

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS**  
**CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E**  
**CONSTRUÇÃO CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA LIGAÇÃO ENTRE PLACAS DE**  
**PAINÉIS SANDUÍCHES UNIDAS COM TRELIÇA METÁLICA**

**Nery Knöner**

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil, da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Estruturas e Construção Civil.

**Orientador:** Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho.

**Coorientador:** Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira.

SÃO CARLOS

2019

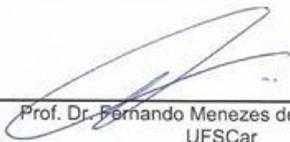


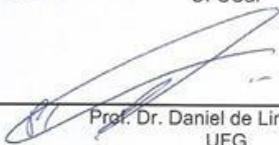
UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia  
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil

Folha de Aprovação

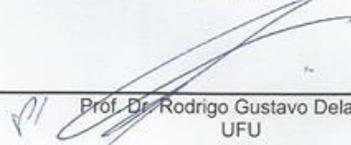
Assinaturas dos membros da comissão examinadora que avaliou e aprovou a Defesa de Tese de Doutorado do candidato Nery Knöner, realizada em 14/02/2019:

  
Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho  
UFSCar

  
Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo  
UFG

  
Prof. Dr. Andre Luis Christoforo  
UFSCar

  
Prof. Dr. Ricardo Carrazedo  
EESC/USP

  
Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera  
UFU

Certifico que a defesa realizou-se com a participação à distância do(s) membro(s) Daniel de Lima Araújo, Rodrigo Gustavo Delalibera e, depois das arguições e deliberações realizadas, o(s) participante(s) à distância está(ão) de acordo com o conteúdo do parecer da banca examinadora redigido neste relatório de defesa.

  
Prof. Dr. Fernando Menezes de Almeida Filho

*À minha esposa Josiane,  
meus filhos Lenise e Eder,  
meus pais Alfa e Alfredo (memorian),  
dedico este trabalho*

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, por me permitir completar mais uma etapa importante de minha carreira profissional e também por colocar em meu caminho pessoas valorosas e inestimáveis, que me apoiaram em todo curso.

Ao Professor e amigo Fernando M. de Almeida Filho, pelas orientações valiosas no transcorrer deste trabalho.

Ao Professor Marcelo, por permitir o uso do laboratório NETPRE, o que possibilitou a concretização deste trabalho.

Ao Engenheiro Ronaldo Franco, por disponibilizar material de concreto, bem como transporte para que os ensaios fossem realizados.

Ao Engenheiro João Fabio e ao presidente do Grupo ADECO, com sede no Estado do Pará, Marco Antônio, por fornecer chapas compensadas.

À ArcelorMital, por fornecer a quantidade de aço necessária para a realização deste estudo.

Ao Engenheiro Luiz C. de Oliveira e à Trejor, por fornecerem peças de içamento de painéis.

Ao Engenheiro e Prof. Ângelo Giovanni B. Corelhano, por me auxiliar no uso do SAP2000.

Ao meu Cardiologista, como pessoa e como médico, Dr. Eduardo F. Borges.

Ao PPGE Civ, pelo bom relacionamento prestado, na pessoa do prof. Guilherme A. Parsekian.

A CAPES pela bolsa de estudos durante a pesquisa.

## EPÍGRAFE

---

“Cada descoberta na ciência é uma porta nova pela qual encontro mais uma vez Deus, o autor dela.”

---

## RESUMO

KNONER, N. **Estudo sobre a rigidez entre membranas e projeto de painéis sanduíche em concreto armado 2019** Tese (Doutorado) em Estruturas e Construção Civil - Universidade Federal de São Carlos, UFSCAr, São Carlos 2019.

A construção pré-fabricada de concreto atende a necessidade de construções mais econômicas e com maior velocidade de execução e, em busca de processos construtivos mais eficientes e que contribuam para a melhora da qualidade no processo, na produção dos elementos e na execução da obra, foram a base desta pesquisa que teve como objetivo estudar e analisar o projeto de painéis tipo sanduíche portantes em concreto pré-moldado, como uma opção de um sistema construtivo para edifícios de múltiplos pavimentos. Esse estudo foi caracterizado como uma pesquisa exploratória, pois levou em consideração a ausência de pesquisas similares à desenvolvida e teve participação na elaboração dos modelos em ambiente de fábrica, levando a tecnologia para o mercado nacional. Assim, a pesquisa teve o cunho teórico-experimental para a distribuição dos esforços horizontais e verticais entre as membranas de concreto e seus conectores para se melhor entender o seu funcionamento e projeto. A metodologia abrangeu o estudo teórico do comportamento e projeto de membranas de concreto, permitindo-se conhecer a percentagem de rigidez entre estas, conhecendo assim o grau de ação do painel; além disso, foram realizados ensaios em laboratório de painéis sanduíche, com diferentes arranjos de preenchimento e conexões, tanto à flexão quanto a cortante entre membranas. De acordo com os resultados, o comportamento à flexão apresentou boa proximidade com os valores experimentais e os teóricos, mostrando a possibilidade de se fazer um projeto e, os ensaios de esforço cortante, resistência ao deslizamento entre placas (rigidez), ensaiados observou-se que devido ao número de diagonais rompidas, não foi possível obter com precisão a relação da carga aplicada e deslizamento. Como conclusões, pode-se afirmar que é possível aplicar o modelo de cálculo para o projeto de painéis com uma boa aproximação dos resultados e que mais estudos devem ser realizados a fim de se implementar essa tecnologia no país e incorporar à norma brasileira.

**Palavras-chave:** Painel Sanduíche, Concreto pré-moldado, Rigidez entre placas de um painel, Comportamento estrutural.

## ABSTRACT

A.KNONER, N **Study on the stiffness between membranes and design of sandwich panels in reinforced concrete 2019.** thesis (PhD) in structures and Civil Engineering-Federal University of São Carlos, São Carlos UFSCAr, 2019.

The prefabricated concrete construction meets the need for more economic constructions and with greater speed of execution and, in search of construction processes more efficient and contribute to the improvement of quality in the process, the production of elements and in the execution of the work, were the basis of this research aimed to study and analyze the design of sandwich type panels bearing walls in precast concrete, as an option of a constructive system for multiple floors buildings. This study was characterized as an exploratory research, because it took into account the absence of similar searches to developed and had participation in preparation of models in the factory environment, taking the technology to the domestic market. So, the search had the theoretical-experimental for the distribution of the horizontal and vertical efforts between concrete membranes and their connectors to better understand the functioning and your project. The methodology covered the theoretical study of the behaviour and design of concrete membranes, allowing yourself to know the percentage of stiffness between them, knowing how the degree of action the dashboard; In addition, tests were carried out in the laboratory of sandwich panels, with different arrangements of filling and connections both to bending about sharp edges between membranes. According to the results, the bending behavior presented good proximity to the experimental and theoretical values, showing the possibility of doing a project and the tests of shear strength (stiffness) resistance to slip between the panels tested it was observed that due to the number of broken diagonals, it has not been possible to obtain the exact relationship of the applied load and sliding. As a conclusion, we can say that it is possible to apply the calculation model for the design of panels with a good approximation of the results and that more studies must be done in order to implement this technology in the country and incorporate the brazilian standard.

**Keywords:** Sandwich panel, Precast Concrete, Strength between a panel plates, Structural behavior.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>01</b>
<b>1.1 OBJETIVOS.....</b>	<b>09</b>
1.1.1 Objetivos específicos.....	10
<b>1.2 JUSTIFICATIVA.....</b>	<b>10</b>
<b>1.3 RESUMO DA METODOLOGIA.....</b>	<b>12</b>
<b>1.4 ESTRUTURA DO TEXTO .....</b>	<b>12</b>
<b>2 PAINÉIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....</b>	<b>14</b>
<b>2.1 TIPOS DE PAINÉIS MAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL</b>	<b>14</b>
2.1.1 Painéis em gesso acartonado.....	14
2.1.2 Painéis em poliestireno expandido.....	15
2.1.3 Painéis compostos em cimento reforçado com fibra de vidro	16
2.1.4 Painéis isotérmicos.....	16
2.1.5 Painéis alveolares extrudados.....	17
2.1.6 Concretos leves com pérolas de EPS.....	17
2.1.7 Painéis em concreto autoclavado.....	18
2.1.8 Painéis tipo sanduiche.....	19
<b>2.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PAINÉIS.....</b>	<b>19</b>
2.2.1 Painéis não compostos.....	21
2.2.2 Painéis parcialmente compostos ou semi compostos.....	21
2.2.3 Painéis totalmente compostos.....	22
<b>2.3 CONECTORES .....</b>	<b>22</b>
2.3.1 Tipos de Conectores .....	23
<b>2.4 CLASSIFICAÇÃO DE PAINÉIS QUANTO À SEÇÃO</b>	
<b>TRANSVERSAL.....</b>	<b>27</b>
2.4.1 Painéis de parede sanduíche sem ligação rígida.....	29
2.4.2 Painéis de parede dupla.....	29
<b>2.5 ETAPAS DE PROJETO PARA O PAINEL.....</b>	<b>30</b>
<b>2.6 FABRICAÇÃO DE PAINÉIS SANDUÍCHE PRÉ-FABRICADOS</b>	<b>31</b>
<b>2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>36</b>
<b>3 RIGIDEZ ENTRE PLACAS .....</b>	<b>37</b>
<b>3.1 TRELIÇA ESPACIAL COMO CONECTOR .....</b>	<b>37</b>
3.1.1 Deslizamento entre placas (conectores) .....	38
3.1.2 Força nos conectores .....	41
3.1.3 Deslizamento máximo.....	41
<b>3.2 PROJETO DO PAINEL .....</b>	<b>44</b>
3.2.1 Estudo analítico .....	44

3.2.2 Painel não composto .....	49
3.2.2.1 Esforços na placa superior “ $t_{y1}$ ” .....	57
3.2.2.2 Esforços na placa inferior “ $t_{y2}$ ” .....	60
3.2.3 Painel totalmente composto .....	61
<b>3.3 GRAU DA AÇÃO DO COMPOSTO (PAINEL TIPO SANDUÍCHE)</b> .....	62
<b>3.4 AVALIANDO A AÇÃO COMPOSTA</b> .....	64
<b>3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	65
<b>4 PROGRAMA EXPERIMENTAL</b> .....	67
<b>4.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS</b> .....	67
4.1.1 Ensaio de flexão .....	68
4.1.1.1 Modelos PP (painel preenchido) .....	68
4.1.1.2 Modelos PN (painel nervurado) .....	69
4.1.1.3 Modelos PPC (painel preenchido nas cabeceiras) .....	70
4.1.1.4 Modelos PV (painel vazado com três treliças) .....	71
4.1.1.5 Modelo * PV2 (painel vazado com duas treliças) .....	72
4.1.2 Força cortante entre placas .....	72
4.1.2.1 Modelo PP (painel preenchido) .....	73
4.1.2.2 Modelo PN (painel nervurado) .....	74
4.1.2.3 Modelo PPC (painel e preenchido nas cabeceiras) ....	75
4.1.2.4 Modelos PV (painel vazado) .....	76
<b>4.2 MATERIAIS UTILIZADOS</b> .....	77
4.2.1 Concreto .....	77
4.2.2 Barras de aço, telas soldadas e treliças utilizadas .....	78
<b>4.3 FABRICAÇÃO DOS MODELOS</b> .....	79
<b>4.4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL</b> .....	80
4.4.1 Ensaio de flexão .....	80
4.4.2 Ensaio de força cortante entre placas.....	83
<b>4.5 SÉRIES DE ENSAIOS À FLEXÃO</b> .....	85
4.5.1 Painel PP1 e PP2 .....	86
4.5.2 Painel PN1, PN2 e PN3 .....	90
4.5.3 Painel PPC1 e PPC2 .....	95
4.5.4 Painel PV1 e PV2 .....	97

4.5.5 Painel *PV2 .....	100
<b>4.6 SÉRIES DE ENSAIOS DE FORÇA CORTANTE ENTRE PLACAS</b>	<b>101</b>
4.6.1 Painéis PP1 e PP2 .....	102
4.6.2 Painéis PN1 e PN2 .....	104
4.6.3 Painéis PPC .....	107
4.6.4 Painéis PV .....	110
<b>5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	<b>113</b>
<b>5.1 COMPARAÇÃO ENTRE AS SÉRIES DE ENSAIOS À FLEXÃO</b>	<b>113</b>
5.1.1 Painéis PP1 e PP2 .....	113
5.1.2 Painéis PN1, PN2 e PN3 .....	115
5.1.3 Painéis PPC1 e PPC2 .....	116
5.1.4 Painéis PV1 e PV2 .....	117
5.1.5 Comparação entre as séries .....	118
<b>5.2 COMPARAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>122</b>
5.2.1 Painel PP1 (painel preenchido) .....	122
5.2.1.1 Cálculo do momento de fissuração (painel PP) .....	123
5.2.1.2 Cálculo do momento resistido pelo painel PP1 .....	125
5.2.1.3 Força em cada conector do painel e força total (painel PP)	128
5.2.1.4 Deformação do painel PP1 .....	131
5.2.2 Painel *PV2 (*PV2 com duas treliças).....	135
5.2.2.1 Cálculo do momento de fissuração (*PV2 painel não composto)	137
.....	
5.2.2.2 Cálculo do momento resistido pelo painel *PV2 .....	139
5.2.2.3 Força em cada conector e força total (painel *PV2) .....	141
5.2.2.4 Deformação do painel *PV2 .....	144
5.2.3 Comparação dos valores teóricos com os ensaios à flexão.	148
<b>5.3 SÉRIES DE ENSAIOS DE FORÇA CORTANTE ENTRE PLACAS</b>	<b>150</b>
5.3.1 Painéis PP1 e PP2 .....	150
5.3.2 Painéis PN1 e PN2 .....	151
5.3.3. Painéis PPC .....	152
5.3.4 Comparação entre as séries .....	152
<b>5.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	<b>156</b>

<b>6 CONCLUSÕES .....</b>	<b>157</b>
<b>6.1 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>159</b>
<b>7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>160</b>

## 1. INTRODUÇÃO

No que tange à industrialização, todas as definições podem ser compreendidas em apenas uma: “A industrialização com utilização de tecnologias substitui a mão de obra artesanal por operários qualificados que operam máquinas eletromecânicas e a necessidade de integração entre as etapas de uma obra” (KNÖNER, 2014).

Na primeira década do século XX, principalmente nos EUA e Europa, houve grandes avanços na tecnologia de concreto pré-moldado, tais como (KNÖNER, 2014).

- Em 1900, surgiram nos EUA os primeiros elementos pré-moldados de grandes dimensões para cobertura;
- Em 1905, foram executados elementos pré-moldados de pisos para um edifício de quatro andares nos EUA;
- Em 1906, foram produzidos os primeiros elementos pré-fabricados na Europa, que foram treliças e estacas de concreto armado;
- Em 1907, a Edison Portland Corporation, pertencente a Thomas Alva Edson, produziu, no canteiro, todas as peças pré-moldadas para a construção de um edifício industrial nos EUA.

Além disso, de acordo com Vasconcelos (2002), o período correspondente ao final do século XIX e início do século XX foi marcado pelo grande incremento do emprego do concreto armado na Construção Civil. Dessa época até o final da II Guerra Mundial, em 1945, o crescimento da pré-moldagem acompanhou o desenvolvimento do concreto armado e protendido, havendo exemplos notáveis, principalmente, na construção de galpões.

Porém, após o final desse conflito, ocorreu o grande impulso das aplicações do concreto pré-moldado na Europa, principalmente em habitações, galpões e pontes. As principais razões desse impulso foram a necessidade de construções em larga escala, a escassez de mão de obra e o desenvolvimento da tecnologia do concreto protendido. Esse desenvolvimento concentrou-se inicialmente na Europa Ocidental e depois na Europa Oriental.

O painel sanduíche consiste, fundamentalmente, de duas placas de concreto, ou materiais resistentes, intercalados por uma camada vazia ou de outro material, em geral, de baixa densidade, servindo como isolante e a

característica de ser inerte ou ter a sua resistência inferior à das placas. Esse conjunto ligado por conectores é denominado painel tipo sanduíche. A resistência do painel tipo sanduíche, nervurado ou mesmo vazado, na flexão, sua massa e tamanho é muito menor que o de uma placa maciça, com as mesmas características.

Leabu (1965) foi um dos primeiros pesquisadores a propor algumas diretrizes para o projeto de painéis de concreto pré-moldado com isolamento (PICP), as quais, desde então, têm sido a base de normas de projetos, como o guia para painéis de parede em concreto pré-moldado (ACI 533, 2004).

O autor sugeriu que, a respeito dos painéis isolados, as forças que geram as tensões de cisalhamento, entre membranas, não devem ser transferidas pela camada de isolamento não estrutural.

Também, recomendou que a proporção de esbeltez (altura / espessura) dos painéis de concreto isolados estivesse limitada a 50 e que a flecha fosse restrita a  $h / 240$ , sendo “h” a espessura do painel. Além disso, os fixadores para elevação projetados para 100% da carga de impacto (Leabu, 1965).

Figura 1.1 Painel estrutural



Fonte: Empresa Sudeste SP

Os principais tipos de sistemas de parede, de concreto pré-fabricados, são os apresentados nas Figuras (1.2, 1.3 e 1.4) como fachadas, interior e diferentes tipos de parede.

Figura 1.2 Edifícios em painéis estruturais em pré-moldado de concreto



Fonte: Disponível em [http://www.pci.org/Design\\_Resources/Architectural\\_Resources/Aesthetic\\_Versatility/](http://www.pci.org/Design_Resources/Architectural_Resources/Aesthetic_Versatility/) acessado em 15 de outubro de 2015

Todas as edificações na Cidade de Helsinki (Finlândia) foram construídas com o sistema de painéis estruturais pré-fabricado tipo sanduiche.

Figura 1.3 Edifícios totalmente em painéis estruturais pré-fabricados de concreto



Fonte: cortesia do Prof. Dr. Marcelo Ferreira (Helsinki – Finlândia, 27-10-2017)

Figura 1.4 Edifícios totalmente em painéis estruturais pré-fabricados de concreto



Fonte: GRUPO PEIKKO <https://www.youtube.com/watch?v=jZvSkAxPDiw>,

O pré-fabricado fornece uma maneira acessível para prover elementos em estruturas com baixo custo. Produtores de pré-fabricados podem imitar texturas como pedra e vários outros tipos de acabamentos, desenho de um tijolo real, projetado em formas que permitam aberturas em arco, mísulas e inúmeros outros efeitos (Grupo Peiko, 2017).

As Figuras 1.5 mostra a aplicação de sistema de painéis pré-fabricados tipo sanduíche para edificações residenciais no exterior.

Figura 1.5 Edificações em painéis pré-fabricados de concreto.



Fonte: Cortesia do Prof. Dr. Marcelo Ferreira (Helsinki – Finlândia, 27-10-2017)

O uso de paredes portantes, pré-fabricadas, em edifícios (residenciais e comerciais) é a forma básica e uma interessante solução para quem busca

inovar no setor de construção. Pré-fabricados isolados e painéis sanduíche são tipicamente compostos por três camadas separadas: camada externa de concreto armado, pré-moldado, denominado aqui de placa externa; uma camada interna de concreto pré-moldado estrutural, denominada placa interna e uma camada de isolamento. As camadas são unidas por um mecanismo denominado de conector (Fib CEB – Fip 2012). A Figura 1.6 ilustra o sistema de painel sanduíche.

Figura 1.6 Membrana estrutural e de fachada



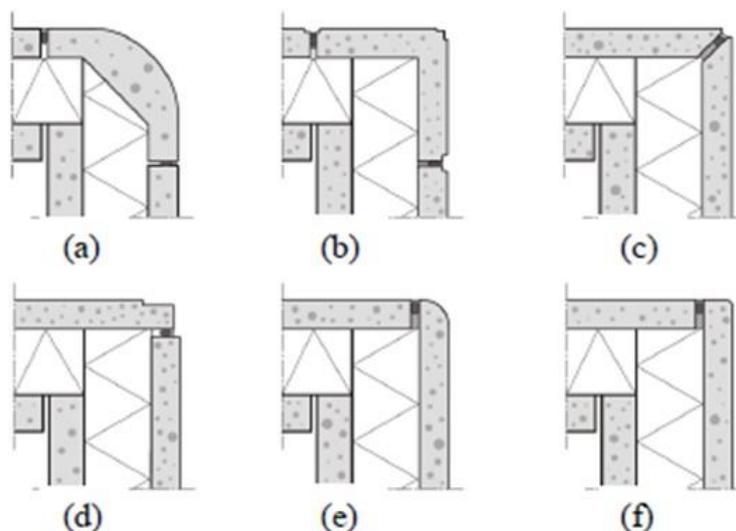
Fonte: CEB-FIB TG6.11 (2012)

Os elementos de fachada formados por painéis sanduíche podem compor uma função de estabilização horizontal e vertical, da mesma forma que uma parede de cisalhamento em concreto pré-moldado. Nesse caso, as ligações de cisalhamento entre as placas, que são tipicamente requeridas, podem também receber acabamento final, no instante da sua fabricação, como mostrado na Figura 1.5, em que a placa interna superior age como viga, recebendo reações das lajes e as transferindo para a placa inferior; a placa externa recebe as forças provenientes do vento e, também, o efeito de temperatura, situação que se repete a cada pavimento (CEB-FIB TG6.11, 2012).

Outra possibilidade é o uso do pré-moldado em paredes no interior da edificação, no local de alvenaria ou de qualquer outro material de acabamento adicional (CEB-FIB TG6.11, 2012). A modulação é um fator importante na concepção e construção de edifícios, certamente desejável, mas não deve constituir um obstáculo ao conceito arquitetônico. A modulação em conexão com a produção industrial é importante por causa da redução dos custos operacionais e sua inerente praticidade, no entanto, não há empecilho de se construir sem seu uso.

Eixos de modulação devem, preferencialmente, ser mantidos no interior da fachada. A Figura 1.7 exemplifica soluções para os cantos de fachada: unidade de canto separado (a) e (b), interseção canto diagonal (c) e canto integrado (d) (e) e (f). A solução (c) não é recomendada em virtude do risco de danos às bordas do painel e pela dificuldade em se obter um perfil comum, em linha reta e regular (CEB-FIB TG.116, 2012).

Figura 1.7 As possíveis soluções para os cantos de fachadas



Fonte: CEB-FIB TG6.11 (2012)

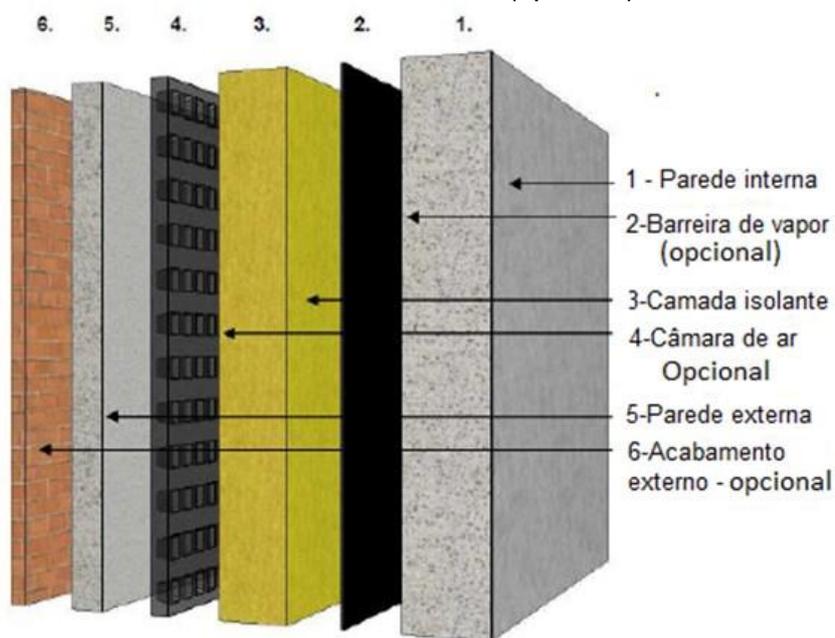
O aspecto térmico não é avaliado no ponto de vista teórico ou experimental, são apresentados apenas conceitos superficiais. Existindo diversas soluções para isolar pré-moldados de concreto, em fachadas arquitetônicas. A primeira solução é o painel tipo "sanduíche", conforme mostrado na Figura 1.6, em que o isolamento é incorporado ao painel de concreto. A forma dos elementos é relativamente plana. A espessura da placa externa geralmente varia de 50 a 150 mm, e de 80 a 160 mm para placa interna, desde que o painel externo não receba carregamentos axiais e/ou de cisalhamento, visto que receberá apenas a força do vento (flexão).

A placa interna, por ser mais espessa, receberá todas as cargas provenientes do edifício, cargas normais e de cisalhamento e o efeito das cargas do vento do painel externo (CEB-FIB TG6.11, 2012). Também é possível incorporar uma cavidade entre a placa externa e o isolamento. A sua principal

função é evitar a penetração de água da chuva na camada do isolamento e a superfície interna.

A água que escoar evapora na cavidade ventilada. Assim, observa-se que algumas camadas são opcionais. A Figura 1.8 apresenta uma técnica possível para incorporar a cavidade (CEB-FIB TG6.11, 2012).

Figura 1.8 Sistema de painel sanduíche pré-fabricado: 1 - Placa interna; 2 - Barreira de vapor; 3 - Camada isolante; 4 - Câmara de ar (opcional); 5 - Placa externa; 6 - Acabamento externo (opcional).



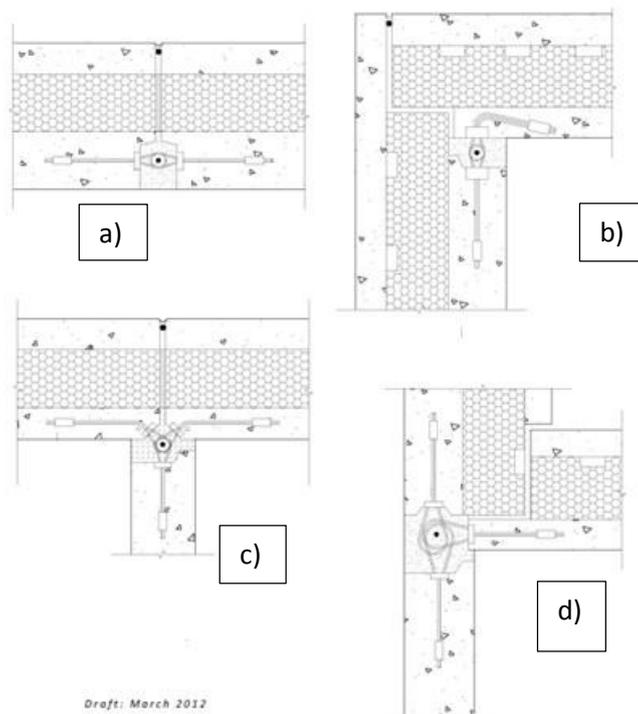
Fonte: Adaptado de CEB-FIB TG6.11 (2012)

A placa externa de um painel sanduíche deve ser fixado a uma placa interna, de tal forma que se torne livre para expandir e contrair, devido à força do vento e o efeito da temperatura. Além dos requisitos mecânicos, as conexões entre as duas folhas de concreto, de painéis sanduíche, devem cumprir uma série de critérios relacionados à ductilidade e à durabilidade. Há duas soluções básicas: sistemas de conectores especiais (treliças metálicas), e reforço diagonal entre as placas utilizando FRP.

As placas externas podem ser concebidas como revestimento de acabamento e a parte interna como um elemento estrutural. Entre paredes, interna e externa, isolante térmico dimensionado de acordo com a região para a construção (FIB, 2008).

A ligação entre as placas por ser feitas por meio de laços como mostra na Figura 1.9, que têm como finalidade apenas absorver forças de tração e compressão, assim, não foram projetados para absorver tensões de cisalhamento entre as placas. Esses laços são distribuídos ao longo dos painéis para transferir forças aplicadas, perpendicularmente, às suas faces. Os laços também atuam para transferir o peso próprio da placa inferior e superior (ver Figura 1.9).

Figura 1.9 a) Ligação com laço unindo dois painéis, b) Ligação de canto, c) e d) Ligação em T



Fonte: Adaptado de CEB-FIB TG6.11 (2012)

O pré-fabricado apresenta esses pré-requisitos e é uma escolha viável para esses objetivos. Os painéis de paredes estruturais (paredes portantes), pré-fabricadas, antecipam o processo executivo da edificação e harmonizam rigidez e estrutura pré-fabricada, por dispor de elementos de contraventamento.

A redução do peso do sistema de vedação, com a substituição da alvenaria tradicional por painéis sanduíche, com núcleo isolante de baixo peso, pode levar a uma estrutura econômica por causa da redução de carga e, conseqüentemente, levar a uma fundação também mais econômica.

Há também redução no custo de montagem, que pode ser realizada por equipamentos mais leves. Além de proporcionar redução no peso, a edificação adquire conforto acústico e térmico, o que proporciona economia nos sistemas de refrigeração, provenientes do isolamento térmico do isolante.

Atualmente, algumas normativas para projetos (PICP) foram fornecidas pelo ACI 533 (2012), ACI 318 (2008), CAN / CSA A23.3-04 (2004) e manual de projeto PCI (*"State of the Art of Precast/Prestressed Sandwich Wall Panels"* 2011) Esses documentos fornecem requisitos sobre geometria, materiais e método de construção desses painéis. Eles também exigem uma quantidade mínima de conectores entre placas, em painéis estruturais, para garantir a integridade da estrutura. O padrão canadense para o projeto de estruturas de concreto (CAN / CSA-A23.3-04 (2004)) requer que os materiais de concreto, colocação de aço e cobrimentos de concreto, sobre a armadura, cumpram com os requisitos da CSA A23.4 (2004) e em ambientes corrosivos a qualidade de concreto deve satisfazer os requisitos da CSA A23.1-09/A23.2-09 (2009).

A CAN / CSA-A23.3-04 (2014) requer uma espessura mínima de 140 mm e uma relação altura / espessura máxima de 65 para painéis de concreto pré-moldado. Esse documento também estipula que a interação entre as placas de concreto, os efeitos térmicos, as pontes térmicas e as tensões de elevação devem ser consideradas no projeto.

## 1.1 OBJETIVOS

Este trabalho teve como proposta a de aplicar um método de cálculo para rigidez dos painéis sanduíche na flexão, que leva em conta a previsão do grau de ação entre placas (totalmente composto e não composto), bem como o deslizamento entre placas, a força cortante entre as placas e a capacidade do painel atingir momento máximo sem ruptura dos conectores, segundo a metodologia aplicada por OLSEN et al. (2017).

Assim, a proposta se baseia na contribuição para conhecimento da rigidez existente entre as placas de um painel tipo sanduíche, sendo que este pode ser utilizado como proposta futura de edificações em edifícios habitacionais, industriais e comerciais, apresentando o estado da arte em painéis deste tipo, o que com esse tipo de elemento estrutural seja uma alternativa por tecnologias

construtivas que forneçam melhoria na qualidade e eficácia no processo de fabricação, no parque tecnológico da construção civil brasileira.

### **1.1.1 Objetivos específicos**

Objetivos específicos, deste trabalho, versam em:

- Análise a rigidez entre placas obtidas por meio de ensaios de flexão em painéis;
- Comparar o equacionamento de OLSEN et. al. (2017) com os modelos físicos;
- Determinar, a partir do sistema de conectores tipo treliça espacial o grau de ação (deslizamento) entre as placas (teórico e experimental);
- Estabelecer uma forma de ensaiar o painel sanduíche em ambiente de fábrica para comprovar o grau de ação entre as placas, promovendo a otimização de outros tipos de conectores.

Finalmente, espera-se com o estudo desenvolvido, contribuir para o entendimento sobre o comportamento estrutural e o projeto de painéis sanduíche e, auxiliar a compreensão desse sistema construtivo para o mercado nacional e para a norma brasileira.

## **1.2 JUSTIFICATIVA**

O déficit habitacional no Brasil é um problema real e vem sendo discutido por diversos especialistas para se encontrar a melhor solução para reduzir este número. A Caixa Econômica Federal, uma instituição financeira brasileira, tem contribuindo para a utilização de novos sistemas não-convencionais na construção de habitações de interesse social, desde que atendessem aos critérios mínimos de desempenho técnico. Dessa forma, houve um interesse maior na utilização de painéis sanduíche na construção. Painéis de parede sanduíche foram produzidos nos Estados Unidos há mais de 100 anos. Uma das primeiras amostras de painel de parede foi construído Por Collins em 1906, sendo uma parede inclinada produzida por uma camada de concreto de 50 mm, uma camada de areia de 50 mm, que posteriormente removida, em seguida, lançando uma segunda camada de concreto de 50 mm. Assim foi descrito uma estrutura de painel de parede sanduíche (TOMLINSON, 2015). Com o impulso

significativo para edifícios com certificação *LEED*, recentes mudanças no código de energia e um aumento geral de interesse pela sustentabilidade, há uma demanda crescente elementos estruturais termicamente eficientes e rentáveis. Tomlinson (2015) concentrou-se principalmente ao desenvolver necessário em uma abordagem mais generalizada.

De acordo com o panorama da literatura técnica obtida, o acesso às informações técnicas, sobre este tema, é limitado no que tange às pesquisas e desenvolvimentos nacionais, porém, no exterior, este sistema é estudado e difundido, tanto no meio técnico quanto no acadêmico (EINEA, 1992; TOMLINSON, 2015; OLSEN et al., 2017 e outros), mas as divulgações são parciais, pois as empresas mantem para si o desenvolvimento. Não há uma referência quanto ao procedimento de cálculo englobando todas as variáveis ao desempenho de estruturas de painéis tipo sanduíche.

Existe uma infinidade de opções e métodos propostos com a finalidade de prever a capacidade do momento resistente final, entre placas separadas por isolamento, ou simplesmente vazias, em se tratando de uma parede de painel sanduíche de concreto (Tomlinson, 2015; Hassan e Rizkalla, 2010; Naito et al., 2012). Além de serem poucos em número, são difíceis de usar no dia a dia pelos profissionais da engenharia, exigindo análises complicadas de curvatura, o que dificulta a sua normalização. Além disso, dependem de dados empíricos e interpolações, em vez de uma abordagem geral. Nem sempre existe métodos bons e fáceis para certos problemas quando se trata da curvatura de um painel a flexão.

Existe uma necessidade significativa de desenvolver um método fácil de utilização, baseado em princípios que se encaixem facilmente na rotina de projeto dos profissionais da engenharia.

Assim, tendo em vista o potencial de aplicação no mercado nacional, levando em conta o déficit habitacional, a sua praticidade operacional e possibilidade de aumento de produtividade e redução de custos finais, este trabalho vê como uma importante tarefa a de sugerir ao meio técnico, acadêmico e profissional, dentre os engenheiros, uma maneira quanto, ao dimensionamento na rigidez no painel tipo sanduíche.

### **1.3 RESUMO DA METODOLOGIA**

Esta pesquisa pode ser descrita como um estudo teórico-experimental, sobre o comportamento estrutural e o projeto de painéis tipo sanduíche em concreto armado.

Dessa forma, a pesquisa foi organizada de modo a se obter dados e informações relevantes sobre os seguintes tópicos: comportamento estrutural quando o painel estiver submetido à flexão e à compressão; análise da situação de painel composto, parcialmente composto e não composto; projeto do painel.

Inicialmente, fez-se uma revisão bibliográfica sobre os procedimentos para projeto de estruturas de painéis estruturais (paredes portantes), de concreto pré-fabricado, incluindo etapas transitórias, levando em conta a literatura técnica sobre o referido assunto.

Assim, no estudo teórico, foi dada ênfase no comportamento do sistema como uma placa estrutural, responsável por uma parcela ou pela totalidade da resistência do painel. Visto que, em painéis compostos ou semi compostos, as duas placas passam a ser estruturais e funcionam de acordo com a composição, proporcionada pelos conectores, enquanto que em painéis não compostos podemos ter uma ou duas placas estruturais.

Portanto, com essa metodologia, que será esmiuçada nos capítulos pertinentes, espera-se atingir os objetivos propostos e, como se trata de um dos primeiros estudos no Brasil sobre o assunto, contribuir para o crescimento das pesquisas nacionais e aumentar a utilização desse sistema no país.

### **1.4 ESTRUTURA DO TEXTO**

No Capítulo 1 são mostrados os objetivos: levar ao conhecimento do funcionamento e utilização do painel tipo sanduíche, justificativas da necessidade de obtermos um sistema estrutural moderno, econômico e de fácil acesso as empresas Brasileiras. No capítulo 2 são mostrados alguns tipos de painéis e do tipo sanduíche, que versa em duas placas interligadas por conectores que dão a rigidez necessária ao dimensionamento procurado.

No capítulo 3 são mostrados o cálculo da rigidez entre placas, capacidade de alterar a flexão do painel em função das quantidades de conectores bem como garantir deslizamento entre placas dentro da linearidade.

No capítulo 4 Programa experimental são mostrados os ensaios e instrumentação, fixados os equipamentos de medição e montado os aparatos para que se pudesse fazer os ensaios dentro do que se imaginava ser o necessário para se obter os resultados esperados. No capítulo 5 são mostradas as análises dos resultados e discussões, onde se obteve a maioria dos efeitos esperados. No capítulo 6 são mostradas as conclusões sobre o funcionamento de um painel sanduiche, seus efeitos e variações em relação a dimensionamento e uso dessa modalidade.

## 2 PAINÉIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Este capítulo descreve as principais características dos painéis, conforme a literatura técnica nacional e internacional, levando em consideração a sua construção e o seu projeto.

Segundo o PCI (2011), em relação ao estado da arte de painéis sanduíche, em concreto pré-moldado, mostra que o sistema possui eficácia estrutural e competência no isolamento térmico e acústico, significante diferença em se tratando dos demais.

### 2.1 TIPOS DE PAINÉIS MAIS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Existem diversos sistemas de vedação no mercado da construção civil, entre eles, citam-se os painéis acartonados, de poliestireno expandido, pré-moldados de concreto, de concreto autoclavado, de cimento reforçado com fibra de vidro, concretos leves com pérolas de EPS, isotérmicos, Vermiculita, alveolares e extrudados (KNÖNER, 2014).

#### 2.1.1 Painéis em gesso acartonado

A placa de gesso acartonado é composta por duas placas de gesso, revestidas com folhas de papelão, em ambos os lados (Figura 2.1).

Figura 2.1 Colocação de painéis em gesso acartonado



Fonte: KNÖNER (2014).

Derivações deste painel permitem atender às diversas necessidades, tais como: resistência à umidade e fogo, isolamento acústico e grandes vãos. (KNÖNER, 2014).

### 2.1.2 Painéis em poliestireno expandido

Como modelo de painel, em poliestireno expandido, tem-se a técnica utilizada na Itália, que consiste em colocar-se uma placa ondulada, de poliestireno expandido, com 55 mm de espessura, entre duas malhas de tela eletro soldada, revestidas com argamassa projetada (CEB-FIB FIP 6.11, 2012). conforme mostrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 Painel com EPS



Fonte: CEB-FIB FIP 6.11 (2012).

O poliestireno é o principal responsável pelo isolamento térmico, sendo que sua espessura e massa específica podem variar, de acordo com a necessidade de conforto térmico. As telas de aço, de alta resistência, possuem fios longitudinais de 3,5 mm, espaçados a 75 mm, e fios transversais, espaçados a 130 mm.

Existe ainda outro modelo de painel, em poliestireno expandido, adotado no Brasil, baseado na tecnologia norte-americana (KRÜGER, 2000). Esse sistema consiste em “pré-painéis” de 100 mm de espessura, com tela em aço galvanizada (CA-60) e fios espaçados a cada 50 mm. A espessura da argamassa projetada é de cerca de 25 mm (Figura 2.2).

### 2.1.3 Painéis compostos em cimento reforçado com fibra de vidro

Esses painéis consistem na projeção de argamassa junto à fibra de vidro em uma forma, sendo permitido o uso de vários produtos como aditivos e pigmentos. Podem ser utilizados como painéis pré-fabricados de concreto ou em restauração de prédios históricos. É considerado um sistema de vedação leve e de grande plasticidade, conforme a Figura 2.3 (KNÖNER, 2014).

Figura 2.3 Instalações provisórias em canteiro de obra

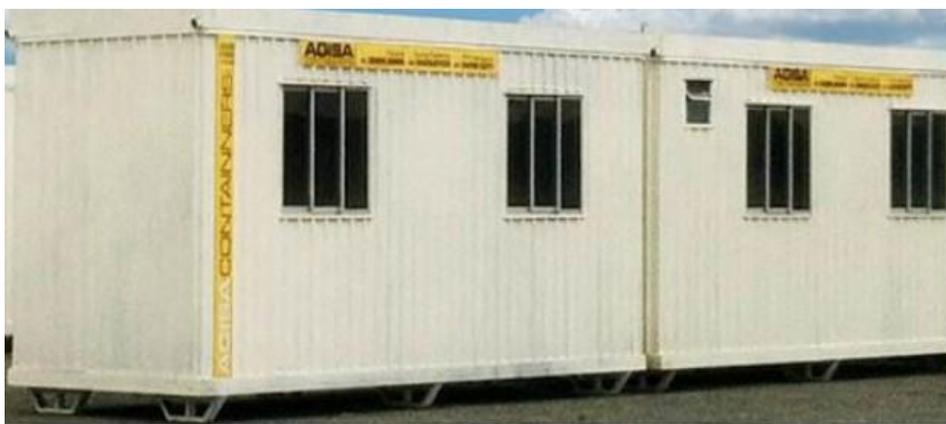


Fonte: KNÖNER (2014).

### 2.1.4 Painéis isotérmicos

De grande uso, em instalações industriais, é composto de poliestireno expandido, revestido com duas chapas de aço galvanizado. Possui vantagens como facilidade de montagem, leveza e resistência térmica (KNÖNER, 2014), conforme a Figura 2.4.

Figura 2.4 Uso de contêineres metálicos



Fonte: KNÖNER (2014).

### 2.1.5 Painéis alveolares extrudados

Painel com seção transversal, contendo alvéolos longitudinais, que permitem a passagem de tubulações elétricas e hidráulicas, além de fornecer isolamento acústico e climatização (SEEBER, 1997).

A Figura 2.5 mostra o painel alveolar na etapa de montagem e de fabricação.

Figura 2.5 Painel alveolar



Fonte: SEEBER (1997).

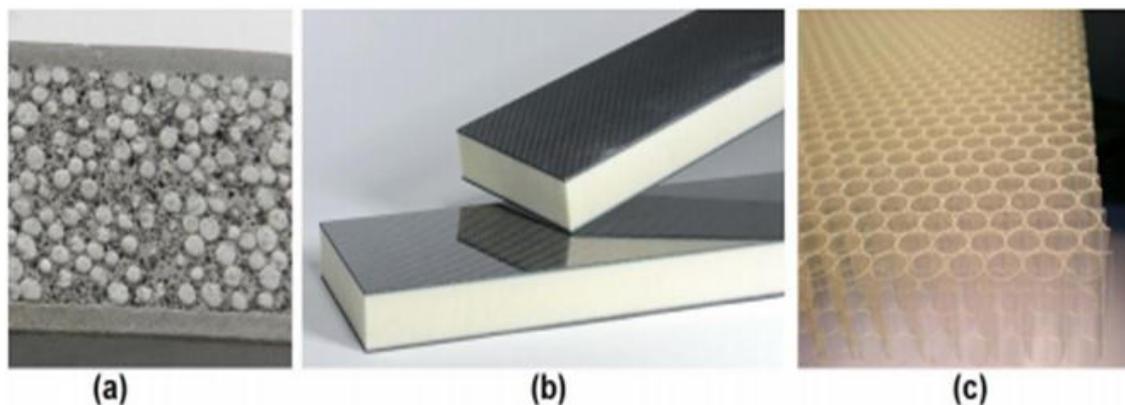
Sua alta compactação oferece resistência à compressão, de até 45 MPa, garantindo total aderência em todo o perímetro da armadura de protensão. Esses painéis ainda proporcionam grandes vãos e ausência de escoramento, podendo ficar aparentes ou receber acabamento em tinta.

### 2.1.6 Concretos leves com pérolas de EPS

Painel constituído por duas camadas externas de placa, formadas por silicato de cálcio e, no seu interior, por uma mistura de concreto, com pérolas de EPS, material muito utilizado em divisórias; material leve, resistente, termo acústico e de fácil colocação, pode ser utilizado em divisórias interna, obras residenciais bem como industriais. A mistura de EPS com o concreto, utiliza-se

cola, água e cimento na proporção correta (FARIA, 2014). A Figura 2.6 mostra partes do painel.

Figura 2.6 Tipos de núcleo: (a) heterogêneo; (b) homogêneo; (c) em favos de mel.

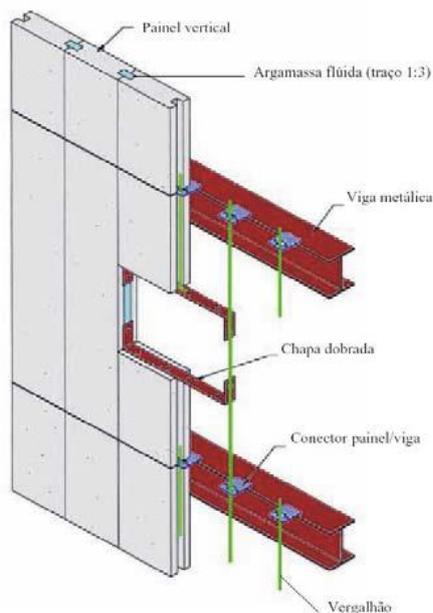


Fonte: FARIA (2014)

### 2.1.7 Painéis em concreto autoclavado

Esse sistema de vedação pode ser tratado como alvenaria desvinculada, separando o material da estrutura por meio de argamassa flexível e utilizando conectores, cantoneiras ou chapas dobradas para fixação do painel à estrutura, conforme a Figura 2.7.

Figura 2.7 Esquema de fixação de painel autoclavado.

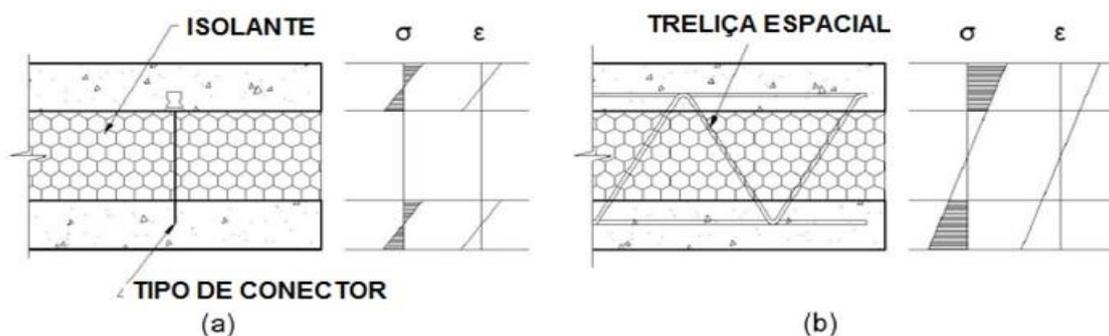


Fonte: CEB-FIB FIP 6.11 (2012).

### 2.1.8 Painéis tipo sanduiche

São duas placas interligadas por conectores, que podem ser reforçadas ou não com FRP, os conectores aqui apresentados são em treliças espaciais, fazem a ligação e dão rigidez ao painel, interligando a placa externa com a interna Figura 2.8 e Figura 2.9

Figura 2.8 a) Conector que não transmite rigidez entre placas, painel não composto, b) Conector que transmite rigidez às membranas pode ser painel semi composto ou totalmente composto.



Fonte: CEB-FIB FIP 6.11 (2012).

Figura 2.9 O painel aparece com isolante térmico, os conectores ligam a placa externa com a interna

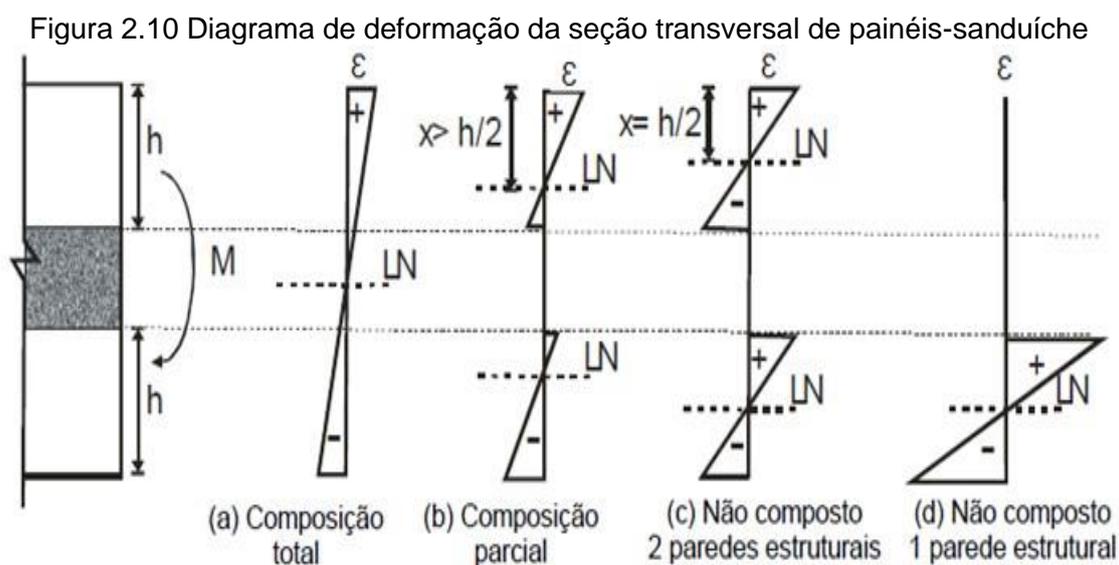


Fonte: CEB-FIB FIP 6.11 (2012).

## 2.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DOS PAINÉIS

Teoricamente, um painel composto exibe seção transversal plana em toda a espessura do painel e ao longo de todo o vão. A ação composta fornece eficiente transferência do cisalhamento entre as placas. A seção transversal em cada placa é plana, mas não permanece assim em toda a espessura do painel.

O EUROCODE 4 (2001) apresenta dois conceitos diferenciando grau de conexão e grau de interação. Embora algumas normas apresentem os termos conexão e interação de forma confusa, deve-se ter claro que a interação está relacionada ao deslizamento relativo na interface, enquanto que a conexão está associada à capacidade de se atingir o momento máximo, sem ruptura da ligação (DAVID, 2003). Ainda, segundo o EUROCODE 4 (2001), o diagrama de deformação da seção transversal classificaria o painel quanto ao grau de interação e não quanto ao grau de conexão. Assim, de acordo com a Figura 2.10, que mostra as deformações nas placas, o diagrama (a) representa um painel com grau de interação total; o diagrama (b) representa um painel com grau de interação parcial e os diagramas (c) e (d) representam um painel sem nenhuma interação entre as placas.



Fonte: EINEA et al (1991).

A classificação do comportamento do painel, neste trabalho, será feita de acordo com o EUROCODE 4 (2001), em que o grau de interação será total quando não houver descontinuidade da linha neutra e, parcial, quando o houver. Já o grau de composição ou conexão será total para placas de concreto que atingirem carga última, sem ruptura na interface.

Segundo Seeber (1997), a espessura das placas do painel deve ser a mais fina possível, sendo esta espessura dependente da função do painel. Painéis não-compostos requerem uma placa de espessura maior que um painel

composto, no que se refere às mesmas condições de ações atuantes e o seu vão livre.

Os painéis, compostos por duas placas de concreto, separadas por uma camada de isolante, ou mesmo colchão de ar, são classificados de acordo com o grau de composição, sendo eles:

- Painéis não compostos;
- Painéis parcialmente compostos ou semi-compostos;
- Painéis totalmente compostos.

### **2.2.1 Painéis não compostos**

Nesse caso os conectores não são capazes de resistir ao cisalhamento entre as placas. Se as placas de concreto possuem mesma rigidez e são igualmente armadas, cada uma resiste a cinquenta por cento da carga aplicada. Pode ocorrer que apenas uma das placas forneça resistência estrutural, e a placa externa venha apoiada. Um painel sanduíche não-composto consiste de placas de concreto que resistem aos esforços de flexão separadamente.

### **2.2.2 Painéis parcialmente compostos ou semi compostos**

Nesse caso os conectores resistem a uma parcela dos esforços que geram tensões de cisalhamento entre as placas, não resultando, por conseguinte, em uma seção transversal única. De acordo com Seeber (1997), podem ser considerados compostos durante as fases de manuseio e içamento e não-compostos quando sujeitos às ações de serviço. Segundo o autor, estudos indicaram que existia aderência suficiente entre o isolante e a placa para transferir as tensões de cisalhamento entre as placas durante o manuseio, mas, esta aderência diminuía ao longo do tempo. A contribuição na resistência à tração, de uma das placas, era maior enquanto que a outra placa fornecia uma maior contribuição à compressão. Ainda, com relação à flexão, em um painel parcialmente composto, as placas resistem parcialmente juntas aos esforços de flexão.

O grau de composição entre as placas situa-se entre um painel totalmente composto e um painel não composto (PESSIKI & MLYNARCZYK, 2003). Ainda, o grau de composição exibido por um painel pode sofrer mudanças ao longo do carregamento. Um painel pode, inicialmente, apresentar um grau de composição

total no início do carregamento e, sob o aumento de forças aplicadas, tempo e variação de temperatura, os diferentes mecanismos de contribuição à essa interação entre as placas, tais como a aderência entre o isolante e o concreto, reduziriam o seu efeito.

### 2.2.3 Painéis totalmente compostos

Nesse caso as duas placas de concreto resistem à flexão, sendo a seção transversal única, devido à resistência ao cisalhamento, entre as placas, proporcionada por conectores.

## 2.3 CONECTORES

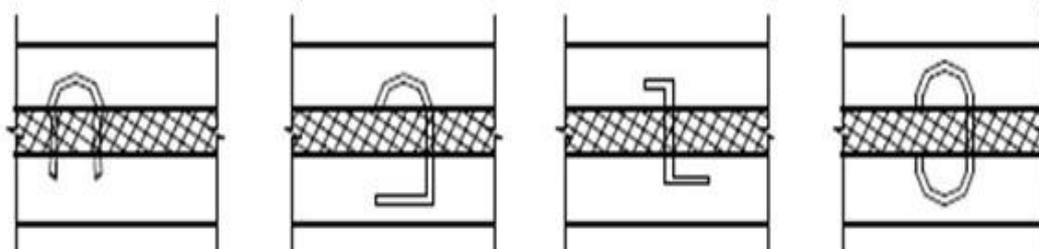
Trata-se das peças que fazem a ligação entre duas placas, as quais compõem o painel sanduíche.

Quando um sistema de conector possui resistência ao cisalhamento e rigidez suficientes para mobilizar a ação total ou parcialmente composta, ele é chamado de conector resistente ao cisalhamento, e conectores resistentes apenas a forças de tração para uso em painéis não compostos (PCI, 2011).

No entanto, o grau de ação composta não depende apenas do comportamento dos conectores mecânicos entre placas, mas também do comprimento do painel (Salmon & Einea, 1995; Bush & Wu, 1998), espessura de isolamento (Pfeifer & Hansen, 1964; Frankl et al., 2008; Soriano & Rizkalla, 2013), tipo de isolamento (Frankl et al., 2008; Soriano & Rizkalla, 2013; Pfeifer & Hansen 1964) e número de conectores (Basunbul et al., 1991; Lee & Pessiki, 2008).

A Figura 2.11 mostra as diferentes formas de conectores fazendo a ligação entre as placas (PCI, 1997).

Figura 2.11 Formas de conectores de pinos metálicos



Fonte: PCI (1997).

### 2.3.1 Tipos de Conectores

A maioria das paredes de painéis sanduíche surgiram entre 1906 e meados dos anos 90, com diferentes tipos de isolamento, dimensões e desenhos de conexão, sendo os conectores feitos em aço, conforme as Figura 2.12 e 2.13.

