrete sandwich panel under eccentric loading**, Journal of Building Engineering, v. 32, 2020. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101804>.

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. **New methodology for calculating damage variables evolution in plastic damage model for rc structures**, Engineering Structures, v. 132, p. 70-86, ISSN 0141-0296, 2017. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>

AL-HOMOUD, M. S. **Performance characteristics and practical applications of common building thermal insulation materials**, Building and Environment, v. 40, n. 3, p. 353–366, 2005.

ALLEN, H.G. **Analysis and design of structural sandwich panels**, Oxford, Pergamon. 1969.

AMRAN, Y. H. M., ALI, A. A. A., RASHID, R. S. M., HEJAZI, F., SAFIEE, N. A. **Structural behavior of axially loaded precast foamed concrete sandwich panels**, Construction and Building Materials, v. 107, p. 307-320, 2016.

ANGIOLILLI, M.; GREGORI, A. **Triplet Test on Rubble Stone Masonry: Numerical Assessment of the Shear Mechanical Parameters**, Buildings, v. 10, n. 49, p. 19, 2020. <https://doi.org/10.3390/buildings10030049>.

BENAYOUNE, A.; SAMAD, A.A.A.; TRIKHA, D.N.; ABANG ALI, A.A.; ASHRABOV, A.A. **Structural behaviour of eccentrically loaded precast sandwich panels**, Construction and Building Materials, v. 20, n. 9, p. 713-724, 2006.

BENAYOUNE, A.; SAMAD, A.A.A.; ABANG ALI, A.A.; TRIKHA, D.N. **Response of pre-cast reinforced composite sandwich panels to axial loading**, Construction and Building Materials, v. 21, n. 3, p. 677-685, 2007.

BENAYOUNE, A.; ABDUL SAMAD, A.A.; TRIKHA, D.N.; ABANG ALI, A.A.; ELLINNA, S.H.M. **Flexural behaviour of pre-cast concrete sandwich composite panel – Experimental**

**and theoretical investigations**, Construction and Building Materials, v. 22, n. 4, p. 580-592, 2008.

BERTINI, A. A. **Estruturas tipo sanduíche com placas de argamassa projetada**, Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 209p, 2002.

BERTOLDI, R. H. **Caracterização de sistema construtivo com vedações constituídas por argamassa projetada revestindo núcleo composto de poliestireno expandido e telas de aço: dois estudos de caso em Florianópolis**, Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 144 p, 2007.

BEZERRA, L. M.; BARBOSA, W. C. S.; BONILLA, J.; CAVALCANTE, O. R. O. **Truss-type shear connector for composite steel-concrete beams**, Construction and Building Materials, v. 167, p. 757–767, 2018.

BRITISH STANDARD. BS 4449: **Steel for the reinforcement of concrete – Weldable reinforcing steel – Bar, coil and product – Specification**, London, United Kingdom, 2005.

BUSH, T.D.; STINE, G.L. **Flexural Behavior of Composite Precast Concrete Sandwich Panels with Continuous Truss Connectors**, PCI Journal, v. 39, n. 2, p. 112-121, 1994.

BUSH, T.D.; WU, Z. **Flexural Analysis of Prestressed Concrete Sandwich Panels with Truss Connectors**, PCI Journal, v. 43, n. 5, p. 76-86, 1998.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990: Bulletin d'information**, CEB, Lausanne, Switzerland, 1990.

CHEN, A.; NORRIS, T. G.; HOPKINS, P. M.; YOSSEF, M. **Experimental investigation and finite element analysis of flexural behavior of insulated concrete sandwich panels with FRP plate shear connectors**, Engineering Structures, v. 98, p. 95-108, 2015.

CHOI, I.; KIM, J.; KIM, H. R. **Composite behavior of insulated concrete sandwich wall panels subjected to wind pressure and suction**, Materials, v.8, n. 3, p. 1264–1282, 2015.

CLEMENTI, F.; GAZZANI, V.; POIANI, M.; MEZZAPELLE, P.A.; LENCI, S. **Seismic assessment of a monumental building through nonlinear analyses of a 3D solid model**, Journal of Earthquake Engineering, v. 22, ed. sup1, p. 35-61, 2018.

COLLINS, T. F. **Precast Concrete Sandwich Panels for Tilt-Up Constructio**, Journal of the American Concrete Institute, v. 50, n. 2, p. 149–164, 1954.

CORNELISSEN, H. A. W.; HORDIJK, D. A.; REINHARDT, H. W. **Experimental determination of crack softening characteristics of normal weight and lightweight concrete**, Heron, n. 2, v. 31, p. 45-56, ISSN 0046-7316, 1986.

CUNHA, R. D. A. **Dosagem de microconcretos para elementos estruturais de pequena espessura**, Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1991.

EMMEDUE. **EMMEDUE Advanced Building System: Progetti Gallery**, jan. 2018. Disponível em: <<https://www.mdue.it/pt/galeria.php>>. Acesso em: 27 set. 2022.

EN 13501-1. **Fire Classification of construction products and building elements - Part 1: Classification using data from reaction to fire tests**, European Committee for Standardization, 2018.

FEENSTRA, P. H. **Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and Reinforced Concrete**, Tese de Doutorado, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 1993.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code 2010: For concrete structures**, Berlin, Germany, ISBN: 978-3-433-03061-5, 2013.

FLANSBJER M.; PORTAL, N. W.; VENNETTI, D. **Verification of the Structural Performance of Textile Reinforced Reactive Powder Concrete Sandwich Facade Elements**, Applied Sciences, v. 9, n. 2456, 2019. <https://doi.org/10.3390/app9122456>

FONSECA, F.J.C. **Projeto de painéis sanduíche de concreto pré-moldado**, São Carlos. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1994.

GARA, F., RAGNI, L., ROIA, D., DEZI, L. **Experimental tests and numerical modelling of wall sandwich panels**, Engineering Structures, v. 37, p. 193-204, 2012.

GARA, F., RAGNI, L., ROIA, D., DEZI, L. **Experimental behaviour and numerical analysis of floor sandwich panels**, Engineering Structures, v. 36, p. 258-269, 2012.

GOH, W. I.; MOHAMAD, N.; ABDULLAH, R.; ABDUL SAMAD, A. A. **Finite Element Analysis of Precast Lightweight Foamed concrete Sandwich Panel Subjected to Axial Compression**, 3rd International Conference on Computer Engineering and Mathematical Sciences, Langkawi, Malásia, 2014.

GRAZIANI, L.; QUAGLIARINI, E.; D’ORAZIO, M.; LENCI, S.; SCALBI, A. **A More Sustainable Way for Producing RC Sandwich Panels On-Site and in Developing Countries**, Sustainability, v. 9, n. 3, 2017. <https://doi.org/10.3390/su9030472>

GERDAU. **GERDAU mais: Tela Soldada Nervurada**, ago. 2022. Disponível em: <<https://mais.gerdau.com.br/cotacao/construcao/construcao-civil/tela-soldada-nervurada/>>. Acesso em: 17 jul. 2023.

HAMED, E. **Modeling, Analysis, and Behavior of Load-Carrying Precast Concrete Sandwich Panels**, Journal of Structural Engineering, v. 142, ed. 7, 2016.

HAMED, E. **Creep in Precast-Concrete Sandwich Panels Made with Diagonal-Bar Shear Connectors**, Journal of Engineering Mechanics, v. 144, n. 11, 2018.

HOPKINS, P. M. **Non-Linear Finite Element Analysis Of Frp-Precast Concrete Sandwich Panels**, College of Graduate Studies, University of Idaho, 2015.

HOPKINS, P. M.; CHEN, A.; YOSSEF, M. **Static and dynamic analyses of insulated concrete sandwich panels using a unified non-linear finite element model**, Engineering Structures, v. 132, p. 249-259, 2017.

HUANG, Q.; HAMED, E. **Nonlinear finite element analysis of composite precast concrete sandwich panels made with diagonal FRP bar connectors**, Composite Structures, v. 212, p. 304-316, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2019.01.019>.

JOSEPH, J. D. R., PRABAKAR, J., ALAGUSUNDARAMOORTHY, P. **Flexural behavior of precast concrete sandwich panels under different loading conditions such as punching and bending**, Alexandria Engineering Journal, v. 57, n. 1, p. 309-320, 2018.

KIM, J., YOU, Y.C. **Composite Behavior of a Novel Insulated Concrete Sandwich Wall Panel Reinforced with GFRP Shear Grids: Effects of Insulation Types**, Materials, v. 8, n. 3, p. 899-913, 2015.