Dentre os conectores rígidos destacam-se pequenas barras dobradas, placa perfurada expandida, camisa plana ancorada, treliça metálica (Figura 2.12). Existem ainda conectores capazes de transmitir cisalhamento nas duas direções do plano do painel.

Os mais comuns são: camisa cilíndrica, ancorada e resistente tanto à torção quanto ao cisalhamento, coroa ancorada e blocos de concreto na forma de quadrados ou contínuos, ancorados no topo e na base do painel (Figuras 2.12 e 2.13).

Figura 2.12 Diferentes formas de conectores usadas em paredes de painel sanduíche.



Fonte: OLSEN et al. (2017).

Os conectores não rígidos são usados em painéis não compostos para transferir esforços de tração e compressão devido à estocagem, transporte e cargas sísmicas de uma placa não estrutural para outra estrutural (Figura 2.13).

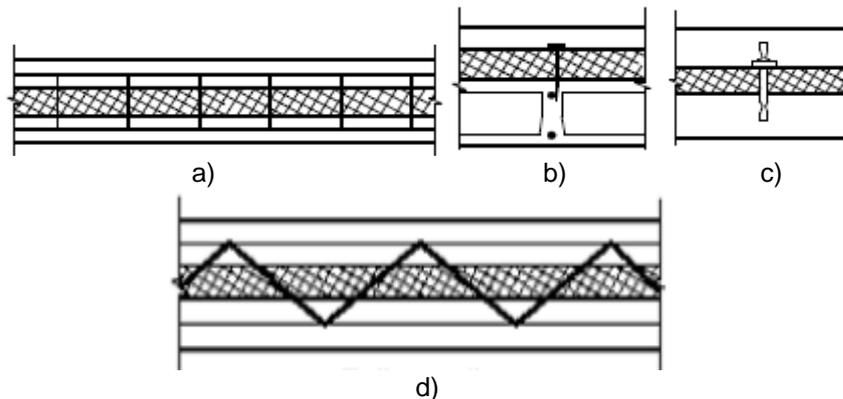
Figura 2.13 Diferentes formas de conectores usadas em paredes de painel sanduíche



Fonte: OLSEN et al. (2017).

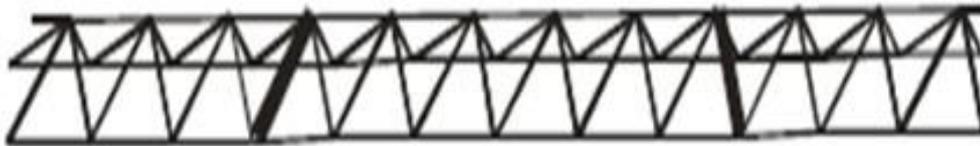
As Figuras 2.14 e 2.15 mostram diferentes tipos de conectores fazendo a ligação, mostrando a diversidade de opções para se fazer a ligação entre as placas do painel sanduíche.

Figura 2.14 Sistema de ligação entre as placas do painel sanduíche, sendo: (a) Treliça deformável; (b) Conector de pino de polipropileno; (c) Conector de fibra de vidro; (d) Treliça metálica, plana ou espacial.



Fonte: PCI (1997)

Figura 2.15 Treliça espacial



Fonte: TENÓRIO (2005).

Isolamento e conectores de aço foram componentes de quase todos os painéis. A ponte térmica formada pelo tipo de conector, ainda é um problema em paredes de painéis tipo sanduíche de concreto pré-moldado. Muitas soluções foram propostas como usar conectores de baixa condutividade térmica muitas delas implementadas nos Estados Unidos (EINEA et al., 1994).

Em painéis compostos, esses conectores podem ser usados em conjunto aos rígidos se o espaçamento entre eles for grande. Nessa categoria encontram-se os conectores metálicos, sendo os mais populares os pinos e os conectores plásticos (Figura 2.14). Nesse caso, entretanto, deve-se ter cuidado em verificar a resistência ao fogo do painel. Segundo Seeber (1997), os conectores desempenham várias funções em um painel sanduíche. Em painéis compostos, os conectores resistem ao cisalhamento horizontal entre as placas.

Em painéis não-compostos, o tipo e o arranjo dos conectores são detalhados, visando minimizar o efeito do cisalhamento horizontal entre as placas para que elas resistam aos esforços separadamente.

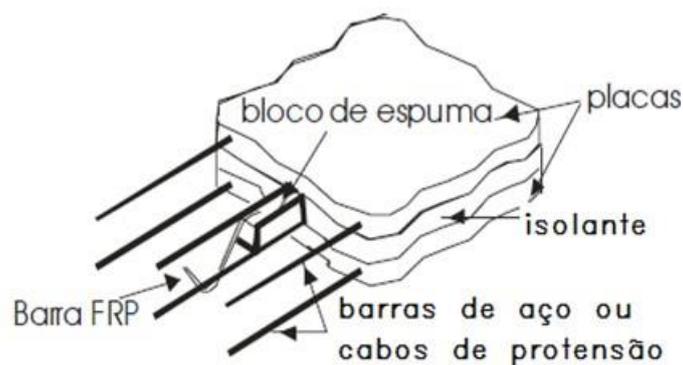
De acordo com Einea et al. (1994), o uso de conectores plásticos reforçados apresentou alta resistência térmica, além de fornecer um painel

composto (Figura 2.11). Esses conectores consistem em barras de plástico trançadas (*fiber-reinforced plastic* - FRP) na forma helicoidal, com inclinação próxima a  $45^\circ$ , com seção transversal circular e diâmetro conforme o dimensionamento requerido.

Eram constituídos por mais duas barras ou blocos de concreto, reforçado com fibra de vidro, cabos protendidos formando uma treliça. Esse sistema antes de ser aplicado ao painel era inserido em blocos de espuma, prevenindo penetrações do concreto durante a fabricação dos painéis.

Uma desvantagem estava no alto custo deste material, quando comparado aos conectores de aço ou concreto, o que pode ser reconsiderado quando se faz uma análise de custo-benefício (Figura 2.16).

Figura 2.16 Conector FRPBB utilizado por Einea *et al*, (1994).



Fonte: EINEA *et al*. (1994).

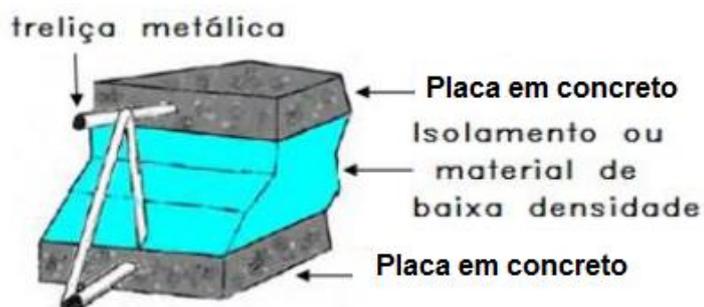
Segundo pesquisa realizada por Salmon & Einea (1995), conectores tipo treliça possuem rigidez ao cisalhamento suficiente para tratar o painel como totalmente composto.

Entretanto, a condutividade do aço causa a perda de isolamento e a alta rigidez aumenta as deformações geradas pela diferença de temperatura.

A treliça metálica é usada para produzir transferência de cisalhamento em painéis compostos e semi compostos.

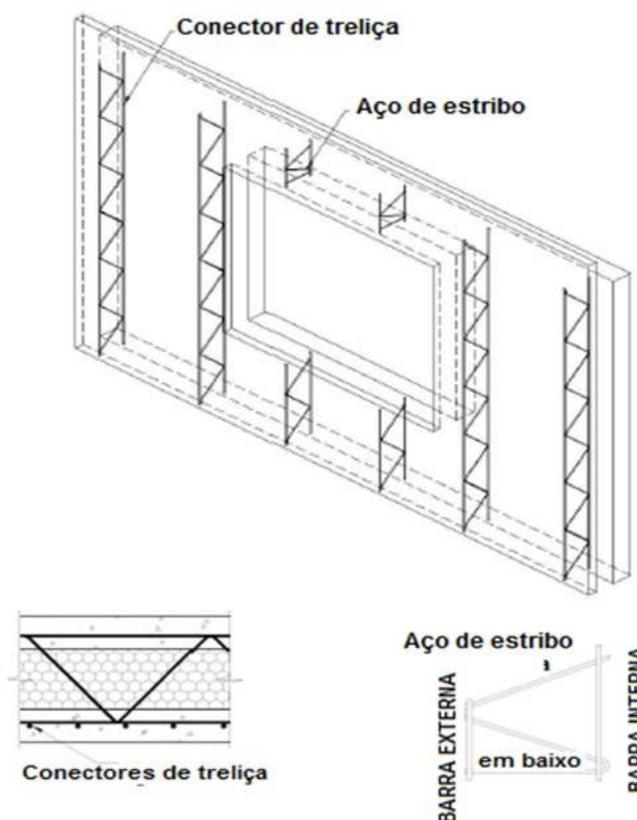
Os painéis são projetados como quase 100% compostos e, portanto, exigem menos concreto do que um painel não composto, conforme as Figuras 2.17 e 2.18 (CEB-FIB FIP 6.11, 2012).

Figura 2.17 Uso de treliça metálica plana



Fonte: CEB-FIB FIP TG6.11 (2012).

Figura 2.18 Disposição dos conectores, treliça plana em um painel tipo sanduíche.

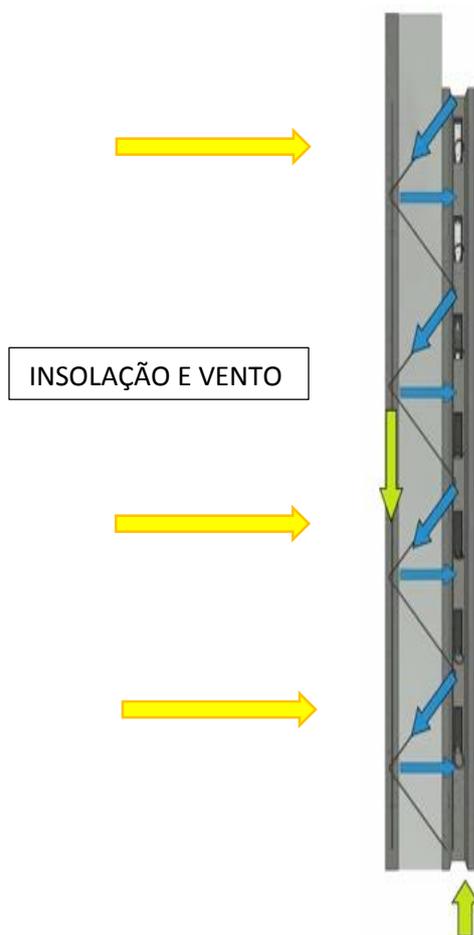


Fonte: CEB-FIB FIP TG6.11 (2012).

Segundo o CEB-FIB TG6.11 (2012), o conector de treliça plana pode fornecer ação totalmente composta, caso seja necessário, mas não ultrapassar a altura máxima de 3,5 m. O painel sanduíche é frequentemente tratado como não composto, considerando a placa interna estrutural.

A Figura 2.19 mostra o comportamento estrutural do painel para a distribuição das forças na treliça (PEIKKO, 2013).

Figura 2.19 Distribuição das cargas e forças sobre placa externo e interno.



Fonte: Adaptado de Peikko (2013).

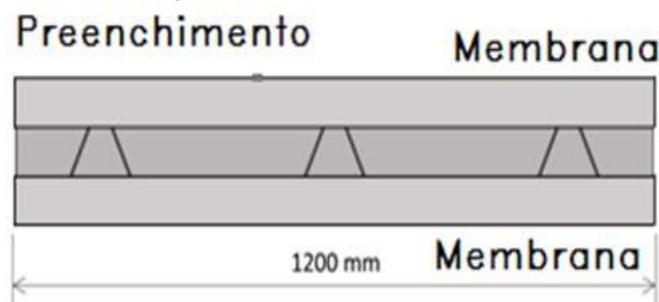
De acordo com a Figura 2.19, o conector da treliça plana transfere o peso próprio da placa externa para a interna (CEB-FIB FIP TG.6.11, 2012).

#### 2.4 CLASSIFICAÇÃO DE PAINÉIS QUANTO À SEÇÃO TRANSVERSAL

Os painéis pré-moldados possuem vários tipos de seção transversal e de tamanho. Dentre os mais comuns, destacam-se, as seções transversais maciças e vazadas (tipo sanduíche e paredes duplas com espaço vazio entre placas). Cada tipo de painel apresenta vantagens e desvantagens, e deve ser indicado, conforme as previsões de uso pelo projeto.

As seções transversais maciças podem ser moldadas como um elemento de laje ou parede, com armadura nas suas faces e uma armadura de ligação entre elas, conforme a Figura 2.20.

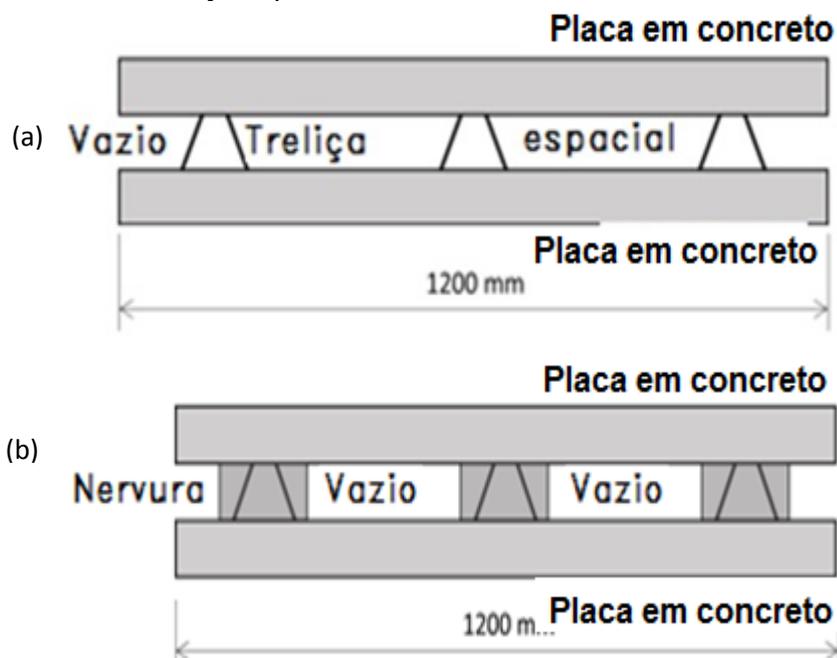
Figura 2.20 Painel maciço de concreto com placas com conectores de treliça espacial preenchida com concreto



Fonte: Próprio Autor (2019).

As seções transversais vazadas, podem ser moldadas com um espaço vazio entre as placas ou pode ter o preenchimento de um material isolante, sendo este com a finalidade de redução do seu peso-próprio ou aumentar o isolamento térmico e acústico, especificadas para o uso do elemento estrutural. Este modelo apresenta armadura nas suas faces e uma armadura de ligação entre elas, conforme a Figura 2.21.

Figura 2.21 Painel com seção vazada de concreto, sendo: (a) Duas placas com conectores de treliça espacial e vazio entre elas e (b) Duas placas com conectores e treliça espacial na nervura e vazios entre elas.



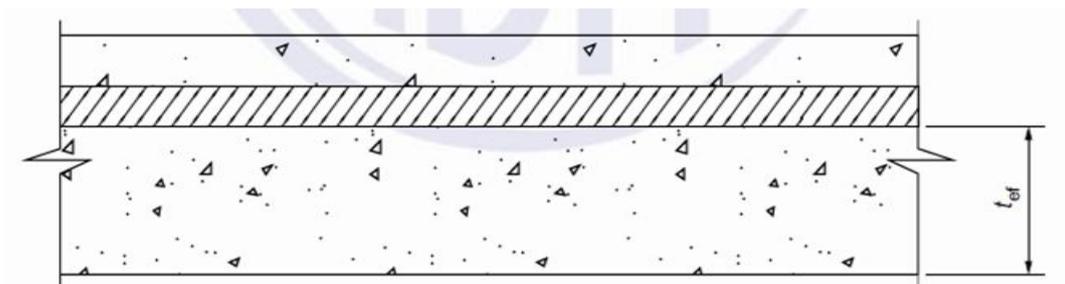
Fonte: Próprio autor (2019).

Atualmente, a NBR 16475 (ABNT, 2016) estabeleceu algumas das seções transversais a serem adotadas em projeto.

### 2.4.1 Painéis de parede sanduíche sem ligação rígida

São painéis de parede cuja seção transversal é formada pela composição de dois elementos de concreto de seção maciça, sendo o preenchimento feito com material inerte posicionado entre os elementos de placas sem transição de rigidez entre elas, utilizado como painel estrutural e ou de vedação de acordo com a Figura 2.22.

Figura 2.22 Painel de parede sanduíche sem ligação rígida.

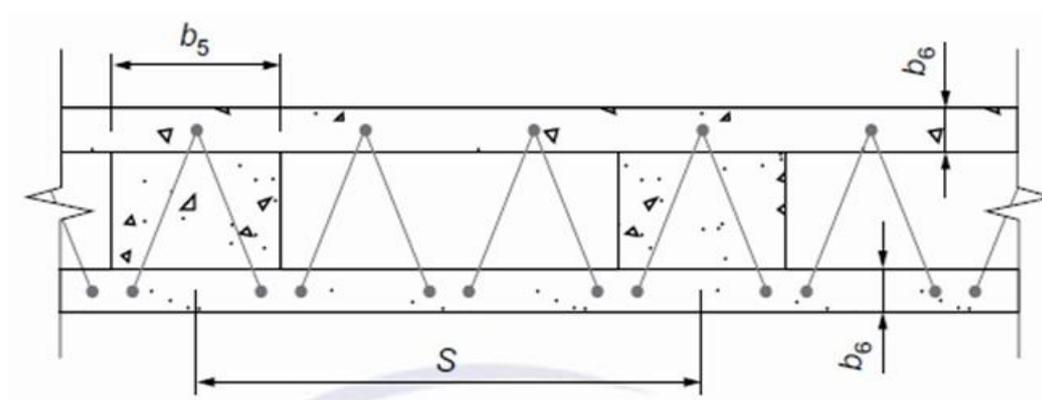


Fonte: NBR 16475 (ABNT, 2016).

### 2.4.2 Painéis de parede dupla

Os painéis de parede dupla são elementos formados pela composição de painéis maciços pré-moldados, conectados por nervuras e/ou por treliças a norma não define em nenhum caso o grau de ação entre placas (Figura 2.23).

Figura 2.23 Painéis de parede dupla.



Fonte: NBR 16475 (ABNT, 2016).

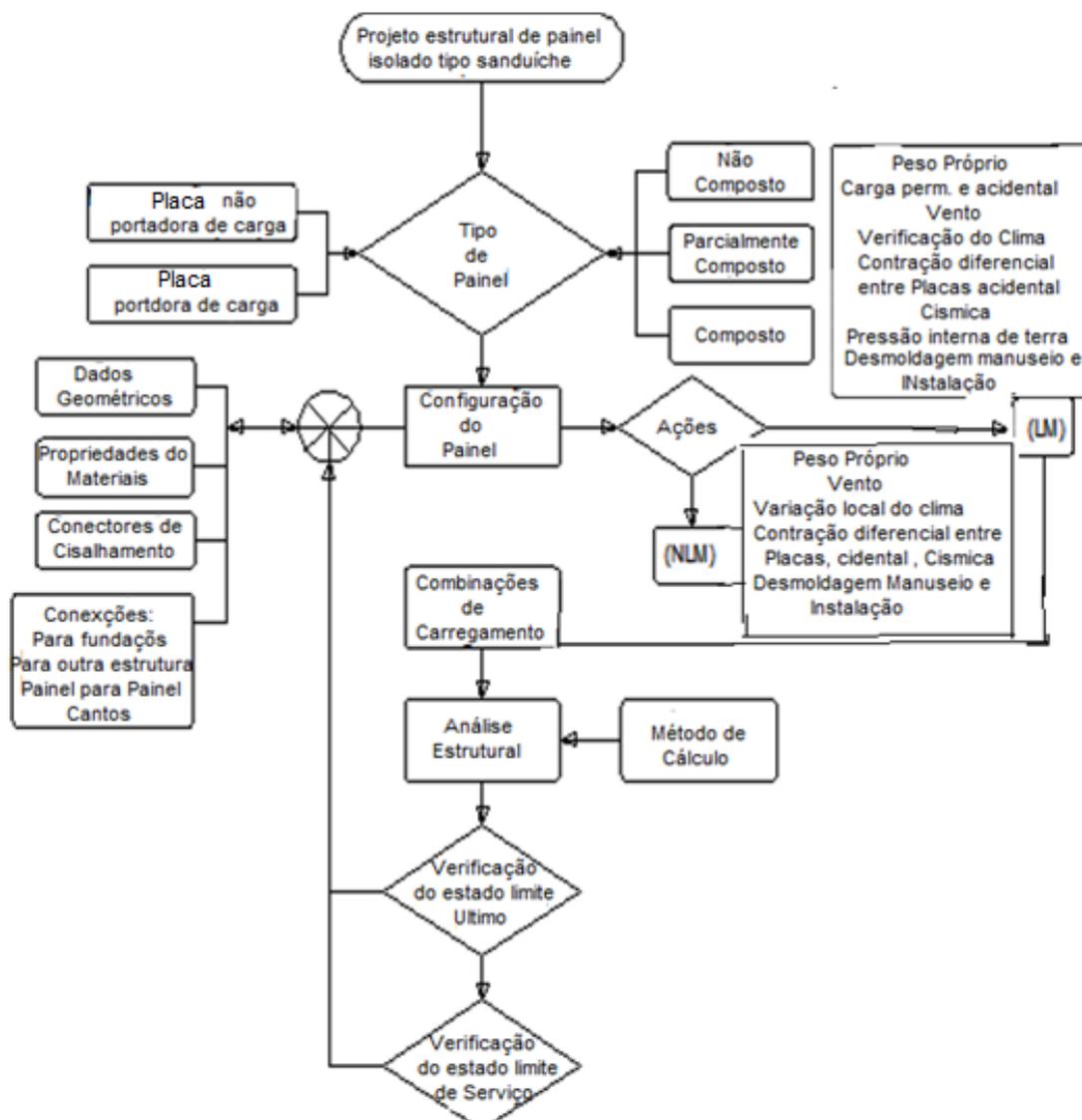
Para os casos onde as treliças apresentem alguma contribuição para o desempenho estrutural do painel, essas devem atender aos critérios de durabilidade, devendo ser galvanizadas ou embebidas no concreto estrutural. NBR 16475 (ABNT, 2016).

## 2.5 ETAPAS DE PROJETO PARA O PAINEL

Para painéis sanduíche, atenção especial deve ser dada aos efeitos térmicos e, em particular, à relação de temperatura diferencial entre o ambiente constante do meio ambiente e as flutuações climáticas das placas externa.

O sistema de ligações é baseado no estado limite de serviço (ELS). Existem muitas normas de construção que devem ser usadas para o projeto estrutural de um painel sanduíche. A Figura 2.24 mostra o fluxo de atividades para a elaboração de um projeto de um painel tipo sanduíche, (CEB-FIB FIP 6.11, 2012).

Figura 2.24 Fluxo de atividades para elaboração de projeto.



Fonte: Adaptado de CEB-FIB FIP TG6.11 (2012).

Dessa forma, os painéis sanduíche pré-fabricados de concreto, geralmente podem ser categorizados como compostos, parcialmente compostos e não compostos, conforme definido no início deste capítulo.

## 2.6 FABRICAÇÃO DE PAINÉIS SANDUICHES PRÉ-FABRICADOS

Este item mostra alguns dos procedimentos para a produção que podem ser adotados em painéis sanduíche de concreto pré-moldado, com ou sem a presença de material de isolamento. Em geral, o processo de produção segue estritamente o processo de produção de um painel pré-moldado maciço de concreto, com a diferença de introdução de um material isolante entre as placas (CEB-FIB FIP TG6.11, 2012).

O processo de produção de um painel varia de acordo com a natureza do painel sanduíche, sendo que, dependendo da sua utilização, todo o processo de moldagem será afetado. Dentre as diretrizes de decisão, pode-se dividir em duas categorias, sendo elas:

- i) Painel carregado ou não carregado;
- ii) Painel com comportamento composto, semi composto ou não composto.

A superfície da forma deve ser preparada, com as suas laterais e as aberturas definidas. A diferença do painel maciço neste ponto é a altura da concretagem, que precisa ser definida previamente em relação à altura total (ver Figura 2.25).

Figura 2.25 Formas de painel tipo sanduíche.

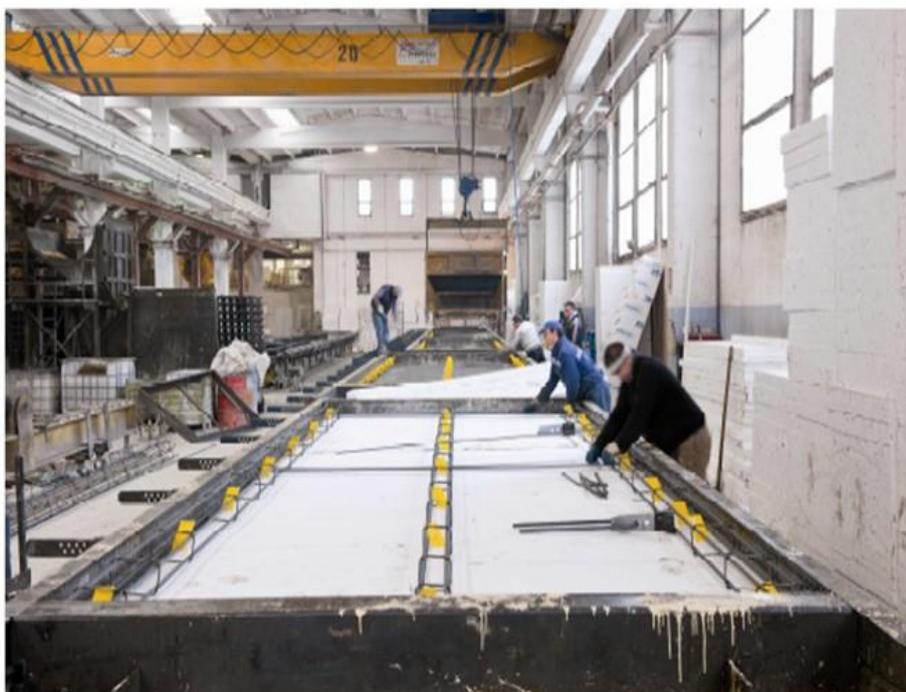


Fonte: Adaptado de CEB-FIB FIP TG6.11 (2012).

Uma vez que as fôrmas estejam preparadas com o posicionamento de aberturas locais ou recortes e a sua armadura, a concretagem é feita em duas etapas, por causa do posicionamento do material isolante e das armaduras das duas placas, assim, as armaduras deverão estar na posição pré-definida (juntamente com os conectores de ligação) e concretado até o nível desejado.

A automatização no processo de fabricação possui uma qualidade no produto e mantém um rendimento constante na linha de produção conforme a Figura 2.26.

Figura 2.26 Colocação da camada de isolamento.



Fonte: Adaptado de CEB-FIB CEB FIP TG6.11 (2012).

Assim, após a concretagem da primeira placa, posiciona-se o isolamento (quando existir) e posiciona-se a armadura da segunda placa, devidamente presa nos conectores de ligação entre as placas, de acordo com especificações do projeto (Figura 2.27).

Caso não exista material de isolamento, pode-se realizar concretagem em duas etapas, sendo que os conectores de ligação, devem ser embebidos pelo concreto ou ter um tratamento anticorrosivo, e assim garantir sua vida útil, (NBR 16475, ABNT 2016).

Figura 2.27 Lançamento da segunda camada de concreto.



Fonte: Adaptado de CEB-FIB CEB FIP TG6.11 (2012).

Após a etapa de concretagem, inicia-se a sua cura, o seu içamento, seu transporte e o seu armazenamento, sendo que este procedimento para um painel sanduíche é semelhante ao de um painel pré-moldado maciço.

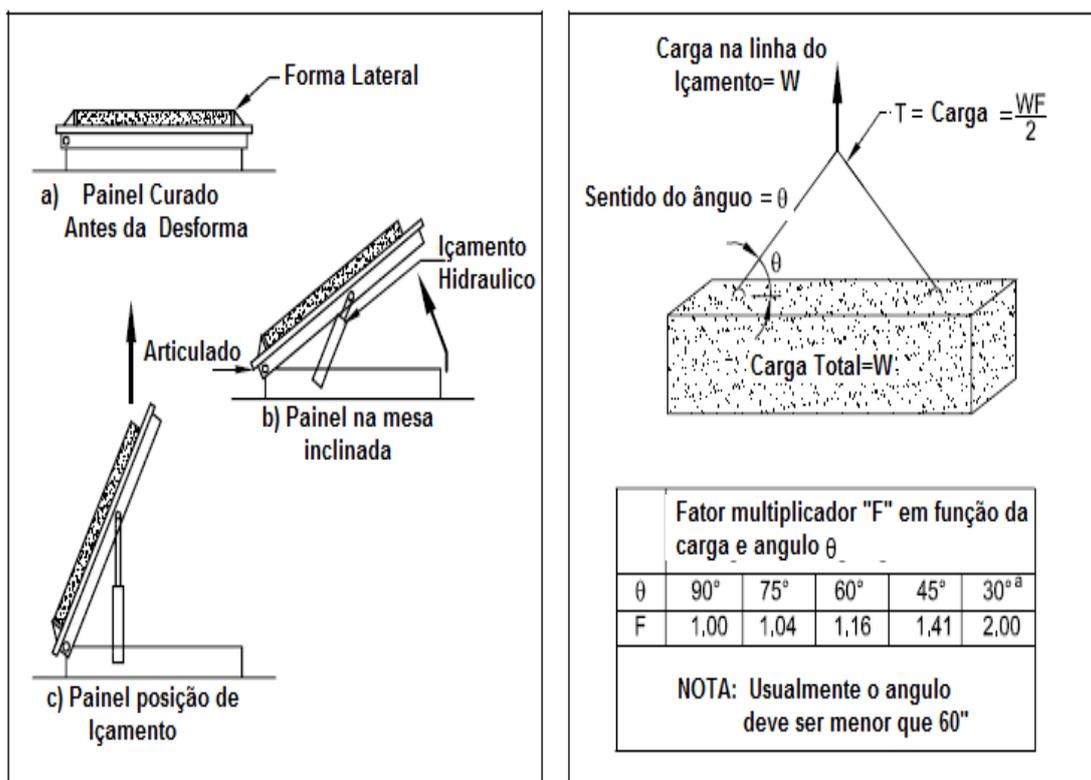
Para o içamento ou movimentação dos painéis, deve ser considerada a posição de levantamento e pontos de rolamento, de acordo com o previsto em projeto e, para o caso de painéis não compostos, deve ser levada em consideração o posicionamento dos pontos de içamento, pois devem estar na sua camada estrutural.

Dependendo do processo produtivo, os esforços gerados na fase de desforma podem ser os que determinam a armação requerida no painel, posto que há pouca resistência à compressão do concreto no instante da sua desforma.

Quando produzidos em mesas horizontais, a desforma dos painéis pode ser feita por rotação sobre uma de suas bordas (TOMO, 2013).

A Figura 2.28 mostra o procedimento para tombamento do painel concretado na horizontal, o processo é sempre contínuo, obtendo sempre qualidade no produto fabricado, seguindo para armazenamento para expedição. (PCI 6, 2004).

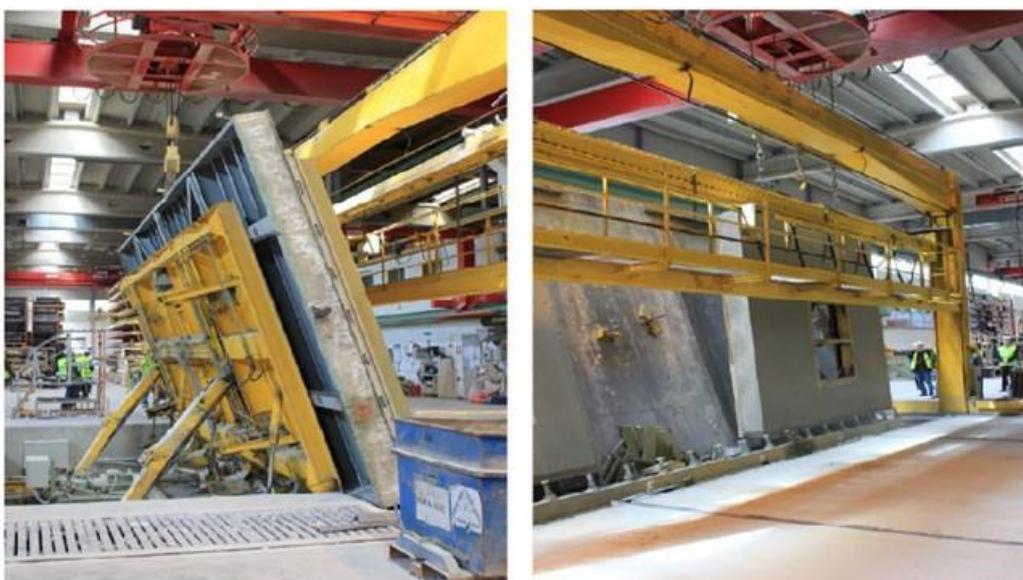
Figura 2.28 Desforma de forma inclinada e força na linha de elevação.



Fonte: Adaptado de PCI 6 (2004).

A Figura 2.29 mostra o procedimento de tombamento de um painel sanduíche para seu posterior içamento (CEB-FIB FIP TG.6, 2012).

Figura 2.29 Procedimento de tombamento de um painel



Fonte: Adaptado de CEB-FIB CEB FIP TG6.11 (2012).

O PCI 6 (2004) ilustra diversos procedimentos para içamento e transporte de painéis, conforme a necessidade do projeto.

Finalmente, antes de ir para a expedição, é importante remover todo o concreto residual sobre a camada de isolamento para não permitir a possibilidade da existência de ponte térmica, conforme mostrado na Figura 2.30.

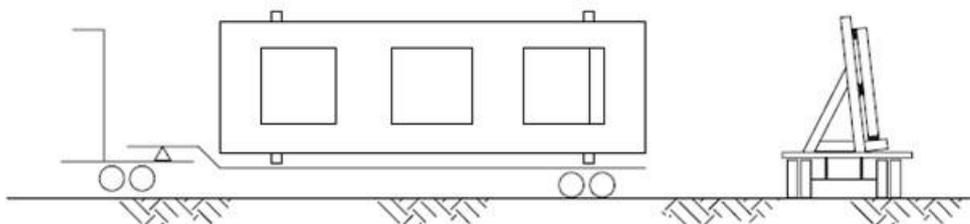
Figura 2.30 Preparação do painel para limpeza na camada de isolante



Fonte: Adaptado de CEB-FIB FIP 6.11 (2012).

Para o transporte dos painéis, segundo o PCI 6 (2004), as unidades de painéis mais longos podem ser transportadas em seus lados para aproveitar a rigidez, conforme mostrado na Figura 2.31.

Figura 2.31 Maneira de transportar painéis longos

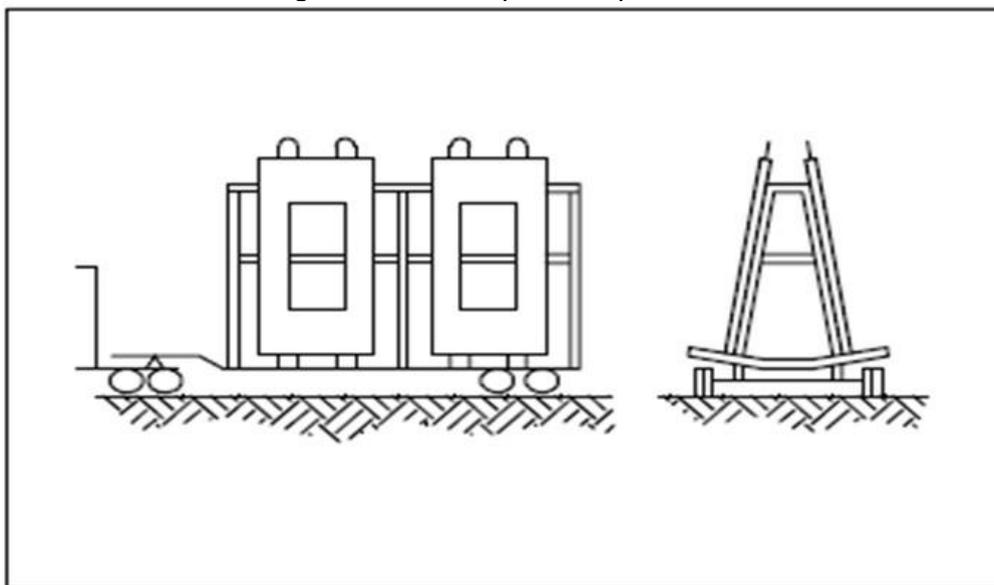


Fonte: Adaptado de PCI 6 (2004).

O transporte é simplificado quando os painéis são transportados na mesma orientação em que estarão na estrutura. Por exemplo, painéis de parede

unitário podem ser transportados em quadros, conforme mostrado na Figura 2.31.

Figura 2.31 Transporte de painéis isolados.



Fonte: Adaptado de PCI 6 (2004).

Durante o transporte, as unidades geralmente são apoiadas com uma ou ambas as extremidades em uma gaiola. Para peças de painéis, não simétricos, em relação ao eixo de flexão (abertura em uma extremidade do painel), estes devem ser dimensionadas para suportar o momento do içamento e esforços devido ao transporte.

## 2.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Observa-se neste capítulo a importância de se conhecer teoricamente e por definição o que venha ser painel com grau de ação não composto, semi composto e totalmente composto. A importância de se conhecer tipos de conectores utilizados para rigidez de painéis tipo sanduíche vê-se que esse sistema construtivo, pode ser aplicado com segurança e eficiência no Brasil.

Percebe-se que há a necessidade de se aliar o conhecimento sobre o grau de ação entre as placas para o dimensionamento do painel, no Brasil, ficou um entendimento que na norma de NBR 16475 (ABNT, 2016), não há consenso sobre o projeto do painel tipo sanduíche, de forma clara com relação ao comportamento estrutural, assim faz com que esse trabalho tenha impacto direto para o projeto de painéis sanduíche no Brasil.

### **3 RIGIDEZ ENTRE PLACAS**

O emprego de núcleo como isolante, ou mesmo em vazio, de menor densidade, em painéis tipo-sanduíche, torna esse processo mais competitivo por reduzir o seu peso, promovendo seu transporte e manuseio.

Com esses princípios de vedação obtém-se isolamentos térmico e acústico, originando conforto e economia em sistemas de refrigeração (OLSEN et al., 2017).

Garantindo-se uma ligação entre as membranas do painel, por meio de conectores, tem-se grau de conexão e interação entre as placas, procedendo em aumento no valor da inércia e, conseqüentemente, pode-se estudar a eficiência dos conectores tipo treliça, determinando a rigidez do painel podendo torná-lo mais resistente que os painéis maciços, de mesma dimensão.

O grau do composto é definido como a capacidade de atingir o momento máximo sem ruptura dos conectores (OLSEN et al., 2017).

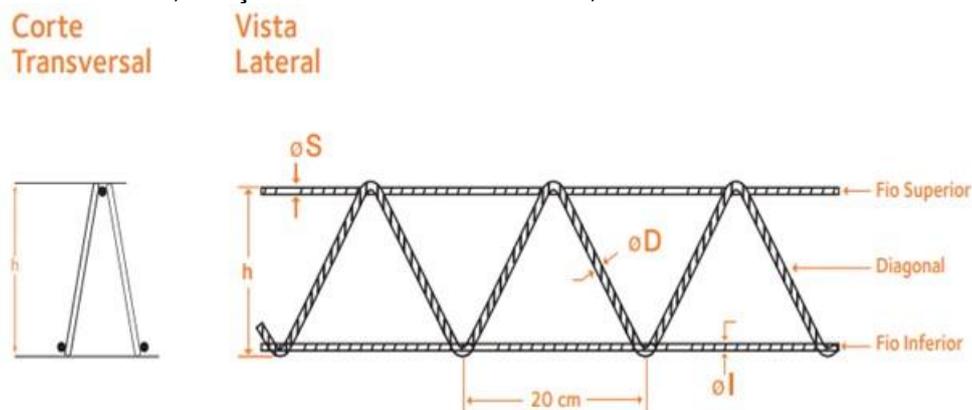
#### **3.1 TRELIÇA ESPACIAL COMO CONECTOR**

A utilização da treliça espacial como conector produzida com aço CA-60, aderência ao concreto devido a união das armaduras longitudinais com as diagonais, neste ponto existe a formação de um nó que melhora a ancoragem em relação ao aço liso que forma a treliça.

Existe uma gama de medidas, diâmetro e altura na treliça, facilitando seu dimensionamento. Ao utilizar uma treliça espacial, a conexão entre placas dá-se por meio das diagonais, conforme a Figura 3.1.

Se há deslizamento entre placa interna e externa, como mostrado nos ensaios, e cada nó da treliça absorve uma força provocando pequeno deslocamento, essa força é transmitida para a outra placa por meio das diagonais, conhecendo a força que incide em cada nó e o ângulo das diagonais podemos determinar o esforço necessário em cada diagonal, bem como o índice de esbeltez para que suporte, no caso, o esforço cortante.

Figura 3.1 Treliça espacial utilizada para conexão entre placas em um painel sanduíche, treliça usada como conectores, nos ensaios realizados.



Fonte: Arcelor-Mittal (2018)

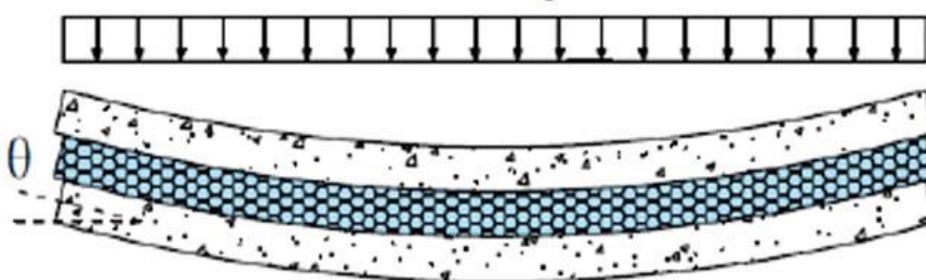
### 3.1.1 Deslizamento entre placas (conectores)

Na flexão, em um painel totalmente composto, a seção permanece constante ao longo de sua extensão, a qual poderia ser comparada à uma peça maciça, assim, a hipótese de manutenção da seção plana permanece válida.

Porém, no caso do painel parcialmente composto e do painel não composto, a rigidez entre as placas é determinada pelo tipo e quantidade de conectores que ligam as duas placas (externa e interna) e, por isso, ocorre um deslizamento relativo entre as mesmas e, conforme observado na literatura técnica, o maior deslizamento ocorre na extremidade do painel, portanto, o conector mais solicitado será o das extremidades (KIM, 2015; TOMLINSON, 2015; OLSEN et al., 2017).

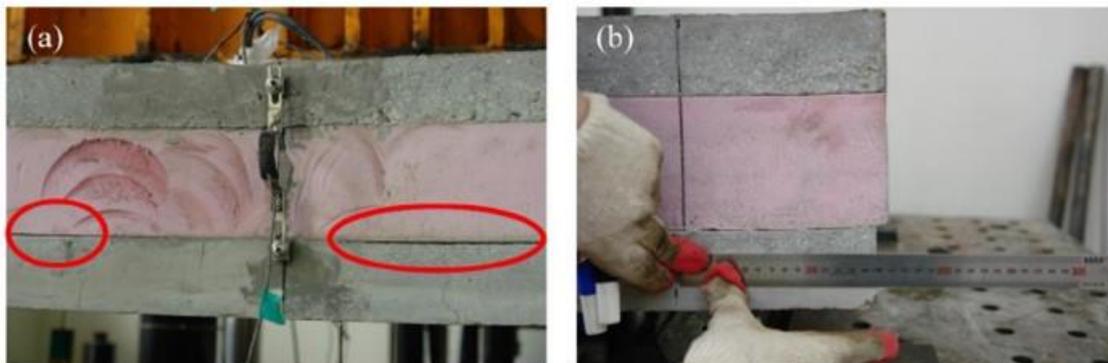
As Figuras 3.2, 3.3 e 3.4 mostram o esquema do deslizamento relativo entre placas.

Figura 3.2 Deslizamento entre placas



Fonte: OLSEN et al. (2017) e TOMLINSON (2015)

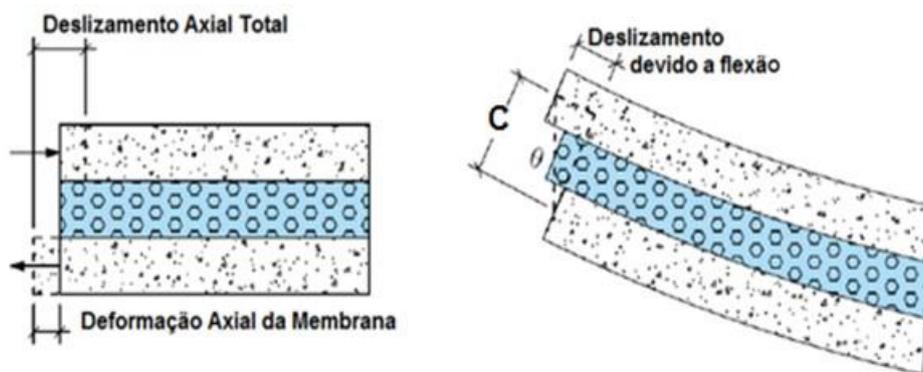
Figura 3.3 a) Deslizamento entre placas, à esquerda e à direita, no meio do vão; b) Deslizamento final na extremidade da placa inferior



Fonte: KIM (2015).

Observa-se na Figura 3.3 que, no meio do vão, a seção permanece plana, não havendo, portanto, deslizamento entre placas; com carregamentos uniforme, entretanto, existem deformações quando as placas são submetidas a flexão, o maior esforço de cortante no conector ocorre onde existe maior deslizamento, ou seja, na extremidade, como ilustram as Figuras 3.3 e 3.4.

Figura 3.4 Deslizamento entre placas, dos lados esquerdo e direito do painel



Fonte: OLSEN et al. (2017) e TOMLINSON (2015)

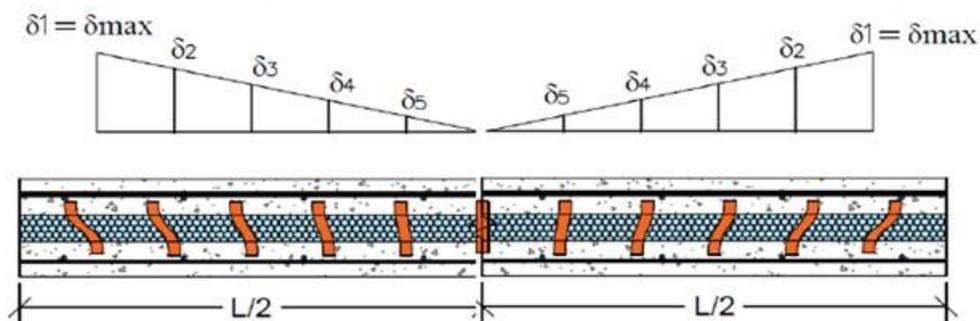
As equações. 3.1 e 3.2 ilustram o modo de se obter a rotação “ $\theta$ ” na extremidade do painel.

$$\tan g \theta = \frac{\delta}{C} = \delta_{ROT} = \theta.C \quad \text{Eq. 3.1}$$

$$\theta = \frac{q_{y2} \cdot \ell^2}{24.Ec.I_{y2}} \quad \text{Eq. 3.2}$$

Se em “L/2”, o deslizamento é zero e na extremidade o deslizamento do conector é máximo. A Figura 3.5 mostra a evolução do valor do deslizamento à medida que se aproxima do apoio, isto acontece com cargas distribuídas e cargas concentradas simétricas sobre o painel.

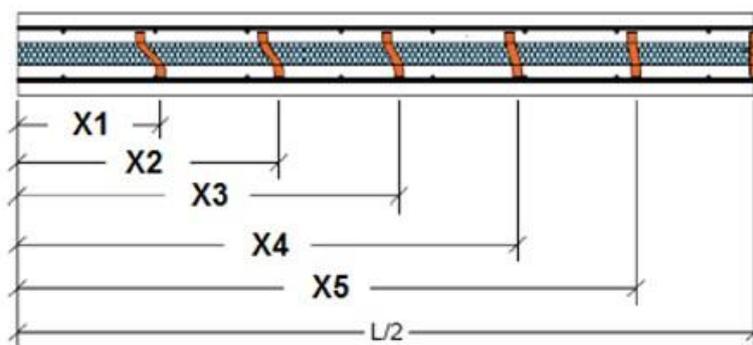
Figura 3.5 Deslizamento entre placas



Fonte: OLSEN et al. (2017) e NATHAN (2015).

Existe uma distribuição de esforços proporcionais, em cada um dos conectores. Então, usando uma regra de três pode-se determinar o deslocamento e o esforço de cada conector, conforme a Figura 3.6 (NATHAN, 2015; OLSEN et al., 2017).

Figura 3.6 Deslocamento dos conectores



Fonte: OLSEN et al. (2017) e NATHAN (2015).

Dessa forma, é possível pela Eq. 3.3 calcular o deslizamento relativo “ $\delta(i)$ ” para cada conector (i) presente na ligação (NATHAN, 2015; OLSEN et al., 2017).

$$\delta(i) = \delta(\max .) \cdot \frac{\frac{L}{2} - x_i}{\frac{L}{2} - x_1} \quad \text{Eq. 3.3}$$

### 3.1.2 Força nos conectores

Com a grandeza do deslocamento e da força aplicada em cada conector, obtém-se a rigidez elástica “ $K_E$ ” do painel, tipo-sanduíche (Figura 3.3 e Figura 3.4) que, para se saber a força que exerce sobre o conector, “ $i$ ”, pode-se escrever a equação 3.4 (OLSEN et al., 2017).

$$F_i = \delta(i) \cdot N \cdot K_E \quad \text{Eq. 3.4}$$

Sendo:

$F_i$  : Força incidindo no conector  $i$ ;

$\delta(i)$  : Deslocamento do conector  $i$ ;

$N$ : Número de conectores na mesma linha (transversal);

$K_E$ : Rigidez elástica entre os painéis.

Para se obter a soma das forças, sobre todos os conectores “ $F_s$ ”, utiliza-se a equação 4.5, é a força de cortante máxima entre as placas partindo do meio do vão, que é igual a zero, até a extremidade do painel que é máxima.

$$F_{SOM} = \sum F_i \quad \text{Eq. 3.5}$$

Conhecendo o tipo de conector e a força que for aplicada, equação 3.5, número de conectores e o deslizamento máximo, pode-se determinar pela simples regra de três o deslizamento final, conforme mostrado na equação 3.3.

### 3.1.3 Deslizamento máximo

Para se determinar o deslizamento axial máximo, deve-se conhecer as forças em cada conector, ao longo do painel e os deslocamentos. Conhecendo o deslocamento máximo, provocado pelas forças externas no painel, pode-se comparar ao deslocamento máximo linear, utilizando a equação da deformação elástica e comparando os deslocamentos, conforme equação 3.6.

$$\delta_{AXIAL} = \frac{P \cdot L}{A \cdot E} = \left[ \left( \frac{1}{b \cdot t_{y1} \cdot E} \right) + \left( \frac{1}{b \cdot t_{y2} \cdot E} \right) \right] \cdot \sum_{i=1}^n F_i \cdot \left( \frac{L}{2} - x_i \right) \quad \text{Eq. 3.6}$$

Sendo:

$\delta_{axial}$ : Deslizamento máximo permitido entre as placas devido ao deslocamento dos conectores;

$N$ : Número de linhas de conectores no painel até em  $L/2$ ;

$F_i$ : Força no conector  $i$ ;

$X_i$ : Localização da linha de conectores ( $\delta_i$ ).

$t_{y1}$ : Placa superior

$t_{y2}$ : Placa inferior

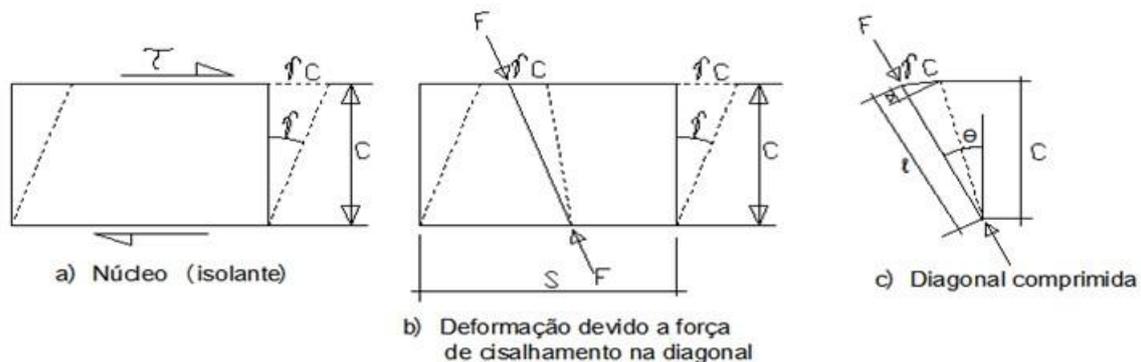
OLSEN et al. (2017), seguindo o critério de Allen (1969), depois de vários ensaios com a inclusão de conectores, considerando o painel do tipo sanduíche, submetido a um carregamento “q” uniformemente distribuída, verificou-se que o deslizamento ocorre do meio do vão ( $L/2$ ) até a extremidade do painel. Ao utilizar-se a carga “q”, foi observado que o painel passa por dois deslizamentos diferentes, um causado pela flexão do painel, “ $\delta_1$ ”, devido à curvatura das membranas, associadas ao painel, e outro, “ $\delta_2$ ” causado pela existência de tensão de cisalhamento entre as placas do painel.

Segundo Tomlinson e Fam (2015a), quando uma carga axial “N” é aplicada, excentricamente, em uma placa o esforço do vento faz com que ele se flexione, criando deslizamento diferencial entre as elas “ $\delta_s$ ”. Para uma análise inicial, assume-se que “ $\delta_s$ ” corresponda à deformação axial da placa estrutural, isto é, para painel não composto, e o comportamento em que a carga total (N) seja aplicada apenas à placa estrutural. Estabelece-se que o perfil de “ $\delta_s$ ”, ao longo do comprimento do painel, que é esperado para ser o máximo no final do carregamento, com um valor de  $(NL / EA)$ , conforme a Figura 4.7, zero no meio do comprimento do vão,  $L/2$ , sendo “L” o comprimento total do painel, “ $E_c$ ” o módulo de elasticidade do concreto e “ $A_s$ ” a área da seção transversal da placa estrutural.

A solução baseada na teoria de Allen (1969), utilizou os seguintes critérios: o conector da treliça inclinado (diagonais) comporta-se como componente da barra rígida, quando o painel é submetido à flexão), com conectores interligando as interfaces das placas e materiais do isolamento

interno, quando existir. Os conectores de cisalhamento são orientados, longitudinalmente, e se estendem em todo o comprimento do painel. O efeito dos conectores era discreto e distribuído a toda a largura efetiva “ $b_f$ ” do painel. A força desenvolvida numa única diagonal de treliça era submetida a uma deformação de cisalhamento, conforme mostra a Figura 3.7. Sendo que a força é definida pela equação 3.7, e a tensão de flambagem é dada pela equação 3.8.

Figura 3.7 – Deformação devido à força de cisalhamento entre placas



Fonte: ZHIQY (1998).

De acordo com a Figura 4.7, os valores de “ $\Delta$ ” e “ $\ell$ ”, são:

$$\Delta = \gamma \cdot C \cdot \text{Sen } \theta$$

$$\ell = \frac{C}{\cos \theta}$$

Substituindo na equação de “ $F$ ”, tem-se:

$$F = A_t \cdot E_s \cdot \frac{\Delta}{\ell}$$

$$F = A_t \cdot E_s \cdot \gamma \cdot \text{sen } \theta \cdot \cos \theta$$

Eq. 3.8

Sendo:

T = Tensão de cisalhamento;

$A_t$ : Área da seção da diagonal;

$E_s$ : Módulo de elasticidade do aço;

$\theta$ : Ângulo de inclinação da diagonal da treliça;

$\Delta$ : Deformação axial da diagonal da treliça;

$\gamma$ : Deslizamento por cisalhamento (no conector mais afastado do centro);

S: Espaçamento das diagonais consecutivas;

$t_{in}$  = Distância entre do painel.

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_b \cdot I_b}{L_b^2} \quad \text{Eq. 3.9}$$

Sendo:

$E_b$ : Módulo de elasticidade da diagonal da treliça;

$I_b$ : Momento de inércia da diagonal da treliça;

$L_b$ : Comprimento da diagonal da treliça.

## 3.2 PROJETO DO PAINEL

O projeto do painel depende de diversos fatores, dentre eles, foi dada relevância à rigidez entre as placas, pois estas definem o seu comportamento estrutural.

### 3.2.1 Estudo analítico

Os painéis de concreto, isolados pré-fabricados, pertencem a uma ampla categoria de painéis sanduíche, que consistem em duas faces, relativamente, rígidas com um núcleo flexível entre elas. O comportamento de flexão depende da deformação e do cisalhamento. Equações básicas, baseadas na mecânica contínua, foram propostas por pesquisadores anteriores para explicar esses componentes de deformação estimando a flexão de painéis sanduíche (ALLEN, 1993; GORDANINEJAD & BERT, 1989; FROSTIG & BARUCH, 1990; CHALLAMEL et al., 2010).

Nessas abordagens, uma hipótese amplamente adotada era que a rigidez de cisalhamento do núcleo é muito menor do que a das placas, o que também é válido para painéis de concreto, isolados pré-fabricados (PICP), com conectores de treliça (BUSH & WU, 1998).

Holmberg & Plem (1986) desenvolveram uma forma básica dessas equações, que foi adotada por Salmon & Einea (1995) para analisar o PICP. De acordo com Holmberg & Plem (1986), o método adotado para estudar a deformação dos painéis sanduíches tem dois componentes:

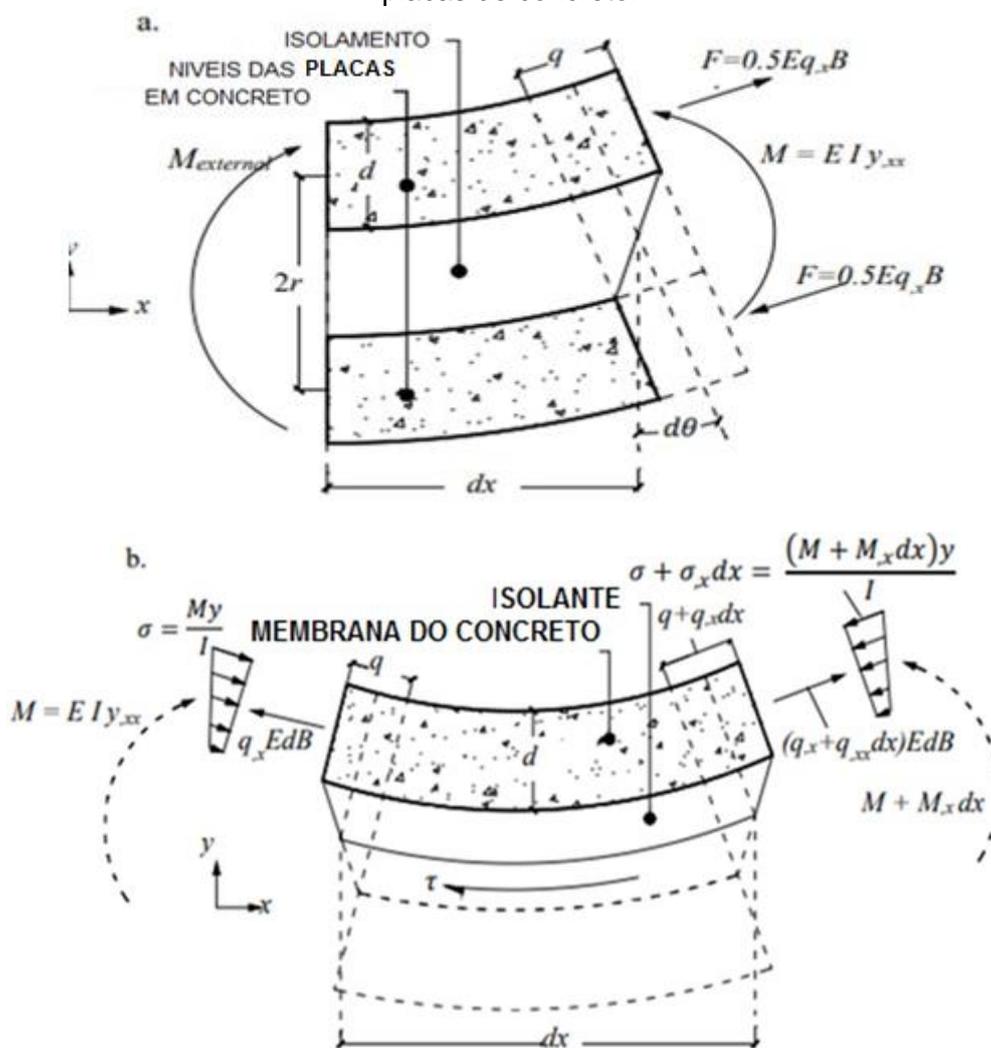
1. Curvatura do painel  $d\theta / dx$ ;
2. Cisalhamento compensado devido à deformação de cisalhamento, entre as camadas de concreto “q”, conforme mostrado na Figura 3.8. O equilíbrio

de momentos no elemento infinitesimal, conforme mostrado na Figura 3.8, que produz a equação 3.10:

$$E \cdot I \cdot y_{xx} = M + E \cdot q_x \cdot B \cdot d \cdot r \quad \text{Eq. 3.10}$$

Onde “M” é o momento externo, “I” é o momento de inércia de toda a seção transversal do painel e “B” é a largura do painel. Nessa equação, as variáveis “d”, “r”, “y” e “q” são mostrados na Figura 3.8. (GOUDARZI, 2016).

Figura 3.8 Ações em um elemento infinitesimal de um painel isolado de concreto: a) Forças e momentos fletores na cruz seção e, b) Tensão de cisalhamento entre as placas de concreto.



Fonte: GOUDARZI (2016).

Como mostrado na Figura 3.8, a tensão de cisalhamento no núcleo é produzida pela curvatura do painel, mais deslocamento de cisalhamento entre as camadas de concreto “q”.

O primeiro é calculado com base na mecânica de materiais. Para calcular esse equilíbrio de tensão de cisalhamento, entre camadas de forças horizontais, tem-se a equação 3.11.

$$E \cdot d \cdot r \cdot y_{xxx} = -0,5 \cdot d \cdot q_{xx} + k \cdot q = 0 \quad \text{Eq. 3.11}$$

Tomando a equação 3.10 e substituindo-a na equação 3.11, ao rearranjá-la tem-se (Eq. 4.12):

$$\frac{2 \cdot r}{E \cdot I} \cdot M_x = a^2 \cdot q_{xx} - \beta^2 \cdot q \quad \text{Eq. 3.12}$$

Sendo:

$$a^2 = 1 - B \cdot d \cdot r^2 / I$$

$$\beta^2 = 2 \cdot K / (E \cdot d).$$

As equações 3.11 e 3.12 podem ser resolvidas para “q”, que pode então ser substituído na equação 3.11 e se obter “y”.

Para aplicar essa teoria ao PICP, “K” pode ser calculado conforme segue na equação 3.13 (SALMON & EINEA, 1995; BUSH & WU, 1998):

$$K = n \cdot K_{truss} + G_{in} \quad \text{Eq. 3.13}$$

Sendo “K<sub>truss</sub>” a “rigidez de cisalhamento”, por unidade de comprimento do conector, “n” é o número de treliças conectores e “G<sub>ins</sub>” é o módulo de elasticidade transversal do material isolante.

Como mencionado, o efeito do material de isolamento pode ser ignorado, uma vez que pode deteriorar-se com o tempo.

Muitos pesquisadores propuseram algumas abordagens analíticas como Salmon e Einea (1995) e Mouser (2003), incorporando a força de cisalhamento, entre placas, para estimar a resistência à flexão com base nos resultados de ensaios.

Assim, Mouser (2003) propôs a equação 3.14 para estimar a capacidade de flexão de painéis de concreto sob um carregamento:

$$M_t = M_{lt} + M_{lc} + (V_t + V_{ins}) \cdot h_c \quad \text{Eq. 3.14}$$

Nessa equação, “ $M_t$ ” é a capacidade do momento fletor do painel isolado; “ $M_{lt}$ ” e “ $M_{lc}$ ” são as capacidades dos momentos das placas e concreto de tração e compressão, respectivamente, e “ $V_t$ ” e “ $V_{ins}$ ” são as capacidades de cisalhamento (entre placas e isolante) dos conectores e da ligação de concreto e isolamento, respectivamente.

Desconsiderando a resistência ao cisalhamento do isolante, tem-se a Equação. 3.15:

$$M_t = M_{lt} + M_{lc} + (V_t).hc \quad \text{Eq. 3.15}$$

Sendo que “ $V_t$ ” são forças de cisalhamento entre camadas “ $F_s = V_t = A_s.f_y$ ” e “ $h_c$ ” a distância entre os centros das placas de concreto, respectivamente.

Nas placas de concreto, o equilíbrio de forças, ao longo do painel, deve ser satisfeito de acordo com as equações 3.16 e 3.17, respectivamente.

$$\sum C - \sum T = P_u - V_c \quad \text{Eq. 3.16}$$

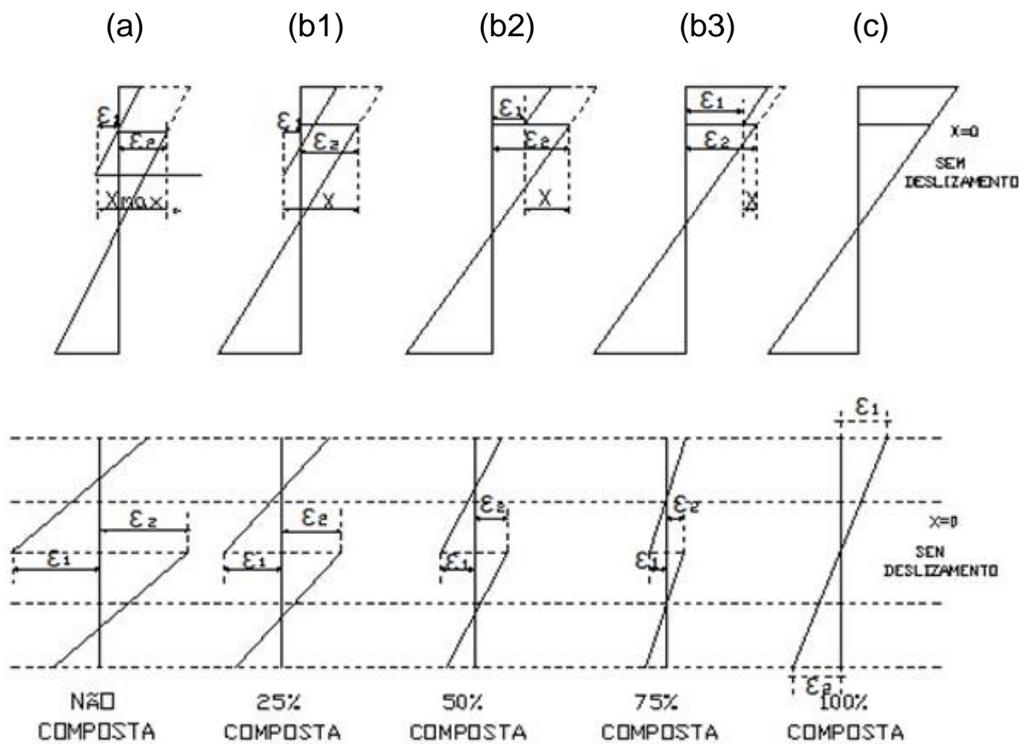
$$\sum C - \sum T = V_c \quad \text{Eq. 3.17}$$

Sendo que “ $\sum C$ ” e “ $\sum T$ ” são a soma das forças de compressão e tração sobre a seção transversal das placas de concreto, respectivamente, “ $P_u$ ” é a força axial última sobre toda a seção transversal do painel e “ $V_c$ ” é a força de cisalhamento necessária para a ação composta, que é encontrada de forma iterativa.

O grau da ação composta é calculado como a razão de “ $V_t / V_c$ ” e o painel pode ser projetado como:

- Não composto, sem nenhuma interação entre as placas da Figura 3.9, diagrama (a);
- Parcialmente composto: existe interação entre as placas nos diagramas (ver Figura 3.9b1, b2, b3);
- Totalmente composto, 100% rígido, não existindo deslizamento entre placas (ver Figura 3.9c).

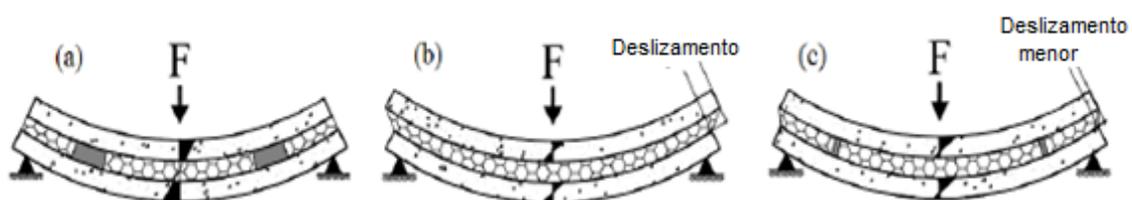
Figura 3.9 Diagrama de interação entre placas no painel sanduíche.



Fonte: LORENZ & STOCKWELL (1984).

A Figura 3.10 mostra as situações de interação entre as placas conforme discutido na Figura 3.9.

Figura 3.10 Situação de interação entre as placas: a) Painel totalmente composto b) Não composto c) Parcialmente composto.



Fonte: NATHAN (2015).

Analisando a Figura 3.10(a), o painel trabalha como se fosse uma única peça, não existe deslizamento entre placas.

Na Figura 3.10(b), pode-se observar que as duas placas trabalham independente uma da outra, sem existir rigidez entre elas, no entanto, existe deslizamento. Já a Figura 3.10(c), pode-se observar que as placas possuem uma

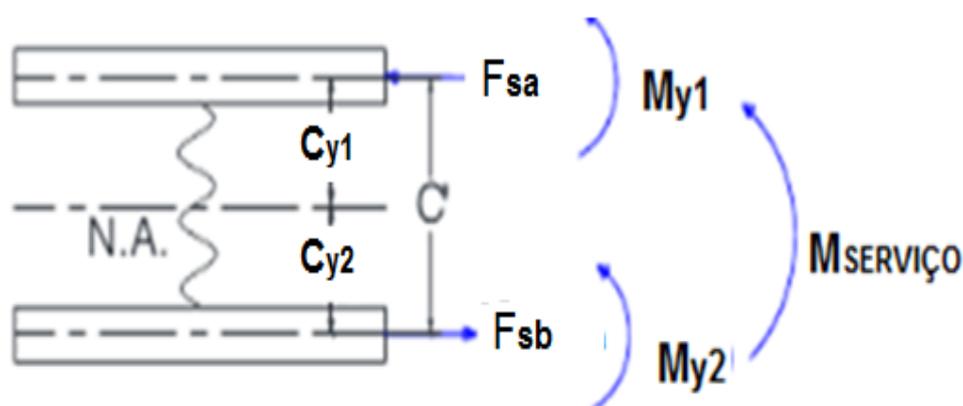
certa rigidez e transferem forças de cisalhamento entre placas por meio dos conectores, sendo o deslizamento menor.

Observa-se a configuração nos painéis, totalmente composta, não possui deslizamento entre placas (NATHAN, 2015).

### 3.2.2 Painel não composto

A Figura 3.11 mostra o diagrama esquemático, do corpo livre, do modelo a ser analisado. As camadas de concreto, sob carga fora do plano, sofrem efeitos combinados de força axial e momento de flexão fora do plano.

Figura 4.11 Esforços existentes em um painel tipo sanduíche



Fonte: CHEN (2017) e OLSEN et al. (2017).

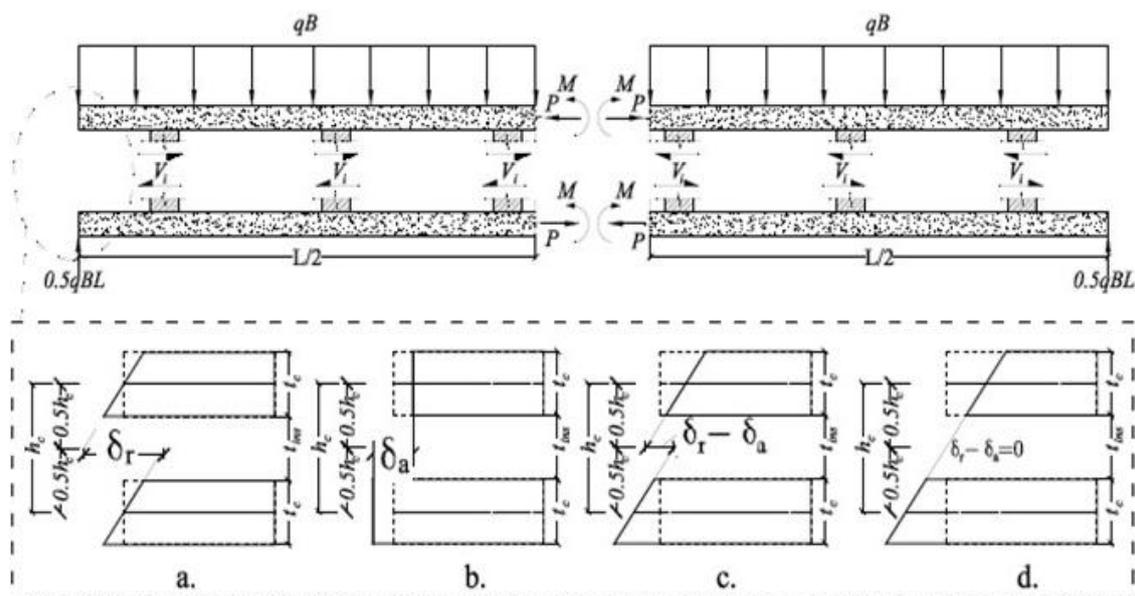
A placa inferior e a placa superior de concreto estão sob o efeito combinado de uma força de tração e compressão e um momento de flexão, fora do plano. O painel está sob o efeito combinado de uma força de compressão e um momento de flexão fora do plano.

Assim sendo, o momento-curvatura das camadas de concreto possui diferentes níveis de força e comportamento, força, deformação axial das camadas de concreto, em diferentes níveis, momento de flexão deve ser considerado na análise não linear do painel (GOUDARZI & NABI, 2016).

Em um painel, simplesmente apoiado, as forças axiais das camadas de concreto, são iguais, no meio do vão, na seção intermediária e nas extremidades do painel.

A rigidez básica de cisalhamento “ $K_0$ ” é definida como um valor proporcional às forças de cisalhamento totais, entre as camadas de um painel totalmente composto “ $V_c$ ”. A Figura 3.12 mostra o diagrama de corpo livre e as deformações nos conectores.

Figura 3.12 Diagrama do corpo livre e o deslizamento gerados pela: flexão (a), força axial (b), deformação devido à flexão e força axial entre placas de concreto (c) e, deformação das extremidades do painel em (PICP), totalmente composto (d).



Fonte: GOUDARZI (2016).

As forças máximas de cortante entre placas estão localizadas na extremidade do painel, no meio do vão, as forças cortantes apresentam valores mínimos, portanto, “ $K_0$ ” é definido como “ $V_c/\delta_c$ ” e “ $K_0$ ” não tem significado físico, em vez disso, ele será adotado apenas como uma referência para a rigidez total à força cortante entre placas.

Segundo Goudarzi (2016), o valor de “ $K_0$ ” é usado no parâmetro, “ $K/K_0$ ”, para relacionar o comportamento de qualquer painel teórico, não composto e totalmente composto e, “ $V_c$ ” é obtido a partir do teorema de Bernoulli, como pode ser visto na Eq. 3.18.

$$V_c = \frac{q \cdot B \cdot L^2 \cdot A_l \cdot h_c}{16 \cdot I_c} \quad \text{Eq.3.18}$$

Sendo, “ $q$ ” a carga uniforme distribuída; “ $B$ ” e “ $L$ ” são a largura e o comprimento do painel, respectivamente; “ $h_c$ ” é a distância entre os centroides

das membranas de concreto; “ $A_l$ ” é a área da seção transversal de uma membrana de concreto e “ $I_c$ ” é o momento de inércia da seção transversal do painel totalmente composto.

A deformação máxima de cisalhamento, entre camadas do painel, é a distância entre os planos tangenciais das extremidades das duas camadas de concreto (Figura 3.12). Essa distância é igual à distância horizontal, entre os planos tangenciais das camadas individuais de concreto, uma vez que os desvios e as rotações do painel são considerados pequenos. Na Figura 3.12, se o plano tangencial da camada de concreto de tração estiver à direita da camada de compressão, a deformação de cisalhamento do conector da camada é considerada positiva.

Em um painel não composto, as camadas de concreto passam apenas por momentos fletores. Como a espessura das camadas de concreto é considerada a mesma e essas estão distantes devido ao espaço entre placas, os momentos de flexão produzem rotações nas extremidades das camadas de concreto do painel, o que ocasiona uma distância horizontal entre os planos tangenciais, nas extremidades das camadas de concreto (Figura 3.12). Essa distância horizontal é a deformação máxima de cisalhamento entre as camadas, devido à rotação,  $\delta r$ , que é determinado pela Eq. 3.19.

$$\delta \cdot r = 0,5 \cdot \theta_{it} \cdot h_c + 0,5 \cdot \theta_{ic} \cdot h_c \quad \text{Eq. 3.19}$$

Sendo que “ $\theta_{it}$ ” e “ $\theta_{ic}$ ” são os ângulos de rotação das extremidades das camadas de concreto de tração e compressão, respectivamente.

Se os momentos fletores no painel forem produzidos apenas por forças axiais, nas camadas de concreto, a deformação máxima de cisalhamento entre camadas “ $\delta_a$ ” é tomada pela soma do encurtamento da camada de compressão e extensão da camada de concreto de tração, entre uma extremidade e o meio do vão do painel.

A força axial na camada de concreto, em cada seção transversal, é igual à força de cisalhamento entre as camadas daquela seção transversal para uma extremidade do painel, portanto, “ $\delta_a = \delta_{axial}$ ”. A Eq. 3.20 mostra o cálculo de “ $\delta_{axial}$ ” (GOUDARZI, 2016).

$$\delta_{axial} = \left( \frac{1}{E_c \cdot A_{ty2}} \int_{x=0}^{0,5L} F \cdot dx + \frac{1}{E_c \cdot A_{ty1}} \int_{x=0}^{0,5L} F \cdot dx \right) \quad \text{Eq. 3.20}$$

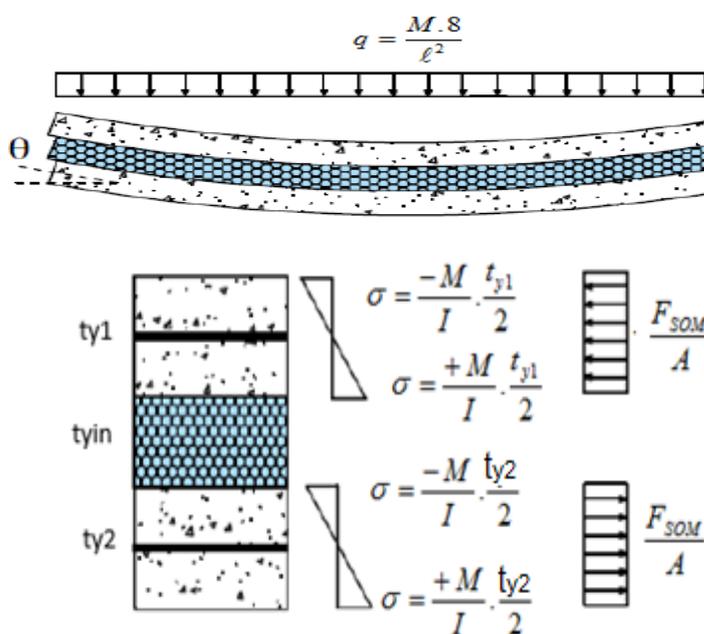
Sendo que, “ $A_{ty1}$ ” e “ $A_{ty2}$ ” são as áreas de seção transversal das camadas de concreto de tração e compressão, respectivamente; e “ $F$ ” é a força axial das placas de concreto, em cada seção transversal (OLSEN et al., 2017).

Em um painel, a deformação máxima de cisalhamento, entre camadas na extremidade do painel, é produzida pela superposição de rotação e deformação axial das camadas de concreto, portanto, a deformação máxima de cisalhamento, entre placas de um painel, é definida pela Eq. 3.21 (GOUDARZI, 2016).

$$\delta = \delta_r - \delta_{axial} \quad \text{Eq.3.21}$$

Quando a rigidez entre as placas não é total, elas deslizam entre uma e a outra, isso se observa nas extremidades e no centro das peças. Em  $L/2$  esse deslizamento não existe, conforme a Figura 3.13. (OLSEN et al. 2017; NATHAN, 2015; GOUDARZI, 2016).

Figura 3.13 Perfil das tensões e da carga equivalente, em painel sanduíche, não composto, o momento de serviço é absorvido pelas duas placas.



Fonte: OLSEN et al. (2017) e NATHAN (2015).

O painel é modelado com as camadas de concreto apresentando rigidez à flexão “ $E_C \cdot I$ ” e “ $E_C \cdot A$ ” rigidez axial.

Aplicando uma carga “ $q_s$ ” de serviço, no painel, e considerando análise elástica linear, em cada seção das placas que compõem o painel, uma sofre compressão “ $t_{y1}$ ” enquanto que a outra sofre tração “ $t_{y2}$ ”.

Para se encontrar a carga que gera a fissuração do painel não composto, a tensão de tração na placa que sofre tração deve ser comparada à resistência da tração do concreto e à força de tração axial “ $F_s$ ” (NATHAN, 2015).

A tensão gerada pelo momento fletor da placa tracionada, é calculado pela equação 3.22.

$$\sigma = \frac{M_{y2}}{I} \cdot \frac{t_{y2}}{2} + \frac{F_s}{A} \leq f_{ct,m} \quad \text{Eq.3.22}$$

Sendo:

$f_{ct,m}$  : Tensão de tração média no concreto;

$F_s$  : Força de cisalhamento entre placas  $A_s \cdot f_y$ ;

$M_{y2}$  : Momento aplicado na membrana  $t_{y2}$  (de tração);

$I$  : Momento de inércia da placas  $t_{y2}$ ;

$t_{y2}$  : Espessura da placa;

$A$  : Área da seção da placa.

O carregamento uniforme, que corresponde à fissuração no painel, é calculado como sendo (Eq. 4.23):

$$q_{rc} = \frac{\sigma}{f_{ct,m}} \cdot q_s \quad \text{eq. 3.23}$$

Se a carga “ $q_r$ ” de fissuração for maior que a de serviço “ $q_s$ ”, o painel não sofrerá fissuração sob a carga de serviço. A flexão então é igual a flexão calculada pela análise elástica linear do painel não fissurado, sendo (Eq. 4.24):

$$\Delta_t = \Delta_0 \quad \text{eq. 3.24}$$

Deve-se assegurar que o conector mais crítico (da extremidade) não esteja rompido pela carga de serviço. Assim, a força de cisalhamento no conector crítico “ $V_{max}$ ” deve ser menor que a resistência ao cisalhamento do conector, encontrado nos resultados obtidos no ensaio de cisalhamento “ $V_t$ ” (Eq. 3.25)

$$V_{max} < V_t \quad \text{Eq. 3.23}$$

Quando a resistência à força cortante do painel for menor que a carga de serviço “ $q_s$ ”, a flexão terá dois componentes: flexão antes da fissuração, “ $\Delta_0$ ”, e flexão pós-fissuração, “ $\Delta_{cr}$ ”, a flexão total é a soma das flexões (Eq. 3.24).

$$\Delta_t = \Delta_0 + \Delta_{cr} \quad \text{Eq. 3.24}$$

A flexão “ $\Delta_0$ ”, antes da fissuração, é calculada usando os resultados de uma análise elástica linear do painel, não fissurado, sob a carga “ $q_s$ ”, como sendo (Eq. 3.25).

$$\Delta_0 = \frac{q_{cr}}{q_s} \Delta_1 \quad \text{Eq. 3.25}$$

Sendo, “ $\Delta_1$ ” é a flexão média do painel, não fissurado, sob a carga “ $q_s$ ”, e “ $q_r$ ” é a resistência à fissuração, calculada na equação 4.21. Isolando “ $M_{ty2}$ ” na equação 3.26, tem-se o momento fletor máximo na placa “ $t_{y2}$ ”, assim:

$$M_{y2} = 2 \cdot I_{t,y2} \cdot \left( \frac{f_{ct,m}}{t_{y2}} - \frac{F_s}{b \cdot t_{y2}^2} \right) \quad \text{Eq. 3.26}$$

Analisando a Figura 3.13 obtém-se a equação 3.27, idêntica à equação 4.26 relativa ao momento fletor, o qual gera o momento de fissuração, ação do painel não composta na placa “ $t_{y2}$ ”, mas para que isso aconteça é necessário que os termos no interior dos parênteses sejam positivos, sendo que depende da resistência do concreto e da espessura da placa. Assim, pode-se determinar o valor do momento fletor na placa “ $t_{y2}$ ”, ou a placa fissura antes mesmo da solicitação. Conhecendo o momento fletor na placa “ $t_{y2}$ ”, que é o momento fletor de fissuração “ $M_{ty2}$ ”, associado à equação 3.21, determina-se a “ $q_r$ ”, carga de fissuração.

Observa-se que o que diferencia o valor dos momentos fletores é a rigidez entre placas.

$$M_{TOT} = M_{ty1} + M_{ty2} + F_s \cdot C \quad \text{Eq.3. 27}$$

$$M_r = 2 \cdot M_{ty2} + F_s \cdot C \quad \text{Eq. 3.28}$$

$$C = \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{int} \quad \text{Eq. 3.29}$$

Ainda, pode-se escrever que o momento  $M_r$  (de fissuração), na placa, pode ser descrito pela Eq. 4.30.

$$M_{ry2} = \frac{M_{TOT} - F_s \cdot C}{2} \quad \text{Eq. 3.30}$$

Sendo:

$M_{TOT}$ : Momento aplicado no painel de toda a seção transversal;

$M_{ty1}$ : Momento na placa “ $t_{y1}$ ”;

$M_{ty2}$ : Momento na placa “ $t_{y2}$ ”;

$F_s$ : Forças aplicadas nas armaduras da placa;

$C$ : Distância entre o centro de gravidade das placa “ $t_{y1}$ ” e “ $t_{y2}$ ”.

Utilizando a equação 4.27, podemos descrevê-la como (Eq. 3.31):

$$M_{TOT} = M_{ty1} + M_{ty2} + F_s \cdot C \quad (\text{se } F_s < A_s \cdot f_y) \quad \text{Eq. 3.31}$$

As duas placas trabalham sob flexão e absorvem momentos fletores, na placa superior “ $t_{y1}$ ”, a qual absorve força de compressão “ $F_{sa}$ ”, e na placa “ $t_{y2}$ ” absorvendo o momento fletor e uma tração de “ $F_{sb}$ ”. Tendo o momento fletor aplicado ao painel (Eq. 3.32).

$$M_{TOT} = M_{ty1} + M_{ty2} + F_s \cdot C \quad (\text{se } F_s > A_s \cdot f_y) \quad \text{Eq. 3.32}$$

A força de cisalhamento, entre as placas, é limitada por “ $A_s \cdot f_y$ ”, e a camada inferior, “ $M_{ty2}$ ”, não possui momento fletor, portanto, “ $M_{ty2}$ ” = 0

$$M_{TOT} = M_{ty1} + 0,00 + F_s \cdot C$$

Segundo a equação 3.33, “ $M_{ty1}$ ” trabalha na flexão e força de compressão que é igual “ $A_s \cdot f_y$ ”, e pode-se descrever na Eq. 3.34 (GOUDARZI, 2016).

$$M_{TOT} = 0,125 \cdot q_u \cdot B \cdot L^2 \quad \text{Eq. 3.34}$$

Reescrevendo, tem-se (Eq. 3.35):

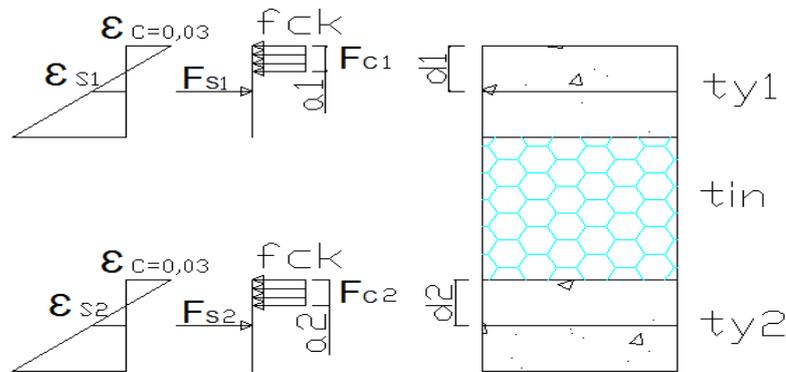
$$0,125 \cdot q_u \cdot B \cdot L^2 = M_{ty1} + 0,00 + A_s \cdot f_y \cdot C \quad \text{Eq. 3.35}$$

Sendo, “ $q_u$ ” é o último carregamento no painel; “ $B$ ” e “ $L$ ” são, respectivamente, a largura e comprimento do vão do painel.

Segundo OLSEN et al. (2017) e Tomlinson (2015), o momento máximo para um painel, idealmente, não composto ou parcialmente composto, de acordo

com as Figuras 3.14 e 3.15, pode-se equacionar da seguinte forma (Equações 3.36 e 3.37):

Figura 3.14 Distribuição de tensões em painéis não compostos, ou parcialmente compostos.



Fonte: OLSEN et al. (2017) e TOMLINSON (2015).

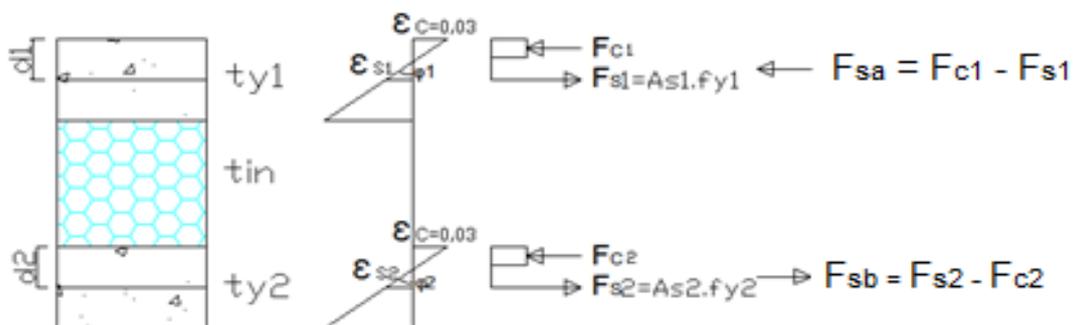
$$a_1 \cdot f_{ck} \cdot b = A_{s1} \cdot f_y \rightarrow a_1 = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{f_{ck} \cdot b} \quad \text{Eq.3.36}$$

$$a_2 \cdot f_{ck} \cdot b = A_{s2} \cdot f_y \rightarrow a_2 = \frac{A_{s2} \cdot f_y}{f_{ck} \cdot b} \quad \text{Eq. 3.37}$$

Portanto, o momento final, quando o painel é totalmente não composto ou parcialmente composto, pode-se escrever a equação 3.38.

$$M_{NC} = A_{s1} \cdot f_y \cdot \left( d_1 - \frac{a_1}{2} \right) + A_{s2} \cdot f_y \cdot \left( d_2 - \frac{a_2}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.38}$$

Figura 3.15 Deformação e forças nas placas no painel tipo sanduíche.



Fonte: OLSEN et al. (2017) e TOMLINSON (2015).

As forças em um painel parcialmente composto onde atuam os conectores no centro de cada placa, como é mostrado nas Figuras 3.14 e 3.15, para se manterem em equilíbrio estático transferem, entre si, as diferenças de forças de compressão, conforme as equações 3.39 e 3.40.

$$\sum F_{axial,1} = F_{S1} - F_{C1} - F_{Sa} = 0 \quad \text{Eq. 3.39}$$

$$\sum F_{axial,2} = -F_{S2} + F_{C2} + F_{Sb} = 0 \quad \text{Eq. 3.40}$$

Uma vez conhecidas as forças, na seção transversal, Figura 3.15, pode-se calcular o momento fletor total pela equação 3.41:

$$M = My_1 + My_2 + F_s \cdot \left( \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{in} \right) \quad \text{Eq. 3.41}$$

Sendo:

$My_1$  é o momento na placa superior (1);

$My_2$  é o momento na placa inferior (2).

Segundo OLSEN et al. (2017), a força máxima dos conectores, que pode ser transferida para a placas, é limitada e pode ser comparada à equação 3.42.

$$F_s = N \cdot \sum F_i \leq A_s \cdot f_y \quad \text{Eq. 3.42}$$

Sendo:

$N$ : Número de conectores por linha;

$F_i$ : Força no conector  $i$ .

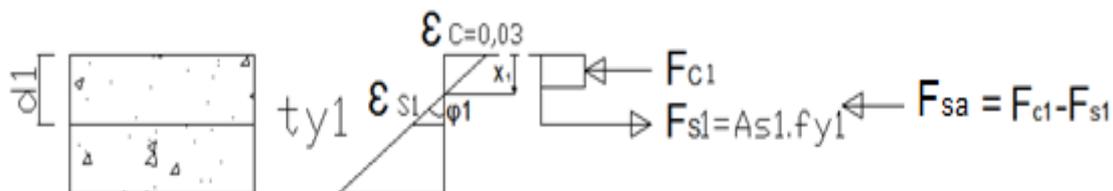
Aumentando o número de conectores em um painel suscetível a influenciar na flexão implica no aumento da rigidez entre placas desde que os conectores suportem os esforços de deslizamento.

### 3.2.2.1 Esforços na placa superior “ $t_{y1}$ ”

A Figura 3.16 mostra o equilíbrio da seção para a placas superior e, com as equações de equilíbrio mostrada na Eq. 3.43., tem-se o valor de “ $F_{c1}$ ”, “ $F_{s1}$ ” e “ $X_1$ ”.

Segundo NBR 6118:2014, fazendo análise linear sem redistribuição de esforços pode se usar os seguintes valores para  $X_1=0,45.d$ , para  $f_{ck} \leq 50$  MPa,  $X_1 = 0,35.d$ , para  $f_{ck} \geq 50$  MPa, quanto maior for  $x/d$  tanto maior será sua capacidade. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil, a posição da linha neutra no ELU. Deve obedecer a desigualdade citada.

Figura 3.16 Variáveis “ $F_{c1}$ ”, “ $F_{s1}$ ” e “ $X_1$ ” na membrana superior ( $t_{y1}$ ).



Fonte: TOMLINSON (2015) e OLSEN et al. (2017).

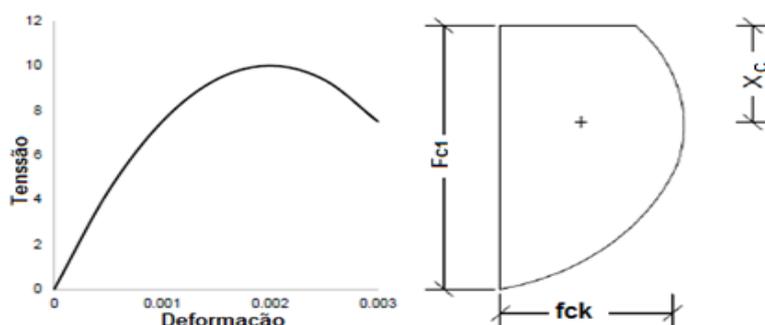
$$F_{sa} = F_{c1} - F_{s1} \quad \text{Eq. 3.43}$$

A partir desse equilíbrio, foi adotado que a deformação no concreto da fibra mais afastada seja “ $\varepsilon_c$ ” = 0,0035 e, com isso, determinar a profundidade da linha neutra “ $x$ ” e calcular o ângulo “ $\varphi_1$ ”, pela Eq. 3.44.

$$\varphi_1 = \frac{\varepsilon_c}{x} \rightarrow \varepsilon_c = \varphi_1 \cdot x \quad \text{Eq. 3.44}$$

Calcula-se a força de compressão, na parte superior da placa, utilizando as Figuras 3.16 e 3.17, a equação de Hognestad (1951), determinando-se o centro de gravidade (C.G.) da carga de aplicação da força na parábola de deformação do concreto, conforme as equações 3.45, 3.46 e 3.47.

Figura 3.17 Tensão x Deformação segundo Hognestad (1951) e parábola de compressão do concreto.



Fonte: Hognestad (1956)

$$\sigma = fck \left[ 2 \cdot \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Eq. 3. 45}$$

Sendo que, “ $\sigma$ ” é a Tensão no concreto; “ $f_{ck}$ ” é a resistência do concreto à compressão e, “ $\varepsilon_c$ ” é a Deformação do concreto e  $\varepsilon_0 = 0,002$ .

$$F_{c1} = b \cdot fck \cdot \left( \frac{\phi_1 \cdot x_1^2}{\varepsilon_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\phi_1 \cdot x_1}{3 \cdot \varepsilon_0} \right) \quad \text{Eq. 3.46}$$

Sendo que, “ $F_{c1}$ ” é a força de compressão na placa  $t_{y1}$  e “ $b$ ” é a largura da placa.

Para a determinação de “ $x_c$ ” tem-se a equação 3.47.

$$x_c = \frac{\int_0^x f_{ck} \left[ \frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] x \cdot dx}{\int_0^x f_{ck} \left[ \frac{2 \cdot \varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \cdot dx} \rightarrow x_c = x - \frac{x \cdot (8 \cdot \varepsilon_0 - 3 \cdot \phi_1 \cdot x)}{12 \cdot \varepsilon_0 - 4 \cdot \phi_1 \cdot x} \quad \text{Eq. 3.47}$$

Sendo que “ $x_c$ ” corresponde ao C.G. da parábola de compressão do concreto (Figura 3.17).

Pode-se determinar a tensão e a deformação do aço na placa  $t_{y1}$ , por meio da equação 4.48:

$$\varepsilon_s = \varepsilon_c \cdot \frac{d_1 - x_1}{x_1} \quad \text{Eq.4.48}$$

Sendo:

$d_1$ : Distância do C.G. do aço até a fibra superior mais afastada;

$x_1$ : Distância da fibra mais afastada até a linha neutra na placa “ $t_{y1}$ ”.

Para manter dentro da faixa elástica do aço tensão e deformação obedece à condição (Eq. 3.49):

$$f_{yd} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases} \quad \text{Eq. 3.49}$$

Sendo:

$f_{yd}$  : Tensão de cálculo do aço;

$E_s$ : Módulo de elasticidade do aço;

$\varepsilon_s$  : Deformação de cálculo do aço;

$\varepsilon_y$  : Deformação do aço inicialmente.

Calcula-se a tensão do aço, na membrana superior, usando a equação 3.50:

$$F_{Sa} = A_s \cdot f_y \quad \text{Eq.3.50}$$

Em seguida, calcula-se “x” (distância da linha neutra à fibra mais comprimida) e verifica-se se existe o equilíbrio das forças na placa com a equação:

$$\sum Fx \rightarrow F_{s1} - F_{c1} - F_{sa} = 0 \quad \text{Eq. 3.49}$$

### 3.2.2.2 Esforços na placa inferior “ty2”

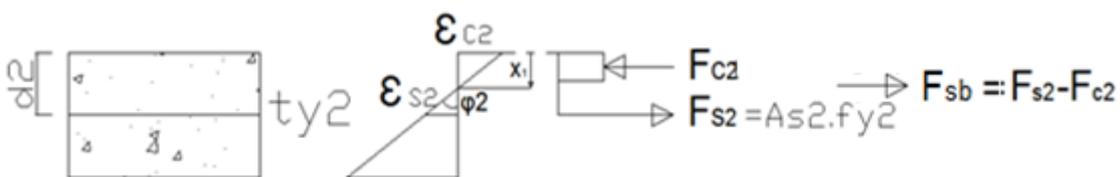
Supondo que “ $\phi_1 = \phi_2$ ”, de acordo com a Figura 3.18, o procedimento padrão para se um painel tem comportamento totalmente composto ou não, segue o que foi preconizado por Davidson (2015), Rizkalla (2010) e Stockwell (1984). A Determinação da força de compressão e força de tração na membrana “ty2”, “ $F_{c2}$ ” e “ $F_{s2}$ ”, em seguida com a equação de Hognestad, determina-se a posição da linha neutra “ $x_2$ ”, observando sempre a deformação máxima do concreto, adota-se o valor de “ $\varepsilon_c$ ” = 0,0035, podendo assim determinar as forças de equilíbrio na placa inferior, calculando a força de compressão na placa inferior “ty2” pela equação 3.50, tem-se:

$$F_{C2} = b \cdot f_{ck} \cdot \frac{\phi_2 \cdot x_2^2}{\varepsilon_0} \cdot \left(1 - \frac{\phi_2 \cdot x_2}{3 \cdot \varepsilon_0}\right) \quad \text{Eq. 3.50}$$

Em seguida, determina-se a deformação do aço com a equação 4.51 (Figura 3.18):

$$\varepsilon_{sb} = (d_2 - x_2) \cdot \phi_2 \quad \text{Eq. 3.51}$$

Figura 3.18 Forças existentes na placa inferior (ty2).



Fonte: OLSEN et al. (2017) e BENAYOUNE (2007).

Alterando a altura da linha neutra “ $x_2$ ”, até encontrar o equilíbrio das forças, na placa, tem-se as equações 3.52 e 3.53:

$$F_{s2} = f_{y2} \cdot A_{s2} \quad \text{Eq. 3.52}$$

A seguir, a igualdade da equação deve ser verificada:

$$\sum F_x \rightarrow F_{s2} - F_{c2} + F_{sb} = 0 \quad \text{Eq. 3.53}$$

Obtém-se os momentos “ $M_1$ ” na placa (1) criada pelo equilíbrio das forças, “ $F_{c1}$ ”, “ $F_{s1}$ ” e “ $M_2$ ”, e na placa (2) criada pelo equilíbrio das forças “ $F_{c2}$ ” e “ $F_{s2}$ ”. Assim, a equação dos momentos no painel é determinada pelas equações 3.54, 3.55 e 3.56, por conveniência rerepresentadas.

$$M = M_1 + M_2 + F_{SOM} \cdot \left( \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{in} \right) \quad \text{Eq. 3.54}$$

$$M_1 = F_{c1} \cdot (d_1 - x_1) \quad \text{Eq. 3.55}$$

$$M_2 = F_{c2} \cdot (d_2 - x_2) \quad \text{Eq. 3.56}$$

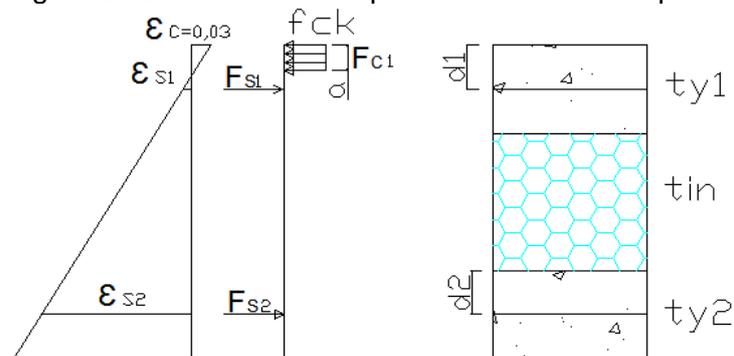
Inércia do painel totalmente não composto é dada pela soma das inércias de cada placa,  $I_{ty1} + I_{ty2}$ , dada pela equação 3.57.

$$I_{ty1,ty2} = \frac{b \cdot t_{y1}^3}{12} + \frac{b \cdot t_{y2}^3}{12} \quad \text{Eq. 3.57}$$

### 3.2.3 Painel totalmente composto

Observando a Figura 3.19, tem-se o momento final totalmente composto, segundo o autor Stockwell (1984) não existe deslizamento entre placas.

Figura 3.19 Tensão em um painel totalmente composto



Fonte: TOMLINSON (2015) e OLSEN e at. (2017).

Para calcular o momento, totalmente composto, o painel atua por definição, sem descontinuidade de tensões.

Assim, com a compatibilidade de deformações, o procedimento pode ser com aço comum ou aço de protensão (ou ambos), pode ser visto pela Eq. 3.58.

$$a = \frac{A_{S1} \cdot f_{y1} + A_{S2} \cdot f_{y2}}{f_{ck} \cdot b} \quad \text{Eq.3.58}$$

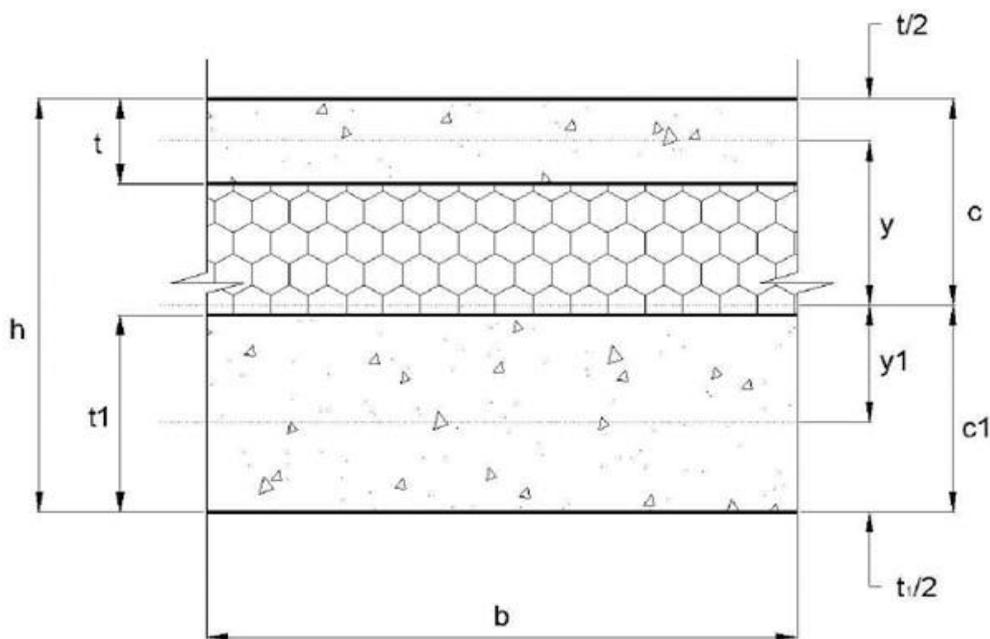
O momento final, totalmente composto, é dado pela equação 3.59:

$$M_{TC} = A_{S1} \cdot f_{y1} \cdot \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) + A_{S2} \cdot f_{y2} \cdot \left( d_2 + t_{y1} + t_{in} - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Eq. 3.59}$$

Determinação da inércia total do painel, totalmente composto, sem fissuração, dada pela equação 4.60, segundo a Figura 4.20.

$$I_{tot} = \frac{b \cdot t_{y1}^3}{12} + b \cdot t_{y1} \cdot y_1^2 + \frac{b \cdot t_{y2}^3}{12} + b \cdot t_{y2} \cdot y_2^2 \quad \text{Eq. 3.60}$$

Figura 3.20 Seção genérica de uma seção composta.



Fonte: CEB-FIB FIP TG. 6 (2012).

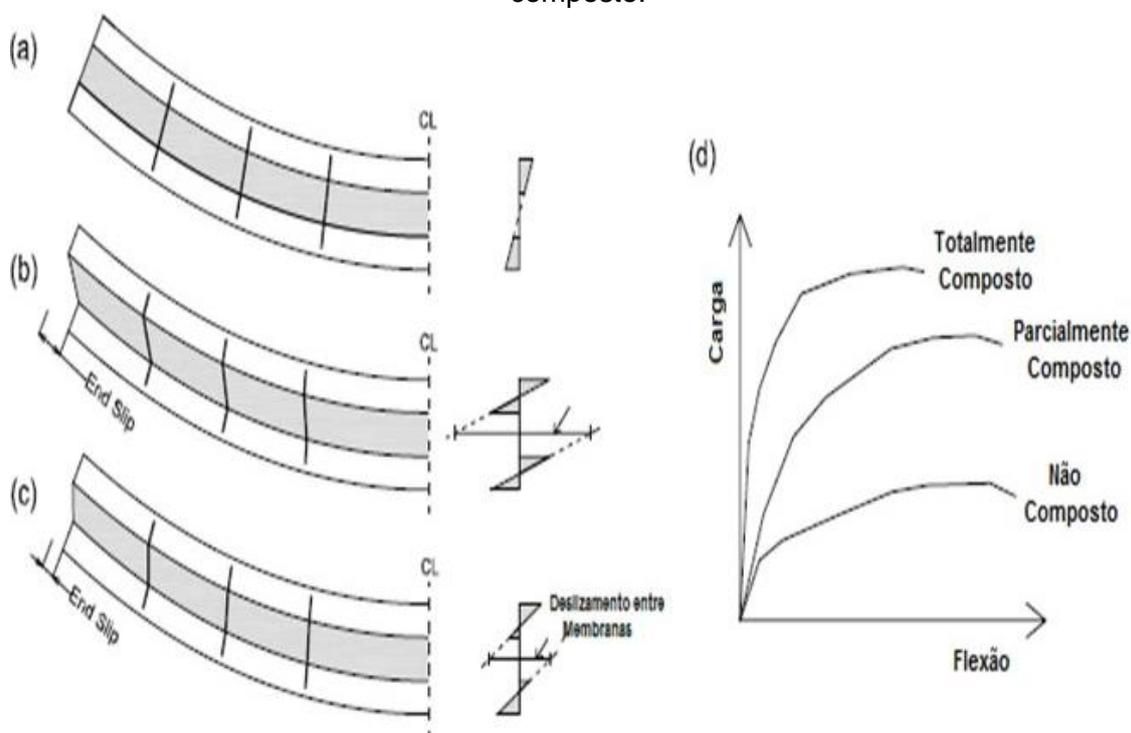
### 3.3 GRAU DA AÇÃO DO COMPOSTO (PAINEL TIPO SANDUÍCHE)

Definida de uma forma bastante complexa, partes deste método foram utilizadas por Benayoune (2007), Tomlinson (2015) e Nathan (2015) simplificando bastante a maneira de se determinar o grau da ação entre placas,

método também usado por OLSEN et al. (2017), portanto, utiliza-se este procedimento para se determinar a ação entre duas placas de um painel tipo sanduíche.

Define-se a ação totalmente composta calculando o momento máximo para um painel totalmente composto, " $M_{TC}$ ", e momento máximo para um painel totalmente não composto " $M_{NC}$ ", comparam-se os dados obtidos por meio dos ensaios do painel. Há debate entre o meio técnico sobre a melhor abordagem para prever o comportamento do painel parcialmente composto (PCI, 2011), podendo ser visto na Figura 3.21.