KINNANE, O., WEST, R., GRIMES, M., GRIMES, J. **Shear Capacity of Insulated Precast Concrete Façade Panels**, Artigo apresentado no: CERI 2014 – Civil Engineering Research in Ireland, Belfast, Reino Unido, 2014. Disponível em: <[https://pure.qub.ac.uk/portal/en/publications/shear-capacityof-insulated-precast-concrete-facade-panels\(93215036-46e2-439f-8bd5-09db0904a2be\).html](https://pure.qub.ac.uk/portal/en/publications/shear-capacityof-insulated-precast-concrete-facade-panels(93215036-46e2-439f-8bd5-09db0904a2be).html)>. Acesso em: 15 ago. 2022.

KNAUF ISOPOR. **EPS isopor®: tudo o que você precisa saber**, set. 2019. Disponível em: <<https://www.mundoisopor.com.br/knauf/eps-isopor-tudo-o-que-voce-precisa-saber>>. Acesso em: 21 ago. 2022.

LAMEIRAS, R.M. **Sandwich structural panels comprising thinwalled SFRSCC and GFRP connectors: from material features to structural behavior**, Tese de Doutorado – Escola de Engenharia da Universidade do Minho, Braga - Portugal, 446p. 2015.

LAMEIRAS, R., BARROS, J., VALENTE, I. B., AZENHA, M. **Development of sandwich panels combining fibre reinforced concrete layers and fibre reinforced polymer connectors. Part I: Conception and pull-out tests**, Composite Structures, v. 105, p. 446-459, 2013.

LEE, J.; FENVES, G. L. **Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures**, Journal of Engineering Mechanics, v. 124, n. 8, p. 892-900, 1998. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892)).

LEUNG, A. **Structural Design and Analysis of Concrete Sandwich Panels and their Practical Application**, Dissertação de Mestrado – Memorial University of Newfoundland, St. John's, Canadá, 154p, 1984.

LIMA, J. M. **Estudo da capacidade resistente do conector de cisalhamento treliçado via método dos elementos finitos**, Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2018.

LIMA, J. M.; BEZERRA, L. M.; BONILLA, J.; BARBOSA, W. C. S. **Study of the behavior and resistance of right-angle truss shear connector for composite steel concrete beams**, Engineering Structures, v. 253, n. 113778, 2022.

LOPEZ-ALMANSA, F.; ALFARAH, B.; OLLER, S. **Numerical simulation of rc frame testing with damaged plasticity model: comparison with simplified models**, Second European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Istanbul, n. 8, 2014.

LUBLINER, J.; OLIVER, J.; OLLER, S.; OÑATE, E. **A plastic-damage model for concrete**, International Journal of Solids and Structures, v. 25, n. 3, p. 299 – 326, ISSN 0020-7683, 1989. [https://doi.org/10.1016/0020-7683\(89\)90050-4](https://doi.org/10.1016/0020-7683(89)90050-4).

MACHADO JR., E.F. **Casas populares pré-moldadas em argamassa armada: procura de uma solução econômica e confortável**, Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São

Carlos, USP, São Carlos-SP, 1991.

MAXIMU'S. **MAXIMUS'S TELHAS E PAINÉIS TÉRMICOS: PAINEL MONOLÍTICO**, jan. 2021. Disponível em: <<https://maximustelhas.com.br/painel-monolitico/>>. Acesso em: 14 set. 2021.

META CONSTRUTORA EPS. **META CONSTRUTORA EPS: Galeria de fotos**, jul. 2018. Disponível em: <<https://www.metaconstrutoraeps.com.br>>. Acesso em: 14 set. 2021.

NAITO, C., HOEMANN, J., BEACRAFT, M., BEWICK, B. **Performance and Characterization of Shear Ties for Use in Insulated Precast Concrete Sandwich Wall Panels**, Journal of Structural Engineering, v. 138, n. 1, p. 52–61, 2012.

O'HEGARTY, R., KINNANE, O. **Review of precast concrete sandwich panels and their innovations**, Construction and Building Materials, v. 233, n. 117145, 2020.

OLLER, S. **Un modelo de "daño continuo" para materiales-friccionales**, Tese de Doutorado, Escola Tècnica Superior D'Enginyers De Camins, Canals I Ports, Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, p. 471, 1988.

OLLER, S. **Nonlinear Dynamics of Structures**. 1ª Edição. Barcelona, Spain: International Center for Numerical Methods in Engineering, 2014.

PAREDES BETEL. **PAREDES BETEL: Galeria de projetos**, mar. 2018. Disponível em: <<https://paredesbetel.com.br/>>. Acesso em: 14 set. 2021.