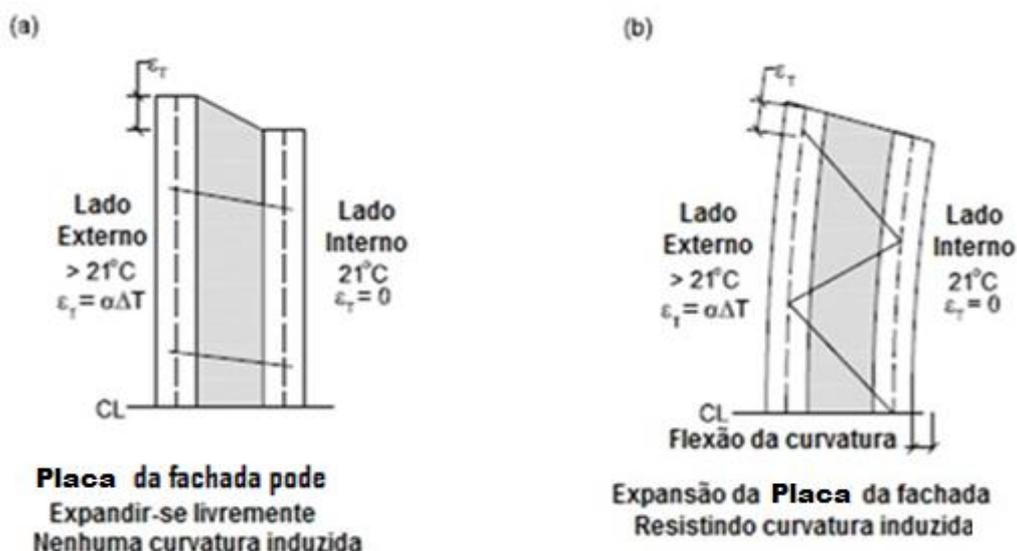
Figura 3.21 Propriedades estruturais do painel sanduíche, tensão e deformação, (a) Painel totalmente composto (b) Painel não composto e (c) Painel parcialmente composto.



Fonte: TOMLINSON (2015).

Independente da posição do painel, os efeitos em um painel vertical recebe cargas axiais e forças de vento, provocando a flexão e o deslizamento entre as placas. O efeito de temperatura no painel externo provoca uma sobrecarga nos conectores, principalmente quando as duas placas estão apoiadas, como pode ser visto na Figura 3.22

Figura 3.22 Deformação devido ao efeito térmico em (a) painel não composto (b) painel totalmente composto.

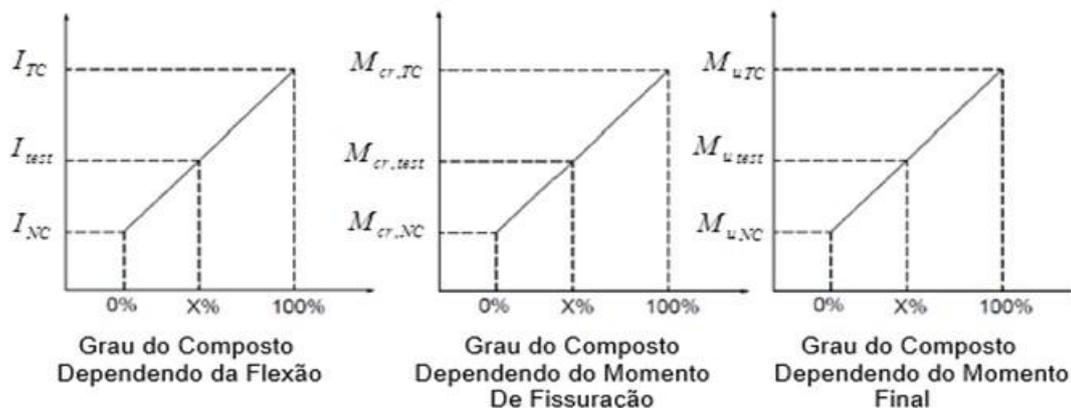


Fonte: TOMLINSON (2015).

### 3.4 AVALIANDO A AÇÃO COMPOSTA

Compreender o grau de ação combinada é essencial para prever o desempenho da estrutura, de um painel tipo-sanduíche. O grau de ação composta é comumente determinado comparando-se o desempenho na flexão de um painel testado, teoricamente, como totalmente composto e não-composto e com a mesma seção transversal. Há algum debate sobre qual abordagem é melhor para avaliar a ação composta, proposta por Tomlinson (2015). Utilizando o momento fletor teórico, totalmente composto, o momento teórico não-composto e o momento medido a partir dos resultados de ensaios, o grau de ação composta “ $K_d$ ” pode ser determinado como mostram as Figuras 3.21 e 3.23.

Figura 3.23 Grau da composição no painel em função da flexão, momento de fissuração e momento final.



Fonte: TOMLINSON (2015) e OLSEN (2017).

1 - Grau da ação composta dependendo da flexão “ $K_d$ ” (Eq. 4.61):

$$K_d = \frac{I_{test} - I_{NC}}{I_{TC} - I_{NC}} \quad \text{Eq. 3.61}$$

Sendo:

$I_{test}$  : Momento de inércia obtido no ensaio;

$I_{NC}$  : Momento de inércia teórico, painel não-composto;

$I_{TC}$  : Momento de inércia teórico, painel totalmente composto;

2 - Grau da ação composta dependendo da flexão “ $K_{Mcr}$ ” (Eq. 3.62):

$$K_{Mcr} = \frac{M_{cr,test} - M_{cr,NC}}{M_{cr,TC} - M_{cr,NC}} \quad \text{Eq. 3.62}$$

Sendo:

$M_{cr,test}$  : Momento de fissuração, no ensaio;

$M_{cr,NC}$  : Momento de fissuração teórico, painel não composto;

$M_{cr,TC}$  : Momento de fissuração teórico, painel totalmente composto.

3 - Grau da ação composta dependendo da força aplicada “ $K_u$ ” (Eq. 3.63):

$$K_u = \frac{M_{u,test} - M_{u,NC}}{M_{u,TC} - M_{u,NC}} \quad \text{Eq. 3.63}$$

Sendo:

$M_{u,test}$  : Momento obtido por meio do ensaio;

$M_{u,NC}$  : Momento teórico painel não composto;

$M_{u,TC}$  : Momento teórico painel totalmente composto.

### 3.5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Observa-se que nesse método de dimensionamento aqui utilizado, quando é aplicado a carga o painel sofre flexão, existe deslizamentos diferentes entre as placas, as duas placas se deslocam na mesma direção, mas com deslocamentos diferentes. E quando a força aplicada nos conectores “ $F_s$ ” for

maior que " $A_s.f_y$ ", da placa, a força de cisalhamento, entre as placas, é limitada por " $A_s.f_y$ ", e a camada inferior " $t_{y2}$ ", não possui momento fletor, portanto, " $M_{t_{y2}} = 0$ ".

Quando a força nos conectores " $F_s$ " forem menor que " $A_s.f_y$ ", as duas placas trabalham sob flexão e absorvem momentos fletores; na placa superior " $t_{y1}$ ", a qual absorve força de compressão " $F_s$ ", e na placa " $t_{y2}$ " absorvendo o momento fletor e uma tração de " $F_s$ ". Conhecendo as variáveis e limites da deformação do aço e do concreto, permite-se dimensionar o painel tipo sanduiche na flexão e determinar a rigidez (grau de interação), entre as placas.

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente capítulo mostra o programa experimental de ensaios à flexão e a força cortante entre placas, de modo a se analisar a rigidez entre as placas.

### 4.1 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Os ensaios foram distribuídos em função da especificação da região entre placas, ou seja, se haveria ou não um material entre as camadas e o tipo de material utilizado no enchimento, (nervuras de concreto e em outros preenchimentos com concreto).

Todos os painéis foram moldados na empresa fornecedora das peças para ensaio, que forneceu todos os materiais correspondentes aos ensaios (concreto, armadura e transporte) para serem realizados no NETPre/UFSCar. Para os ensaios à flexão, todos os painéis apresentavam comprimento de 520 cm e largura de 120 cm, sendo que a diferença entre eles, consistia da presença ou não de enchimento e o número de nervuras.

Para os ensaios à força cortante entre as placas, os modelos apresentavam comprimento de 100 cm e largura de 120 cm, sendo que, da mesma forma que no caso dos ensaios à flexão, a diferença entre eles consistia da presença ou não de enchimento e o número de nervuras. A Tabela 4.1 mostra a descrição dos modelos estudados para os ensaios à flexão e à força cortante entre camadas.

Tabela 4.1 Descrição dos modelos estudados.

Painel	Descrição	Número de ensaios	
		Ensaio à flexão	Ensaio de força cortante entre membranas
PP	Painel preenchido, tres treliças	2	1
PN	Painel nervurado, tres treliças	3	2
PPC	Painel preenchido nas cabeceiras, três treliças	2	1
PV	Painel vazado, três treliças	2	1
*PV2	Painel vazado com duas treliças	1	0

Fonte: próprio autor (2019).

A mesma nomenclatura foi utilizada para ensaios na flexão e ensaios na cortante.

#### 4.1.1 Ensaios de flexão

Foram ensaiados ao todo 10 painéis sanduíche, sendo eles constituídos de modelos de duas e três treliças, preenchidos com concreto, nervurados ou vazados, ou seja, sem preenchimento. A Tabela 4.2 mostra as características de cada modelo ensaiado.

Tabela 4.2 Características das armaduras utilizadas nos modelos estudados.

Painel	Tipo de tela soldada	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	Tipo de treliça
PP	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PN	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PPC	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PV	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
*PV2	Q283 CA-60	3,95	3,91	BE9 (2x)

\*PV2 painel vazado com duas treliças

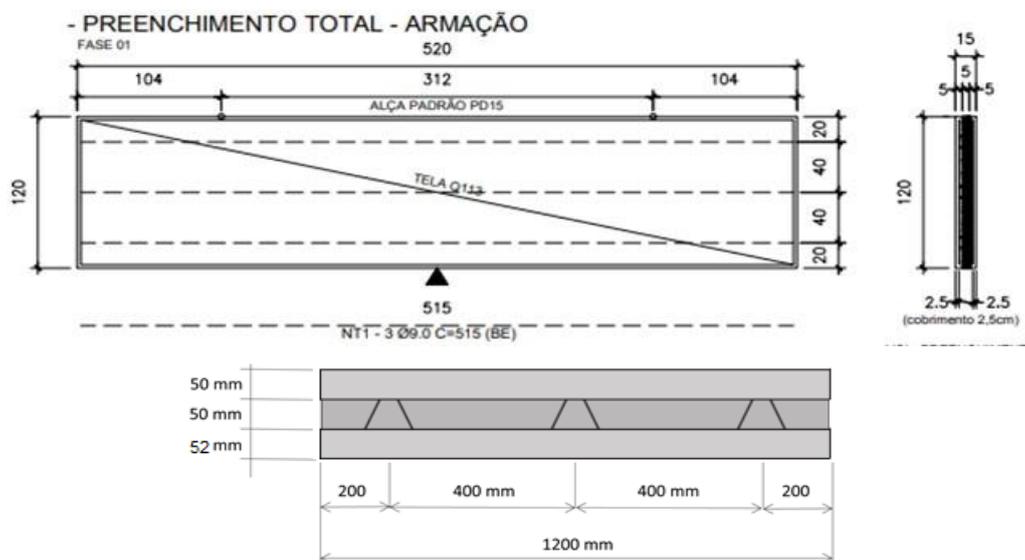
Fonte: próprio autor (2019).

Vale salientar que, no projeto do painel enviado pela empresa, a resistência à compressão do concreto estava definida em 50 MPa para o ensaio.

##### 4.1.1.1 Modelos PP (painel preenchido)

Foram moldados dois painéis preenchidos de concreto, sendo que o modelo a ser ensaiado trata-se de um painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores, tipo treliça BE9 (Figura 4.1).

Figura 4.1 Painel preenchido, (PP1) e (PP2), comprimento,  $L=520$  cm, vão entre apoios,  $\ell=500$  cm e largura  $b=120$  cm.



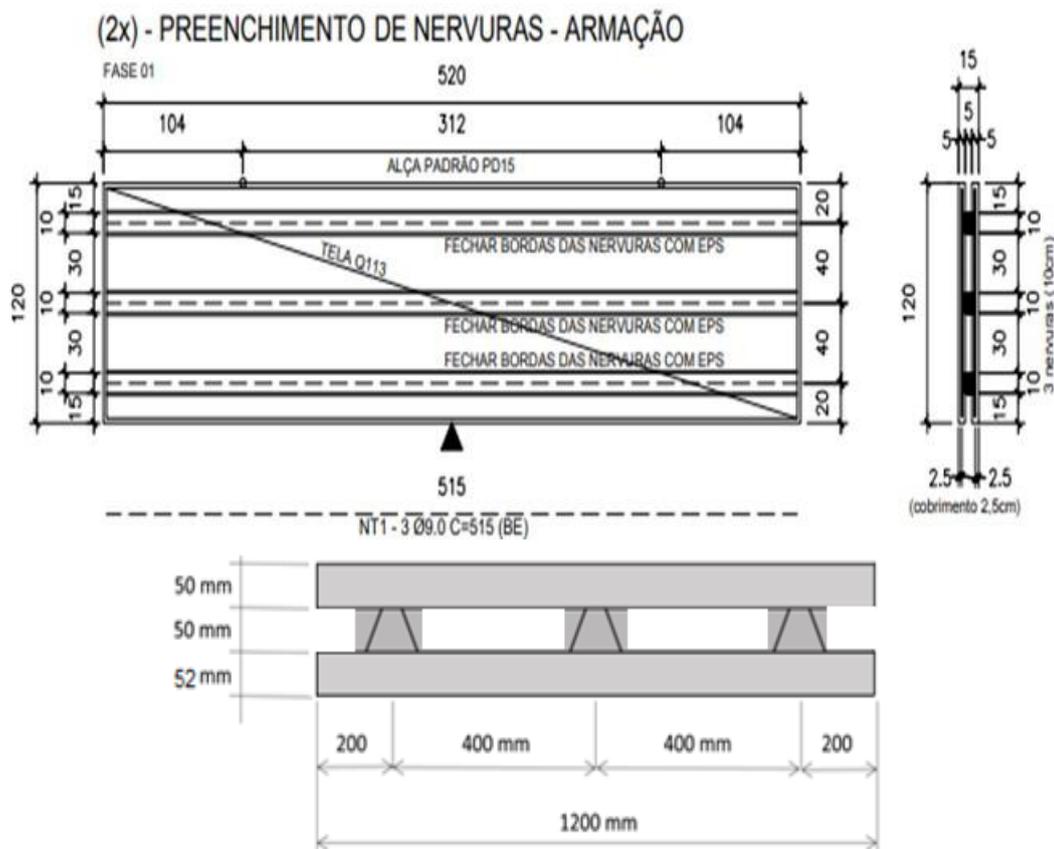
Fonte: Próprio autor (2019).

Após a concretagem das membranas com espessura de 50 mm cada, foi feito preenchimento com concreto de 15 MPa, entre elas, formando assim o painel medindo 5200 mm, em seu comprimento, com 1200 mm em sua largura e 150 mm de espessura, dois modelos ensaiados, denominados de PP1 e PP2.

#### 4.1.1.2 Modelos PN (painel nervurado)

Foram moldados três painéis nervurados com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores, três treliças, tipo BE9, conforme Figura 4.2.

Figura 4.2 Painel (PN1 – PN2 – PN3), com três nervuras de comprimento,  $L=520$  cm, com vão entre apoios de  $\ell=500$  cm e largura  $b=120$  cm.



Fonte: Próprio autor (2019).

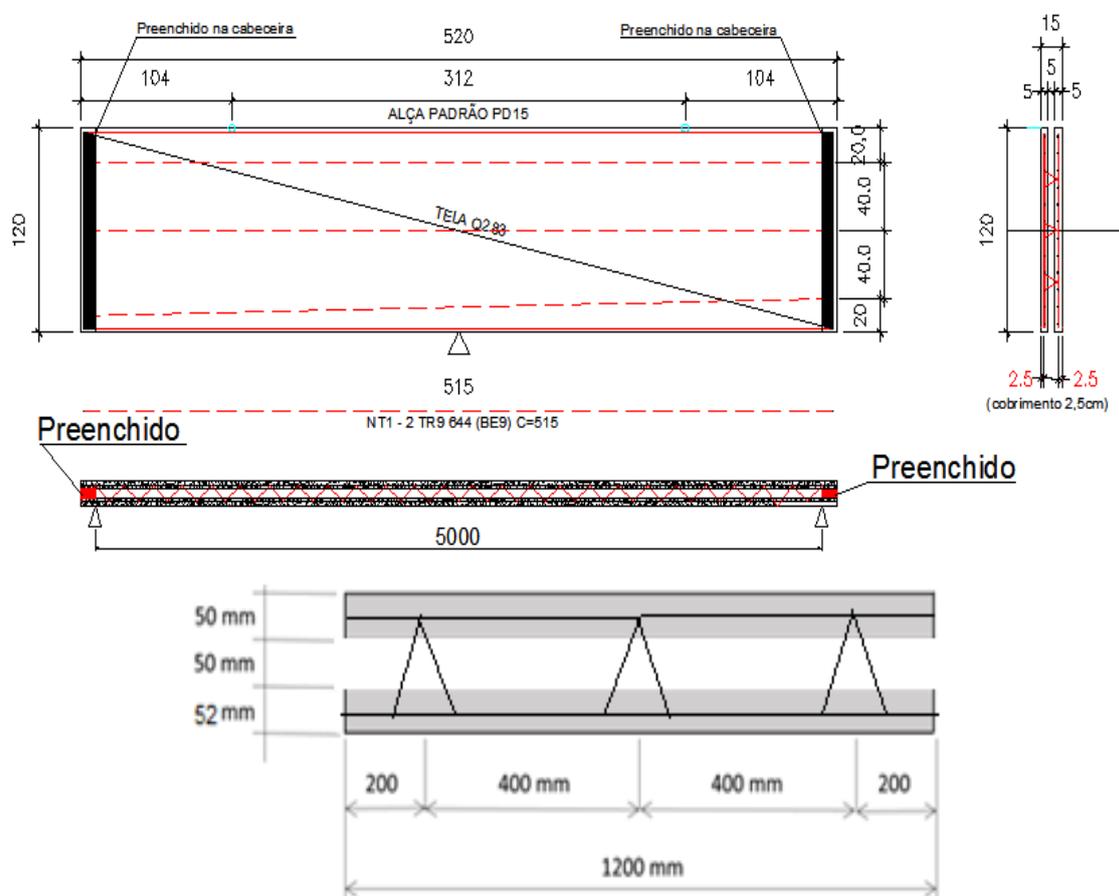
Após a concretagem de uma placa foram concretadas as nervuras, após isso a placa seguinte, contendo um vazio de 50 mm, formando o painel que mediu 5200 mm de comprimento, 1200 mm de largura e 150 mm na sua espessura, de acordo com a Figura 4.2, tratam-se de três modelos ensaiados, denominados de PN1, PN2 e PN3.

#### 4.1.1.3 Modelos PPC (painel preenchido nas cabeceiras)

Foram moldados dois painéis com três treliças interligando as placas, tipo BE9, conforme Figura 4.3.

O painel foi moldado medindo 5200 mm em seu comprimento, com 1200 mm de largura e 150 mm de espessura (Figura 4.3), em um modelo ensaiado, denominado de PPC1.

Figura 4.3 Painel (PPC1), com três treliças, preenchidos nas cabeceiras com comprimento,  $L=520$  cm, vão entre apoios  $l=500$  cm e largura  $b=120$  cm.



Fonte: Próprio autor (2019).

Após a concretagem de uma das placas foram concretadas as nervuras e as cabeceiras, estas com 100 mm de largura.

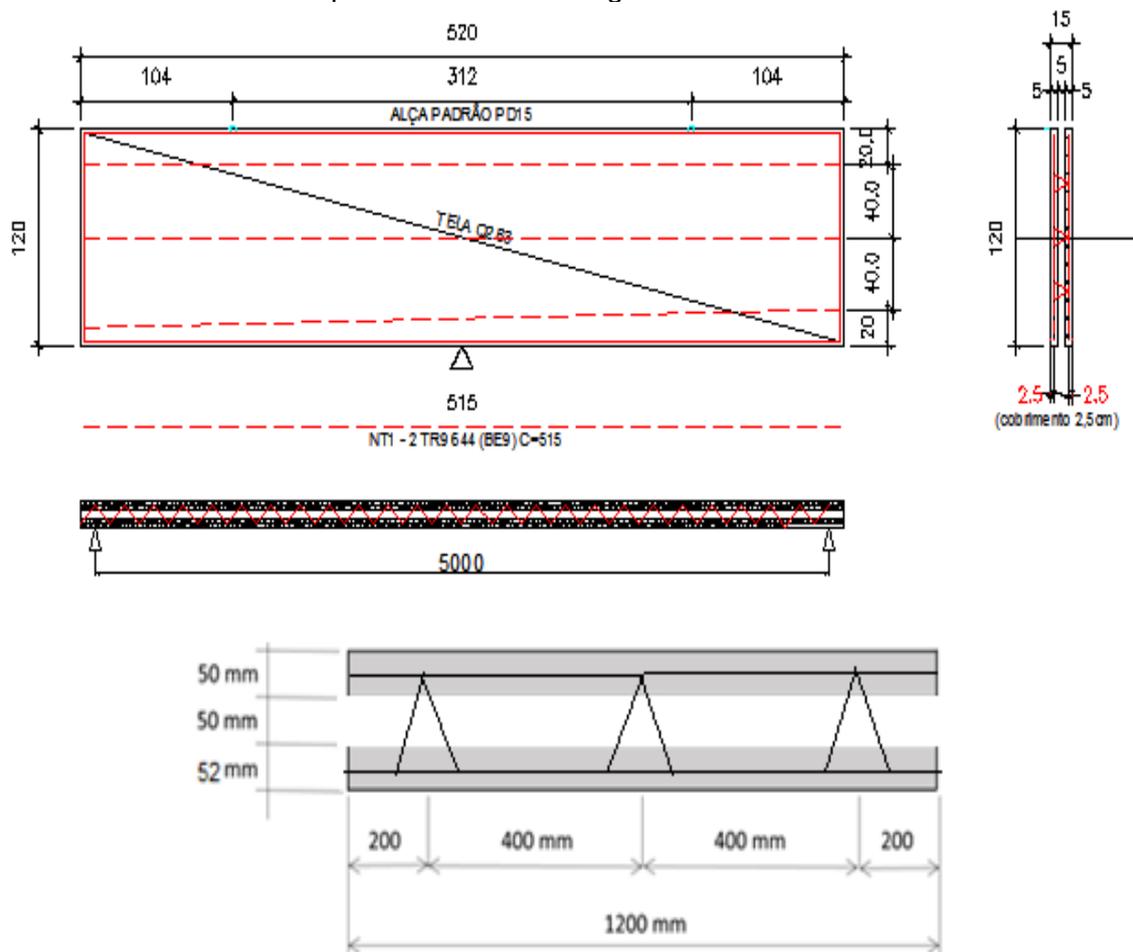
Após a peça ser inicialmente curada, foi virada e posicionada para receber a placa seguinte, limitada por espaçadores e contendo um vazio de espessura entre placas de 50 mm.

#### 4.1.1.4 Modelos PV (painel vazado com três treliças)

Foram moldados dois painéis com duas membranas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores de três treliças, tipo BE9, conforme a Figura 4.4.

Após a concretagem de uma placa, a peça foi virada e concretada a placa seguinte, permanecendo um vazio de 50 mm de espessura em seu interior, formando assim o painel com as medidas de 5200 mm de comprimento com 1200 mm de largura e 150 mm de espessura, de acordo com a Figura 4.4, contendo dois modelos ensaiados, denominados de PV1 e PV2.

Figura 4.4 Painel (PV), painel vazado, três treliças, comprimento,  $L=520$  cm, vão entre apoios  $\ell= 500$  cm e largura  $b = 120$  cm.



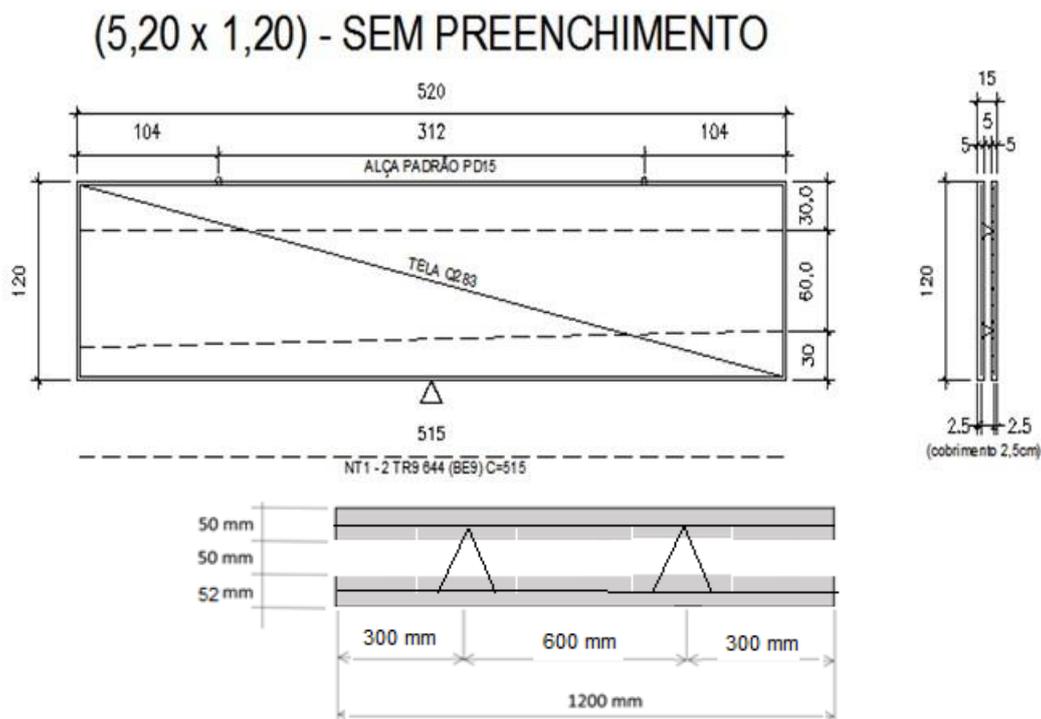
Fonte: Próprio autor (2019).

A treliça possui um conector a cada 20cm, as treliças possuem  $L/2 = 250\text{cm}$ ;  $250/20 = 12$  conectores,  $N=3$  que são três conectores por linha, totalizando 36 conectores. Nos ensaios foram utilizadas nos painéis: treliças espaciais, tipo BE9, e uma tela soldada Q113, conforme a Figura 4.5.

#### 4.1.1.5 Modelo \*PV2 (painel vazado com duas treliças)

Foi moldado um painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores de duas treliças, tipo BE9, conforme a Figura 4.5.

Figura 4.5 PV2 Painel vazado com duas treliças, comprimento, L=520 cm, entre apoios  $l=500$ cm e largura b=120 cm.



Fonte: Próprio autor (2019).

Após a concretagem de uma placa, a peça foi virada e concretada a placa seguinte, permanecendo um vazio de 50mm espessura em seu interior, formando assim o painel com as medidas de 5200 mm de comprimento com 1200 mm de largura e 150mm de espessura, de acordo com a Figura 4.5, contendo um modelo ensaiado, denominado de painel \*PV2, contendo duas treliças.

#### 4.1.2 Força cortante entre placas

Foram ensaiados ao todo 8 painéis sanduíche em cinco ensaios (6 painéis por ensaio para ensaio duplo e 2 painéis para ensaio com painel preenchido de apoio), sendo eles constituídos de modelos de três treliças, preenchidos com concreto, nervurados ou vazados. A Tabela 4.3 mostra as características de cada modelo ensaiado.

Tabela 4.3 Características das armaduras utilizadas nos modelos estudados.

Painel	Tipo de tela soldada	$A_{s1}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (cm <sup>2</sup> )	Tipo de treliça
PP	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PN	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PPC	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)
PV	Q113 CA-60	2,20	2,19	BE9 (3x)

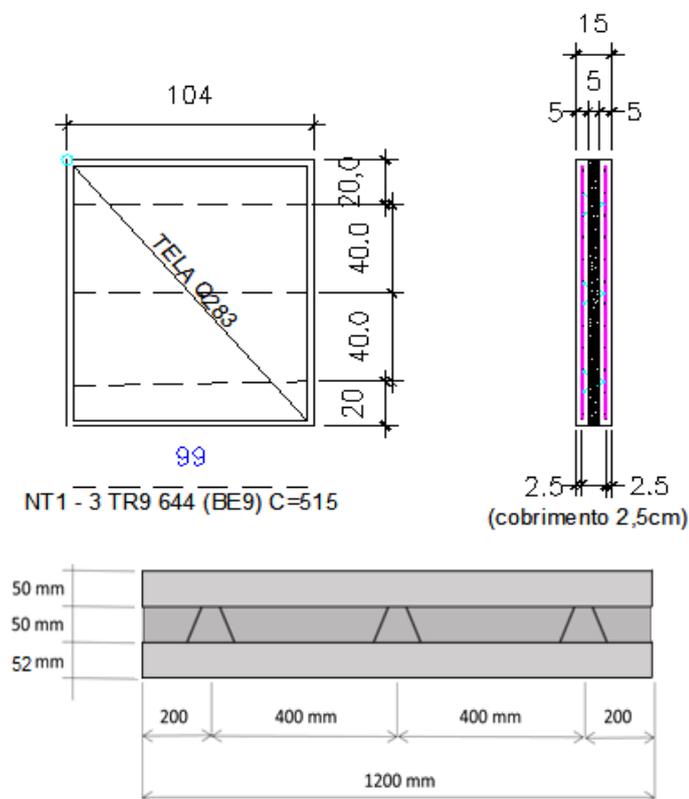
Fonte: próprio autor (2019).

Vale observar que a resistência a compressão do concreto impresso no projeto executivo foi de 40 MPa.

#### 4.1.2.1 Modelo PP (painel preenchido)

O primeiro modelo a ser ensaiado trata-se de um painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores, tipo treliça BE9, conforme a Figura 4.6.

Figura 4.6 Painel preenchido, (PP1) e (PP2), comprimento, L= 100 cm e largura b=120 cm



Fonte: Próprio autor (2019).

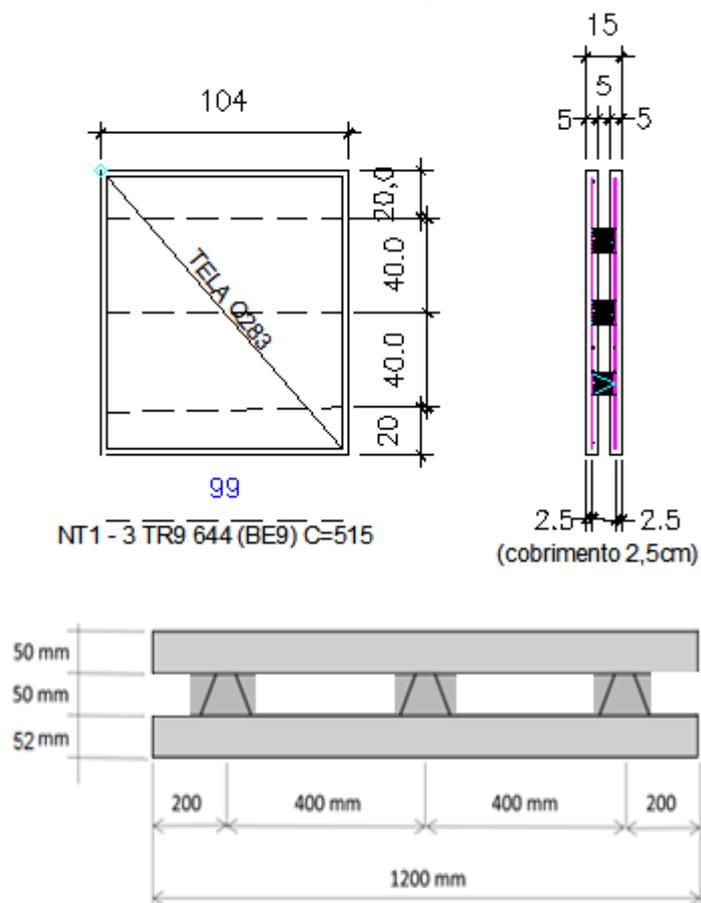
Após a concretagem das placas com espessura de 50 mm cada, foi feito preenchimento com concreto, entre elas, formando assim o painel medindo 1000

mm, em seu comprimento, com 1200 mm em sua largura e 150mm de espessura, um modelo ensaiado, denominado de PP.

#### 4.1.2.2 Modelo PN (painel nervurado)

Painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores, três treliças, tipo BE9, conforme Figura 4.7.

Figura 4.7 Painel com três nervuras de largura,  $L=100$  mm e altura 50 mm.



Fonte: Próprio autor (2019).

Após a concretagem de uma placa foram concretadas as nervuras, após isso a placa seguinte, contendo um vazio de  $h = 50$ mm, formando o painel que mediu 1000 mm de comprimento, 1200 mm de largura e 150mm na sua espessura, de acordo com a Figura 5.7, tratam-se de dois modelos ensaiados, denominados de PN1 e PN2, sendo que, o PN1 trata-se do ensaio com dois painéis face a face, enquanto o PN2 trata-se do ensaio com um painel nervurado e apoiado em um painel preenchido, para possibilitar o ensaio, figura 4.8

Figura 4.8 Painel PN2 ensaiado, usando painel preenchido como calço



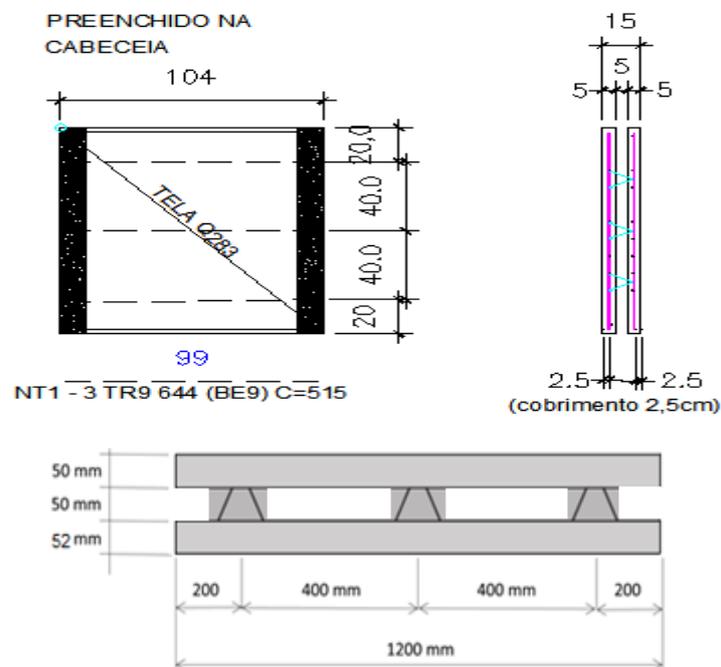
Fonte: Próprio autor (2019).

#### 4.1.2.3 Modelo PPC (painel preenchido nas cabeceiras)

Painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas por conectores e treliças, tipo BE9, conforme Figura 4.8.

O painel foi moldado medindo 1000 mm em seu comprimento, com 1200 mm de largura e 150mm de espessura (Figura 4.9), em dois modelos ensaiados, denominado de PPC1 e PPC2.

Figura 4.9 Painel (PPC1), com três treliças e preenchidos nas cabeceiras com comprimento, L=100 cm e largura b=120 cm



Fonte: Próprio autor (2019).

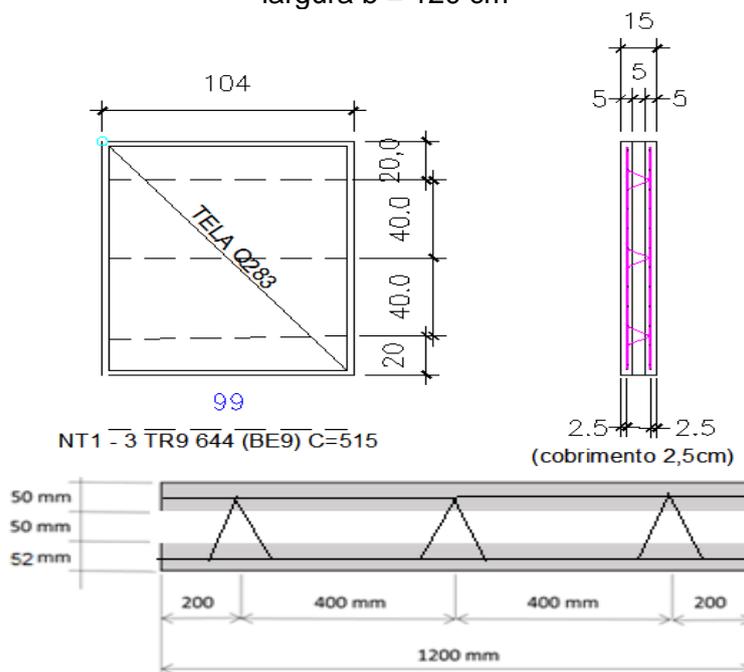
Após a concretagem de uma das placas foram concretadas as nervuras e as cabeceiras, estas com 100 mm de largura. Após a peça ser inicialmente

curada, foi virada e posicionada para receber a placa seguinte, limitada por espaçadores e contendo um vazio de espessura entre placas de 50mm, sendo um modelo ensaiado, denominado de PPC.

#### 4.1.2.4 Modelo PV (painel vazado)

Painel com duas placas de 50 mm de espessura, interligadas com conectores de três treliças, tipo BE9, conforme a Figura 5.9. Após a concretagem de uma placas, a peça foi virada e concretada a placa seguinte, permanecendo um vazio de 50 mm de espessura em seu interior, formando assim o painel com as medidas de 1004 mm de comprimento com 1200 mm de largura e 150 mm de espessura, de acordo com a Figura 4.10, contendo um modelo ensaiado, denominado de PV. Trata-se do ensaio com um painel nervurado vazado apoiado em um painel preenchido, para possibilitar a montagem do ensaio, figura 4.8.

Figura 4.10 Painel (PNV), painel vazado, três treliças, comprimento, L=100 cm e largura b = 120 cm



Fonte: Próprio autor (2019).

A treliça possui um conector a cada 20cm, as treliças possuem 104cm;  $104/20 = 5$  conectores,  $N = 3$  que são três linhas de conectores, totalizando 15 conectores. Nos ensaios foram utilizadas nos painéis: treliças espaciais, tipo BE9, e uma tela soldada Q113, conforme a Figura 4.9.

## 4.2 MATERIAIS UTILIZADOS

A fabricação dos modelos pela empresa, sendo que todos os materiais, tanto o concreto quanto o aço, utilizados faziam parte da linha de produção de painéis da empresa, dessa forma, a resistência característica do concreto veio impressa na folha de produção da empresa, o valor da resistência à compressão do concreto das placas foi de 40 MPa e do preenchimento foi de 15MPa. Os materiais utilizados para os ensaios são descritos nos itens 4.2.1 e 4.2.2.

### 4.2.1 Concreto

Por se tratar de uma dosagem comum da empresa, esta não pode fornecer a quantidade de materiais utilizados, bem como suas propriedades no estado fresco. Foram modelados três corpos de prova obedecendo a NBR 5738, os quais foram moldados no interior da fábrica. Esses corpos de prova foram transportados e permaneceram no interior do laboratório, NETPRE, em ambiente seco e à sombra até atingir a data de 28 dias.

O ensaio de caracterização do concreto foi realizado no laboratório de Sistemas Estruturais, em que se utilizou uma prensa servo-hidráulica EMIC de 600 kN. Foram ensaiados 3 corpos de prova de 100 x 200 mm, conforme enviado pela empresa. A Figura 4.11 ilustra o ensaio de resistência à compressão diametral sendo realizado.

Figura 4.11 Ensaio de resistência à compressão diametral de corpo de prova de concreto



Fonte: Próprio autor (2019).

Infelizmente, a empresa não nos forneceu mais corpos de prova para ensaios e, dessa forma, foi adotado que o valor dos ensaios seriam os valores especificados em projeto  $f_{c,m}=40\text{MPa}$ , e  $f_{ck}=50\text{MPa}$ . As amostras enviadas pela

empresa obtiveram resultados muito abaixo do especificado em projeto, conforme a Tabela 4.4. e de acordo com os resultados dos corpos de provas enviados foram desconsiderados, mantendo os especificados em projeto.

Tabela 4.4 Propriedades mecânicas do concreto na data do ensaio dos painéis.

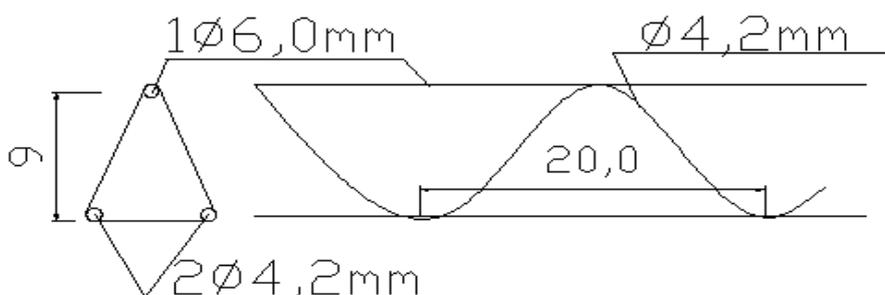
Propriedade	Corpo de prova
$f_c$ (MPa)	28,7
$f_{ct,sp}$ (MPa)	2,52
$E_{ci}$ (GPa)	23,38

Fonte: próprio autor (2019).

#### 4.2.2 Barras de aço, telas soldadas e treliças utilizadas

Em todos os painéis foram utilizadas treliças, tipo BE9, com altura de 9,0cm, 10 cm de base, uma armadura longitudinal superior diâmetro de 6,0 mm, duas armaduras longitudinais inferiores, com diâmetro de 4,2 mm, sendo interligadas por uma armadura sinusoidal de diâmetro 4,2 mm, formando assim uma treliça espacial (Figura 4.12). Foi utilizada uma tela soldada nas placas tipo Q113 e Q283, conforme a Figura 4.12.

Figura 4.12 Treliça espacial utilizada como conector do painel e tela soldada utilizada nas placas dos modelos.



Fonte: Próprio autor (2019).

### 4.3 FABRICAÇÃO DOS MODELOS

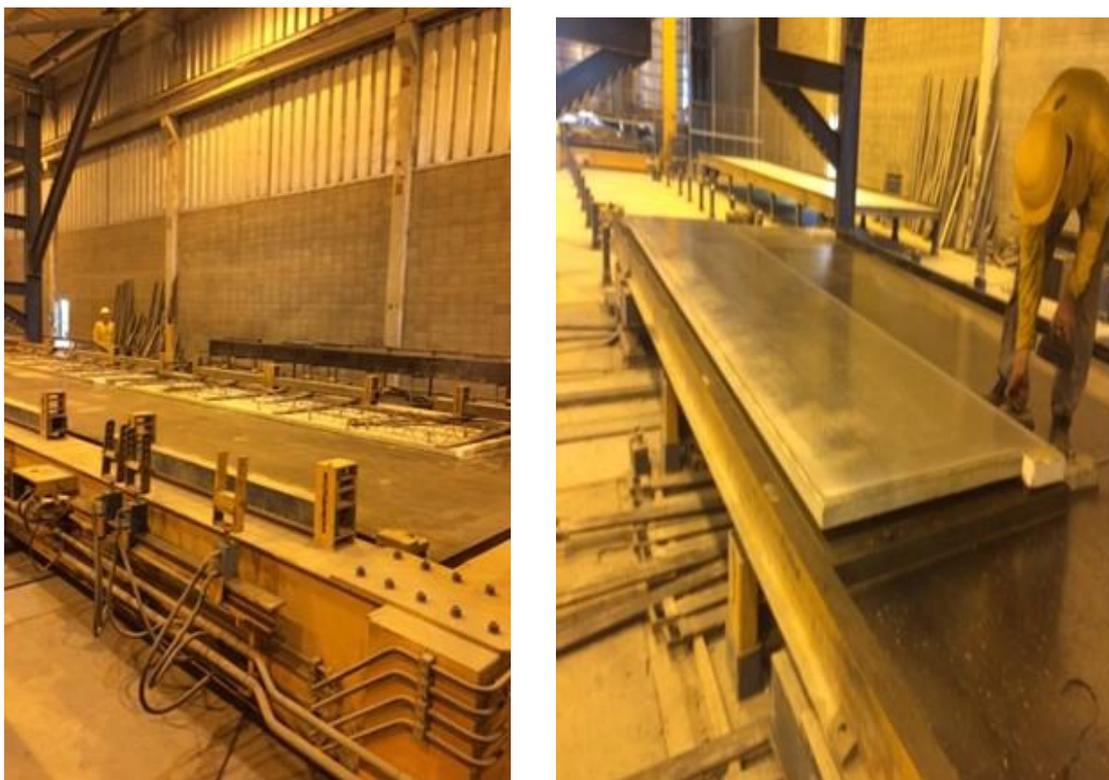
A fabricação de painéis ensaiados se deu na fábrica de pré-moldados da empresa, localizada na cidade de Americana, estado de São Paulo.

Os painéis seguem uma linha de produção automatizada, em que há a preparação e montagem das armaduras e a concretagem da primeira placa, que segue para a estufa com as armaduras e as treliças.

Em seguida, a peça é virada e a segunda placa é concretada na forma de base, mantendo uma distância com espaçadores entre elas.

Em seguida, após a cura inicial da placa, esta foi trazida por meio de ponte rolante e acoplada na placa recém concreta, mantendo o processo contínuo de produção, e acondicionado no pátio de estocagem dos painéis curados e prontos para expedição, conforme Figura 4.13.

Figura 4.13 Fabricação dos painéis ensaiados



Fonte: Próprio autor (2019).

Os modelos foram transportados de Americana - SP até a UFSCar, por intermédio de duas carretas com capacidade de 300 kN e descarregados no interior do laboratório NETPRE/UFSCar.

Foi utilizada uma ponte rolante, com capacidade de 50 kN para içar as peças de 23,40 kN cada e acondicioná-las em um local nivelado.

#### **4.4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL**

O programa experimental tinha como objetivos fundamentais:

- i) Estudar a rigidez entre as placas do painel e, dessa forma, classificar o comportamento estrutural do painel como: Totalmente composto, parcialmente composto e não composto;
- ii) Estabelecer um procedimento para ensaio de painéis sanduíche para o ambiente de fábrica de modo que, as fábricas de pré-fabricados de concreto possam validar o comportamento do painel.

Para isso, foram estabelecidos que os ensaios a serem realizados seriam de flexão e de força cortante entre as placas.

Em todos os ensaios, foi utilizado o sistema de aquisição de dados SYSTEM 5000®, equipamento utilizado no NETPRE.

##### **4.4.1 Ensaio de flexão**

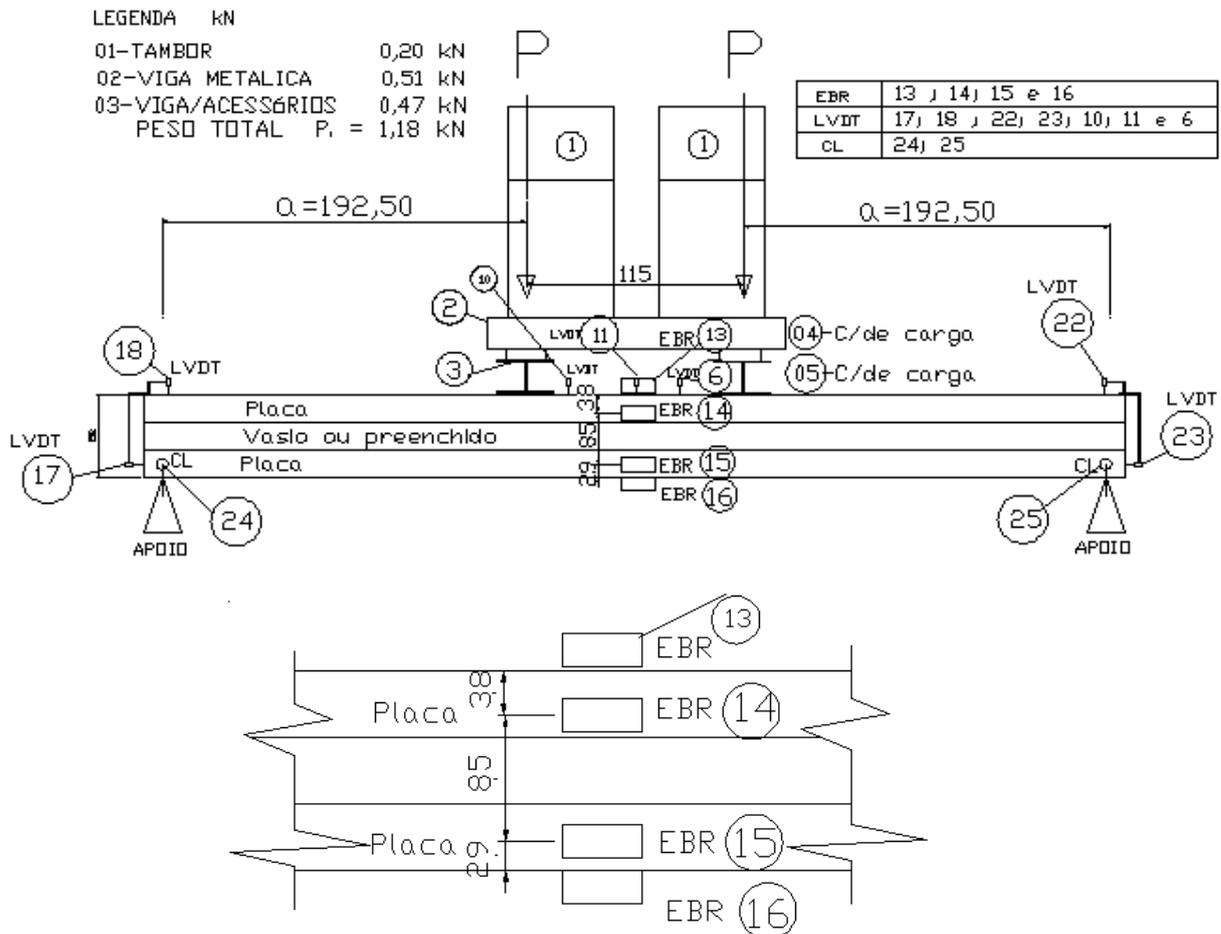
O ensaio de flexão teve como objetivos:

- Medir o deslizamento entre as placas e, dessa forma, estudar o comportamento dos conectores de ligação e o grau de interação entre as placas;
- Estudar a capacidade resistente do sistema com diferentes preenchimentos na sua região de enchimento;
- Estudar o procedimento para medição dos deslocamentos das placas em função da carga aplicada no painel, entender o mecanismo do painel e poder comparar com os resultados de projeto.

Vale salientar que a pesquisa tem um caráter exploratório, uma vez que não há na literatura nacional trabalhos com objetivos semelhantes e, com as prescrições da NBR 16475 (ABNT, 2016), ficou clara a necessidade de se entender e classificar o comportamento de painéis sanduíche, com ou sem preenchimento entre placas, ou seja, preenchimento total seja por nervuras, ou por isolantes.

A Figura 4.14 mostra o desenho esquemático do ensaio à flexão proposto.

Figura 4.14 Os aparelhos e as peças de apoio estão localizados nos locais de medição e numerados de acordo com o seu peso



O sistema proposto para o ensaio se baseou na aplicação de força por meio de água, ou seja, à medida que se aumentava a altura de água nos tambores, era verificada a variação da sua flecha e das suas deformações.

Para a montagem do sistema, foi necessário utilizar uma grelha de vigas, conforme mostrado na Figura 4.15.

Depois da montagem da grelha, os tambores eram posicionados e após o sistema de aquisição de dados ser zerado, começava-se o enchimento dos tambores, por meio de um sistema de vasos comunicantes, até atingir a ruptura da peça.

Após o ensaio, a água nos tambores era escoada pelo mesmo sistema de vasos comunicantes colocado para o enchimento, e se procedia a retirada gradual da água. A Figura 4.15 mostra o sistema de ensaio proposto montado para o ensaio de um painel sanduíche à flexão.

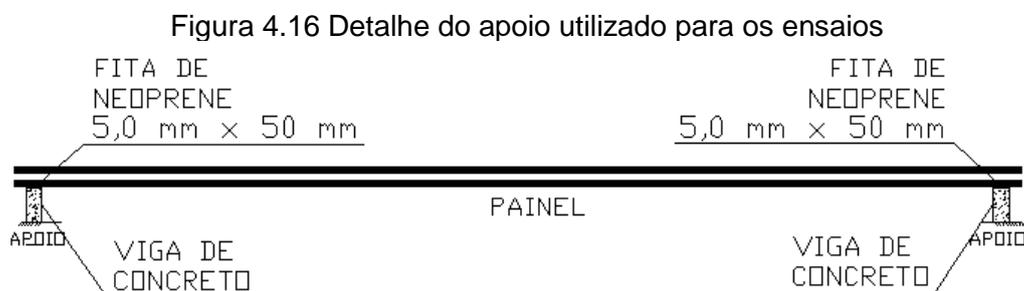
Figura 4.15 Sistema de ensaio montado.



Fonte: Próprio autor (2019).

Os painéis foram apoiados sobre duas vigas de concreto que foram niveladas com uma distância entre os apoios de 5000 mm, sendo colocado uma faixa de Neoprene (material elastomérico), com a finalidade de distribuir uniformemente as reações entre o painel e a viga de apoio.

A Figura 4.16 mostra o dispositivo de apoio utilizado nos ensaios dos painéis e o seu posicionamento, nas extremidades os apoios de primeiro gênero em vigas de concreto niveladas para receber o painel para ser instrumentado e aparatos para se iniciar os ensaios.



Fonte: Próprio autor (2019).

Na Tabela 4.5 são mostrados os equipamentos utilizados para o ensaio à flexão, conforme mostrado na Figura 4.15.

Tabela 4.5 Equipamentos utilizados para o ensaio à flexão.

<b>Equipamento</b>	<b>Característica</b>
Tambor metálico	Reação do sistema para cada lado de 0,20 kN
Vigas metálicas c/ célula de carga	Reação do sistema para cada lado de 1,18 kN. Viga em contato com os tambores.
Vigas de madeira	Reação de 0,83 kN. Viga em contato com os tambores. Foi utilizado no ensaio PV2.
Viga metálica de base	Reação do sistema para cada lado de 0,51 kN. Viga em contato com o painel.
CC	Célula de carga com capacidade de 10 kN. Posições 4 e 5
EBR	Extensômetros de base removível de base 150 mm. Posições 13, 14, 15 e 16 .
LVDT	Transdutor de deslocamento com curso de 50 mm. Posições 17, 18, 22. 23, 10, 11 e 6,
CL	Clinômetro com precisão de 0,01°. Posições 24 e 25.

Fonte: Próprio autor (2019).

O sistema de viga metálica em contato com os painéis tinha a sua superfície nivelada por meio de calços. De acordo com o fabricante dos painéis e pela medição feita no laboratório, foi definido o peso próprio dos painéis, sendo:

- Peso próprio do painel preenchido (PP): 4,5 kN/m.
- Peso próprio do painel nervurado (PN e PPC): 3,375 kN/m.
- Peso próprio do painel vazado (PV): 3,0 kN/m.

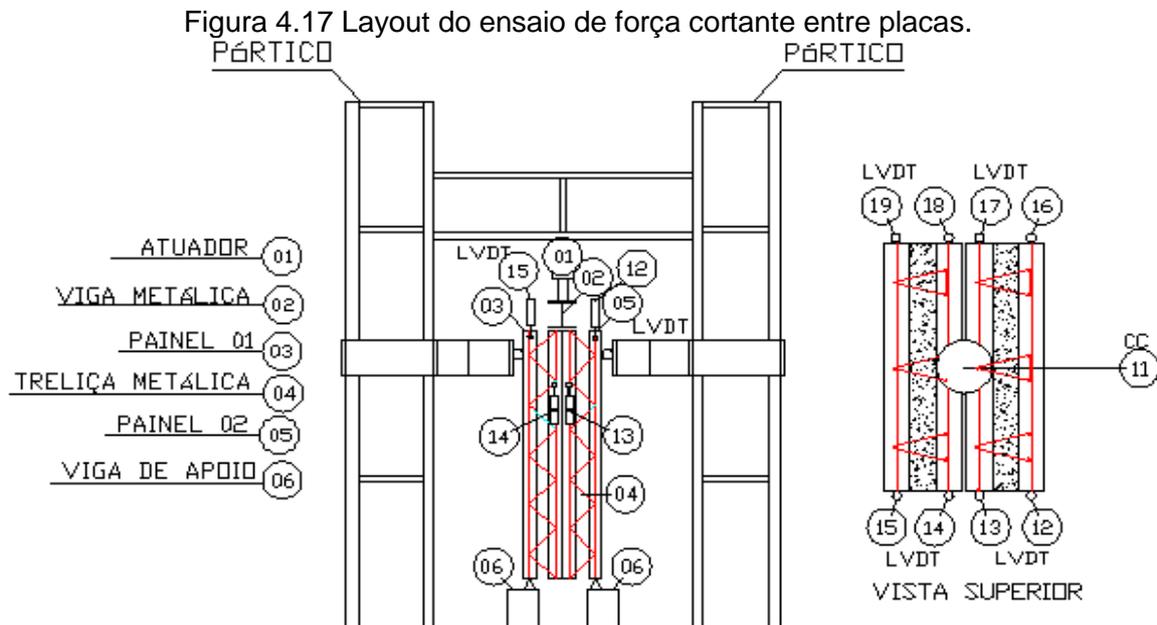
#### 4.4.2 Ensaio de força cortante entre placas

O ensaio de força cortante entre placas teve como objetivos:

- Medir o deslizamento entre as placas e, dessa forma, estudar o comportamento dos conectores de ligação e o grau de interação entre as placas para uma condição de força normal aplicada;
- Estudar a capacidade resistente do sistema com diferentes preenchimentos na sua região de enchimento;
- Estudar o procedimento para medição dos deslocamentos e da força aplicada para o estudo do comportamento do painel e compará-lo com o seu projeto.

Da mesma forma que nos ensaios à flexão, a pesquisa teve um caráter exploratório, uma vez que não há na literatura nacional trabalhos com objetivos

semelhantes e, com as prescrições da NBR 16475 (ABNT, 2016), ficou claro a necessidade de se entender e classificar o comportamento de painéis sanduíche, com ou sem preenchimento. A Figura 4.17 mostra o desenho esquemático do ensaio à flexão proposto.



Fonte: Próprio autor (2019).

Modelo de peças de painéis com as mesmas configurações dos painéis em ensaio à flexão, alterando suas dimensões para 1000 x 1200 x 150 mm.

O procedimento adotado consistiu em ensaiar com dois painéis de cada vez, sendo que uma das placas estava apoiada sobre vigas de concreto e travada na parte superior e, uma viga metálica fazia a transferência de força por um macaco hidráulico aplicando a carga nas duas placas internas, permitindo deslizar entre placa externa e interna.

Dessa forma, a força do pistão simetricamente a princípio divide 50% para cada painel (Figura 4.17). A Tabela 4.6 mostra os resultados obtidos nos ensaios.

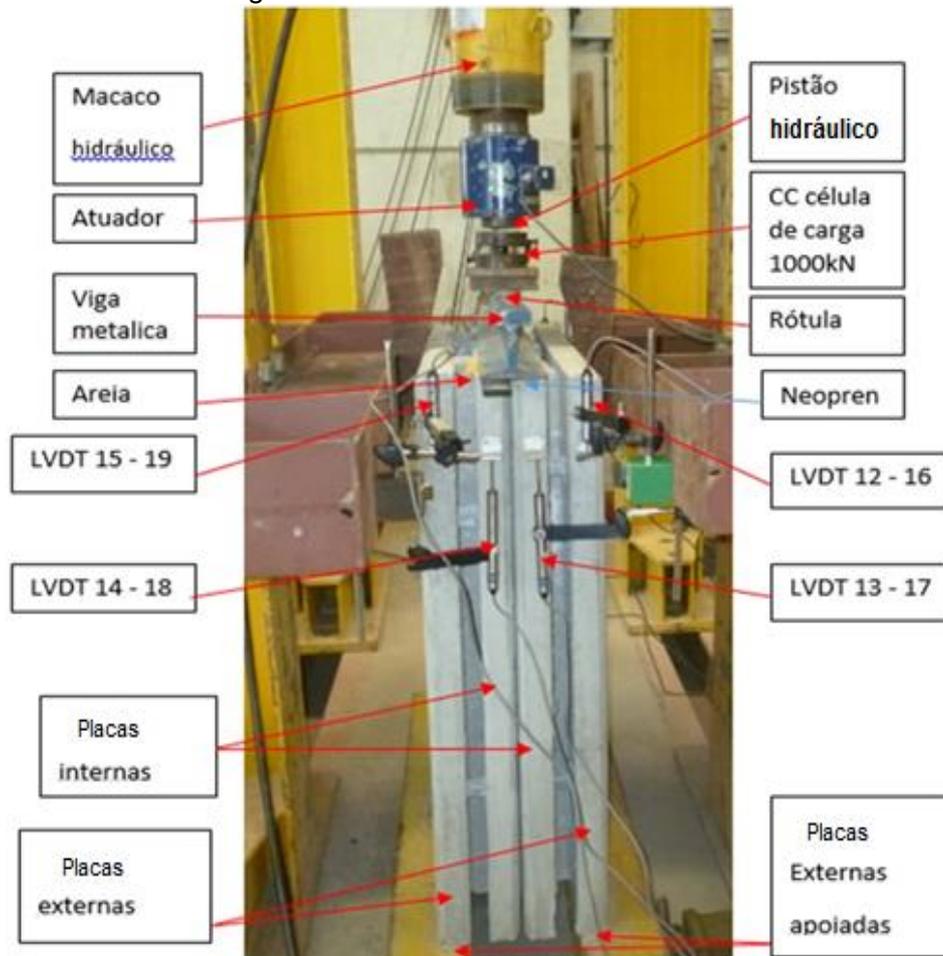
Tabela 4.6 Comparação com tipos de painéis ensaiados

Painel Tipo	Tempo Min.	Carga KN	<i>kN/min</i>
PP	9,48	377,4	39,80
PN	12,20	376,0	30,82
PPC	9,60	426,0	44,45
PV	14,13	146,0	10,33

Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.18 mostra o sistema de ensaio proposto montado para o ensaio de um painel sanduíche à força cortante entre placas.

Figura 4.18 Sistema de ensaio montado.



Fonte: Próprio autor (2019).

Na Tabela 4.7 são mostrados os equipamentos utilizados para o ensaio à força cortante, conforme mostrado na Figura 4.18.

Tabela 4.7 Equipamentos utilizados para o ensaio de força cortante entre placas.

Equipamento	Característica
CC	Célula de carga com capacidade de 100 kN.
LVDT (calibrados)	Transdutor de deslocamento com curso de 50 mm. Posições 15 – 16; 14 – 18; 13 - 17, 12 - 16

Fonte: próprio autor (2019).

#### 4.5 SÉRIES DE ENSAIOS À FLEXÃO

A seguir, são mostrados os ensaios à flexão para cada série. Cabe destacar que os ensaios não foram conduzidos até a ruptura, pelo risco e segurança do mesmo.

#### 4.5.1 Painéis PP1 e PP2

Dois painéis, PP1 e PP2, (painel com três treliças BE9, preenchidos com concreto, entre placas) foram moldados e concretados às duas membranas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto.

A Figura 4.19 mostra dos modelos durante o ensaio.

Figura 4.19 modelos PP1 e PP2 durante o ensaio.

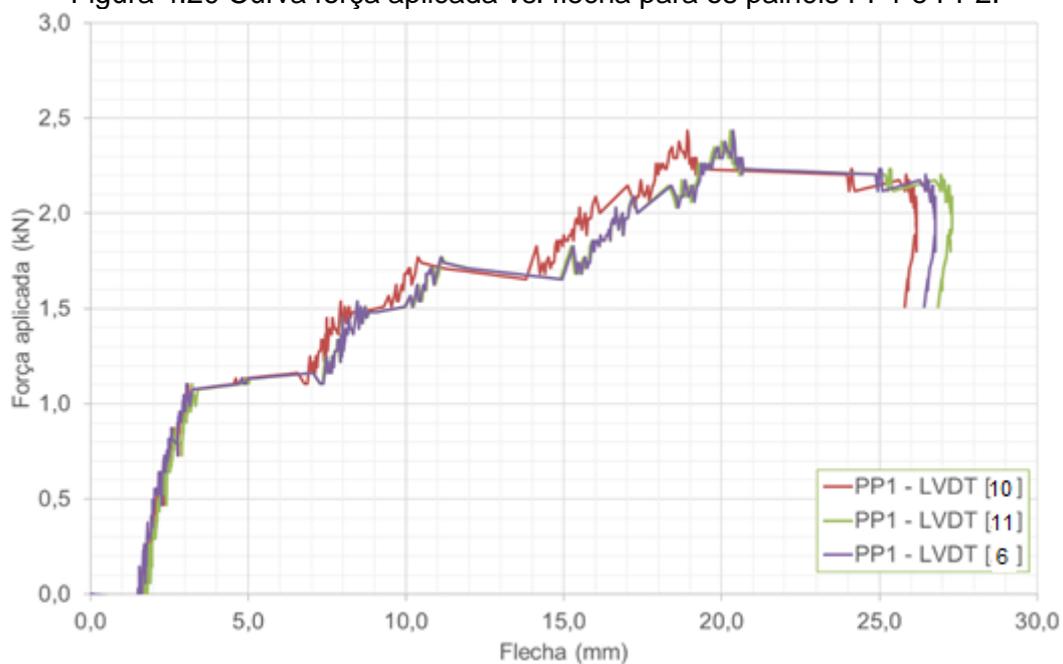


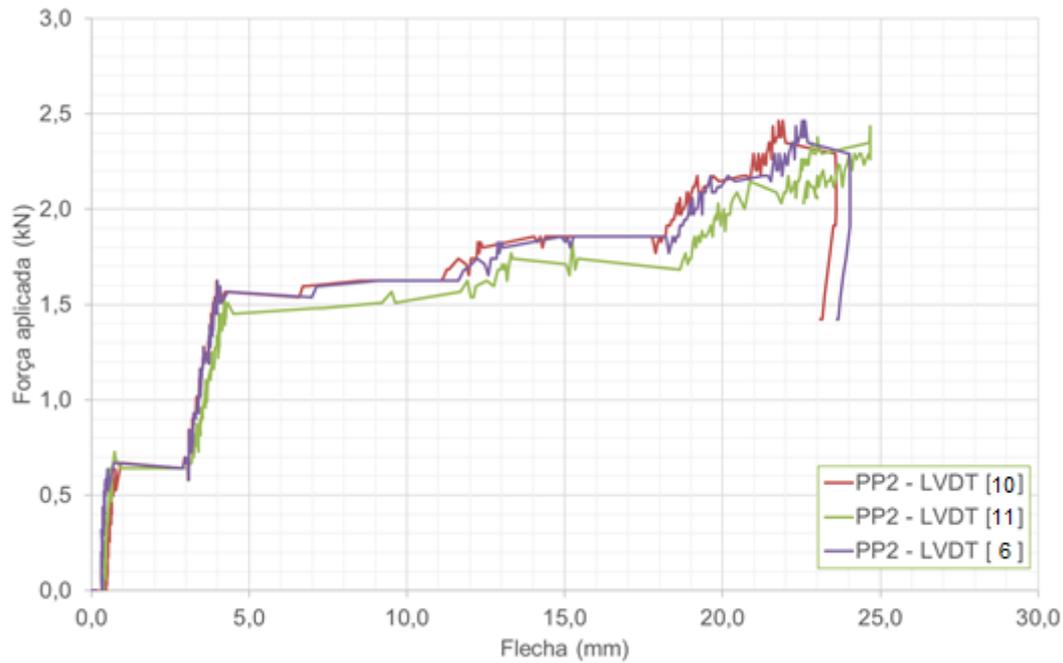
Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.20 mostra a curva força vs. flecha para os ensaios dos painéis PP1 e PP2 com a aplicação da água nos tambores.

Destaca-se que o valor mostrado no gráfico corresponde a um lado de medição, portanto, a força total aplicada seria o dobro do valor mostrado.

Figura 4.20 Curva força aplicada vs. flecha para os painéis PP1 e PP2.



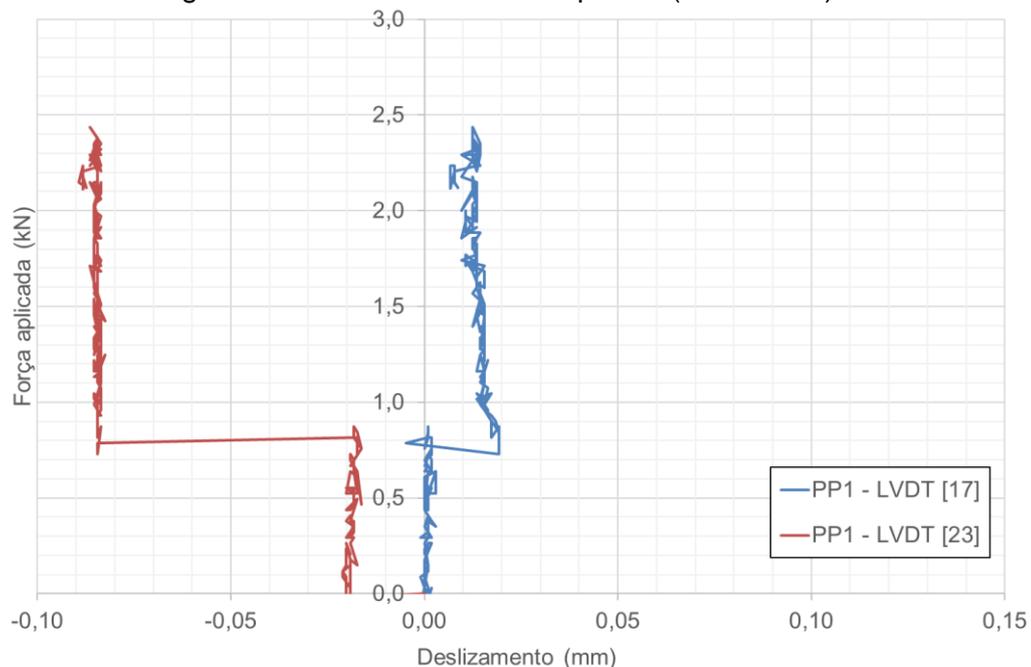


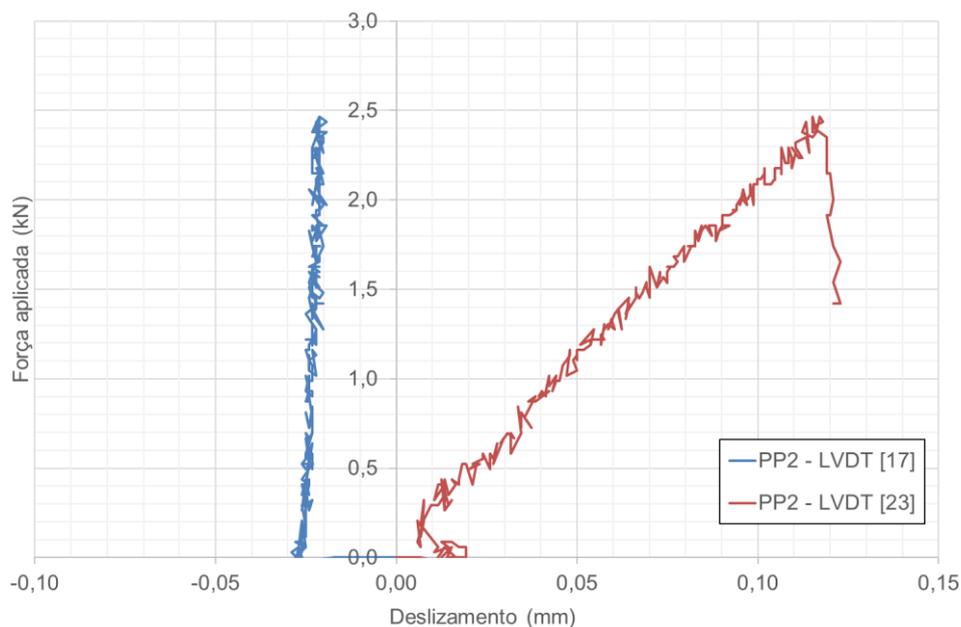
Fonte: Próprio autor (2019).

Demonstra-se que a flecha total, foi acrescida da flecha de peso próprio mais a flecha do peso do aparato, sendo que a sua soma foi aproximadamente igual a 5,0 mm. Esse valor foi somado a flecha final do modelo após o ensaio.

No ensaio, tanto do painel PP1 quanto do PP2, observou-se um deslizamento entre placas, conforme a Figura 4.21.

Figura 4.21 Deslizamento entre placas (PP1 e PP2).

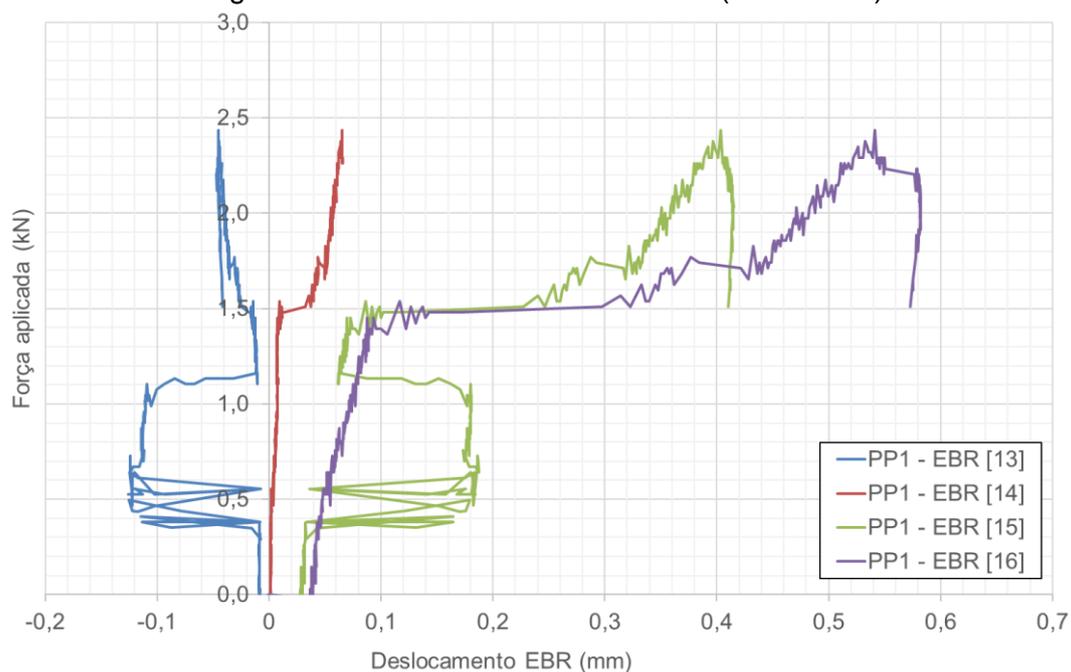


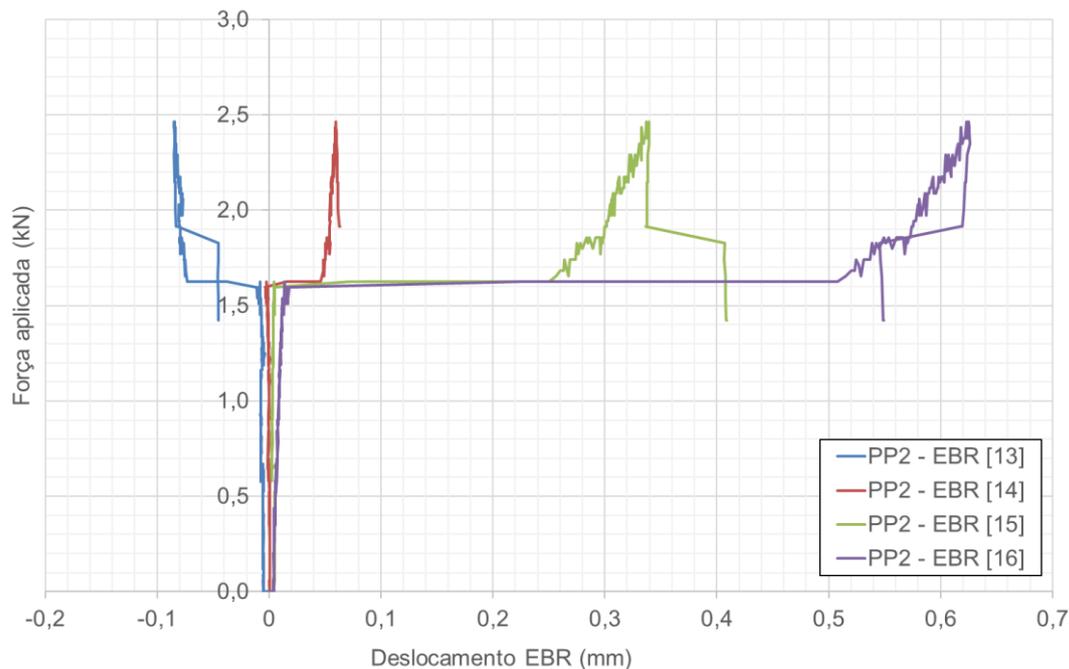


Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.22 mostra as medidas dos EBR's. O valor positivo significa que houve alongamento da fibra (tração) e o valor negativo significa que houve encurtamento da fibra (compressão) e, lembrando que o EBR [13] foi posicionado na face superior da seção transversal do painel e que o EBR [16] localizou-se na face inferior do modelo.

Figura 4.22 Deslocamentos dos EBR's (PP1 e PP2).



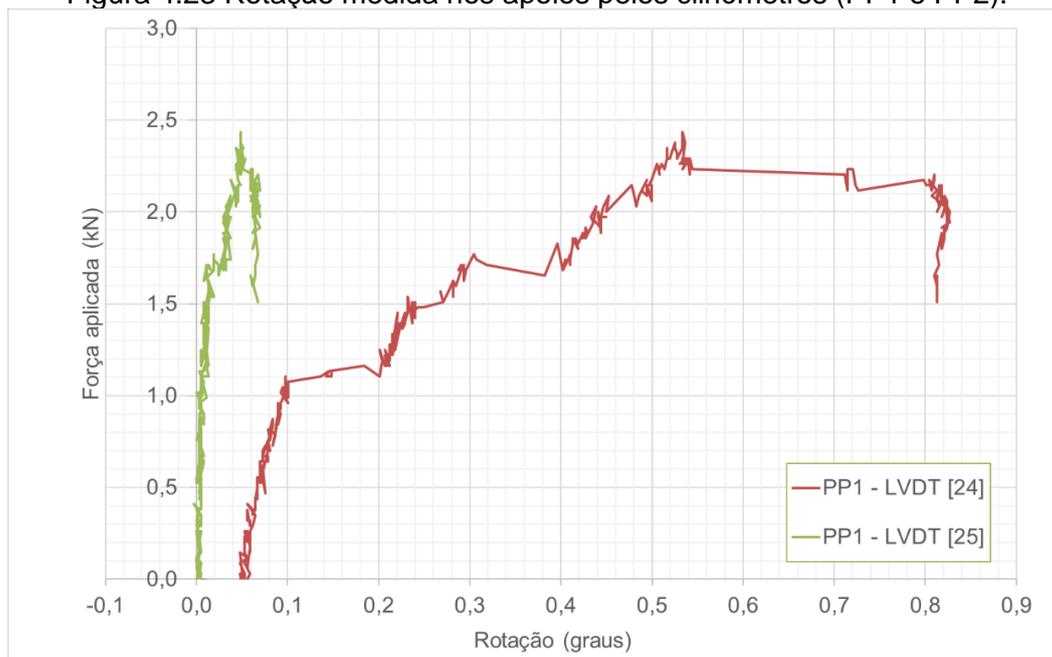


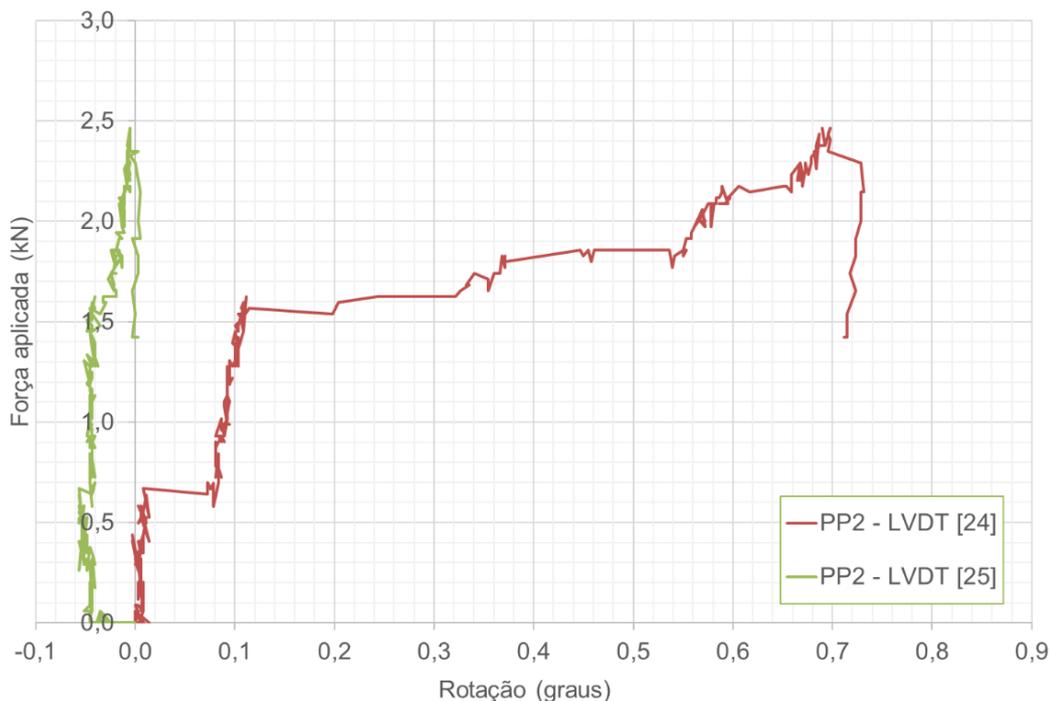
Fonte: Próprio autor (2019).

Segundo a Figura 4.22, mostra-se que o comportamento do painel há tração (valor positivo) nos EBR 13, 14, 15 e 16 para ambos os modelos ensaiados, o que mostra que a placa inferior do painel está totalmente tracionada.

A Figura 4.23 mostra a rotação medida pelos clinômetros.

Figura 4.23 Rotação medida nos apoios pelos clinômetros (PP1 e PP2).

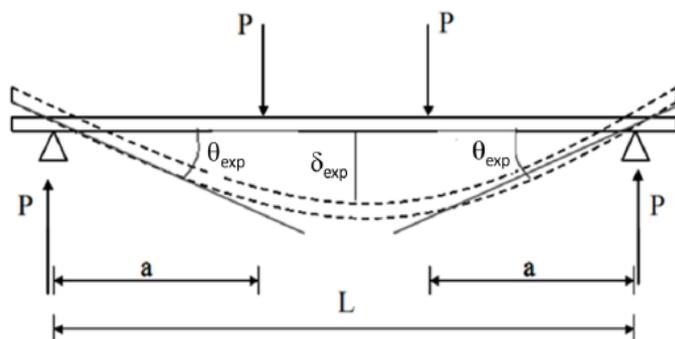




Fonte: Próprio autor (2019).

Ressalta-se que a medida positiva significa que a rotação do painel se deu conforme a Figura 4.24.

Figura 4.24 Esquema estrutural do painel.



Fonte: Próprio autor (2019).

#### 4.5.2 Painéis PN1, PN2 e PN3

Foram ensaiados três painéis, PN1, PN2 e PN3 (painel com três nervuras com uma treliça BE9 em cada nervura), sendo que foram moldados e concretados às duas placas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto, nas suas nervuras.

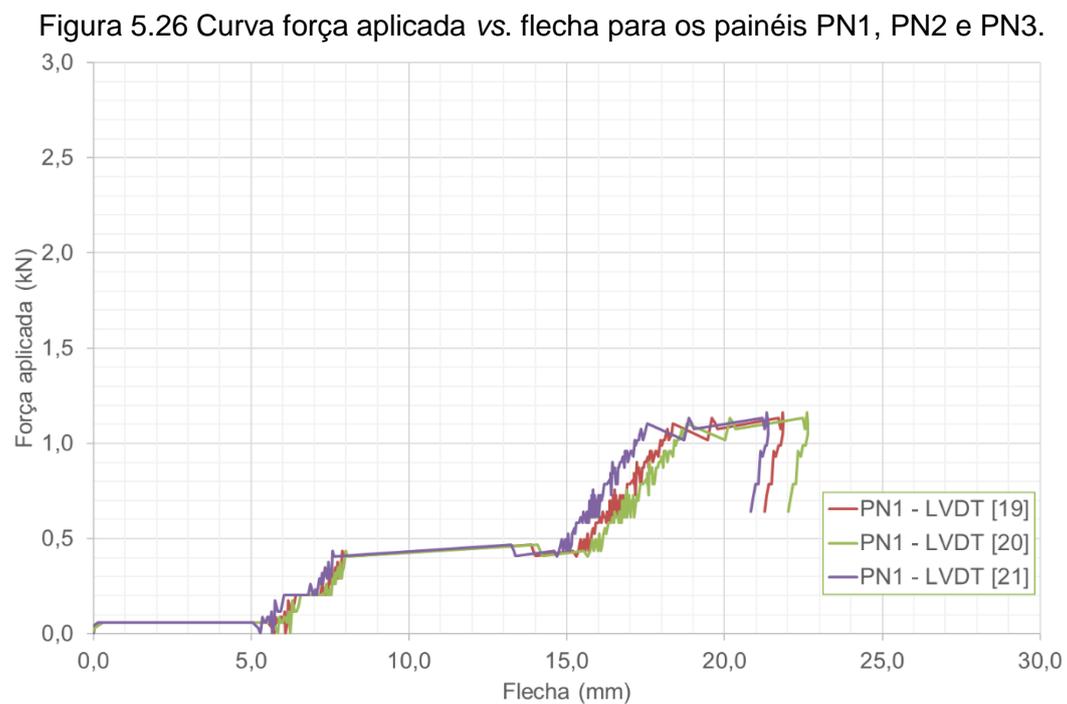
A Figura 4.25 mostra os modelos durante o ensaio foto tirada da extremidade do painel.

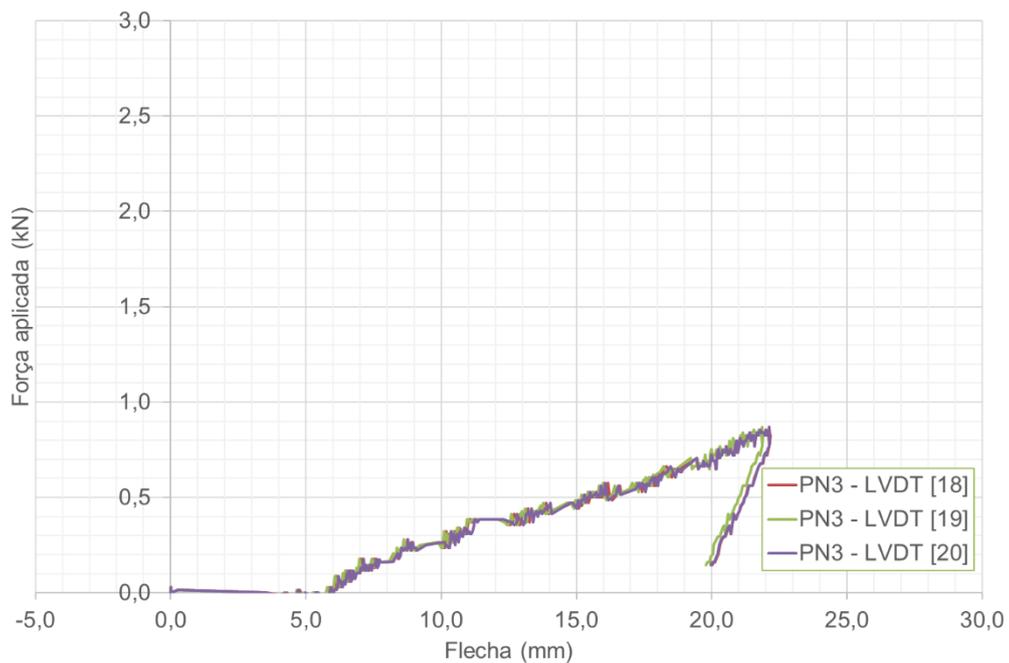
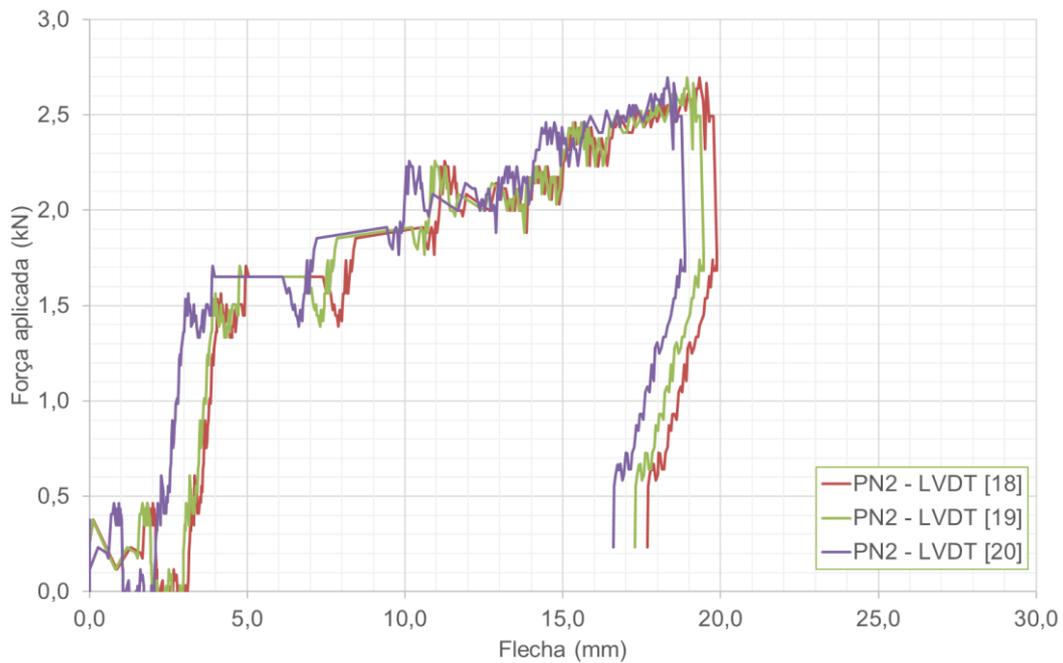
Figura 4.25 modelos PN1, PN2 e PN2 durante o ensaio.



Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.26 mostra a curva força vs. flecha para os ensaios dos painéis PN1, PN2 e PN3.





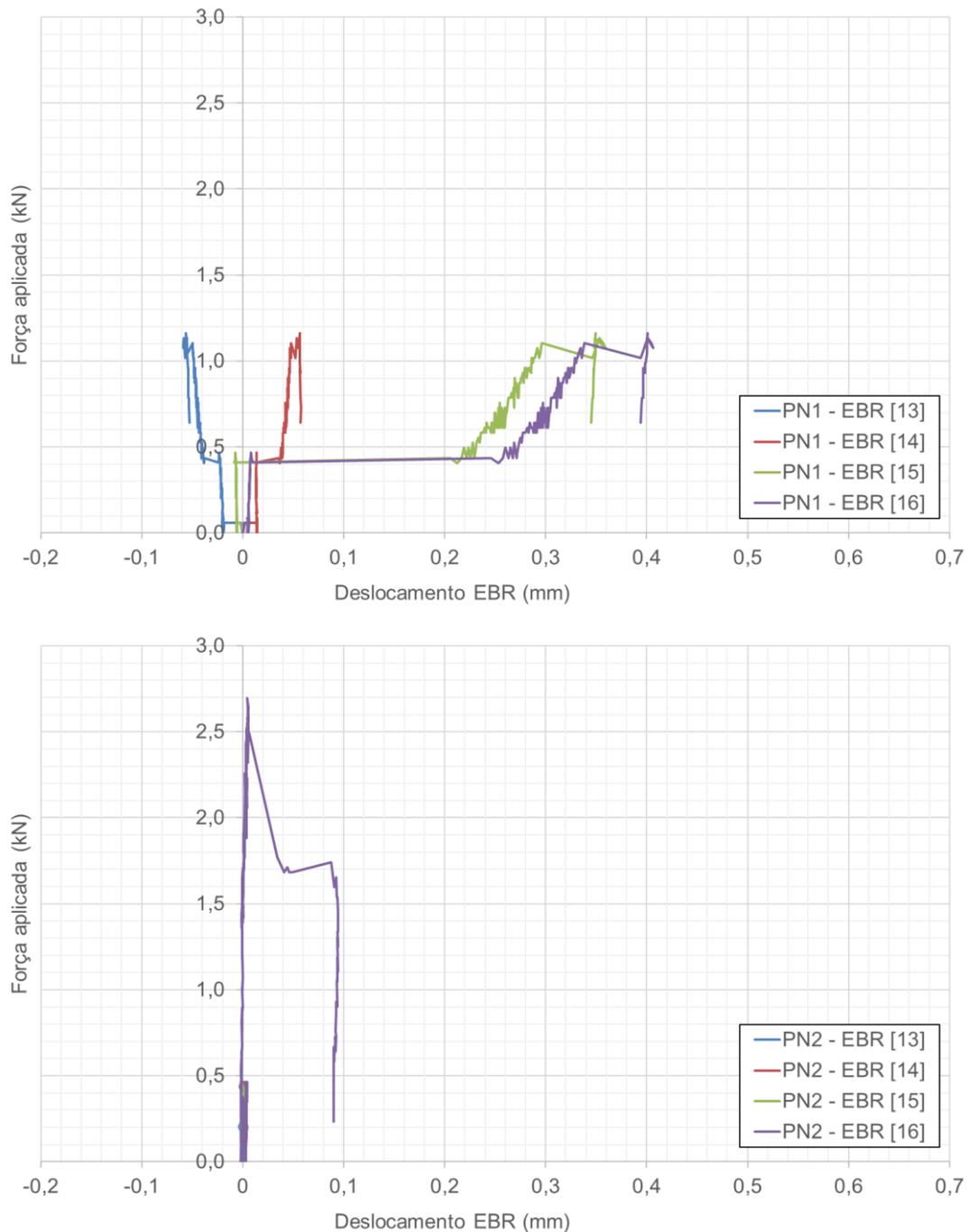
Fonte: Próprio autor (2019).

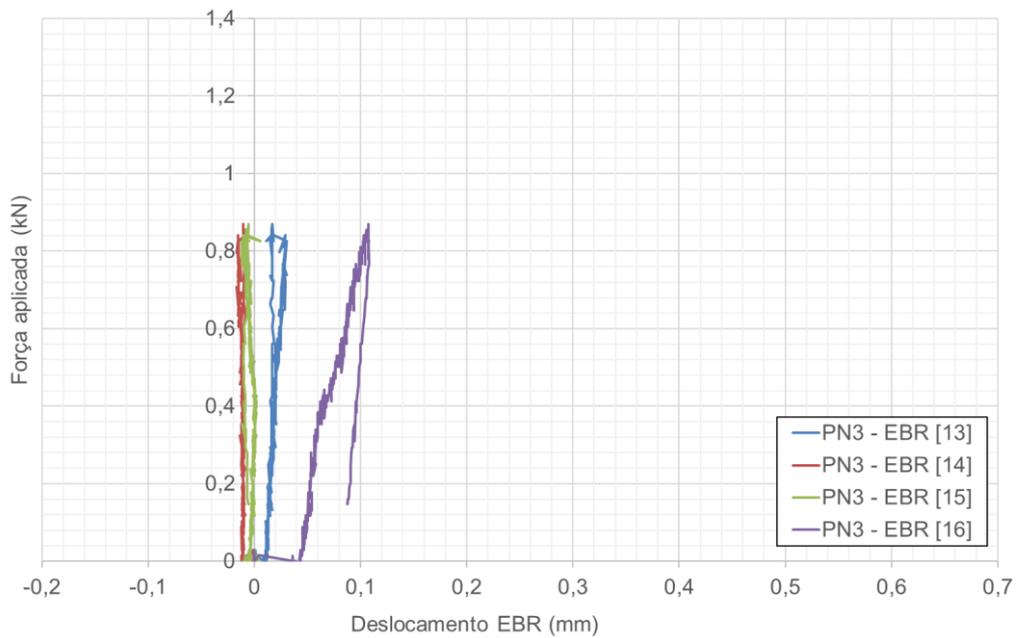
Importante observar que o painel PN2 apresentou uma resistência maior, muito próximo do painel preenchido. Os painéis PN1 e PN3, apresentaram falha de concretagem na ligação entre a placa e a nervura, em que essa aparentava não estar ligada à placa, apresentando um pequeno espaço entre elas, portanto, esse modelo foi descartado da análise.

A Figura 4.27 mostra as medidas dos EBR's. Vale ressaltar que o valor positivo significa que houve alongamento da fibra (tração) e o valor negativo

significa que houve encurtamento da fibra (compressão) e, lembrando que o EBR [13] foi posicionado na face superior da seção transversal do painel e que o EBR [16] localizou-se na face inferior do modelo.

Figura 4.27 Deslocamentos dos EBR's (PN1, PN2 e PN3).

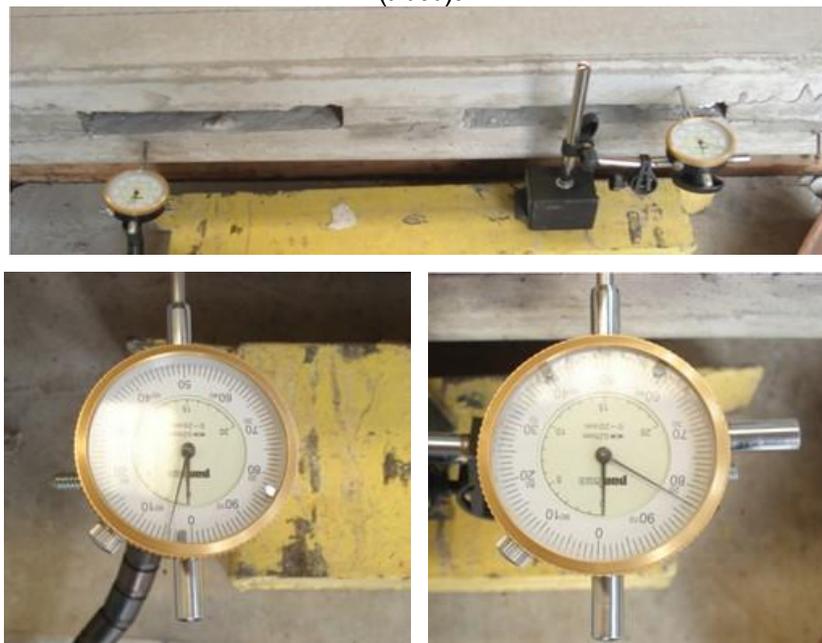




Fonte: Próprio autor (2019).

Na Figura 4.28, tem-se a posição dos relógios para medição do deslizamento relativo entre placas. Este valor consiste da aferição do deslizamento diferencial em cada placa, sendo que o deslizamento relativo é o deslizamento rotacional menos o axial. Foi medido esse deslocamento para verificar o que a teoria já afirmava (OLSEN, 2017).

Figura 4.28 Posição dos relógios para medir o deslocamento relativo entre placas (PN1).



Fonte: Próprio autor (2019).

### 4.5.3 Painéis PPC1 e PPC2

Dois painéis, PPC1 e PPC2, (painel com três treliças BE9, com preenchimento de concreto nas suas cabeceiras, entre placas, com a dimensão de 100 x 50 mm) foram moldados e concretados às duas placas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto, nas cabeceiras.

A Figura 4.29 mostra os modelos durante o ensaio.

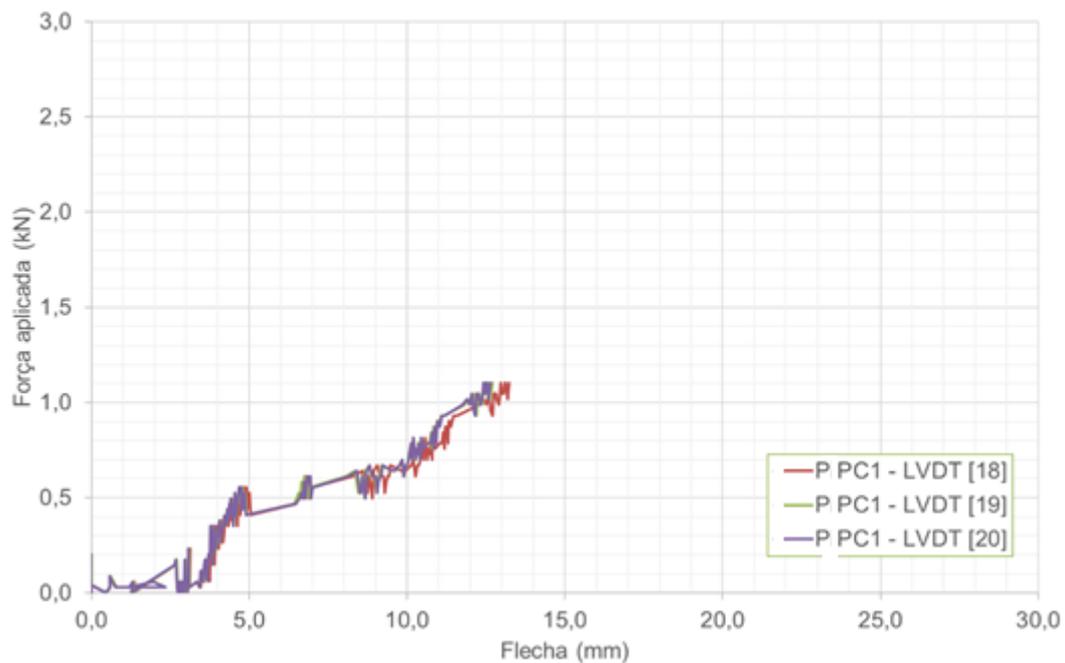
Figura 4.29 modelos PPC1 e PPC2 durante o ensaio.

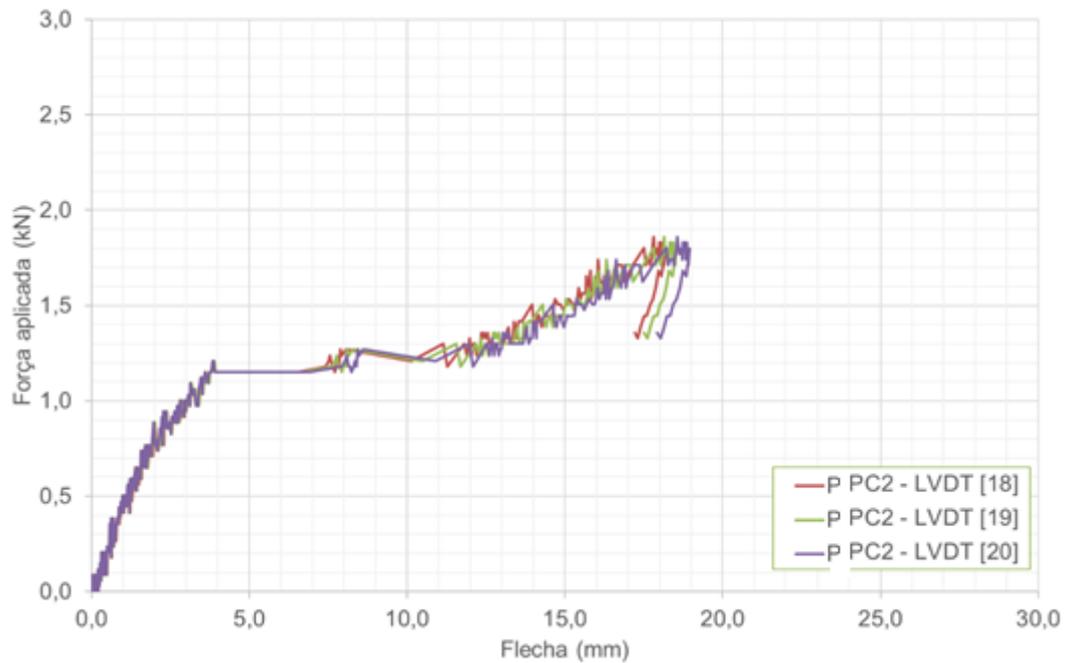


Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.30 mostra a curva força vs. deslizamento para os ensaios dos painéis PPC1 e PPC2., (painel preenchido nas cabeceiras)

Figura 4.30 Curva força aplicada vs. flecha para os painéis PPC1 e PPC2, respectivamente.



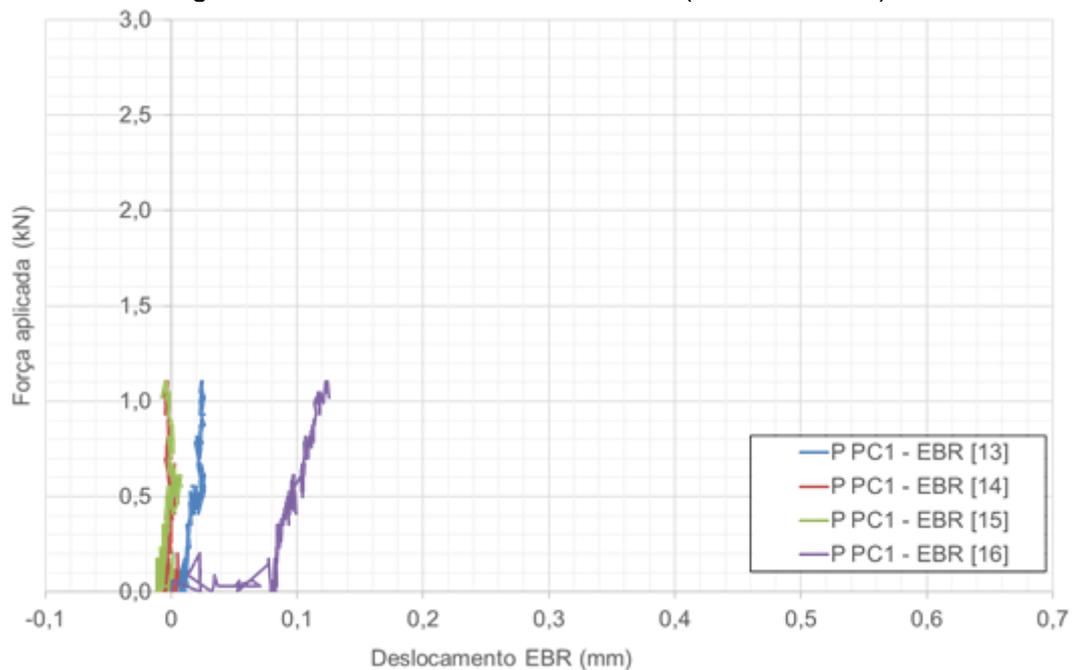


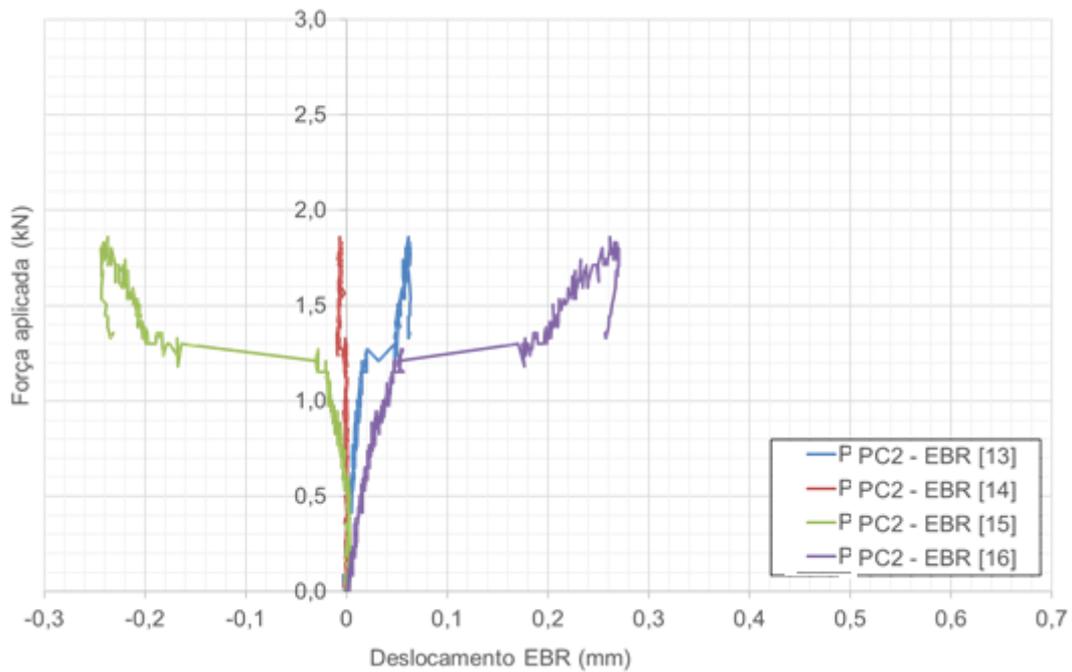
Fonte: Próprio autor (2019).

Importante observar que a flecha total, foi acrescida da flecha de peso próprio mais a flecha do peso do aparato, sendo que a sua soma é igual a 1,6mm.

A Figura 4.31 mostra as medidas dos EBR's.

Figura 4.31 Deslocamentos dos EBR's (PPC1 e PPC2).





Fonte: Próprio autor (2019).

Importante lembrar que o valor positivo significa que houve alongamento da fibra (tração) e o valor negativo significa que houve encurtamento da fibra (compressão) e, lembrando que o EBR [13] foi posicionado na face superior da seção transversal do painel e que o EBR [16] localizou-se na face inferior do modelo.

#### 4.5.4 Painel PV1 e PV2

Dois painéis, PV1 e PV2, (painel com três treliças BE9, sem preenchimento de concreto nas suas nervuras entre placas) foram moldados e concretados. A Figura 4.32 mostra os modelos durante o ensaio.