PAVLOVIĆ, M.; MARKOVIĆ, Z.; VELJKOVIĆ, M.; BUDEVAC, D. **Bolted shear connectors vs. headed stud's behavior in push-out tests**, Journal of Constructional Steel Research, v. 88, p. 134 – 149, 2013. ISSN 0143-974X, 2013. <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X13001314>

PCI COMMITTEE REPORT. **State-of-the-Art of Precast/Prestressed Sandwich Wall Panels**, PCI Journal, v. 42, n. 2, p. 1-61, 1997.

PCI COMMITTEE REPORT. **State of the Art of Precast/Prestressed Concrete Sandwich Wall Panels**, PCI Journal, v. 56, n. 2, p. 131–176, 2011.

PFEIFER D.W.; HANSON, J.A. **Precast concrete wall panel: flexural stiffness of sandwich panels**, PCA bulletin D99, Portland Cement Association. Skokie, p.67-68, 1965.

PICKARD, S.S. **Welded wire sandwich panels: An alternative to woodframe construction**, Concrete Construction, v. 35, n. 4, p. 363-366, 1990.

PORTAL, N. W. **Sustainability and Flexural Behaviour of Textile Reinforced Concrete**, Trabalho de Conclusão de Curso – Licenciatura de Engenharia, Chalmers University of Technology, Gotemburgo, Suécia, 2013.

ROBERTS, S.B. **Sandwich wall precast for pulp mill**, Engineering News Record, v. 148, n. 8, p. 32-34, 1951.

SALMON, D.C.; EINEA, A.; TADROS, M.K.; AND CULP, T.D. **Full Scale Testing of Precast Concrete Sandwich Panels**, ACI Structural Journal, v. 94, n. 4, p. 354-362, 1997.

SANTANA, P. F. M. **Análise numérica de ancoragens tipo conector com cabeça embutidos em membros de concreto armado sob tração**, Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91p.

SANTANA, M. R. C., SOARES, R. A. B., GOMES, K. N. A. E. S. **Estudo de paredes, moldadas no local, constituídas por componentes de poliestireno expandido (EPS), aço e argamassa**, Brazilian Journal of Development, v. 6, n. 3, p. 16568-16586, 2020.

SCHIAVONI, S., D'ALESSANDRO, F., BIANCHI, F., ASDRUBALI, F. **Insulation materials for the building sector: A review and comparative analysis**, Renewable and Sustainable Energy Reviews, v. 62, p. 988-1011, 2016.

SERPILLI, M.; CLEMENTI, F.; LENCI, S. **An experimental and numerical study on the in-plane axial and shear behavior of sprayed in-situ concrete sandwich panels**, Engineering Structures, v. 232, n. 111814, 2021. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111814>.

SILVA, J. K. F. **Avaliação experimental sobre o comportamento mecânico de conectores de cisalhamento do tipo Perfofrp em paredes pré-moldadas de concreto com isolamento incorporado**, Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99p, 2020.

SMAKOSZ, Ł.; KREJA, I.; POZORSKI, Z. **Flexural behavior of composite structural insulated panels with magnesium oxide board facings**, Archives of Civil and Mechanical Engineering, v. 20, n. 105, 2020. <https://doi.org/10.1007/s43452-020-00109-y>.

SOUZA, A. C. A. G. **Análise Comparativa de Custos de Alternativas Tecnológicas Para Construção de Habitações Populares**, Dissertação de Mestrado – Curso de Engenharia Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Pernambuco, 180p, 2009.

TOMLINSON, D. G. **Behaviour of Partially Composite Precast Concrete Sandwich Panels Under Flexural and Axial Loads**, Tese de Doutorado – Queen's University, Kingston, Ontario, Canadá, 353p, 2015.

VERMEER, P.; BORST, R. **Non-associated plasticity for soils, concrete and rock**, Heron, n° 3, v. 29, ISSN 0046-7316, 1984. <http://resolver.tudelft.nl/uuid:4ee188ab-8ce0-4df3-adf5-9010ebfaabf0>

WERSON METAL. **WERSON METAL WIRE CLOTH CO., LTD: Tela Soldada para Concreto**, ago. 2019. Disponível em: <<https://www.wersonfence.com/pt/tela-soldada-concreto.html>>. Acesso em: 14 set. 2021.

WIGHT, J. K. & MACGREGOR, J. G. **Reinforced concrete: mechanics and design**, Upper Saddle River, Prentice Hall, 2012.

WOLTMAN, G., TOMLINSON, D., AND FAM, A. **Investigation of Various GFRP Shear Connectors for Insulated Precast Concrete Sandwich Wall Panels**. Journal of Composites for Construction, v. 17, n. 5, p. 711–721, 2013.