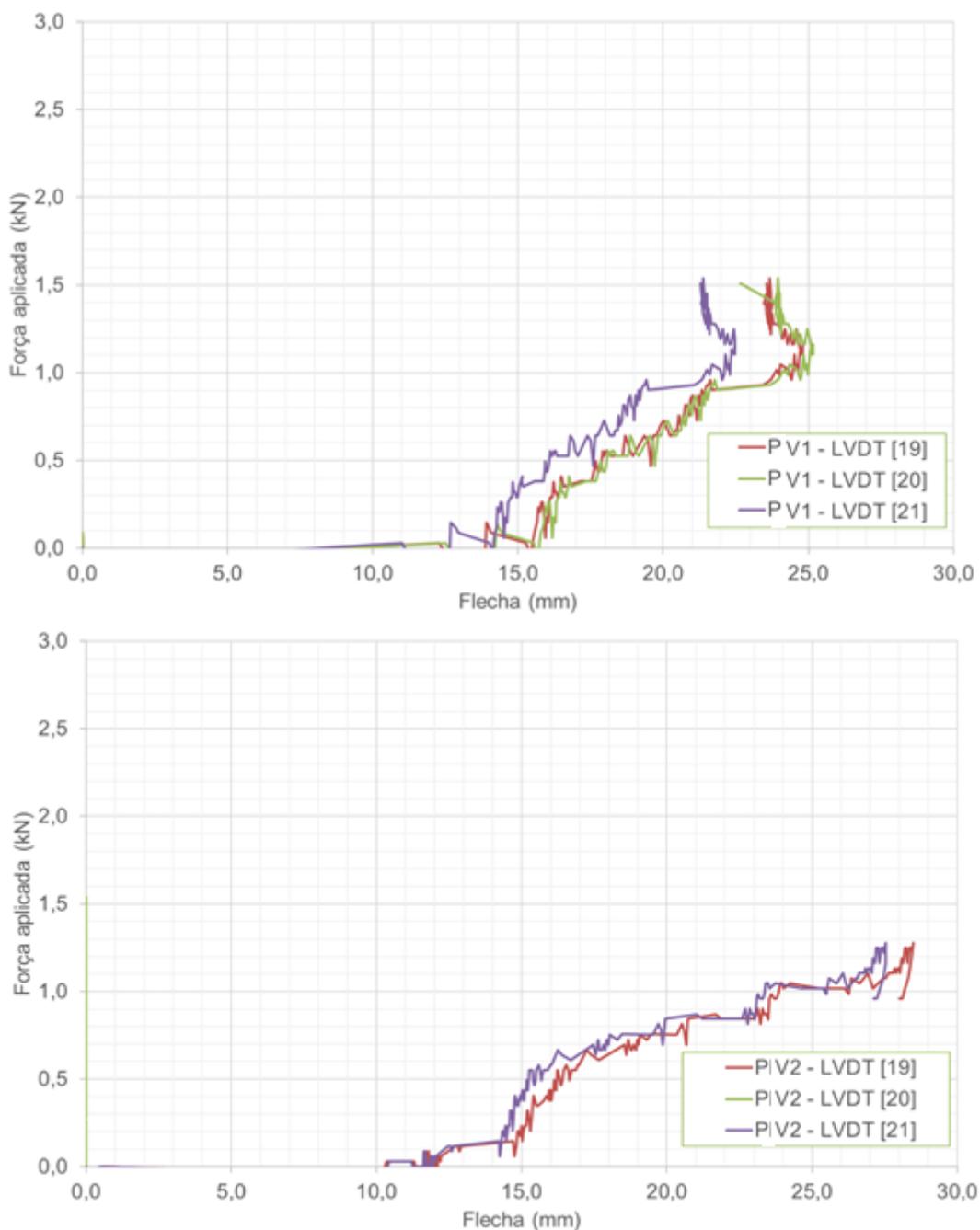
Figura 4.32 modelos PV1 e PV2 durante o ensaio.



Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.33 mostra a curva força vs. flecha para os ensaios dos painéis PV1 e PV2. (três treliças, em cada painel), o valor da flecha é alto devido a falta de rigidez.

Figura 4.33 Curva força aplicada vs. flecha para os painéis PV1 e PV2, respectivamente.

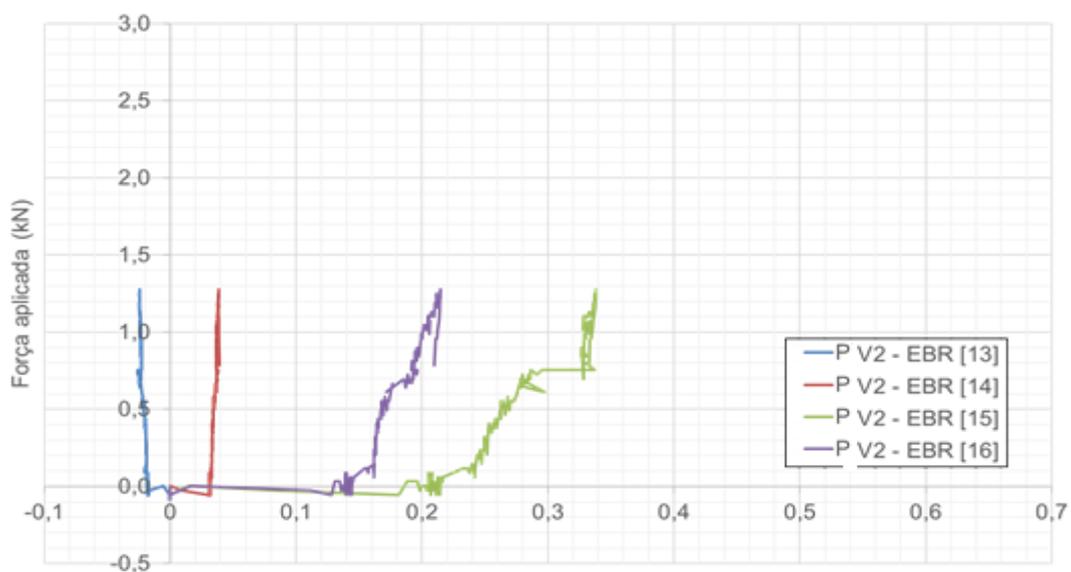
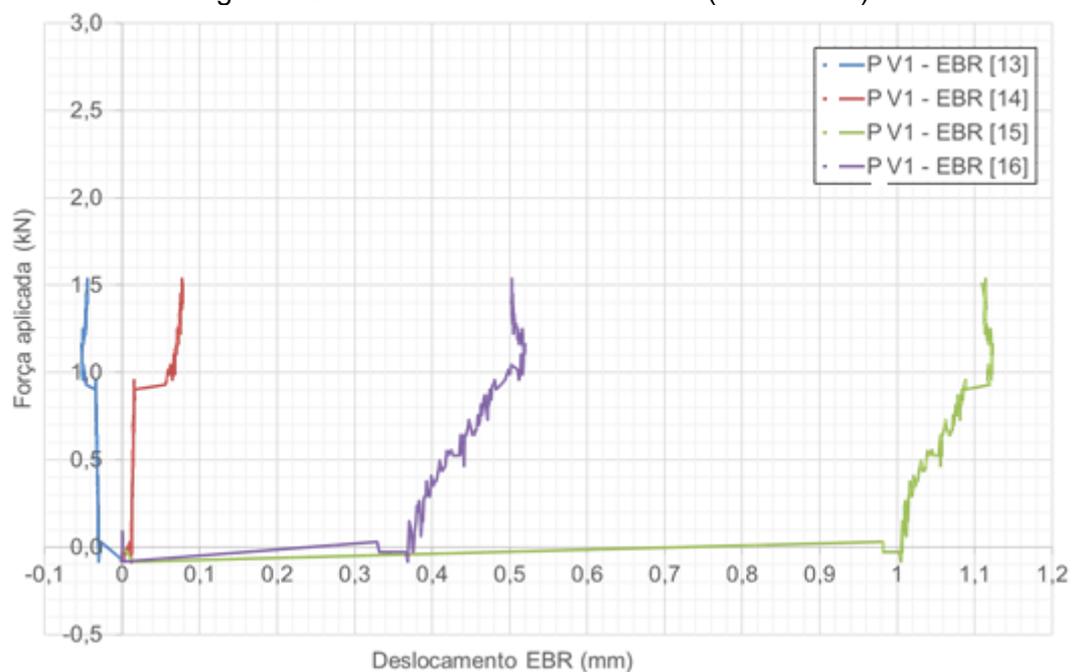


Fonte: Próprio autor (2019).

Lembrando que a flecha total, foi acrescida da flecha de peso próprio mais a flecha do peso do aparato, sendo que a sua soma é igual a 14,0mm, valor atribuído a falta de rigidez entre as placas.

A Figura 4.34 mostra as medidas dos EBR's. Indicado notar que o valor positivo significa que houve alongamento da fibra (tração) e o valor negativo significa que houve encurtamento da fibra (compressão) e, lembrando que o EBR [13] foi posicionado na face superior da seção transversal do painel e que o EBR [16] localizou-se na face inferior do modelo.

Figura 4.34 Deslocamentos dos EBR's (PV1 e PV2).

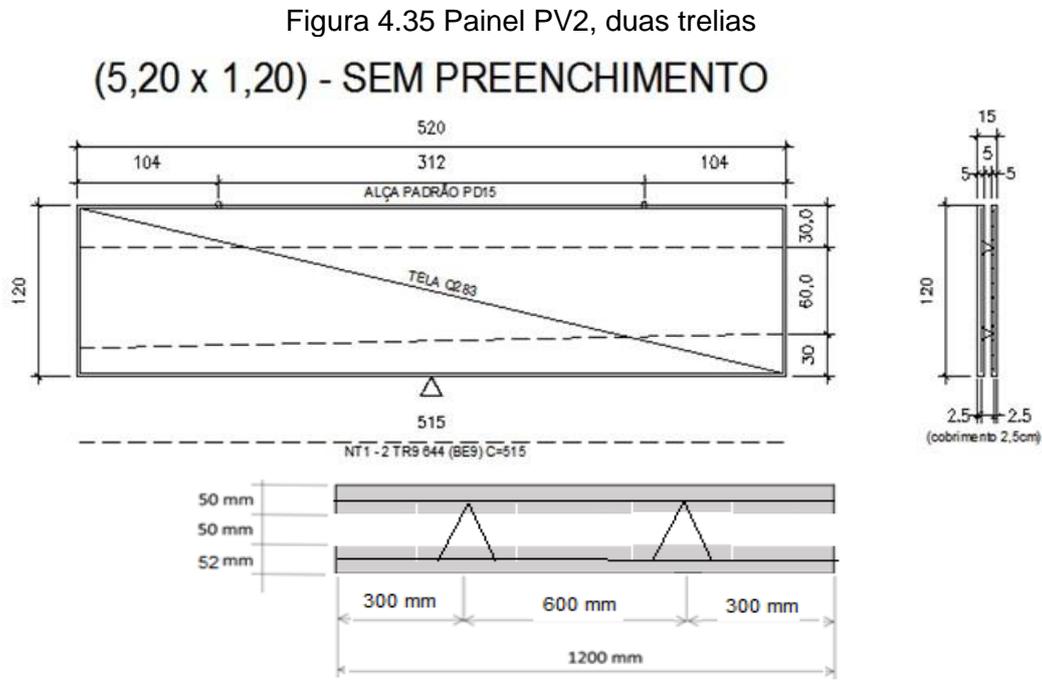


Fonte: Próprio autor (2019).

#### 4.5.5 Painel \*PV2

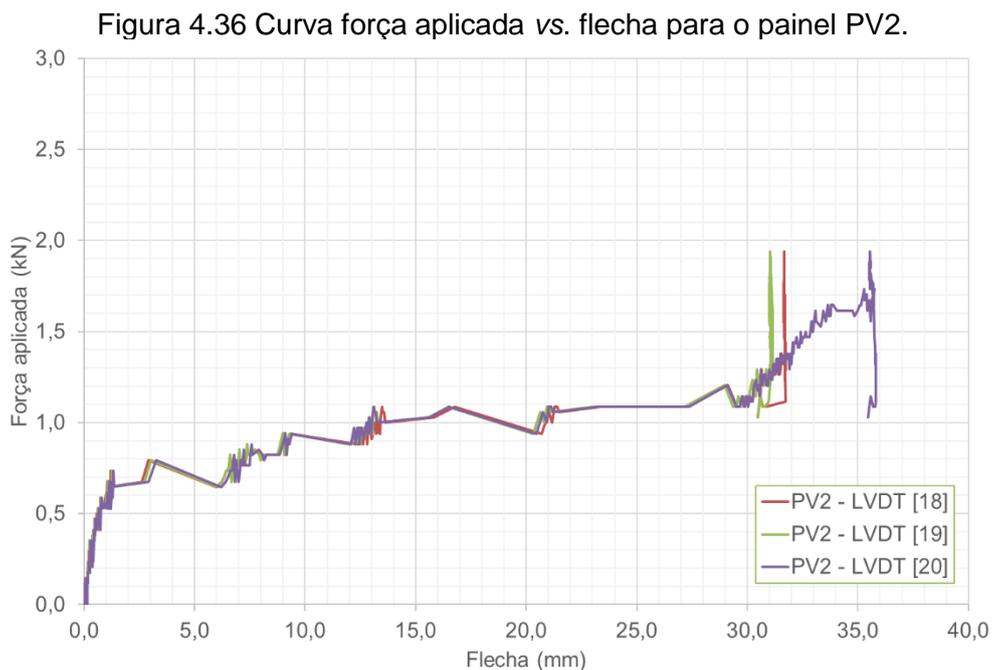
Um painel, \*PV2, (painel com duas treliças BE9, sem preenchimento de concreto nas suas nervuras entre placas) foram moldados e concretados.

A Figura 4.35 mostra os modelos durante o ensaio.



Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.36 mostra a curva força vs. flecha para os ensaios do painel PV2.

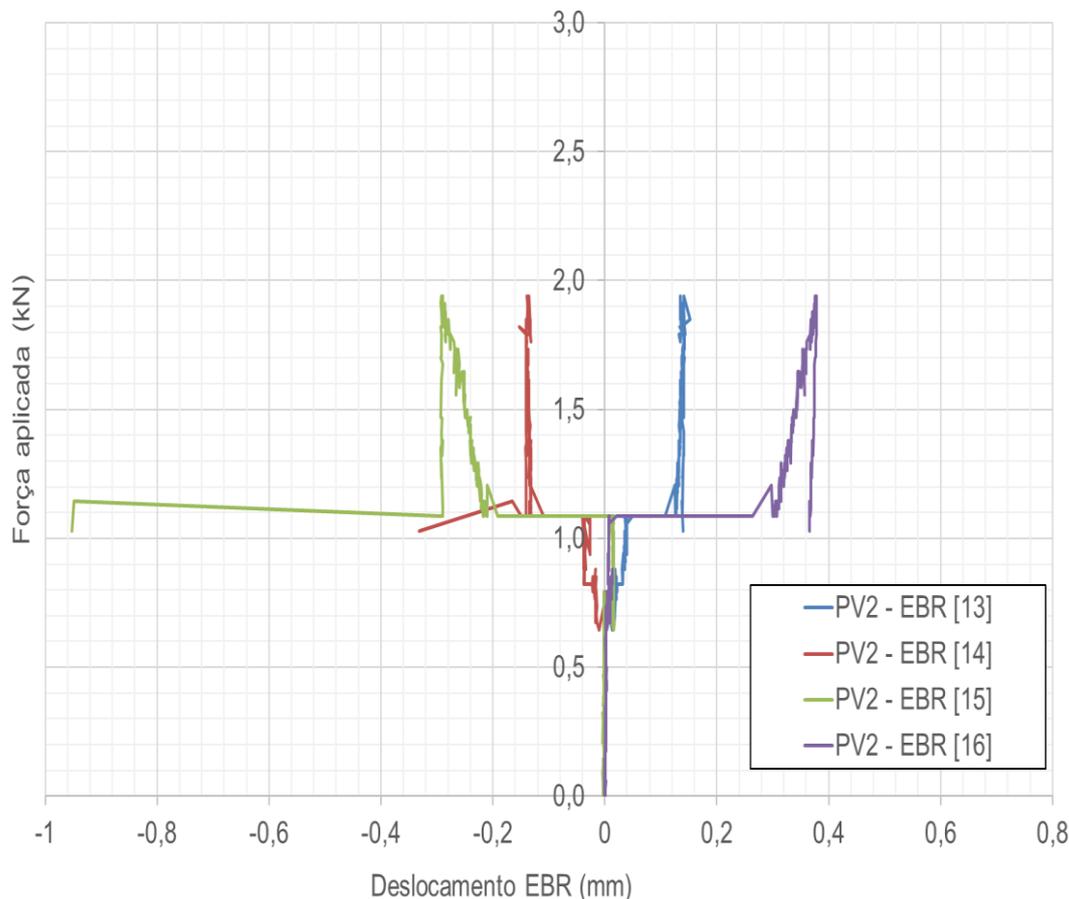


Fonte: Próprio autor (2019).

Vale observar que a flecha total, foi acrescida da flecha inicial de peso próprio mais a flecha do peso do aparato, sendo que a sua soma é igual a (8,0+35) mm, flecha final.

A Figura 4.37 mostra as medidas dos EBR's.

Figura 4.37 Deslocamentos dos EBR's do modelo PV2.



Fonte: Próprio autor (2019).

Lembrando que o valor positivo significa que houve alongamento da fibra (tração) e o valor negativo significa que houve encurtamento da fibra (compressão) e, notando que o EBR [13] foi posicionado na face superior da seção transversal do painel e que o EBR [16] localizou-se na face inferior do modelo.

#### 4.6 SÉRIES DE ENSAIOS DE FORÇA CORTANTE ENTRE PLACAS

A seguir, são mostrados os ensaios de força cortante entre placas para cada série. Cabe destacar que os ensaios foram conduzidos até a ruptura, com a finalidade de se medir o deslizamento final de cada modelo.

#### 4.6.1 Painéis PP1 e PP2

Dois modelos formado por painéis, PP1 e PP2, (painel com três treliças BE9, preenchidos com concreto, entre placas) foram moldados e concretados às duas placas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto.

A Figura 4.38 mostra o modelo durante o ensaio.

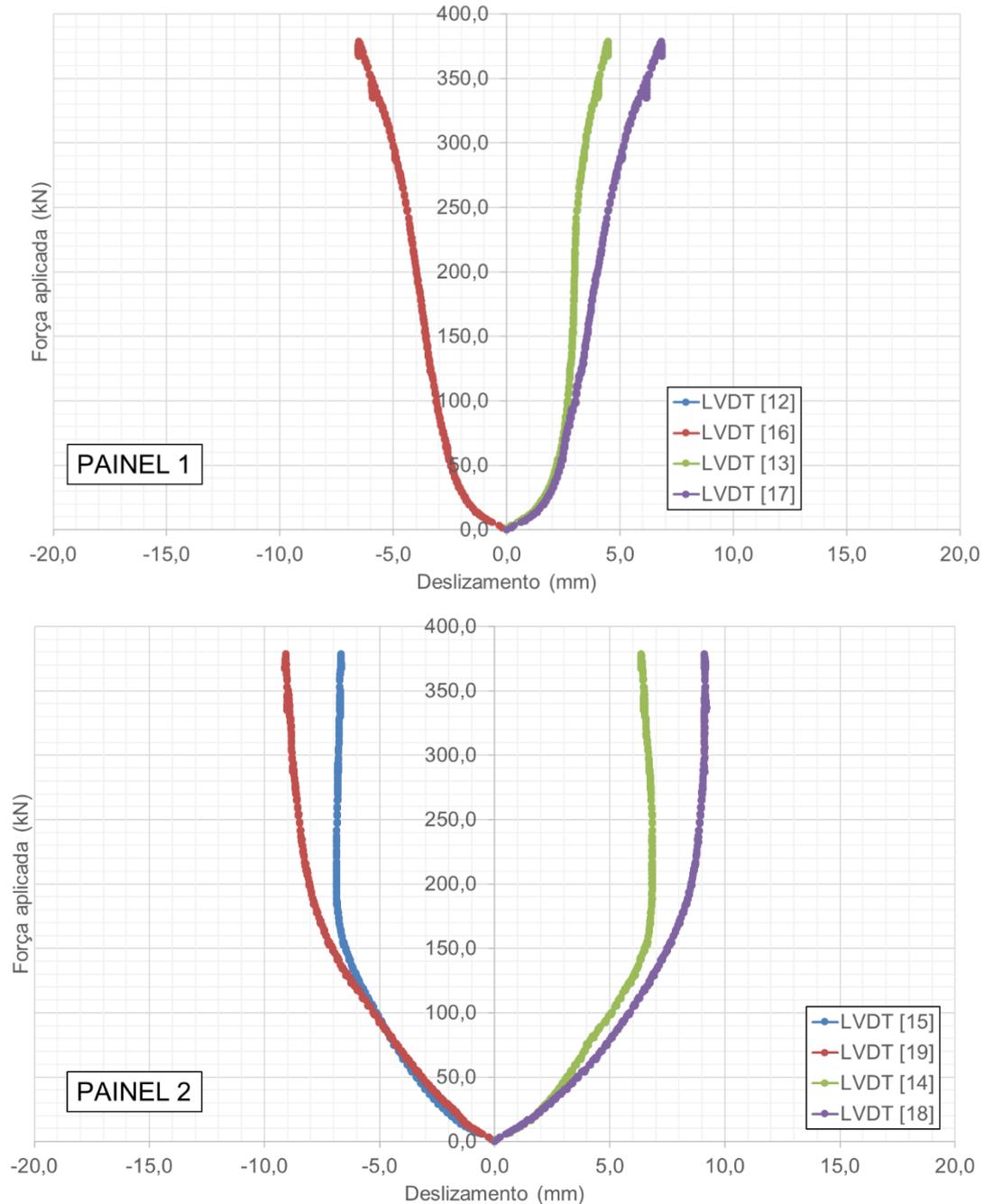
Figura 4.38 Modelo PP durante o ensaio.



Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.39 mostra a curva força vs. deslizamento para o ensaio PP.

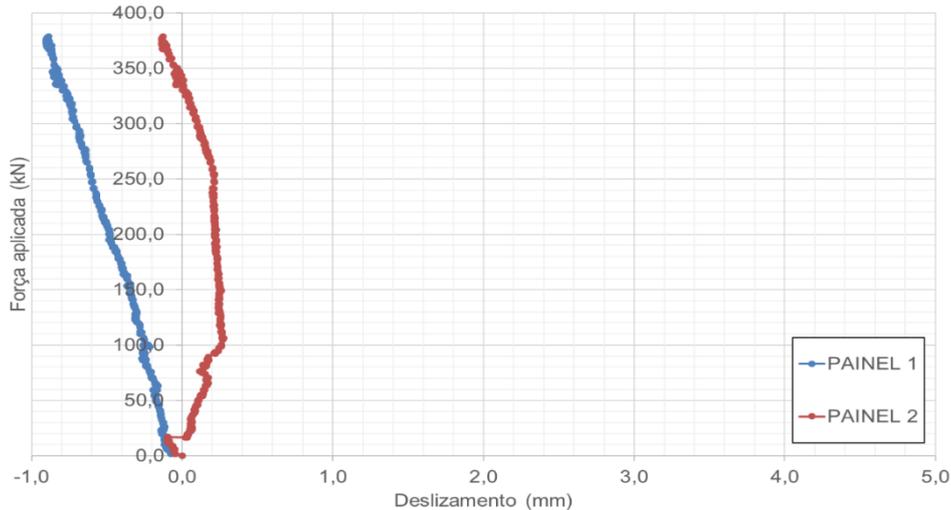
Figura 4.39 Curva força aplicada vs. deslizamento para os painéis PP1 e PP2.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com a Figura 4.40, vê-se que o painel PP1 sofreu deslizamento maior e, atribui-se a isso que algumas de suas diagonais estavam rompidas. Já o painel PP2 teve resultados próximos do previsto, conforme a Figura 4.39. A Figura 4.40 mostra a resultante de deslocamento entre as placas para o Painel 1 e o Painel 2.

Figura 4.40 Deslocamento resultante entre os painéis 1 e 2.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com o resultado percebe-se que um dos modelos possui mais rigidez que o outro e, por isso, ocorre o deslizamento diferenciando entre os modelos.

#### 4.6.2 Painéis PN1 e PN2

Foram ensaiados três modelos, formados por dois painéis, PN1, PN2 e PN3, (painel com três nervuras com uma treliça BE9 em cada nervura) foram moldados e concretados às duas placas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto, nas suas nervuras. A Figura 4.41 mostra os modelos durante o ensaio.

Figura 4.41 modelos PN1 e PN2 durante o ensaio.



PN1, PN3



PN2

Fonte: Próprio autor (2019).

No ensaio, tanto do painel PN1 quanto do PN3, observou-se um deslizamento entre placas, conforme a Figura 4.42.

Figura 4.42 Deslizamento entre placas (PN1 e PN2).

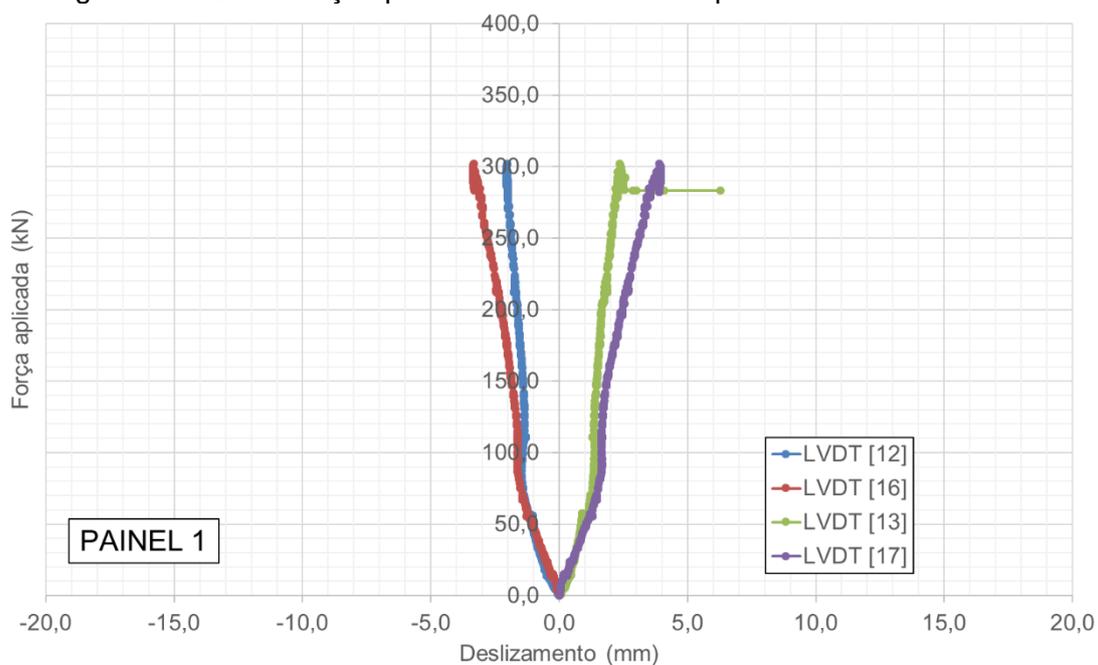


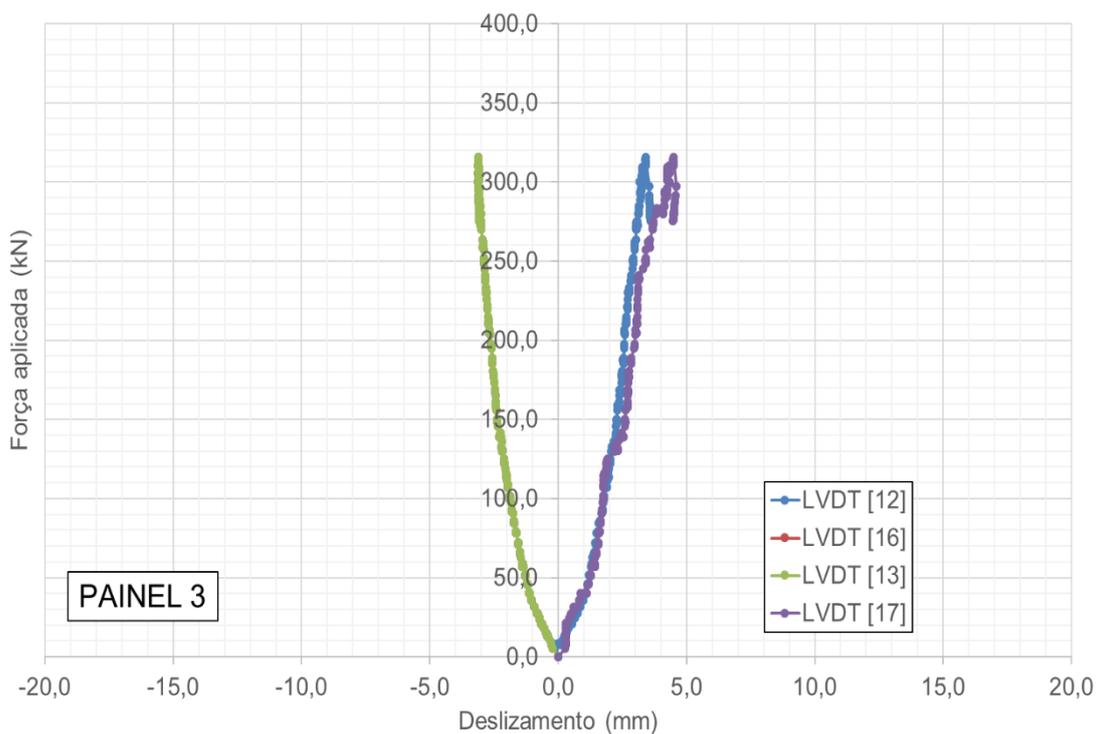
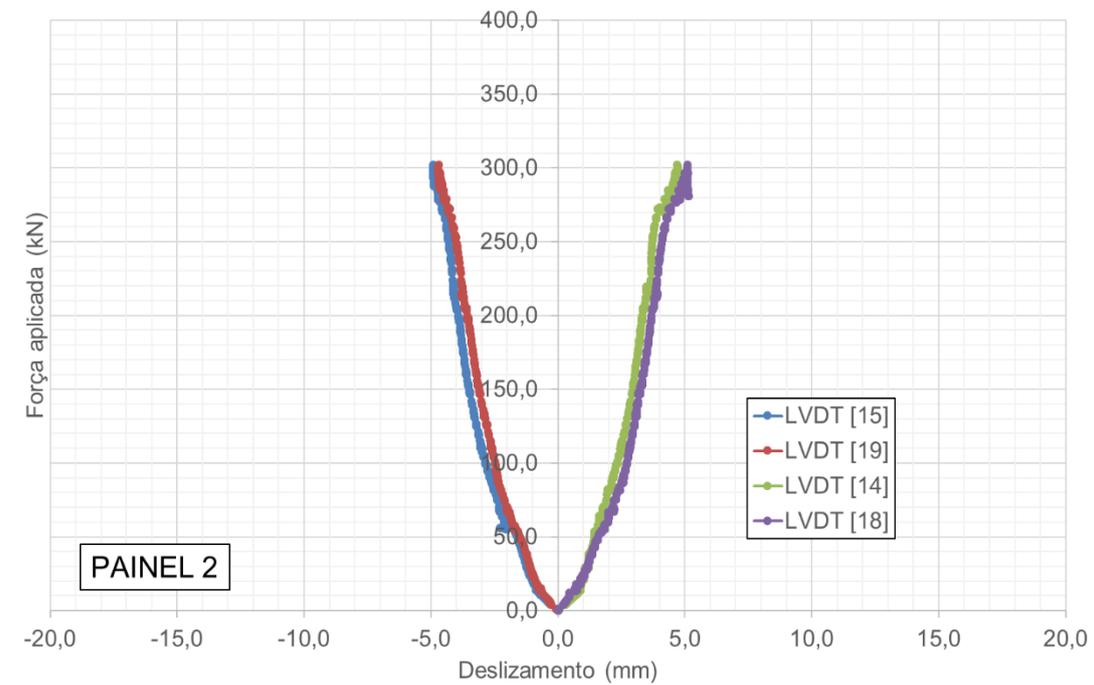
Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com os resultados, atribui-se ao deslizamento excessivo à presença de algumas diagonais rompidas, o que levou a desconsideração da análise.

A Figura 4.43 mostra a curva força vs. deslizamento para os ensaios dos painéis PN1 e PN2.

Figura 4.43 Curva força aplicada vs. deslizamento para o ensaio PN1 e PN2.

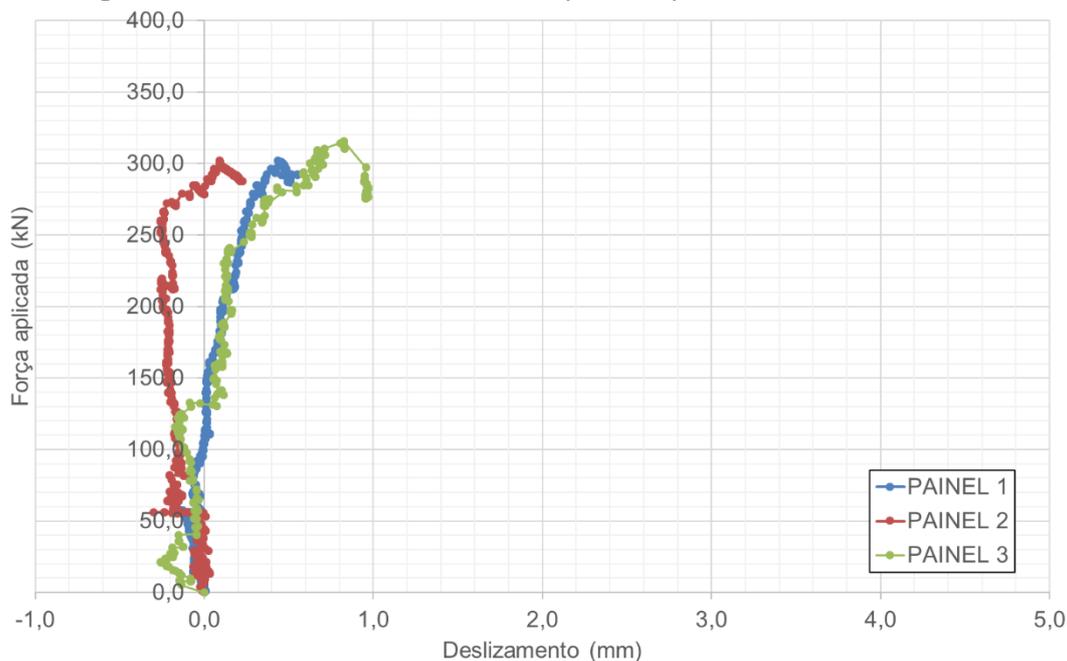




Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.44 mostra a resultante de deslocamento entre as placas para o PAINEL 1, PAINEL 2 e o PAINEL 3.

Figura 4.44 Deslocamento resultante para os painéis PN1, PN2 e PN3.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com o resultado percebe-se que um dos painéis possui mais rigidez que o outro e, por isso, ocorre o deslizamento diferenciando entre os modelos.

#### 4.6.3 Paineis PPC

Dois modelos, formados por dois painéis, Paineis 1 e Paineis 2, (painel com três treliças BE9, com preenchimento de concreto nas suas cabeceiras, entre membranas, com a dimensão de 100 x 50 mm) foram moldados e concretados às duas placas e, após iniciar a cura foram preenchidos com concreto, nas suas cabeceiras.

Devido a fábrica obter processo automatizado para execução das peças sem o preenchimento destas, no entanto foram executadas de forma convencional, e pode se observar a peça na Figura 4.38, agora posicionada para ser ensaiada, bem como seus equipamentos para que se possa medir o deslizamento entre as membranas das duas amostras.

As peças foram apoiadas na placa externa, apuradas e escoradas afim de que com a aplicação do atuador as duas peças internas possam deslizar e pode se medir em função do seu carregamento provocando o cortante entre seus conectores

A Figura 4.45 mostra os dois modelos durante o ensaio.

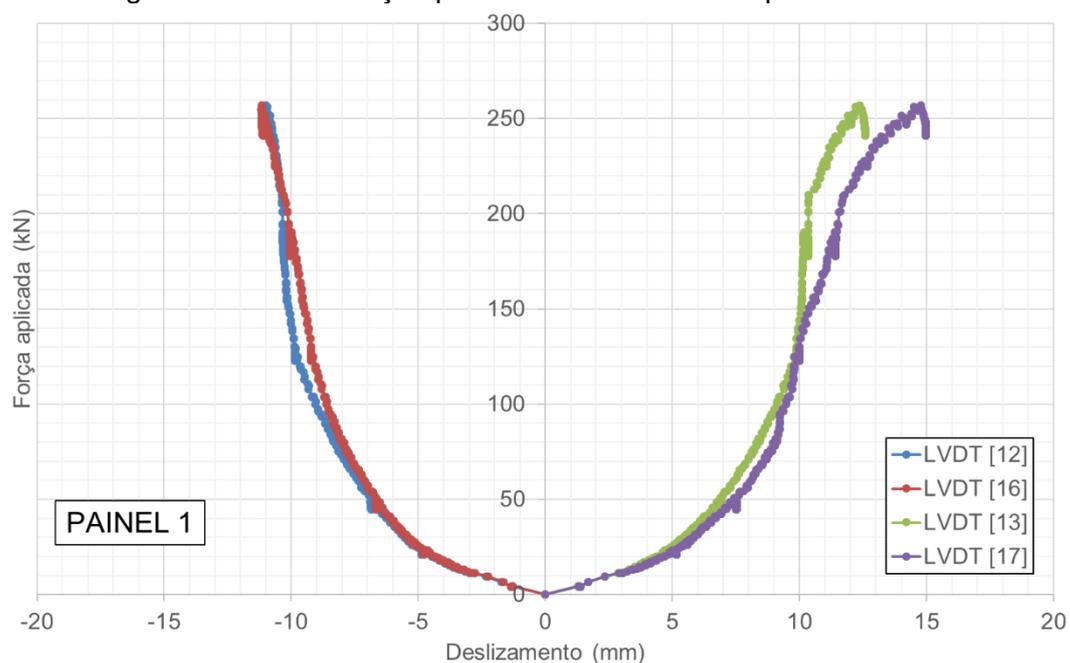
Figura 5.37 Modelo PPC durante o ensaio.

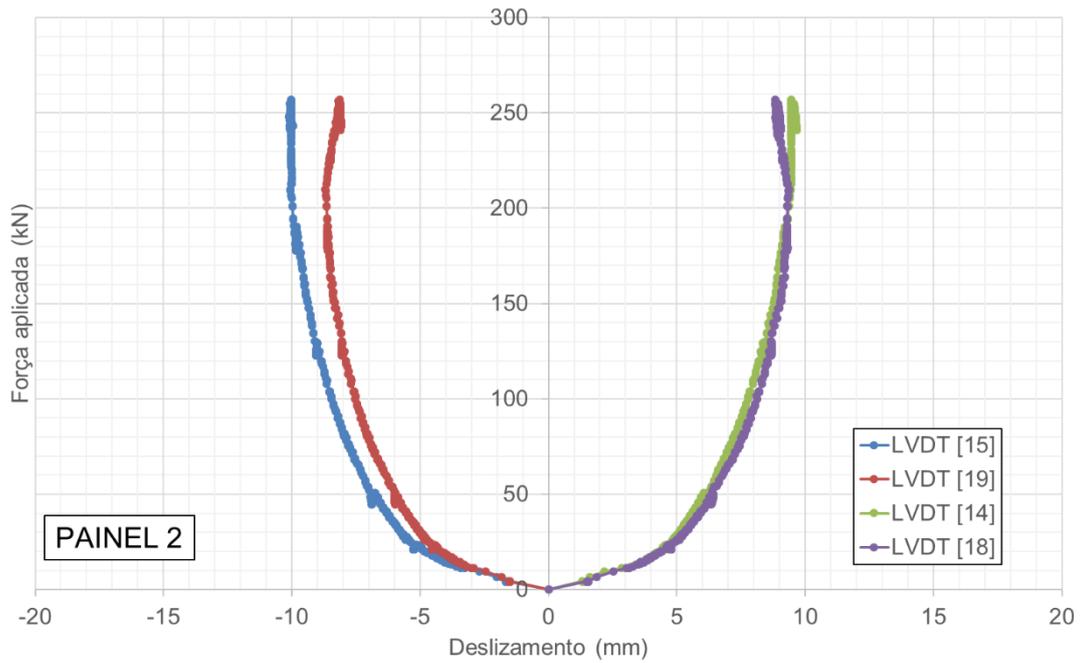


Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.46 mostra a curva força vs. deslizamento para os ensaios do painel PPC, sendo mostrados os valores da membrana apoiada e da placa com aplicação de força. (o painel não possui nervura e sim preenchimento na cabeceira)

Figura 4.46 Curva força aplicada vs. deslizamento para o ensaio PPC.





No ensaio, tanto do painel 1 quanto painel 2, que compõem o ensaio PPC, foi observado que houve flambagem na treliça, conforme a Figura 4.47.

Figura 4.47 Deslizamento entre membranas.



Painel 1



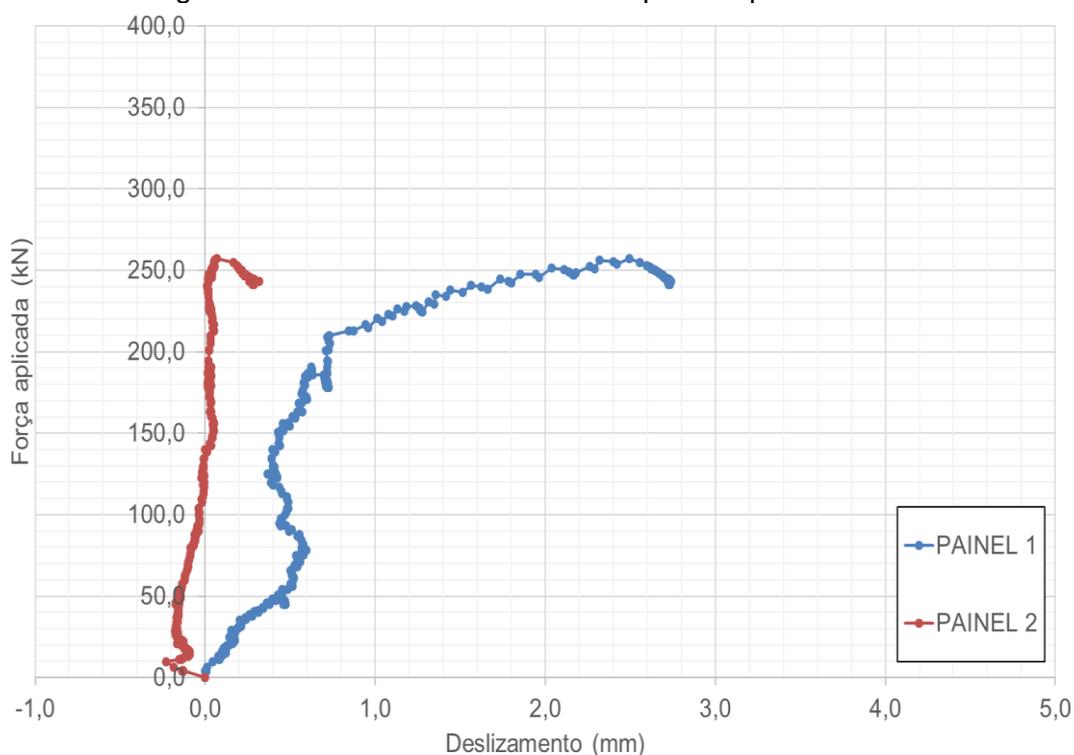
Painel 2

Fonte: Próprio autor (2019).

Observou-se que o ensaio PPC2 não possuía diagonais rompidas (ao contrário do PPC1 que tinha algumas diagonais rompidas e, portanto, o deslizamento entre as placas e os esforços, que chegaram nas diagonais, foram menores que a resistência das diagonais, e essas permaneceram intactas, ou seja, não apresentaram flambagem aparente ou esmagamento do concreto na ligação, como pode ser visto na Figura 4.47.

A Figura 4.48 mostra a resultante de deslocamento entre as placas para o PAINEL 1 e o PAINEL 2.

Figura 4.48 Deslocamento resultante para os painéis 1 e 2.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com o resultado percebe-se que um dos modelos possui mais rigidez que o outro e, por isso, ocorre o deslizamento diferenciando rigidez maior que o outro, faltado várias diagonais no modelo.

#### 4.6.4 Painel PV

Um modelo com dois painéis, PV, (painel com três treliças BE9, sem preenchimento de concreto nas suas nervuras entre placas) foram moldados e concretados.

A Figura 4.49 mostra os modelos durante o ensaio.

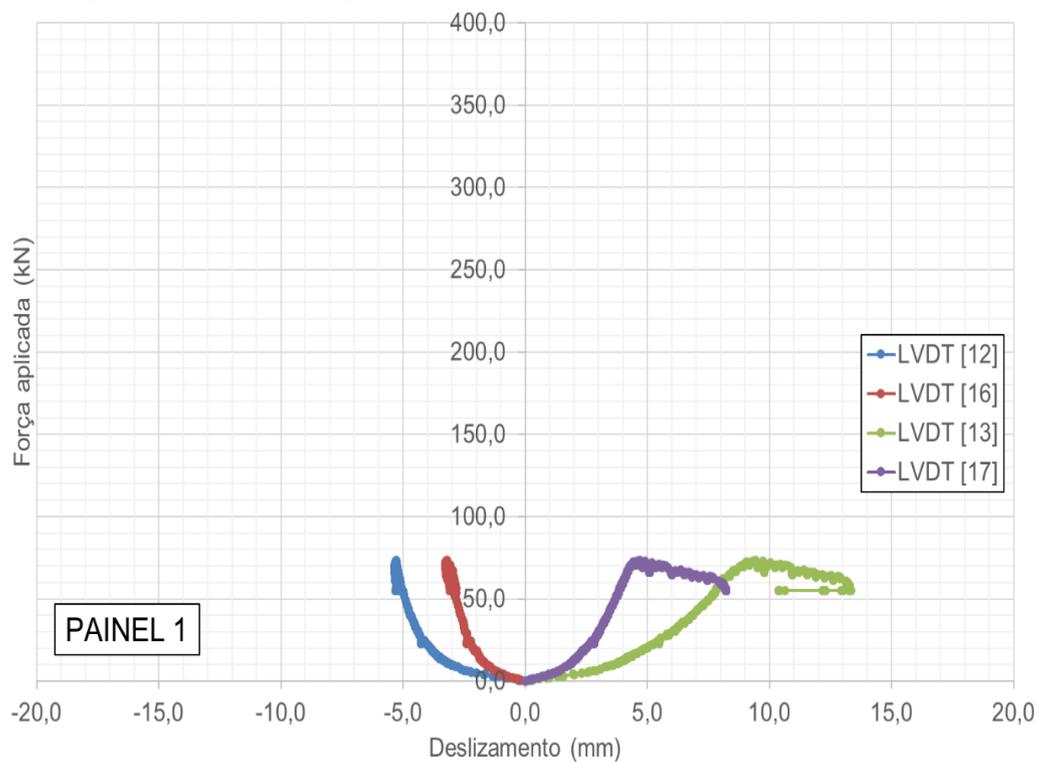
Figura 4.49 modelos PV durante o ensaio.



Fonte: Próprio autor (2019)

A Figura 4.50 mostra a curva força vs. Deslizamento para o ensaio do painel PNV.

Figura 4.50 Curva força aplicada vs. deslizamento para o ensaio PNV.



Fonte: Próprio autor (2019)

No ensaio, observou-se deslizamento entre placas e deslocamento de concreto, conforme a Figura 4.51.

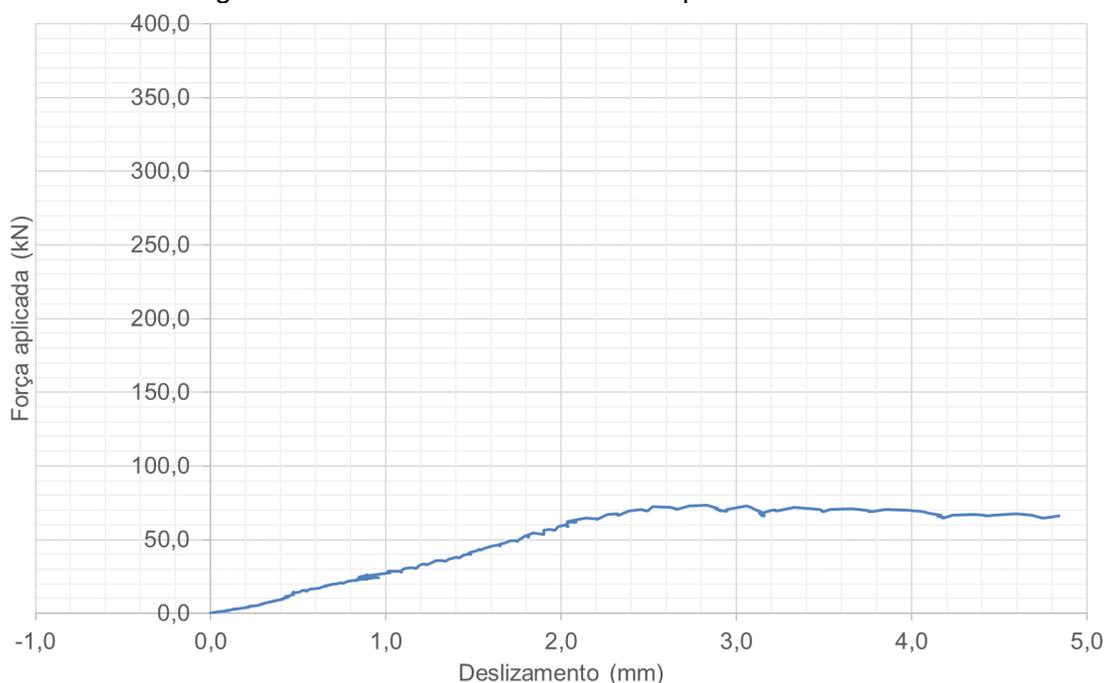
Figura 4.51 Deslizamento entre membranas (PV1 e PV2)



Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 4.52 mostra a resultante de deslocamento entre as placas para o ensaio PNV.

Figura 4.52 Deslocamento resultante para o ensaio PV.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com o resultado percebe-se que o carregamento no painel foi maior que sua capacidade resistente, o modelo sofreu deslocamento e flambagem nas diagonais.

## 5 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

O presente capítulo mostra a análise e a discussão dos ensaios à flexão e de força cortante entre membranas e, assim como o procedimento de cálculo teórico para o PP1 e PV2 para os ensaios à flexão e sua respectiva comparação de resultados dos valores experimentais com os teóricos.

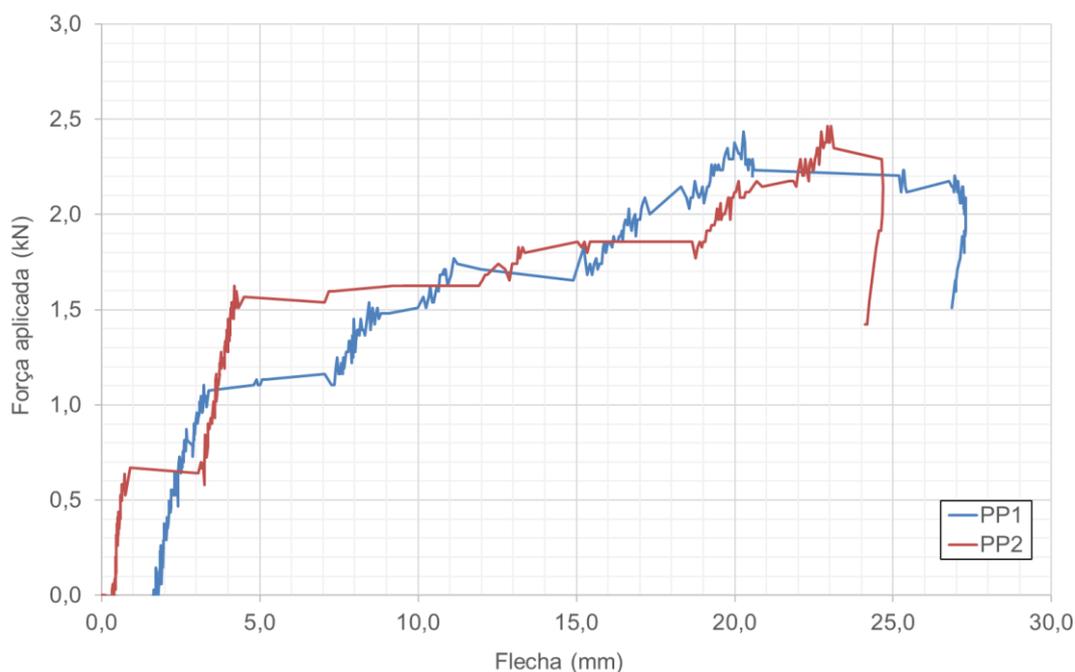
### 5.1 COMPARAÇÃO ENTRE AS SÉRIES DE ENSAIOS À FLEXÃO

A seguir, são mostradas as comparações entre os ensaios à flexão para cada série. Cabe destacar que os ensaios não foram conduzidos até a ruptura, pelo risco e segurança do mesmo.

#### 5.1.1 Painéis PP1 e PP2

A Figura 5.1 mostra a comparação da curva força aplicada vs. flecha para os ensaios dos painéis PP1 e PP2.

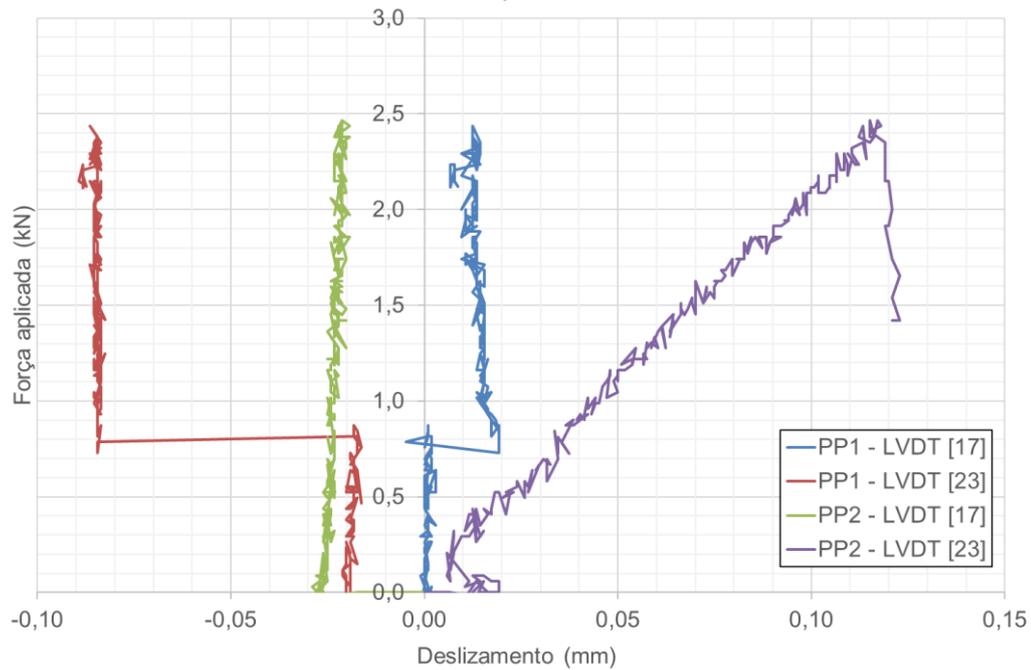
a) Figura 5.1 Comparação da curva força aplicada vs. flecha para os painéis PP1 e PP2.



Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 5.2 mostra a comparação entre os deslizamentos para os painéis PP1 e PP2. Observa-se que a rigidez é  $K_E = 14,19 \gamma$ .

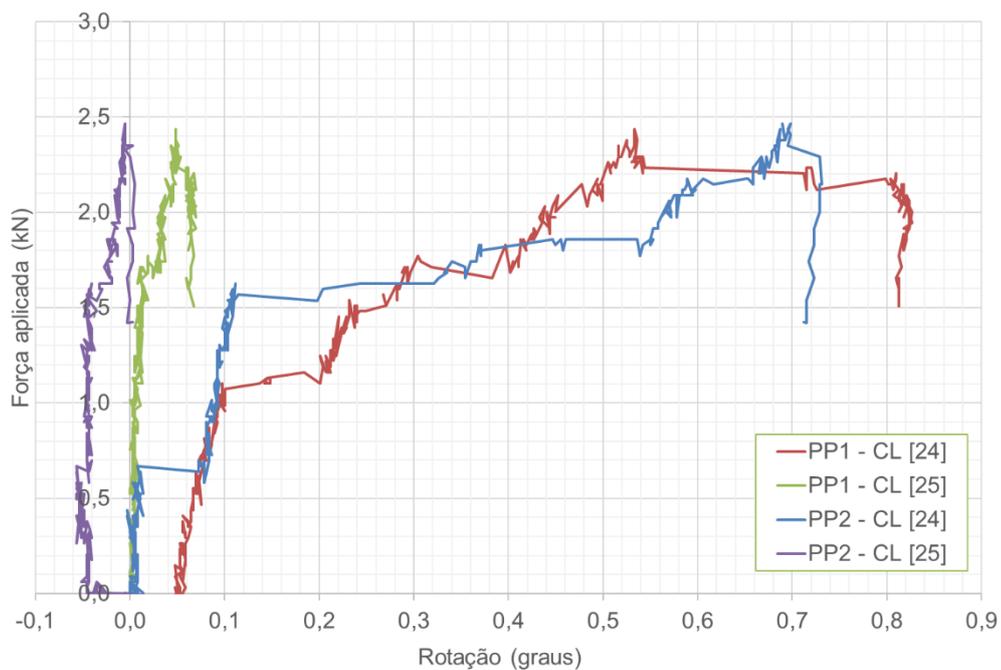
Figura 5.2 Comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para os painéis PP1 e PP2. Usado neste ensaio apenas os medidores LVDT's.



Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 5.3 mostra a comparação do comportamento do momento fletor para os painéis PP1 e PP2. A força cortante gerada pela água vs. deslizamento é de  $K_E = 14,19 \cdot \delta$  (rigidez).

Figura 5.3 Comparação da curva força aplicada vs. rotação para os painéis PP1 e PP2.



Fonte: Próprio autor (2019).

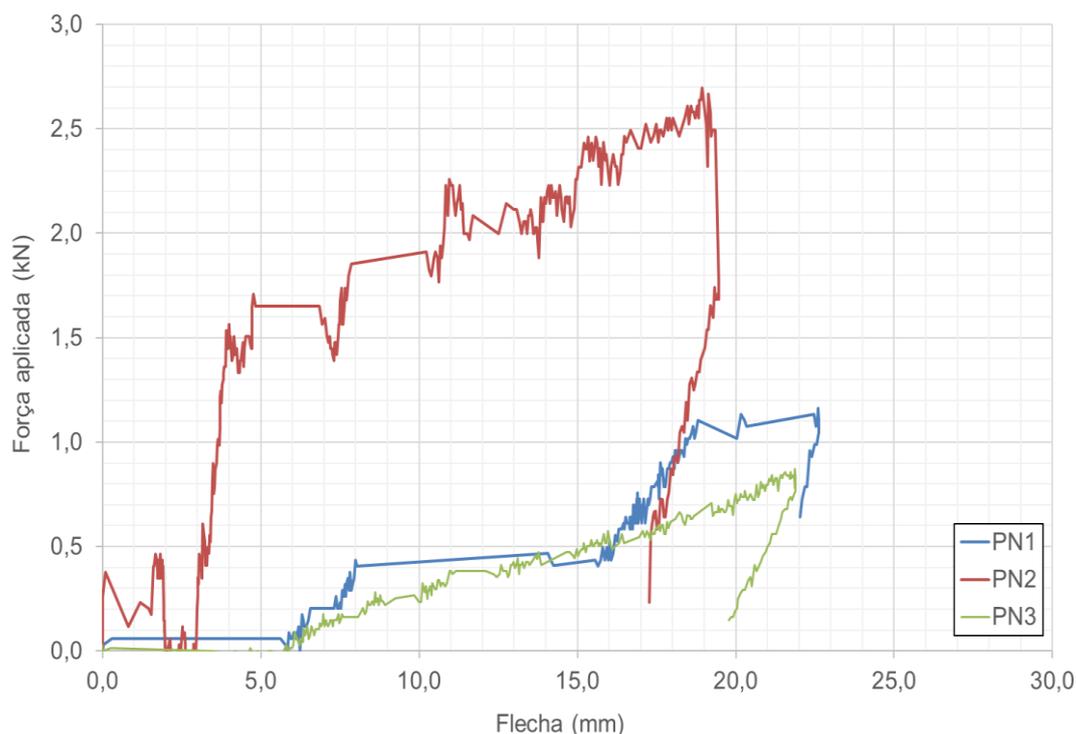
De acordo com a teoria apresentada à medida que o painel sofrer carregamento as placas se deslizam uma em relação a outra, mas, pelo fato do painel PP ser preenchido com concreto observa-se que isso ocorreu apenas em um dos lados do painel, com deslizamento linear.

Observa-se que o giro do painel à esquerda comparando com o giro do painel lado direito, são diferentes, isso é possível devido a possíveis conectores rompidos em um dos lados ou a falta deles provocando deslizamento maior do que o lado o posto do modelo.

### 5.1.2 Painéis PN1, PN2 e PN3

A Figura 5.4 mostra a comparação da curva força aplicada vs. flecha para os ensaios dos painéis PN1, PN2 e PN3.

Figura 5.4 Comparação da curva força aplicada vs. flecha para os painéis PN1, PN2 e PN3.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com a Figura 5.4, pode-se ver que há um comportamento distinto entre os modelos PN1 e PN3 com o modelo PN2. Isso pode ser explicado pela ruptura da ligação entre as placas e nervuras, nos modelos PN1 e PN3, conforme a Figura 5.5.

Figura 5.5 Falha de ligação entre a nervura e a placa nos painéis PN1 e PN3.



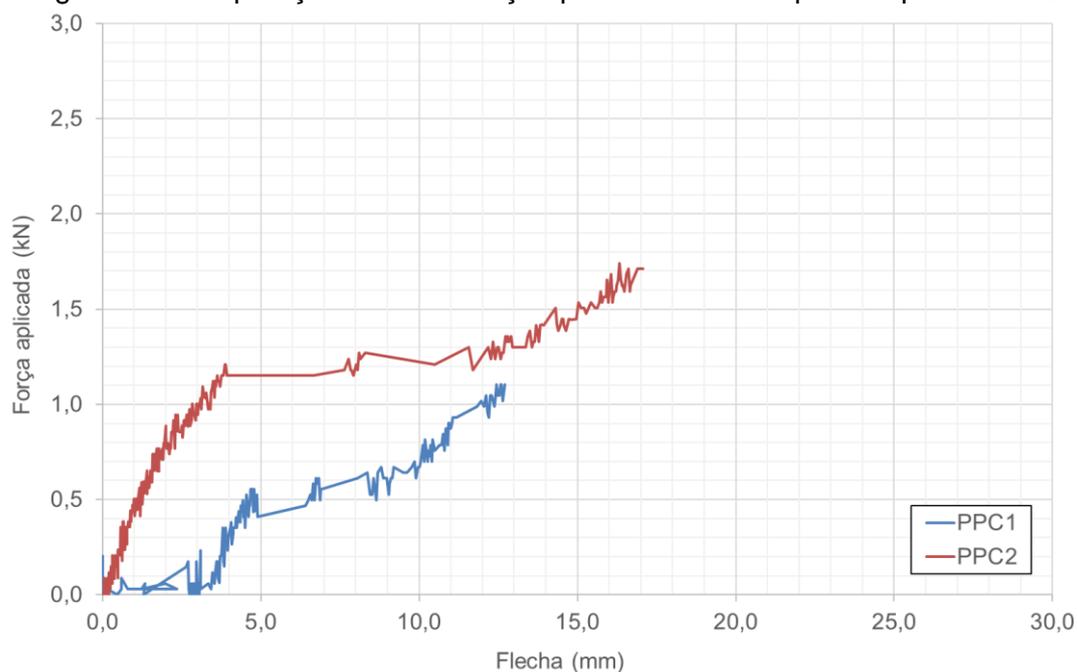
Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com a Figura 5.4, percebe-se que o modelo PN2 possui uma sucessão de acomodações/deslizamento durante o ensaio, o que pode ser justificado pela distribuição de forças nos conectores, sendo que como ocorre o maior deslizamento no conector mais externo, assim que houver a ruptura desse conector, ocorre a distribuição dessa força para o conector seguinte, e assim sucessivamente até o colapso da peça.

### 5.1.3 Painel PPC1 e PPC2

A Figura 5.6 mostra a comparação da curva força aplicada vs. flecha para os ensaios dos painéis PPC1 e PPC2.

Figura 5.6 Comparação da curva força aplicada vs. flecha para os painéis PPC.



Fonte: Próprio autor (2019).

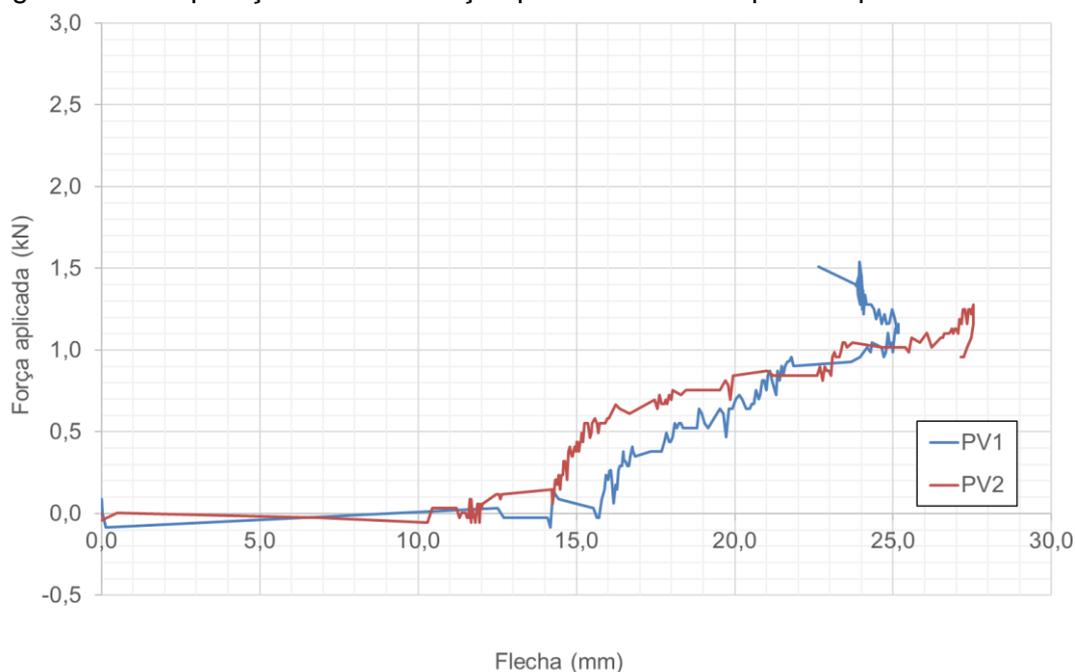
De acordo com a Figura 5.6, percebe-se que o modelo PPC1 teve uma rigidez a flexão inferior aos PPC2. O fato de haver a concretagem na cabeceira do painel, enrijeceu a ligação do conector de extremidade e, por isso, não houve o deslizamento inicial em saltos.

Após a ruptura/deslizamento desse conector, ambos os modelos possuíram uma sucessão de acomodações durante o ensaio, o que pode ser justificado pela distribuição de forças nos conectores, sendo que como ocorre o maior deslizamento no conector mais externo, assim que houver perda da capacidade resistente desse conector, ocorre a distribuição dessa força para o conector seguinte, e assim sucessivamente até o colapso da peça.

#### 5.1.4 Painel PV1 e PV2

A Figura 5.7 mostra a comparação da curva força aplicada vs. flecha para os ensaios dos painéis PV1 e PV2.

Figura 5.7 Comparação da curva força aplicada vs. flecha para os painéis PV1 e PV2.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com a Figura 5.7, a flecha do peso próprio foi medida e anotada a parte para somar posteriormente com demais valores medidos dos carregamentos posteriores aplicados. O deslizamento gerado pelo peso próprio do painel não foi medido e, sabendo-se que as diagonais das treliças já

receberam carregamento devido ao peso próprio. O passo seguinte foi calçar no meio do painel até que se instalasse todo o aparato.

Ligado os aparelhos e retirado abruptamente o calço e isto causou aumento repentino da flecha e causou o deslizamento entre as placas. A partir do enchimento dos tambores com água, passou-se a registrar as medições.

### 5.1.5 Comparação entre as séries

A Tabela 5.1 mostra os resultados obtidos dos ensaios de flexão.

Tabela 5.1 Comparação com tipos de painéis ensaiado

Painel Tipo	$f_{ck}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$f_{ct,m}$ (MPa)	$P_{\text{painel}}$ (kN/m)	$P_{\text{exp}}$ (kN)	$P_{\text{exp}} / P_{\text{máx}}$	$M_{\text{exp}}$ (kN.m)	$M_{\text{exp}} / M_{\text{máx}}$	Flecha (mm)
PP1	40	40,00	2,52	4,50	3,64	1,000	21,06	1,000	19,0
PP2	40	40,00	2,52	4,50	3,63	0,997	21,05	1,000	22,5
PN1	40	40,00	2,52	3,375	2,95	0,810	16,27	0,773	22,0
PN2	40	40,00	2,52	3,375	3,51	0,964	17,30	0,821	18,0
PN3	40	40,00	2,52	3,375	2,57	0,706	15,49	0,736	18,5
PPC1	40	40,00	2,52	3,03	2,83	0,777	14,92	0,708	25,5
PPC2	40	40,00	2,52	3,03	2,69	0,739	14,65	0,696	18,0
PV1	40	40,00	2,52	3,00	2,19	0,602	13,59	0,645	18,0
PV2	40	40,00	2,52	3,00	2,45	0,673	14,10	0,670	24,0
*PV2	40	40,00	2,52	3,00	2,76	0,758	14,69	0,698	40,8

Obs. \*PV2 painel com duas treliças

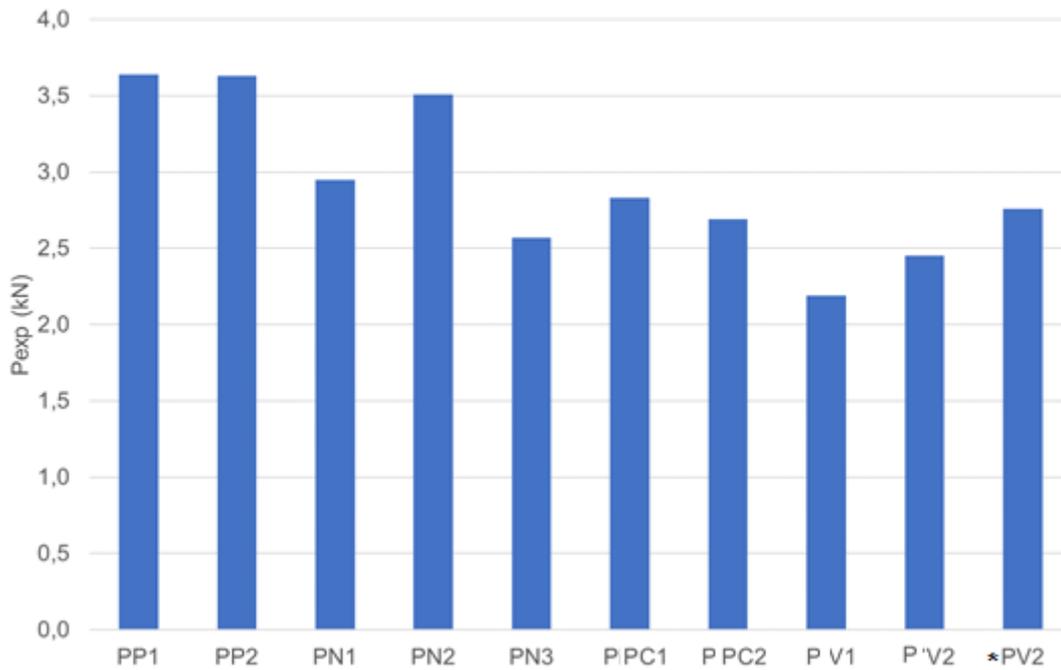
Fonte: Próprio autor (2019).

Cabe lembrar que em todos os painéis foi utilizada a treliça espacial BE9 ( $f_y = 600$  MPa) e que, “ $A_{s1}$ ” é a armadura na placa superior e que “ $A_{s2}$ ” é a armadura na placa inferior.

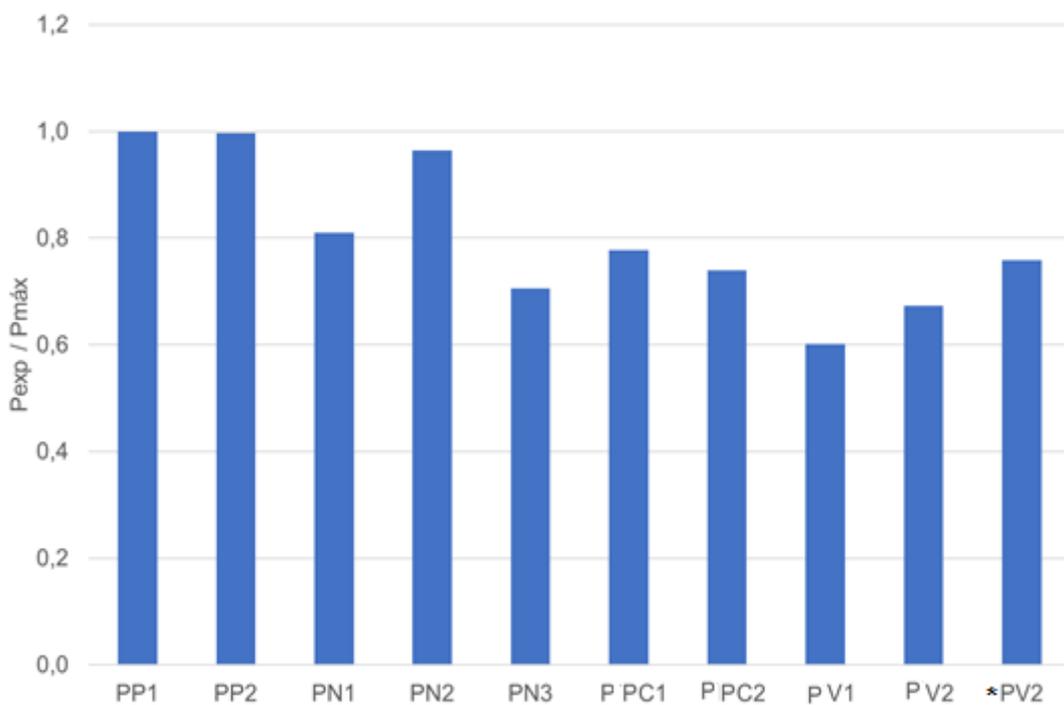
“ $P_{\text{painel}}$ ” corresponde ao peso próprio do painel; “ $M_{\text{exp}}$ ” corresponde ao momento fletor medido a partir do modelo experimental, levando em conta o peso próprio dos aparatos, da água e do painel e, “ $P_{\text{exp}}$ ” corresponde a força aplicada no modelo experimental, levando em conta o peso próprio dos aparatos e da água.

A Figura 5.8 mostra a comparação da força aplicada ( $P_{\text{exp}}$ ) entre os modelos para os ensaios dos painéis à flexão e a comparação entre o valor medido e o máximo obtido.

Figura 5.8 Comparação da força aplicada ( $P_{exp}$ ) para os painéis ensaiados à flexão.



Obs. \*PV2 possui duas treliças



Obs. \*PV2 possui duas treliças

Fonte: Próprio autor (2019).

Os painéis da série PP tiveram o valor de " $P_{exp}$ " superior a 3,5 kN, sendo os maiores valores medidos. Isso se deu pela sua rigidez elevada, que foi promovida pelo pequeno deslizamento entre as placas. Com relação aos demais

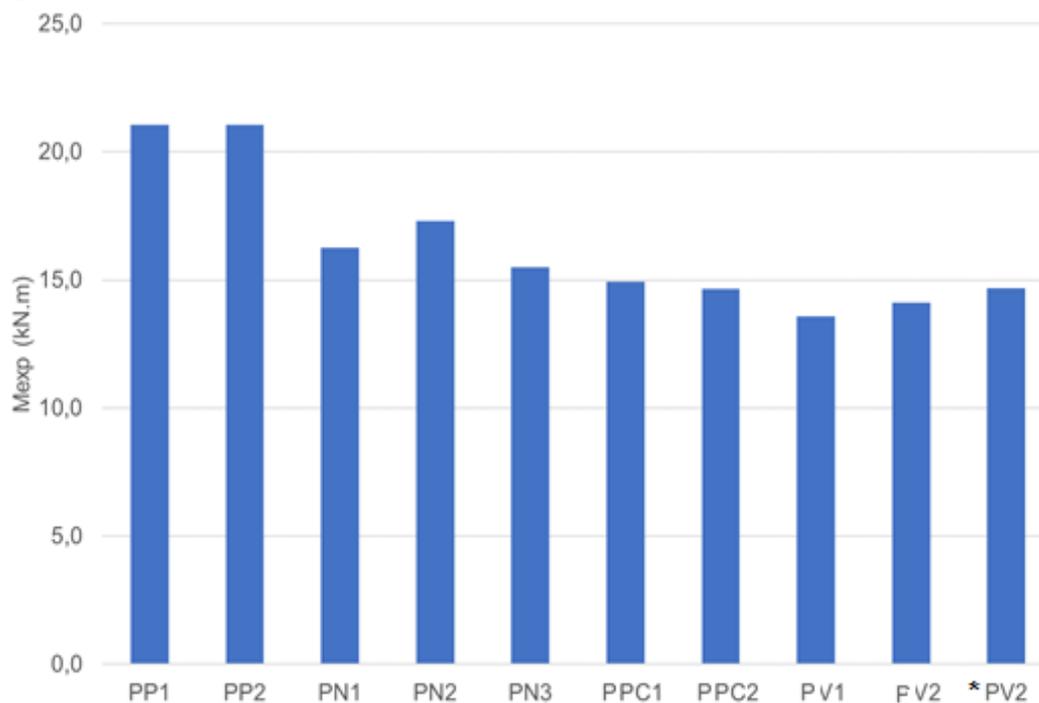
modelos, a diferença resulta oscilou com valores até 40%, mostrando a importância da rigidez da nervura e do conector.

Houve um modelo PN2 que apresentou capacidade portante com diferença inferior a 5%, que pode ser atribuído que os demais painéis possuíram diagonais rompidas confirmadas antes de fazer o ensaio. O modelo PN2 atingiu a sua máxima capacidade potencial.

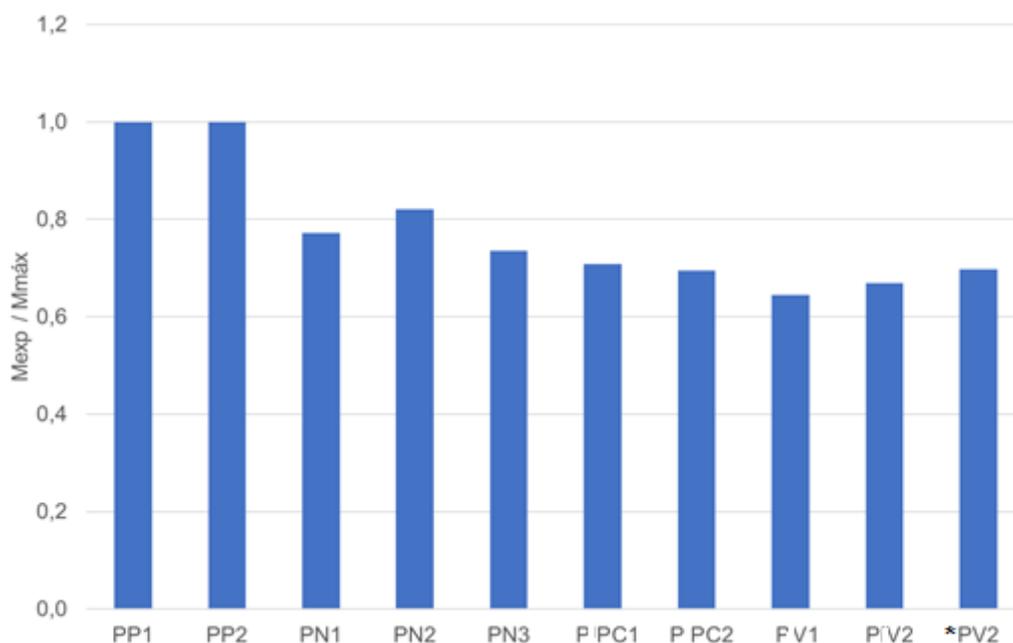
O modelo \*PV2 teve capacidade portante superior aos modelos PV1 e PV2 (três treliças) mesmo com uma linha de conectores a menos, atribuindo-se a essa capacidade um aumento na área de aço nas placas tanto inferior como a superior.

A Figura 5.9 mostra a comparação do momento fletor ( $M_{exp}$ ) entre os modelos para os ensaios dos painéis à flexão e a comparação entre o valor medido e o máximo obtido.

Figura 5.9 Comparação do momento fletor ( $M_{exp}$ ) para os painéis ensaiados à flexão.



Obs. \*PV2 possui duas treliças



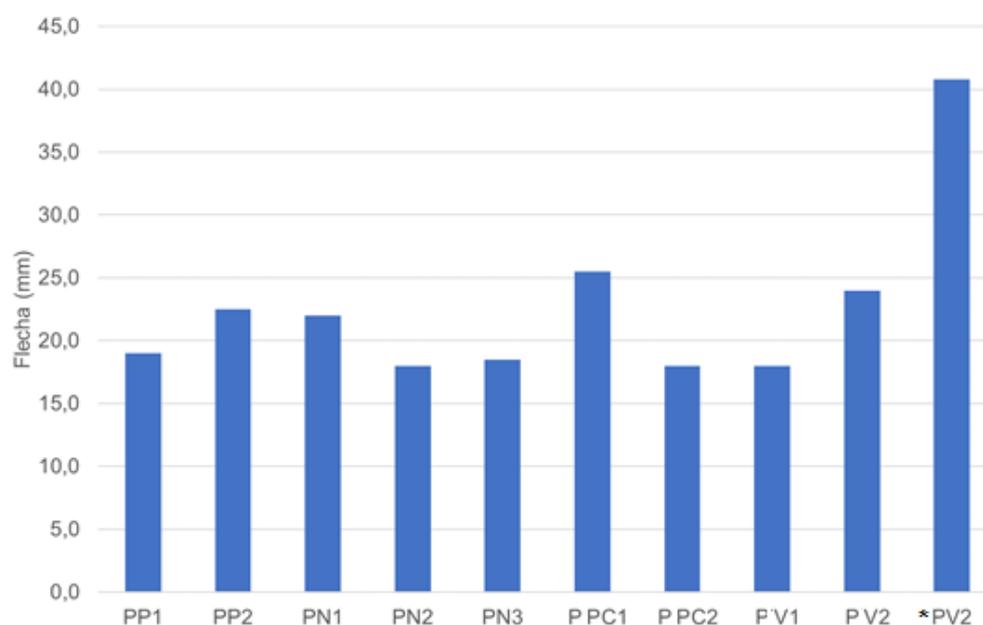
Obs. \*PV2 possui duas treliças

Fonte: Próprio autor (2019).

Os modelos PP tiveram momento fletor da ordem de 20 kN.m, sendo os maiores medidos. Quando se faz a comparação utilizando o valor de “P<sub>exp</sub>” e peso próprio do painel, percebe-se que a rigidez foi superior aos dos demais modelos com diferenças superiores a 17%.

A Figura 5.10 mostra a comparação do deslocamento vertical entre os modelos para os ensaios dos painéis à flexão.

Figura 5.10 Comparação do deslocamento vertical para os painéis ensaiados à flexão.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com a Figura 5.8, pode-se ver que a flecha é relacionada com a rigidez do painel, salientando que a rigidez é em função do número de conectores, que implica no deslizamento entre placas, quanto mais conectores, menor será o deslizamento, maior será a rigidez, menor será a flecha.

## 5.2 COMPARAÇÃO TEÓRICA

Neste item, foi feita a comparação teórica, passo a passo para os painéis PP1 e \*PV2 a fim de se comprovar a teoria descrita nos capítulos anteriores. Depois, mostra-se uma tabela de comparação dos resultados com os demais ensaios à flexão.

### 5.2.1 Painel PP1 (painel preenchido)

Iniciou-se a pesagem da água, que foi sendo colocada no tambor e por vaso comunicante passava de um tambor para o outro, posicionado ao lado, onde existiam duas células de carga posicionadas de quem olha a figura de frente, uma célula na parte da frente e outra nos fundos do tambor a direita, assim definiu-se o peso “P” somando de um lado o peso dos aparatos, mais o peso da água distribuído nas duas células.

O peso “P” dos aparatos somou 1,18 kN, a distância de “P” até o apoio foi de  $a = 1925$  mm, todo o equipamento de medição foi zerado.

A Figura 5.11 mostra o surgimento da primeira fissura.

Figura 5.11 Surgimento provável da primeira fissura.



Fonte: Próprio autor (2019).

O ensaio foi finalizado quando se observou a flecha  $L/200$ , e em virtude das fissuras, distribuídas ao longo do centro da peça. Essas fissuras, ao longo do comprimento, provavelmente, devem-se ao fato de possuir armaduras

transversais, que são pequenas fissuras onde vão aparecendo exatamente onde existe armaduras transversais, acordo com a Figura 5.12.

Figura 5.12 Finalizado o ensaio com várias fissuras ao longo da peça.



Fonte: Próprio autor (2019).

A peça ensaiada possuía peso próprio de 4,5kN/m, mais peso “P” do aparato igual a 1,18 kN, e observado na célula de carga o peso de 2\*(2.0,62) kN. No ensaio, a anotação era feita somando as cargas (P+P) = 3,6 kN.

#### 5.2.1.1 Cálculo do momento de fissuração (painel PP)

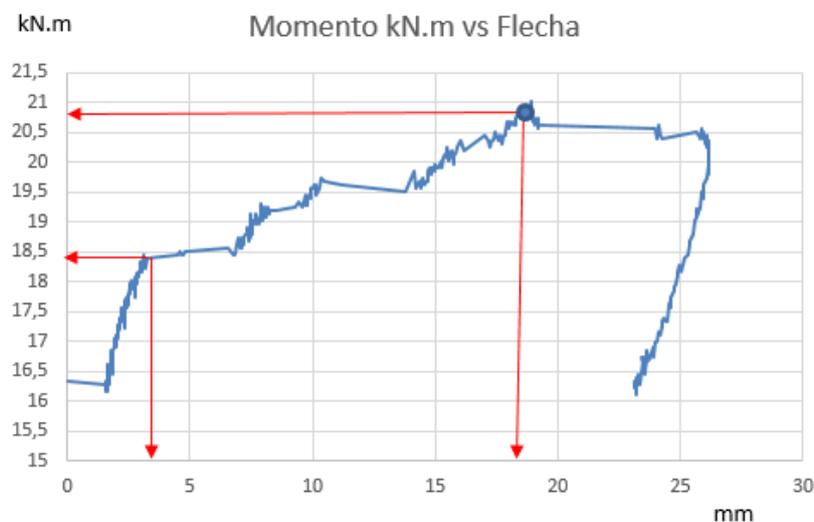
O momento calculado quando a célula de carga mais 1,18 kN peso do aparato  $P = 2,3$  kN e se deu por meio da equação 6.1.

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8} + P \cdot a \quad \text{Eq. 5.1}$$

$$M = \frac{4,5 \cdot 5,0^2}{8} + 2,3 \cdot 1,925 = 18,49 \text{ kN.m}$$

A Figura 5.13 mostra a relação de momento fletor com a flecha para o ensaio PP1.

Figura 5.13 Curva momento fletor calculado vs. flecha medida para o modelo PP1.



Fonte: Próprio autor (2019).

O cálculo do momento de inércia do painel totalmente composto, como o painel é maciço será usado momento de inércia definido pela equação 5.2.

$$I_{TOT} = \frac{b120.5^3}{12} + 120.5.5^2 + \frac{120.5^3}{12} + 120.5.5^2 = 32500 \text{ cm}^4$$

O momento de fissuração (equação 6.3) dado pela NBR 6118 (ABNT, 2014), item 17.3.1, adota do valor de ajuste em função da geometria da seção transversal do modelo, sendo  $\alpha = 1,2$  para seção T,  $\alpha = 1,3$  para seção I,  $\alpha = 1,5$  para seção retangular. Entretanto, o painel possui seção transversal retangular e, há o problema da composição entre as placas, o valor de “ $\alpha$ ” foi ajustado em função do momento fletor de fissuração medido no ensaio, “ $\alpha$ ” de 1,027.

Considerando a resistência característica do concreto obtido através da leitura do projeto executivo do modelo,  $f_{ck}$ : 50MPa,  $f_{t,m}$ = 4,06MPa

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_c}{y_t} \quad \text{Eq. 5.2}$$

$$M_r = \frac{1,027 \cdot 0,40 \cdot 33750}{7,5} = 18,49 \text{ N.m}$$

Com isso, passa-se a determinação da carga equivalente “q” ao módulo de elasticidade “ $E_c$ ” e “ $I_c$ ”, até o instante da primeira fissura, considerando um painel totalmente composto (Eq. 5.4).

$$q = \frac{8 \cdot M}{\ell^2} \quad \text{Eq. 5.3}$$

$$q = \frac{8 \cdot M}{\ell^2} = \frac{8 \cdot 18,49}{500^2} = 0,059 \text{ kN/cm}$$

“ $E_c$ ” da pela equação 5.5:

$$E_c = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot I_{TOT} \cdot \delta} \quad \text{Eq. 5.4}$$

$$E_c = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot I_{tot} \cdot \delta} = \frac{5 \cdot 0,059 \cdot 500^4}{384 \cdot 32500 \cdot 0,37} = 3993 \text{ kN/cm}^2$$

A Tabela 5.2 mostra os valores medidos no ensaio, quando painel atingiu o máximo momento e sua flecha máxima medida.

Tabela 5.2 Valores medidos no ensaio do painel PP1.

Painel	Pp (kN/m)	P/aparato (kN)	C/carga P(kN)	M <sub>MAXIM.</sub> (kN.m)	Flecha máxima (cm)	E <sub>c</sub> (GPa)
PN1	4,5	1,18	2,44	20,7	1,80	39,93

Fonte: Próprio autor (2019).

Sendo que a flecha máxima no ensaio igual, (18,1 mm), que. Assim, pode-se determinar o momento de inércia da seção transversal por meio da equação 5.5

$$I_{cr} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot \delta} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot \delta_{TOT}} + \frac{P \cdot a}{48 \cdot E_c \cdot \delta_{TOT}} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2) \quad \text{Eq. 5.5}$$

Para momento fletor medido no ensaio  $M = 14,06 \text{ kN.m}$  e  $P=3,64\text{kN}$ .

$$q = \frac{8 \cdot M}{\ell^2} = 0,045 \text{ kN.cm}$$

$$I_{cr} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot \delta} = \frac{5 \cdot 0,045 \cdot 500^4}{384 \cdot 3993 \cdot 1,64} + \frac{3,64 \cdot 192,5}{48 \cdot 3993 \cdot 1,64} \cdot (3 \cdot 500^2 - 4 \cdot 192,5^2) = 6934 \text{ cm}^4$$

### 5.2.1.2 Cálculo do momento resistido pelo painel PP1

A Tabela 5.3 mostra os valores adotados para o cálculo do momento fletor resistido pelo painel PP1, para a situação de painel totalmente composto.

Tabela 5.3 Dados e características do painel PP1.

A <sub>s1</sub> (mm <sup>2</sup> )	A <sub>s2</sub> (mm <sup>2</sup> )	f <sub>y1</sub> =f <sub>y2</sub> (MPa)	f <sub>ck</sub> (MPa)	B (mm)
220	219	660	50	1200

Obs: f<sub>yk</sub>= 660MPa, de acordo com Certificado de qualidade N°0005891817/2018, emitido pela ArcelorMital e fornecido para empresa fornecedora dos painéis.

Fonte: Próprio autor (2019).

Salienta-se que o valor de “f<sub>yk</sub>” do aço CA-60 foi seguido conforme tabela da ArcelorMital, pois não foi fornecido o valor característico do ensaio da barra de aço à tração. Com os valores da Tabela 6.3, passa-se à determinação do momento fletor resistido para a situação do painel, sendo destacado a condição de painel totalmente composto e painel não composto. Assim, para a situação de painel totalmente composto, tem-se, a partir da equação 4.58:

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_{y1} + A_{s2} \cdot f_{y2}}{f_{ck} \cdot b} = \frac{2,20 \cdot 660 + 2,19 \cdot 660}{50 \cdot 120} = 0,48 \text{ cm}$$

A partir da equação 4.59, tem-se:

$$M_{TC} = A_{S1} \cdot f_{y1} \cdot \left( d_1 - \frac{a}{2} \right) + A_{S2} \cdot f_{y2} \cdot \left( d_2 + t_{y1} + t_{in} - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{TC} = 2,20 * 660 \cdot \left( 2,5 - \frac{0,48}{2} \right) + 2,19 * 660 \cdot \left( 2,5 + 5 + 5 - \frac{0,48}{2} \right) = 21,00 kN.m$$

Assim, para a situação de painel não composto, tem-se: A partir da equação 3.36 e 3.37, tem-se:

$$a_1 = \frac{A_{S1} \cdot f_{y1}}{f_{ck} \cdot b} = \frac{2,20 \cdot 660}{50 \cdot 120} = 0,242 cm$$

$$a_2 = \frac{A_{S2} \cdot f_{y2}}{f_{ck} \cdot b} = \frac{2,19 \cdot 660}{50 \cdot 120} = 0,241 cm$$

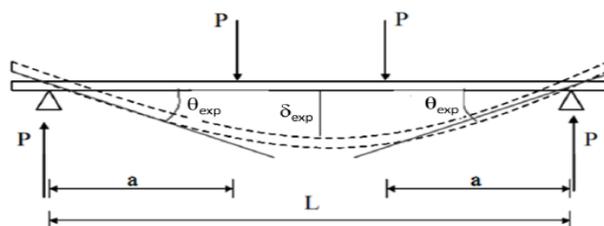
A partir da equação 4.38, tem-se:

$$M_{NC} = A_{S1} \cdot f_y \cdot \left( d_1 - \frac{a_1}{2} \right) + A_{S2} \cdot f_y \cdot \left( d_2 - \frac{a_2}{2} \right)$$

$$M_{NC} = 2,20 * 660 \cdot \left( 2,5 - \frac{0,242}{2} \right) + 2,19 * 660 \cdot \left( 2,5 - \frac{0,241}{2} \right) = 6,89 kN.m$$

Para o cálculo do momento fletor resistido, utiliza-se a equação 5.1, a Tabela 5.3 e a Figura 5.14.

Figura 5.14 Esquema estrutural do painel.



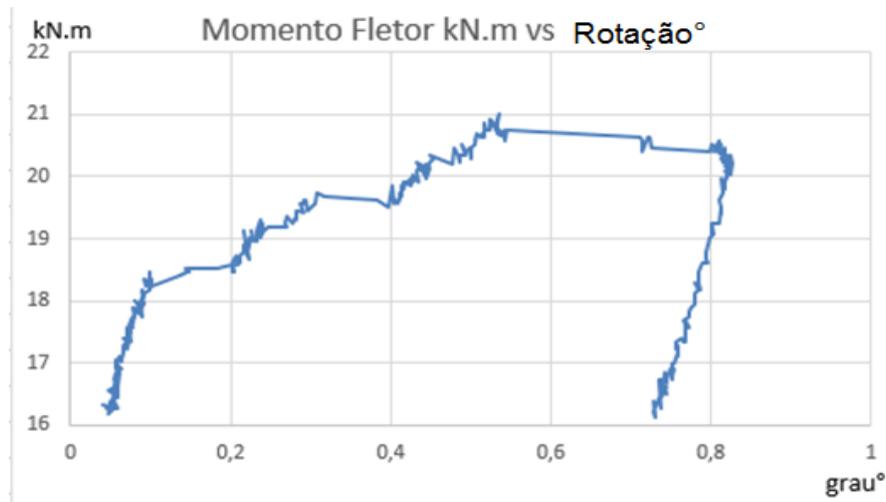
Fonte: Próprio autor (2019).

Logo, tem-se:  $p=3,64$  kN, (soma da CC+ aparato)

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8} + P \cdot a = \frac{4,5 \cdot 5,0^2}{8} + 3,62 \cdot 1,925 \approx 20,70 kN.m$$

Por meio do ensaio foi possível obter o gráfico referente à Figura 5.15 e pôde-se comparar o momento existente com a rotação medida no painel.

Figura 5.15 Relação entre o momento aplicado na peça e a rotação medida.



Fonte: Próprio autor (2019).

Utilizando-se da equação 5.2 pode-se comparar a rotação com valores obtidos por meio da Figura 6.16.

$$\theta = \frac{q \cdot \ell^3}{24 \cdot E_c \cdot I} = \frac{0,067 \cdot 500^3}{24 \cdot 3993 \cdot 6934} = 0,001 \text{ rad} = 0,57^\circ,$$

O valor da rotação do painel foi de  $\theta \cong 0,57^\circ$

Utilizando a equação 5.63 e substituindo os valores calculados nas equações 5.1, 3.58 e 3.59, pode-se determinar o grau da ação composta entre membranas, tem-se:

$$K_U = \frac{M_{U,TEST} - M_{U,NC}}{M_{U,TC} - M_{U,NC}} = \frac{20,70 - 6,89}{21,00 - 6,89} \cdot 100 = 97,87\%$$

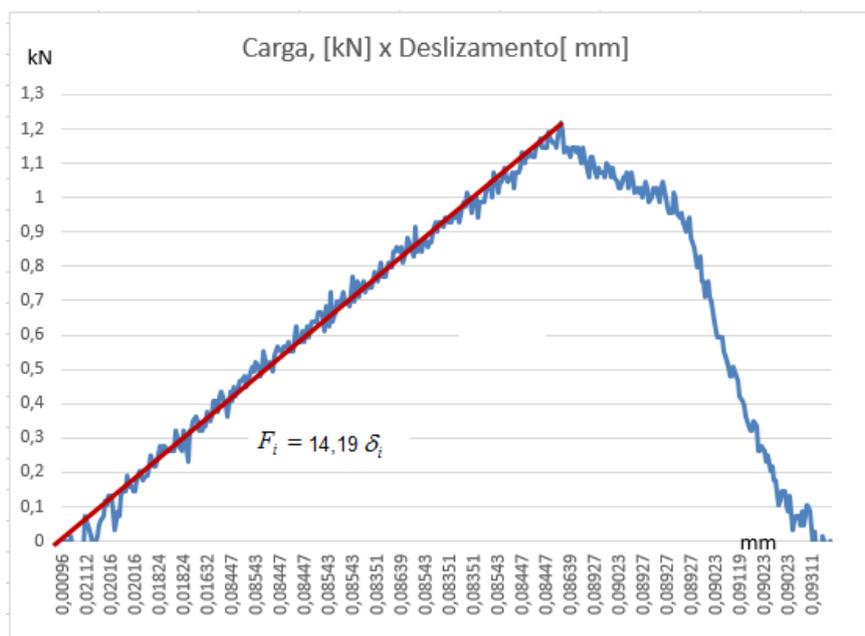
Observa-se que a ação entre placas atingiu 97,87%, da interação entre as placas. Como esta pesquisa trata-se de um estudo exploratório, a Empresa que doou as peças estava em fase de entendimento e adaptação na sua linha de montagem, o que ocasionou o envio de somente três corpos de prova para o controle do ensaio. Ressaltamos aqui a importância de se conhecer o material a ser usado, ou seja, a importância do controle de qualidade dos materiais fazer todo os ensaios pertinentes ao ensaios e caracterizar os materiais utilizados.

Entende-se que o custo para manter um controle mais rigoroso na produção das peças de concreto seja pequeno em relação ao ganho na produção e sem correr o risco das peças serem sub ou superdimensionadas.

### 5.2.1.3 Força em cada conector do painel e força total (painel PP)

Admitindo que o deslizamento seja igual, tomando como base o meio do vão em ambas as extremidades do painel, a Figura 5.16 mostra o comportamento do deslizamento da interface entre as placas. A partir do início da colocação da água foram iniciadas as medições do deslizamento, vale salientar que a rigidez “ $K_E=14,19.\gamma$ ”, força cortante gerada pelo água nos tambores vs. deslizamento (ver Figura 5.16) e, foi considerado o mesmo gráfico para o painel PP1=PP2.

Figura 5.16 Deslizamento entre placas (PP1 = PP2).



Fonte: Próprio autor (2019).

Observa-se o mesmo gráfico da Figura 5.2, mesma rigidez, “ $K_E$ ” é o mesmo valor, apenas no gráfico 5.16 foi elaborado com esforço cortante menor, isto é, apenas o peso da água. Neste caso painéis preenchidos pode se usar uma forma diferente para se conhecer a tensão de cisalhamento na interface, entre o preenchimento e a placa. Conhecendo o efeito pino e a Tensão de cisalhamento interface em elementos fletidos (El Debs, 2017).

$$A_{St} = \frac{Vd}{\phi \cdot f_y \cdot \mu_{ef}} \quad \text{Eq 5.6}$$

$A_{St}$  : Área transversal do aço

$Vd$  : Força paralela a fissura potencial

$\phi$ : Coeficiente de redução de resistência igual a 0,85 para esse caso.

$f_y$ : Resistência de escoamento do aço da armadura

$\mu_{ef}$ : Coeficiente de atrito efetivo = 2,9

$V_d = 185,8$  kN

A tensão de cisalhamento é dada pela equação

$$\tau = \frac{V \cdot M_s}{I_{TC} \cdot b} \quad \text{Eq. 5.7}$$

$V$ : Força cortante na seção;

$M_s$ : Momento estático em relação ao centro de gravidade da seção;

$I_{TC}$ : Momento de inércia seção totalmente composta (homogeneizada);

$b$ : Largura da interface;

$$\tau = \frac{14,87 \cdot 3000}{33750 \cdot 120} = 0,011 \text{ kN/cm}^2$$

Sendo a área da interface =  $250 \times 120 = 30\,000,0$  cm<sup>2</sup>, e a força aplicada na interface devido a tensão de cisalhamento,  $F = 30\,000,0 \times 0,011 = 330$  kN.

Portanto a força total na interface será de:

$$F_s = \Sigma = (185,0 + 330) \text{ kN} = 515,0 \text{ kN}$$

Tabela 5.4 Dados finais dos carregamentos.

Peso Painel	Peso Aparato	Peso C/Carga	P
11,25 kN	1,18 kN	0 → 2,46 kN	3,65 kN

Fonte: Próprio autor (2019).

Obtém-se o deslizamento para cada força aplicada no conector.

Assim, com a determinação da força em cada conector, usando a equação 4.4, e fazendo a somatória das forças em cada conector, tem-se:

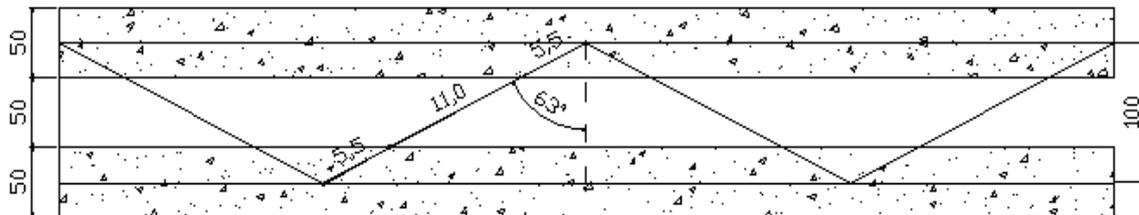
$$F_s = 515,0 \text{ kN}$$

Lembrando que, deve-se observar a desigualdade mostrada na equação 5.7, sendo que:  $F_s < A_s \cdot f_y$

Observa-se que  $F_s > A_s \cdot f_y$  ( $515,0 \text{ kN} > 144,54$ ) e, conclui-se que a força de cisalhamento entre as membranas é limitada por " $A_s \cdot f_y$ ". Ainda, a camada inferior " $t_{y2}$ " não possui momento fletor, portanto, " $M_{ty2}$ " = 0. Nessa placa existe apenas a tração que é suportada por " $A_s \cdot f_y$ ". Para o cálculo da força máxima

exercida em cada diagonal, essa determinação da força aplicada no conector se dá em função do maior deslizamento " $\delta(1) = 0,086 \text{ mm}$ ", encontrado na extremidade do painel, conforme a Figura 5.17.

Figura 5.17 Trecho do painel, cada conector possui 4 barras de 4,2mm, sendo que duas barras trabalham na compressão e outras duas na tração



Fonte: Próprio autor (2019).

Cálculo da força exercida no conector final caso não existisse o preenchimento entre as placas. Existem duas diagonais de compressão e duas diagonais de tração devido à força de cortante entre placas, isto ocorre na extremidade do painel, visto que nos conectores internos os deslocamentos são menores e implica em forças cortantes menores. Utilizando a equação 3.8:

$$F = A_s \cdot E_s \cdot \delta \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 0,138 \cdot 210 \cdot 0,086 \cdot \sin 63^\circ \cdot \cos 63^\circ = 10,10 \text{ kN}$$

Cálculo do momento de inércia da seção da diagonal do aço:

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{2} = \frac{\pi \cdot 2,1^4}{2} = 30,54 \text{ mm}^4 = 0,0030 \text{ cm}^4$$

Pode-se calcular a força crítica em uma diagonal do conector, pela equação 4.8, logo:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_b \cdot I_b}{\ell_b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 30,53}{110^2} = 5,13 \text{ kN} = 5,13 \text{ kN},$$

Para se calcular a força de tração em cada diagonal tem-se:

$$F = \sigma \cdot A_{st} = 66 \cdot 0,138 = 9,10 \text{ kN}$$

No final da linha do conector tem-se duas diagonais trabalhando na tração e duas trabalhando na compressão, então tem-se a força no conector final de:  $(5,13 \cdot 2 + 9,10 \cdot 2) = 28,46 \text{ kN}$ , força cortante no final da linha do conector. Como tem-se três linhas de conectores, a força final no painel foi de  $F = 85,38 \text{ kN}$ .

A verificação do deslocamento máximo, entre placas do painel, determina-se pela equação 3.6 e tem-se:

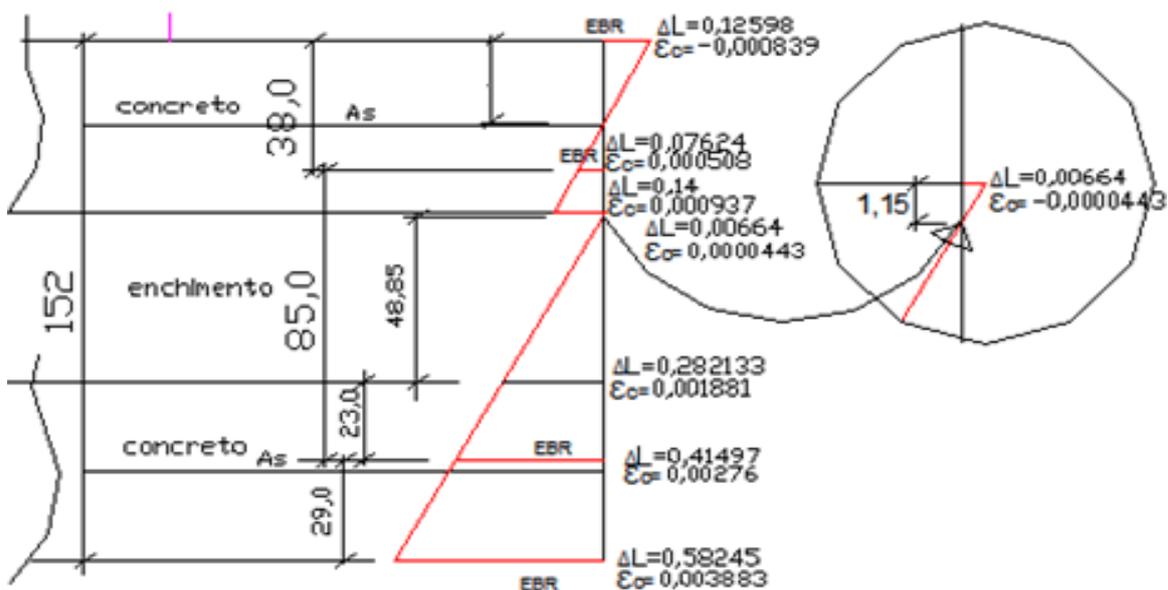
$$\delta_{AXIAL} = \frac{P.L}{A.E} = \left[ \left( \frac{2}{1200 \cdot 50 \cdot 4000} \right) \right] \cdot 134298 = 1,10 \text{ mm}.$$

De acordo com o resultado da equação 3.6, o valor calculado de 1,10 mm é maior que 0,086 mm, portanto as deformações são lineares.

#### 5.2.1.4 Deformação do painel PP1

Observa-se a Figura 5.18 e comparando a deformação do painel ensaiado com a Figura 4.6(b) que é painel totalmente composto, existe uma pequena descontinuidade na deformação, confirmando um grau de ação, sendo, que para se considerar segundo a teoria o painel totalmente composto não possui descontinuidade no gráfico da deformação.

Figura 5.18 Deformação do painel PP1



Fonte: Próprio autor (2019).

Observar na figura 5.18 a posição dos EBR's, (local das medições das deformações no ensaio, aposição dos EBR's: face superior, 38mm da face superior, 123 mm da face superior e na face inferior.

#### Passo 1:

Não foi determinado a força em cada conector, devido ao painel ser preenchido.

#### Passo 2:

Somatório dos esforços existentes com capacidade das diagonais (nos conectores), comparar resistência desses com somatório das forças aplicadas nos conectores.

$$F_s = 515,0kN$$

**Passo 3:**

Determinar “F<sub>c1</sub>” e “F<sub>s1</sub>”, força de compressão no concreto e tração no aço, na membrana “t<sub>y1</sub>”.

Dados obtidos a partir da Figura 5.19:

**a)**  $\varepsilon_c = 0,000839$ ;

**b)**  $x_1 = 0,9557\text{cm}$ ; (gráfico 5.19)

**c)** Cálculo do o ângulo  $\varphi_1$ , utilizando equação 4.42,  $\varphi_1 = \frac{\varepsilon_c}{x}$ ;

$$\varphi_1 = \frac{0,000839}{9,557} = 0,00008779$$

$$\varepsilon_o = 0,002$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

**d)** Cálculo da força de compressão na placa superior t<sub>y1</sub>, pela equação 4.44, tem-se:

$$F_{c1} = b \cdot f_{ck} \cdot \left( \frac{\varphi \cdot x_1^2}{\varepsilon_o} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\varphi \cdot x_1}{3 \cdot \varepsilon_o} \right)$$

$$F_{c1} = 1200 \cdot 0,040 \cdot \left( \frac{0,0000878 \cdot 9,557^2}{0,002} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0,0000878 \cdot 9,557}{3 \cdot 0,002} \right) = 206,91kN$$

**e)** Cálculo da tensão e deformação do aço pela equação 3.48, tem-se:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \cdot \frac{d_1 - x_1}{x_1} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,000839 \cdot \left( \frac{25 - 9,557}{9,557} \right) = 0,001355726$$

Tem-se, pela equação 4.47:

$$f_{yd} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

**f)** Cálculo da força de tração na placa “t<sub>y1</sub>”:

$$F_{c1} = 206,91 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E \cdot 220 = 62,63 \text{ kN}$$

**g) Força de equilíbrio na membrana “t<sub>y1</sub>”.**

$$F_{c1} - F_{s1} = 206,91 - 62,63 = 144,28 \text{ kN}$$

**Passo 4:**

Determinar “F<sub>c2</sub>” e “F<sub>s2</sub>” na placa “t<sub>y2</sub>”:

**a) Admitindo que ambas as placas possuam a mesma inclinação. Tem-se:**

$$\varphi_1 = \varphi_2 = 0,00008779$$

**b) X<sub>2</sub> = 0**

**c) Cálculo da força de compressão “F<sub>c2</sub>” na placa “t<sub>y2</sub>”;**

$$F_{c2} = b \cdot f_{ck} \cdot \left( \frac{\phi_2 \cdot x^2}{\varepsilon_0} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\phi_2 \cdot x^3}{3 \cdot \varepsilon_0} \right) = 0, \text{ não existe força de compressão na}$$

placa “t<sub>y2</sub>”, existindo apenas tração.

**d) Cálculo da deformação e a tensão do aço, por meio da equação 4.51:**

$$\varepsilon_{s2} = \varphi_2 \cdot (d_2 - x_2) = 0,00008779 \cdot (25 - (57,74)) = 0,0072$$

$$\text{A tensão do aço será: } f_{yd} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

$$\text{Com, } f_y = 600 \text{ N/mm}^2$$

**e) Cálculo da força de tração na placa “t<sub>y2</sub>”:**

$$\varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_y \rightarrow f_y = 0,66 \text{ kN/mm}^2$$

$$F_{s2} = 0,66 \cdot 2,20 = 145,20 \text{ kN, tração na armadura “t<sub>y2</sub>”.$$

**f) Equilibrando as forças, temos em t<sub>y2</sub>:**

$$F_{s2} - F_{c2} = 145,20 - 0,0 = 145,20 \text{ kN,}$$

$$M_2 = F_{c2} \cdot (d_2 - x_{c2}) = 0,00 \text{ kN, tem-se apenas tração no aço da placa}$$

inferior.

**Passo 5:**

Cálculo do momento final do painel.

Com os dados da Figura 5.19, pode-se calcular o valor do momento e compará-lo ao momento aplicado. Também, pode-se calcular o centroide, onde a força “F<sub>c1</sub>” foi aplicada e utilizando a equação 3.45, tem-se:

$$x_{c1} = x_1 - \frac{x_1 \cdot (8 \cdot \varepsilon_0 - 3 \cdot \varphi_1 \cdot x_1)}{12 \cdot \varepsilon_0 - 4 \cdot \varphi_1 \cdot x_1} =$$

$$x_{c1} = 9,557 - \frac{9,557 \cdot (8 \cdot 0,002 - 3 \cdot 0,00008779 \cdot 9,557)}{12 \cdot 0,002 - 4 \cdot 0,00008779 \cdot 9,557} = 3,315 \text{ mm}$$

Sendo,  $x = 9,557 \text{ mm}$ ,  $\varepsilon_0 = 0,002$ ,  $\varphi_1 = \varphi_2 = 0,00008779$  e, pela equação 4.39 pode-se determinar o momento aplicado em cada placa, logo:

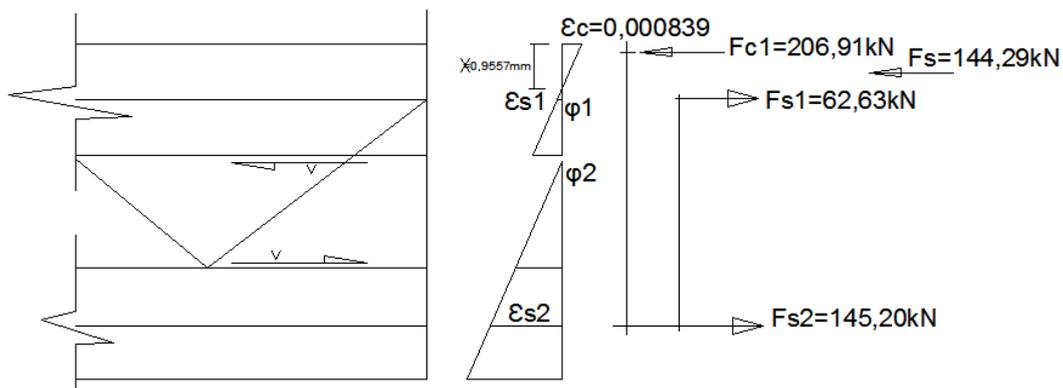
$$M = M_{y1} + M_{y2} + F_{s2} \cdot \left( \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{in} \right)$$

$$M_{y1} = F_{c1} \cdot (d_1 - x_{c1}) = 206,91 \cdot (25 - 3,315) = 4,49 \text{ kN.m}$$

$$M_{y2} = F_{c2} \cdot (d_2 - x_{c2}) = 0 \cdot (d_2 - x_{c2}) = 0 \text{ kN.m}$$

Força na placa inferior, tem-se que “ $F_{s2} = 145,20 \text{ kN}$ ” (Figura 5.19).

Figura 5.19 Esforços e deformações existentes no painel PP1.



Fonte: Próprio autor (2019).

O momento máximo aplicado no painel, devido aos ensaios, foi de 20,70 kN.m. Em posse dos dados do painel, obtidos por meio de ensaio, chegamos aos seguintes resultados, em relação ao momento final:

- Na placa  $t_{y1}$ , o momento encontrado devido ao grau da ação foi de 4,49 kN.m (passo 05);

- Na placa inferior “ $t_{y2}$ ” no momento é igual a 0,00 kN.m e, existe apenas tração, portanto, o momento foi absorvido pela força de cortante entre placas:

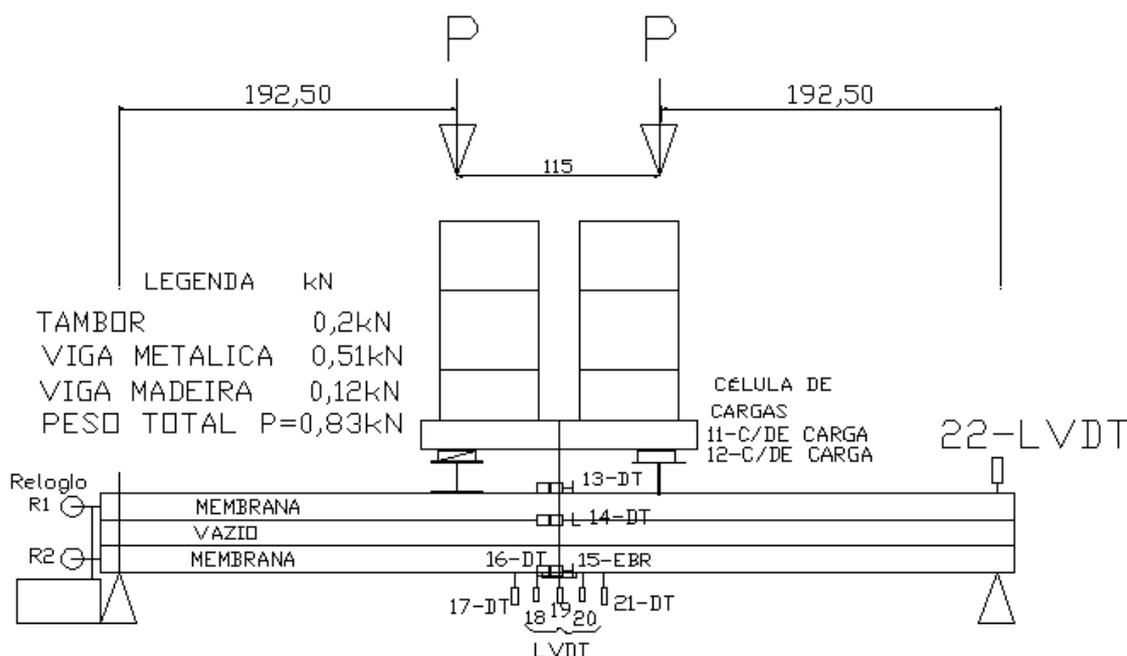
$$M_{TOT} = 4,49 + 0,00 + 145,2 \cdot \left( \frac{50 + 50}{2} + 50 \right) = 19,01 \text{ kN.m}$$

Sendo que o valor obtido foi próximo do momento fletor no ensaio do painel, que foi de 20,70 kN.m e, a diferença de valor foi de 1,69 kN.m.

### 5.2.2 Painel \*PV2 (\*PV2 painel com duas treliças)

Observou-se no momento da colocação do painel, para que fosse ensaiado, assim que posicionado sobre os apoios, que o painel obteve uma pequena fissura. O momento fletor devido ao peso próprio foi de 9,375 kN.m. A peça foi içada onde os momentos fletores foram os mínimos. Após a colocação do painel, sobre os apoios, foi verificada a fissura. O painel fissurou com momento fletor menor que o peso próprio. Em seguida, procedeu-se com a colocação dos aparatos; vigas metálicas, célula de carga calços, dois tambores com capacidade de 200 litros cada, centralizados sobre o painel (meio do vão), o peso dos aparatos foi de 0,83kN. Após a aferição e zerado todos os equipamentos foi iniciado o enchimento dos tambores com água, interligados por vasos comunicantes, conforme Figura 5.20.

Figura 5.20 Layout do ensaio do painel \*PV2.



Fonte: Próprio autor (2019).

O peso “P” dos aparatos somou 0,83 kN e a distância de “P” até o apoio foi de  $a = 1925\text{mm}$ , zerado todo o equipamento de medição iniciou-se a pesagem da água, que foi sendo colocada no tambor e, por vaso comunicante, passava para o tambor ao lado, onde existia célula de carga. Deu-se, assim, a colocação da água nos tambores, sendo que as tomadas dos dados, conforme a Figura 5.21.

Figura 5.21 Posição dos aparatos sobre o painel.



Fonte: Próprio autor (2019).

Quando a célula de carga alcançou a marca de  $P=1,0\text{kN}$ , ouviu-se um som de fissuração e verificaram-se várias e pequenas fissuras ao longo do meio do vão (Figura 5.22).

Figura 5.22 Uma fissura foi audível, com 1,0 kN de água nos tambores.



Fonte: Próprio autor (2019).

O ensaio foi finalizado quando se observou a flecha  $L/200$ , que apresentava fissuras distribuídas ao longo do centro da peça, atribuiu-se a essas fissuras o fato de possuir armaduras transversais (ver Figura 5.23).

Figura 5.23 Aparecimento de fissuras ao longo do vão na placa inferior.



Fonte: Próprio autor (2019).

A peça ensaiada possuía peso próprio de 3,0 kN/m, mais peso “P” do aparato igual a 0,83 kN.

### 5.2.2.1 Cálculo do momento de fissuração (\*PV2 Painel não composto)

Após a colocação de todos os aparatos e aparelhos de medição e anotada a flecha inicial de 5,0 mm, foram ligados os cabos ao equipamento central, System 5000, acoplados ao computador e zerados.

Observou-se que a peça já estava fissurada. Verificando a equação 3.22

$$\left( \frac{f_{ct,m}}{t_{y2}} - \frac{F_s}{b.t_{y2}^2} \right) < 0, \text{ a esquerda da desigualdade é menor que 0. A placa}$$

inferior inicia fissurada, isto porque o painel é parcialmente composto.

A peça fissura devido ao seu próprio peso. Na sequência do carregamento a peça passa adquirir momento fletor devido a armadura ser uma tela e possuir armadura transversal, observa se que nesse ponto onde existe uma armadura transversal aparece uma pequena fissura devido a flexão, antes de evoluir essa fissura., com aumento do carregamento vai aparecer outra fissura localizada na armadura transversal, sequente.

Ao longo da peça vai aparecendo pequenas fissuras devido a flexão exatamente onde existe armadura transversal como mostra a figura 5.23 e figura 5.24. (Pequenas descontinuidades no gráfico).

A Tabela 5.5 mostra os valores medidos no ensaio, quando painel atingiu o máximo momento e sua flecha máxima medida

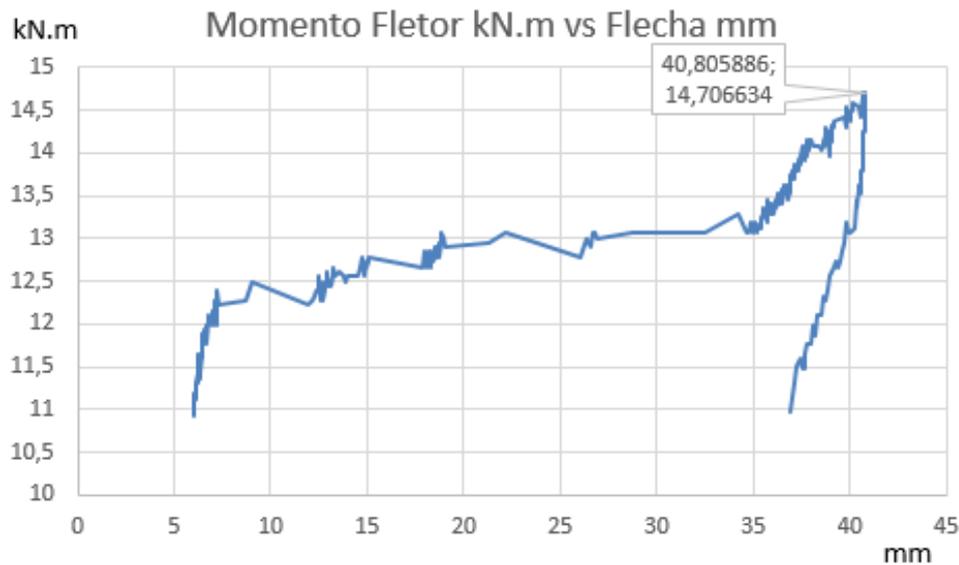
Tabela 5.5 Valores medidos no ensaio do painel PV2.

Painel	Pp (kN/m)	P/aparato (kN)	E <sub>c</sub> [GPa]	f <sub>ct,m</sub> (MPa)	f <sub>ck</sub> (MPa)
PV2	3,0	0,83	4000	4,06	50,0

Fonte: Próprio autor (2019).

A Figura 5.24 mostra o comportamento do ensaio do painel com a aplicação do carregamento da água. Na coordenada (22,18; 12,0), ouviu-se um ruído de ruptura local, além do surgimento de várias fissuras.

Figura 5.24 Curva momento fletor calculado vs. flecha medida no ensaio do painel  
\*PV2.



Fonte: Próprio autor (2019).

Como o painel fissurou devido ao seu peso próprio o momento de fissuração foi ser estimado utilizando o momento fletor final teórico.

Tomando se o valor do momento fletor da placa  $M_{ty1} = 8,81$  kN.m e da placa  $M_{ty2} = 2,42$  kN.m, resultando em um  $M_{TOT} = 11,23$  kN.m e, pela equação, pode-se calcular o momento de fissuração (Olsen 2018).

$$M_{Cr,y2} = M \cdot \left( \frac{I_{y2}}{I_{y1} + I_{y2}} \right) = 11,23 * \left( \frac{1250}{2500} \right) = 5,62 \text{ kN.m}$$

$$q = \frac{M * 8}{\ell^2} = 0,0179 \text{ kN/cm}$$

A flecha medida no ensaio foi de 40,8 mm, calculando a inércia do painel totalmente composto, considerado sem fissuração, dada pela equação 4.60, tem-se:

$$I_{tot} = \frac{b \cdot t_{y1}^3}{12} + b \cdot t_{y1} \cdot y_1^2 + \frac{b \cdot t_{y2}^3}{12} + b \cdot t_{y2} \cdot y_2^2 = \frac{120 \cdot 5^3}{12} + 120 \cdot 5 \cdot 5^2 + \frac{120 \cdot 5^3}{12} + 120 \cdot 5 \cdot 5^2 = 32500 \text{ cm}^4$$

Foi observado que a peça quando posta no apoio já apresentou fissura e para manter o mesmo módulo de elasticidade apresentado pela empresa.

$$E_c = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot I_{TOT} \cdot \delta} = \frac{5 \cdot 0,0179 \cdot 500^4}{384 \cdot 32500 \cdot 0,11} \cong 4000 \text{ kN/cm}^2$$

Para o cálculo do momento de inércia no painel fissurado, (PV2) e considerando flecha total tem-se, dados da Tabela 5.5 e a equação 5.1.

$$M = \frac{q \cdot \ell^2}{8} + P \cdot a = \frac{3,5^2}{8} + 2,76 \cdot 1,925 = 14,69 \text{ kN.m}$$

$$q = \frac{8 \cdot M}{\ell^2} = \frac{8 \cdot 14,69}{500^2} = 0,047 \text{ kN/cm}$$

E pela equação 5.5 tem-se:

$$I_{CR} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E_c \cdot \delta} + \frac{P \cdot a}{24 \cdot E_c \cdot \delta} \cdot (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

$$I_{CR} = \frac{5 \cdot 0,047 \cdot 500^4}{384 \cdot 4000 \cdot 4} + \frac{2,76 \cdot 1,925}{24 \cdot 4000 \cdot 4} \cdot (3 \cdot 500^2 - 4 \cdot 1,925^2) = 3223 \text{ cm}^4$$

### 5.2.2.2 Cálculo do momento resistido pelo painel \*PV2

A Tabela 5.6 mostra os valores adotados para o cálculo do momento fletor resistido pelo painel PV2, para a situação de painel totalmente composto.

Tabela 5.6 Dados e características do painel PV2

$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{y1}=f_{y2}$ (MPa)	$f_{ck}$ (MPa)	B (mm)
395	391	660	50	1200

Fonte: Próprio autor (2019).

Vale lembrar que o valor de  $f_{yk}$  do aço CA-60 foi adotado como 660 MPa, pois não foi fornecido o valor característico do ensaio da barra de aço à tração. Ainda, foi utilizada uma tela Q238 e treliça BE9.

Com os valores da Tabela 6.6, passa-se à determinação do momento fletor resistido para a situação do painel, sendo destacado a condição de painel totalmente composto e painel não composto. Assim, para a situação de painel totalmente composto, tem-se, a partir da equação 3.58:

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_{y1} + A_{s2} \cdot f_{y2}}{f_{ck} \cdot b} = \frac{3,95 \cdot 660 + 3,91 \cdot 660}{50 \cdot 120} = 0,86 \text{ cm}$$

A partir da equação 4.59, tem-se:

$$M_{TC} = 3,95 \cdot 660 \cdot \left( 2,5 - \frac{0,86}{2} \right) + 3,91 \cdot 660 \cdot \left( 2,5 + 2,5 + 5 - \frac{0,86}{2} \right) = 36,56 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, a determinação do momento de inércia total do painel, totalmente composto, sem fissuração, dada pela equação 3.60:

$$I_{tot} = \frac{b.t_{y1}^3}{12} + b.t_{y1}.y_1^2 + \frac{b.t_{y2}^3}{12} + b.t_{y2}.y_2^2 = 32500 \text{ cm}^4$$

Para a situação de painel não composto, e a partir da equação 3.36 e 3.37, tem-se:

$$a_1 = \frac{A_{s1}.f_{y1}}{f_{ck}.b} = \frac{3,95.660}{50.120} = 0,43 \text{ cm}$$

$$a_2 = \frac{A_{s2}.f_{y2}}{f_{ck}.b} = \frac{3,91.660}{50.120} = 0,43 \text{ cm}$$

A partir da equação 3.38, tem-se:

$$M_{NC} = 3,95.66. \left( 2,5 - \frac{0,43}{2} \right) + 3,91.66. \left( 2,5 - \frac{0,43}{2} \right) = 11,85 \text{ kN.m}$$

O momento fletor devido ao seu carregamento tem-se:

$$M = \frac{q.\ell^2}{8} + P.a = 14,69 \text{ kN.m}$$

Por meio do ensaio foi possível obter o gráfico referente à Figura 5.15 e pôde-se comparar o momento existente com a curvatura medida no painel.

Utilizando-se da equação 4.2 obtém se a rotação do painel \*PV2.

$$\theta = \frac{q.\ell^3}{24.E_c.I} = \frac{0,047.500^3}{24.4000.3223} = 0,01928 \text{ rad} = 1,03^\circ$$

Utilizando a equação 3.63 obtém se o grau de interação entre placas (painel) ação composta entre placas, tem-se:

$$K_u = \frac{M_{U,TEST} - M_{U,NC}}{M_{U,TC} - M_{U,NC}} = \frac{14,69 - 11,85}{36,56 - 11,85} . 100 = 11,49\%$$

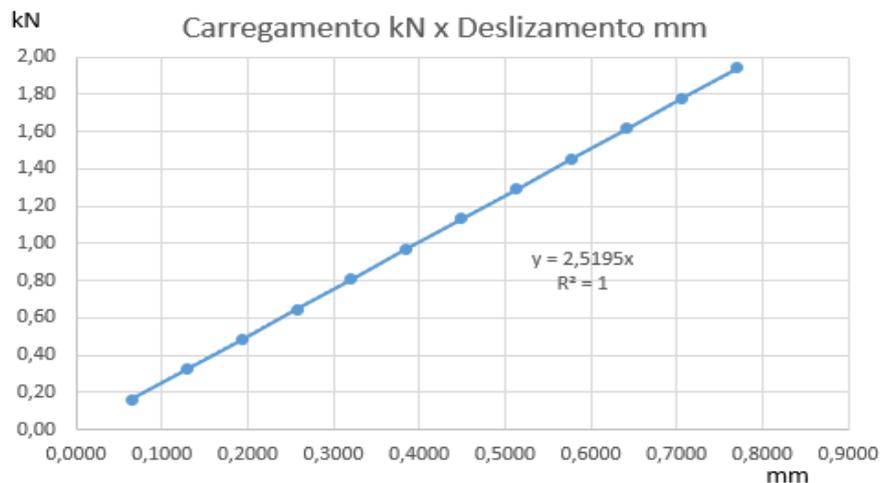
Isso mostra que o comportamento do painel é parcialmente composto.

### 5.2.2.3 Força em cada conector e força total (painel \*PV2)

Admitindo que o deslizamento seja igual, tomando como base o meio do vão em ambas as extremidades do painel a Figura 5.26 mostra o comportamento do deslizamento da interface entre as placas.

A partir do início da colocação da água nos tambores foram iniciadas as medições do peso da água e medindo o deslizamento, vale salientar que a rigidez “ $K_E = 2,51 \cdot \gamma$ ”, (equação da reta), o mesmo da Figura 5.24.

Figura 5.25 Força aplicada vs. deslizamento



Fonte: Próprio autor (2019).

Conhecendo-se o deslizamento médio e relativo, entre placas, através da equação da reta, pode-se determinar o deslizamento em cada conector e calculada a reação de força em cada um deles, obtendo a soma total das forças agindo entre as placas do painel, utilizando-se a equação 4.3, coordenadas dos conectores (medindo da extremidade para o centro do painel) e medindo o deslizamento máximo entre as placas, tem-se:

$$\delta(i) = \delta_{(MAXI.)} \cdot \left( \frac{\frac{L}{2} - x_i}{\frac{L}{2} - x_1} \right) = 0,77 \text{ mm}$$

Conhecendo as coordenadas de cada conector e seu deslizamento, uma regra de três determina-se o deslizamento para cada conector, através do gráfico 5,26 obtém se a relação entre o carregamento vs deslizamento, (i)

$$\delta(i) = \begin{bmatrix} x_1 = 20 \\ x_2 = 40 \\ x_3 = 60 \\ x_4 = 80 \\ x_5 = 100 \\ x_6 = 120 \\ x_7 = 140 \\ x_8 = 160 \\ x_9 = 180 \\ x_{10} = 200 \\ x_{11} = 220 \\ x_{12} = 240 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,7700 \\ 0,7058 \\ 0,6417 \\ 0,5775 \\ 0,5133 \\ 0,4492 \\ 0,3850 \\ 0,3208 \\ 0,2567 \\ 0,1925 \\ 0,1283 \\ 0,0642 \end{bmatrix} \text{ mm}$$

$$F_s = \sum = 1,94 \cdot 0,77 + \dots + 1,94 \cdot 0,0642 = 12,61 \text{ kN}$$

Sendo que o valor do deslocamento “ $\delta(1) = 0,77 \text{ mm}$ ” está na coordenada mais afastada do centro do vão do painel. Obtém-se o deslizamento para cada força aplicada no conector. Assim, com a determinação da força em cada conector, usando a equação 3.4, e fazendo a somatória das forças em cada conector, tem-se:

$$F_i = \delta(i) \cdot N \cdot K_E = 12,61 \text{ kN}$$

Utilizando a equação 4.5,  $F_s = N \cdot \sum F_i$ , para  $N = 2$ , (número de treliças no painel), obtém-se:

$F_s = N \cdot \sum F_i = 2 \cdot 12,61 = 25,22 \text{ kN}$ , (força existente, nos conectores extremos) Sendo que, a força aplicada no conector em função do maior deslizamento “ $\delta(1) = 0,77 \text{ mm}$ ”, encontra-se na extremidade do painel, o mais afastado do meio do vão. De acordo com as equações já vistas, se  $F_s < A_s \cdot f_y$  ( $25,22 \text{ kN} < 234,60 \text{ kN}$ ) e, conclui-se que na placa  $t_{y1}$  absorve momento fletor e força de compressão  $F_s$ , na placa “ $t_{y2}$ ” possui momento fletor e uma força de tração  $F_s$ , portanto as duas placas trabalham sob flexão e absorvem momentos fletores. Para o cálculo da força máxima exercida em cada diagonal, essa determinação da força aplicada no conector se dá em função do maior deslizamento “ $\delta(1) = 0,770 \text{ mm}$ ”, encontrado na extremidade do painel, conforme a Figura 5.25. Cálculo da força máxima no conector, (em cada diagonal), transmitida pelo conector devido à força de cortante entre placas, utilizando a equação 3.8:

$$F = A_t \cdot E_s \cdot \delta \cdot \sin\theta \cdot \cos\theta = 0,138 \cdot 210 \cdot 0,77 \cdot \sin 63^\circ \cdot \cos 63^\circ = 90,57 \text{ kN}$$

Cálculo do momento de inércia da seção da diagonal do aço:

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{2} = \frac{\pi \cdot 2,1^4}{2} = 30,54 \text{ mm}^4 = 0,0030 \text{ cm}^4$$

Pode-se calcular a força crítica em cada barra (diagonal) do conector, pela equação 3.9, logo:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E_b \cdot I_b}{\ell_b^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210 \cdot 30,53}{110^2} = 5,13 \text{ kN}$$

O valor de 5,13 kN é a compressão máxima que a diagonal pode sofrer, como em cada conector temos quatro diagonais, das quais duas trabalham na compressão e duas na tração (ver figura 5.18). Assim, o valor para as diagonais é calculado da seguinte forma: Duas diagonais trabalhando na compressão é igual a 10,26 kN (valor máximo de compressão que as duas diagonais suportam).

Duas diagonais trabalhando na tração com ângulo de 63° e sendo a tensão do aço,  $f_y = 660 \text{ MPa}$ , é igual a 9,10 kN em cada diagonal trabalhando na tração, e, para duas diagonais trabalhando nessa condição é igual a 18,20 kN (valor máximo em que duas diagonais trabalham na tração). Portanto, tem-se uma força aplicada no último conector, compressão 10,26 kN. Observa-se que a força aplicada é de 90,57 kN. da equação 4.7 (na linha de cada conectores)

- 24 barras trabalhando na tração = 10,45 kN;
- 24 barras trabalhando na compressão = 18,20 kN;

Como existem duas linhas de conectores (N=2) a força total que os conectores podem resistir é de  $2 \cdot (10,45 + 18,20) = 57,30 \text{ kN}$ . Observa-se a falta de conectores no painel, a força em função do deslizamento é de 90,57 kN

Observa-se ainda que “ $F_s$ ”, somatória das forças nos conectores é menor que  $A_s \cdot f_y$ . portanto tem-se:

$$F_s = N \cdot \sum F_i < A_s \cdot f_y \therefore 57,30 \text{ kN} < 258,06 \text{ kN}$$

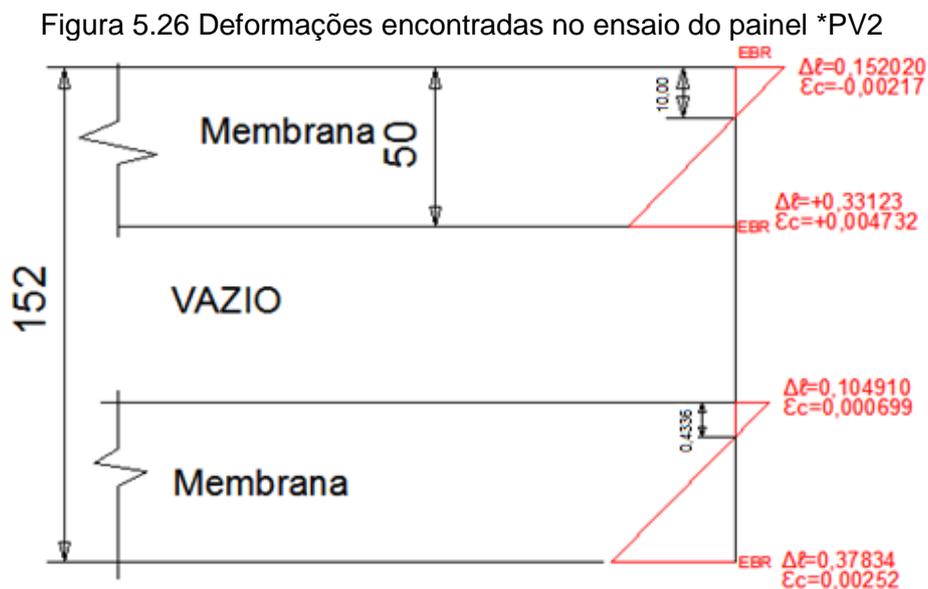
De acordo com os valores calculados, os conectores não atendem a condição, podendo haver flambagem nas diagonais, e redistribuição de esforços nos conectores internos, ocorre devido à falta de rigidez no painel ocasionado pela falta de conectores. A verificação do deslocamento máximo, entre placas do painel, determina-se pela equação 3.6 e tem-se:

$$\delta_{AXIAL} = \frac{P.L}{A.E} = \left[ \left( \frac{2}{1200 \cdot 50 \cdot 4000} \right) \right] \cdot 3829,80 = 0,03224 \text{ mm}$$

De acordo com o resultado da equação 3.6, o valor calculado de 0,03224 mm foi inferior a 0,77 mm, o que indica que houve um deslocamento não linear, que pode ter sido provocado pela fissuração do painel e pela ruptura/deslizamento dos conectores.

#### 5.2.2.4 Deformação do painel \*PV2

A Figura 5.26 mostra os resultados medidos para o instante final de carregamento feito pelos LVDT's. Vale ressaltar que os estavam a uma distância de 70 mm entre si.



Os LVDT foram posicionados na parte inferior do painel, conforme a Figura 5.27.

Figura 5.26 Posição dos LVDT



Fonte: Próprio autor (2019).

**Passo 1:**

Determinada a força em cada conector, utilizou-se o deslizamento de força devido ao carregamento aplicado, com os dados da Figura 6.28, logo:

$$F_i = 27,07 \text{ kN}$$

$N = 2$ , número de linhas de conectores no painel da equação 3.5.

$$F_s = N * \sum F_i = 2 * 28,65 = 57,30 \text{ kN}$$

Capacidade resistente dos conectores (diagonais),  $A_s \cdot f_y = 258,06 \text{ kN}$ .

**Passo 2:**

Somatório dos esforços existentes com capacidade das diagonais (nos conectores), comparar resistência desses com somatório das forças aplicadas nos conectores.

$$F_s = N * \sum F_i < A_s \cdot f_y \therefore 57,30 \text{ kN} < 258,06 \text{ kN}, \text{ a desigualdade verifica.}$$

**Passo 3:**

Determinar “ $F_{c1}$ ” e “ $F_{s1}$ ”, força de compressão no concreto e tração no aço, na membrana “ $t_{y1}$ ”.

Dados obtidos a partir da Figura 5-27:

**a)**  $\varepsilon_c = 0,000217$ ;

**b)**  $x_1 = 10,01 \text{ mm}$ ;

**c)** Cálculo do o ângulo  $\varphi_1$ , utilizando equação 3.44;

$$\varphi_1 = \frac{0,00217}{10,01} = 0,000217$$

$$\varepsilon_o = 0,002$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

**d)** Cálculo da força de compressão na placa superior  $t_{y1}$ , pela equação 3.50, tem-se:

$$F_{c1} = b \cdot f_{ck} \cdot \left( \frac{\phi_1 \cdot x_1^2}{\varepsilon_o} \right) \cdot \left( 1 - \frac{\phi_1 \cdot x_1}{3 \cdot \varepsilon_o} \right)$$

$$F_{c1} = 1200 \cdot 0,050 \cdot \left( \frac{0,000217 * 10^2}{0,002} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0,000217 * 10}{3 \cdot 0,002} \right) = 415,56 \text{ kN};$$

**e)** Cálculo da tensão e deformação do aço pela equação 3.48, tem-se:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_c \cdot \frac{d_1 - x_1}{x_1} \rightarrow \varepsilon_{s1} = 0,00217 \cdot \left( \frac{25 - 10}{10} \right) = 0,003255$$

Tem-se pela equação 4.47

$$f_{yd} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

f) Cálculo da força de tração na placa “t<sub>y1</sub>”;

$$F_{c1} = 415,56 \text{ kN}$$

$$F_{s1} = 66 \cdot 395 = 260,70 \text{ kN}$$

g) Força de equilíbrio na placa “t<sub>y1</sub>”, pela equação 3.53:

$$F_{c1} - F_{s1} = 415,56 - 260,70 = 154,86 \text{ kN}$$

#### Passo 4:

Determinar “F<sub>c2</sub>” e “F<sub>s2</sub>” na membrana “t<sub>y2</sub>”:

a) Admitindo que ambas as placas possuam a mesma inclinação tem-se:

$$\varphi_1 = \varphi_2 = 0,000217$$

b) X<sub>2</sub> = 0,4336 mm (Figura 5.32);

c) Cálculo da força de compressão F<sub>c2</sub> na placa t<sub>y2</sub>;

$$F_{c2} = b \cdot f_{ck} \cdot \frac{\varphi_2 \cdot x_2^2}{\varepsilon_0} \cdot \left( 1 - \frac{\varphi_2 \cdot x_2}{3 \cdot \varepsilon_0} \right)$$

$$F_{c2} = 1200 \cdot 0,050 \cdot \left( \frac{0,000217 \cdot 4,336^2}{0,002} \right) \cdot \left( 1 - \frac{0,000217 \cdot 4,336}{3 \cdot 0,002} \right) = 103,20 \text{ kN}$$

Ou seja, existe força de compressão na placa “t<sub>y2</sub>” e momento fletor.

d) Cálculo da deformação e a tensão do aço, por meio da equação 3.51:

$$\varepsilon_{s2} = \varphi_2 \cdot (d_2 - x_2) = 0,000217 \cdot (25 - 10,0) = 0,003255 > \varepsilon_y$$

$$\text{A tensão do aço será: } f_{yd} = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{se } \varepsilon_s < \varepsilon_y \\ f_y & \text{se } \varepsilon_s \geq \varepsilon_y \end{cases}$$

$$\text{Com } f_y = 425 \text{ N/mm}^2$$

e) Cálculo da força de tração na placa t<sub>y2</sub>,

$$F_{s2} = 66 \cdot 391 = 258,06 \text{ kN}, \text{ tração na armadura “t}_{y2}”.$$

f) Equilibrando as forças, temos em t<sub>y2</sub>:

$$F_{s2} = 66 \cdot 391 = 258,06 \text{ kN}$$

$$F_{S2} - F_{C2} = 258,06 - 103,20 = 154,86 \text{ kN}$$

### Passo 5:

Cálculo do momento final do painel.

Com os dados da Figura 6.28 pode-se calcular o valor do momento e compará-lo ao momento aplicado. Também, pode-se calcular o centroide, onde a força “F<sub>c1</sub>” foi aplicada e utilizando a equação 4.45, tem-se:

$$x_{C1} = x_1 - \frac{x_1 \cdot (8 \cdot \varepsilon_0 - 3 \cdot \varphi_1 \cdot x_1)}{12 \cdot \varepsilon_0 - 4 \cdot \varphi_1 \cdot x_1} = 10 - \frac{10 \cdot (8 \cdot 0,002 - 3 \cdot 0,000217 \cdot 10)}{12 \cdot 0,002 - 4 \cdot 0,000217 \cdot 10} = 3,80 \text{ mm}$$

Sendo,  $x_2 = 0,4336 \text{ mm}$ ,  $\varepsilon_0 = 0,002$ ,  $\varphi_1 = \varphi_2 = 0,000217$  e, para o cálculo de “F<sub>c2</sub>”, segue o mesmo procedimento, logo:

$$x_{C2} = x_{21} - \frac{x_2 \cdot (8 \cdot \varepsilon_0 - 3 \cdot \varphi_{21} \cdot x_2)}{12 \cdot \varepsilon_0 - 4 \cdot \varphi_2 \cdot x_2} = 0,4336 - \frac{0,4336 \cdot (8 \cdot 0,002 - 3 \cdot 0,000217 \cdot 4336)}{12 \cdot 0,002 - 4 \cdot 0,000217 \cdot 10}$$

$$x_{c2} = 1,51 \text{ mm}$$

Pela equação 4.39 pode-se determinar o momento aplicado em cada placa, logo:

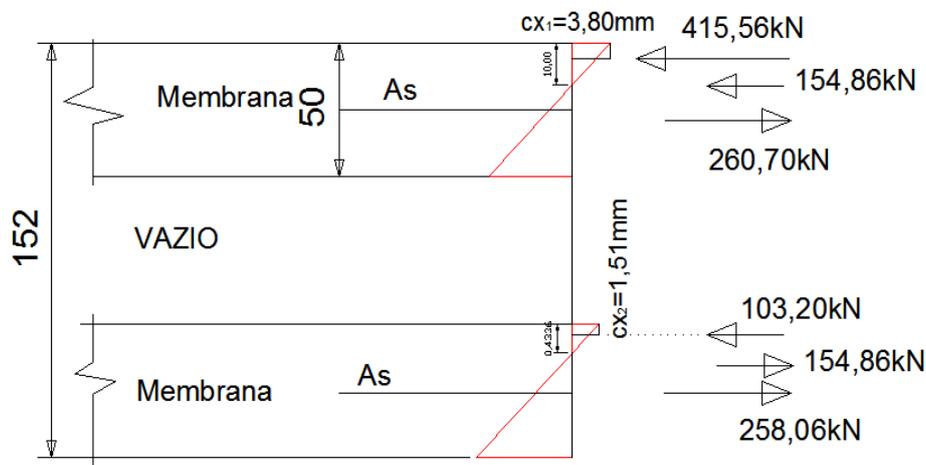
$$M = M_{y1} + M_{y2} + F_{S2} \cdot \left( \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{in} \right)$$

$$M_{y1} = F_{C1} \cdot (d_1 - x_{C1}) = 415,56 \cdot (25 - 3,8) = 8,81 \text{ kN}$$

$$M_{y2} = F_{C2} \cdot (d_2 - x_{C2}) = 103,20 \cdot (25 - 1,51) = 2,42 \text{ kN}$$

Observa-se que a somatória das forças, em cada placa do painel, é zero, existindo, assim, o equilíbrio das forças no painel, conforme a Figura 5.26.

Figura 5.28 Esforços e deformação finais no painel \*PV2.



Fonte: Próprio autor (2019).

O momento fletor máximo, aplicado no painel, no momento do ensaio com duas treliças, foi de 14,69 kN.m.

Por meio da Figura 5.28, obteve-se os seguintes resultados, em relação ao momento final, dada pela equação 3.54:

$$M = My_1 + My_2 + F_{Som} \cdot \left( \frac{t_{y1} + t_{y2}}{2} + t_{in} \right)$$

$$M_{TOT} = 8,81 + 2,42 + 55,7 \cdot \left( \frac{50 + 50}{2} + 50 \right) = 16,80 \text{ kN.m}$$

Diferença de 2,11 kN, pode se atribuir erros de leitura, excentricidades, alterações características dos materiais.

### 5.2.3 Comparação dos valores teóricos com os ensaios à flexão

As Tabelas 5.7, 5.8 e 5.9 mostram a comparação entre os resultados experimentais e os teóricos, levando em consideração a resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.7 Comparação entre os resultados teóricos e os experimentais ( $f_c = 50\text{MPa}$ ).

Painel Tipo	Fck MPa	E GPa	M <sub>exp</sub> (kN.m)	M <sub>teórico</sub> (kN.m)	K <sub>u</sub> (%)	M <sub>teo</sub> / M <sub>exp</sub> .
PP1	50	40	20,06	19,01	97,87	0,95
PP2	50	40	20,05	19,29	92,44	0,96
PN1	X	X	X	X	X	X
PN2	50	40	14,74	15,25	55,63	1,03
PN3	50	40	12,66	20,91	40,88	1,65
PPC1	50	40	12,90	12,26	42,59	0,95
PPC2	50	40	11,60	14,85	54,64	1,28
PV1	50	40	13,60	13,99	47,55	1,02
PV2	50	40	12,87	12,10	42,37	0,94
*PV2	50	40	14,69	16,80	11,49	1,14

PN1: não foi possível analisar, divergências nas leituras

Fonte: Próprio autor (2019).

Tabela 5.8 Comparação entre os resultados teóricos e os experimentais ( $f_c = 40\text{MPa}$ ).

Painel Tipo	Fck MPa	E GPa	M <sub>exp</sub> (kN.m)	M <sub>teórico</sub> (kN.m)	K <sub>u</sub> (%)	M <sub>teo</sub> / M <sub>exp</sub>
PP1	40	35,40	20,06	18,60	96,54	0,93
PP2	40	35,40	20,05	18,88	92,44	0,94
PN1	40	X	X	X	X	X
PN2	40	35,40	14,74	15,17	56,60	1,02

PN3	40	35,40	12,66	20,71	41,76	1,63
PPC1	40	35,40	12,90	12,15	43,47	0,94
PPC2	40	35,40	11,60	13,06	34,20	1,12
PV1	40	35,40	13,60	13,50	48,47	0,99
PV2	40	35,40	12,87	11,30	43,26	0,88
*PV2	40	35,40	14,69	16,12	15,36	1,09

PN1: não foi possível analisar, divergências nas leituras

Fonte: Próprio autor (2019).

Tabela 5.9 Comparação entre os resultados teóricos e os experimentais ( $f_c = 30\text{MPa}$ ).

Painel Tipo	Fck MPa	E GPa	M <sub>exp</sub> (kN.m)	M <sub>teórico</sub> (kN.m)	K <sub>u</sub> (%)	M <sub>teo</sub> / M <sub>exp</sub>
PP1	30	30,60	20,06	18,12	96,13	0,90
PP2	30	30,60	20,05	18,40	92,44	0,92
PN1	X	X	X	X	X	X
PN2	30	30,60	14,74	14,89	58,25	1,01
PN3	30	30,60	12,66	20,38	43,25	1,60
PPC1	30	30,60	12,90	12,08	44,98	0,94
PPC2	30	30,60	11,60	12,11	35,61	1,04
PV1	30	30,60	13,60	11,13	50,03	0,82
PV2	30	30,60	12,87	9,37	50,03	0,73
*PV2	30	30,60	14,69	15,80	17,50	1,07

PN1: não foi possível analisar, divergências nas leituras

Fonte: Próprio autor (2019).

A Tabela 5.9 mostra a comparação entre os valores experimentais e os teóricos para o momento fletor para os painéis ensaiados à flexão

De acordo com as análises houve uma aproximação dos resultados teóricos e experimentais. Isso significa que os ensaios devem ser para estimar parâmetros de projeto. É possível fazer ensaios em ambiente de fábrica de modo a entender ou adequar um projeto com painéis sanduíche. Nos ensaios de flexão, viu-se que há uma interação entre o comportamento à flexão do painel e o deslizamento entre as placas, que faz com que haja uma série de “saltos” de flecha no ensaio, que não significa que houve escoamento da armadura.

Essa interação entre esses fenômenos é de difícil separação, dessa forma, a proposta do doutorado que era fazer o estudo sobre o comportamento do painel sanduíche mostrou que há a necessidade de maiores estudos e esclarecimentos sobre esse comportamento, porém, a pesquisa mostrou que é válido o método analítico e que se pode usar em projeto. De acordo com a teoria, viu-se que à medida que se aumenta a rigidez do painel, por meio dos seus

conectores de ligação, o comportamento do painel é governado pela flexão. A resistência da ligação apenas define se a ruína ocorrerá na ligação ou nas placas, (aço e/ou concreto), isto é o que define se é interação total ou parcial. Observa-se que painel \*PV2, possui uma área de aço de 79% a mais do que os demais painéis, o momento calculado totalmente composto por sua vez o  $M_{TC}=18,70\text{kN.m}$  passou para  $M_{TC}=32,94\text{kN.m}$  também aumento de 76% do momento totalmente composto, isto nos leva a crer que se tivéssemos um maior número de conectores entre placas poderíamos obter uma peça de painel vazado com uma capacidade resistente que poderia chegar ao momento final próximo de 32,94 kN.m.

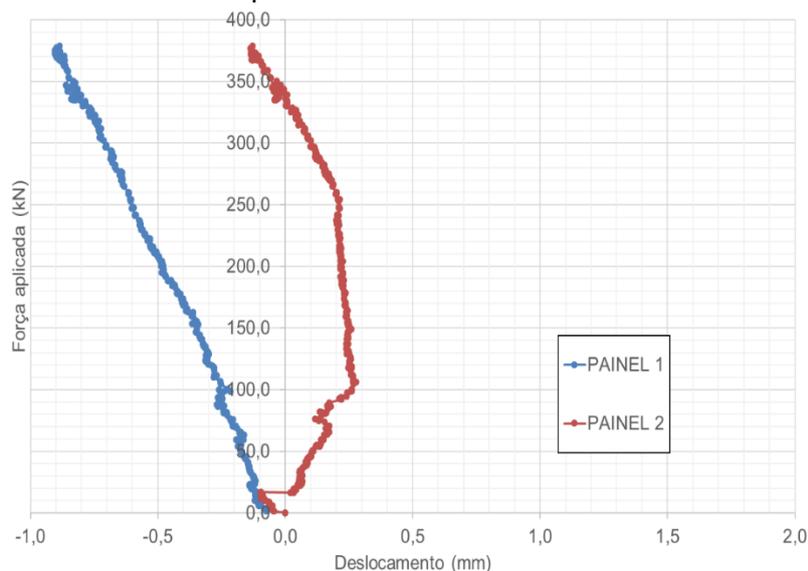
### 5.3 SÉRIES DE ENSAIOS DE FORÇA CORTANTE ENTRE PLACAS

A seguir, são mostradas as comparações entre os ensaios de cisalhamento entre as placas pra cada série. Os ensaios foram conduzidos até a ruptura, com a finalidade de se medir o deslizamento final de cada modelo.

#### 5.3.1 Painéis PP1 e PP2

A Figura 5.29 mostra a comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para os ensaios dos painéis 1 e 2 do ensaio PP.

Figura 5.29 Comparação da curva resultante da força aplicada vs. deslizamento para os painéis 1 e 2 do ensaio PP.



Fonte: Próprio autor (2019).

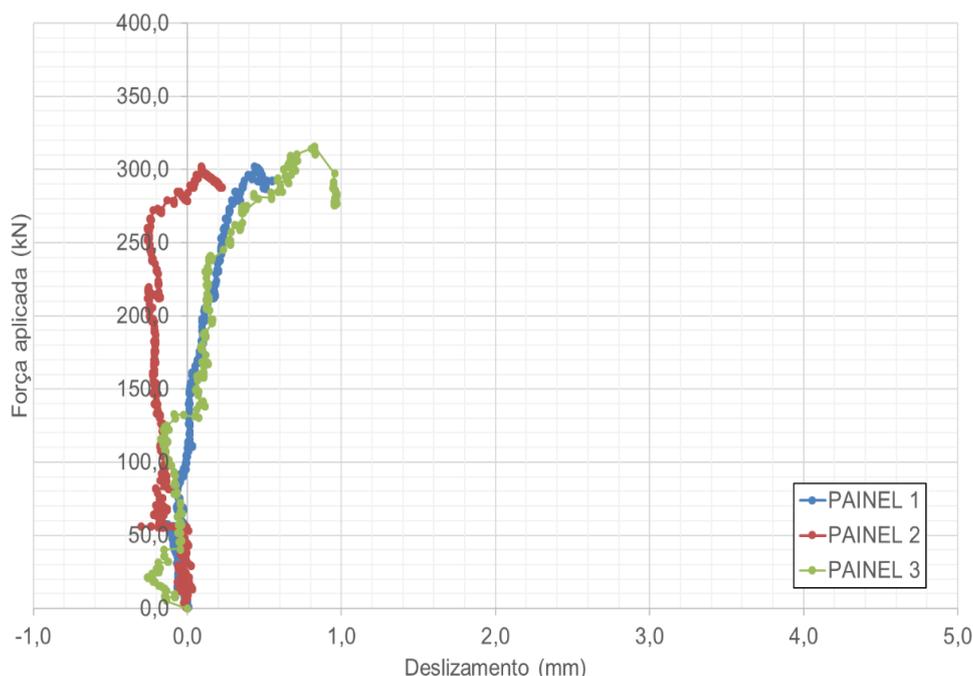
De acordo com os resultados houve a ruptura ou falta de diagonais para o comportamento dos modelos. Isso mostra que há uma diferença entre as

rijezas dos painéis, pois o painel 1 apresentou uma inversão no seu deslizamento. Aparentemente, o início do ensaio do Painel 2 mostra um “salto” no gráfico, mudando a trajetória do comportamento inicial, que pode ter sido ocasionado por uma ruptura da diagonal e devido a aderência entre o concreto de preenchimento e as placas aliada a rotação do modelo. O painel deveria ser fixado horizontalmente ao longo de sua altura (tirar a aderência com aparato de apoio) para tentar minimizar o efeito de rotação.

### 5.3.2 Paineis PN1 e PN2

A Figura 5.30 mostra a comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para os ensaios dos painéis PN1 e PN2.

Figura 5.30 Comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para os painéis PN1 e PN2.



Fonte: Próprio autor (2019).

Atribui-se a execução da peça a oscilação do resultado, pois, na medição no laboratório percebeu-se que havia uma fissura na ligação entre a nervura de concreto e a placa.

Entretanto, o ensaio PN1 apresentou resultados similares entre os modelos, o que mostra que a rigidez foi semelhante entre si. Já o ensaio PN2, que utilizou um painel maciço de apoio, mostrou uma possível redistribuição de

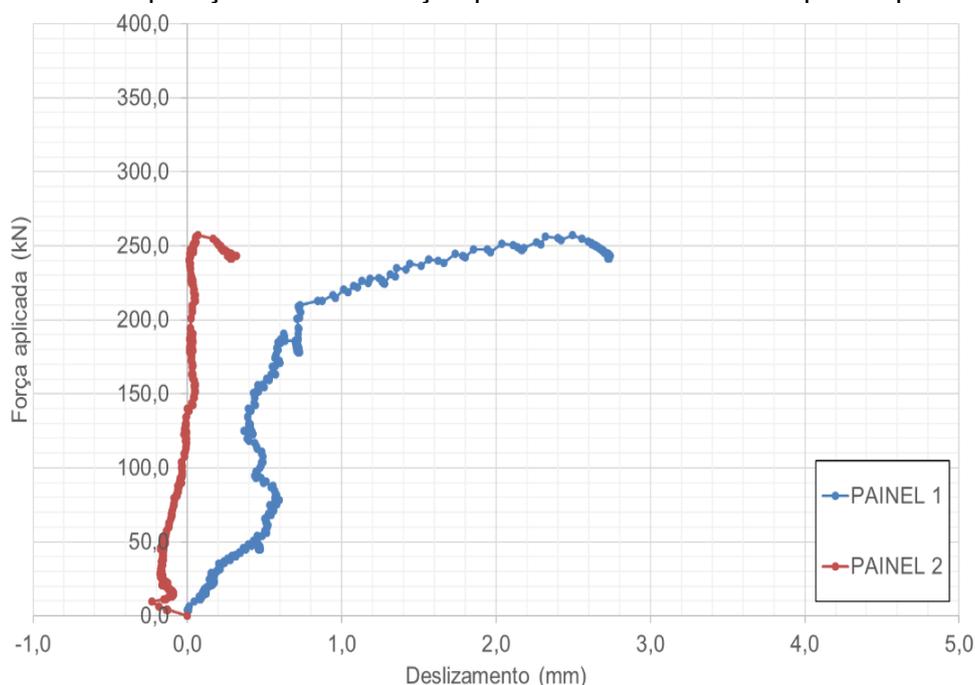
ensões do modelo, mostrando uma inversão no seu comportamento. Isso pode ter sido ocasionado pela diferença de rigidez entre os modelos de painel.

Além disso, a força de ruptura do ensaio, mostra que houve interferência pela presença do painel maciço de apoio, sendo que, é recomendável, excluir esse resultado. Esse ensaio foi desconsiderado.

### 5.3.3 Painel PPC

A Figura 5.31 mostra a comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para o ensaio do painel PPC.

Figura 5.31 Comparação da curva força aplicada vs. deslizamento para o painel PPC.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com os resultados, houve uma diferença de rigidez entre os painéis, mostrando que o Painel 1 teve a ruptura/deslizamento nos seus conectores de ligação.

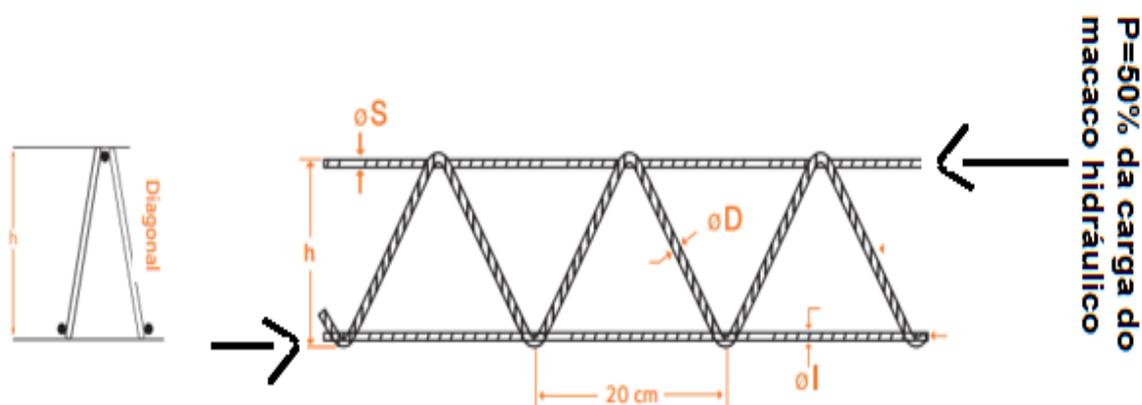
### 5.3.4 Comparação entre as séries

Para a análise dos resultados, cada amostra possui uma treliça com 6 conectores (nós) e cada conector possui 4 diagonais, das quais duas trabalhavam tracionadas e as outras duas comprimidas, assim, 10 diagonais

estavam trabalhando tracionadas e outras 10 diagonais estavam trabalhando comprimidas, pois os nós de extremidade terminavam com duas diagonais.

A Figura 5.32 mostra essa explicação para a distribuição dos conectores, sendo que cada amostra possui três linhas de treliças. Portanto, no ensaio ao esforço cortante do painel, existem 30 diagonais trabalhando tracionadas e 30 diagonais trabalhando comprimidas.

Figura 5.32 Reações nos conectores de treliça (tipo BE9) para carregamento simétrico



Fonte: Próprio autor (2019)

Para uma análise baseada na teoria de Allen (1969), foi considerado um deslocamento linear ao longo do modelo (deslocamentos iguais em todos os conectores) e para se obter a força na diagonal pode-se usar a equação 3.7 e, para a determinação da geometria, utilizou-se a Figura 5.32.

Assim, considerando que a área da diagonal de aço seja igual a  $A_s = 13,84 \text{ mm}^2$ , o módulo de elasticidade do aço de 210 GPa e, utilizando as equações 4.7 e 4.8 pode-se determinar a força máxima de tração e a força máxima de compressão, em cada diagonal, conforme mostrado na Tabela 5.10.

Lembrando que não foi considerado a espessura da nervura de concreto, sendo considerada somente o diâmetro da barra de aço da diagonal (conector) para resistir ao deslizamento. Caso seja considerado o confinamento da diagonal no concreto a resistência da diagonal seria ainda maior esse efeito.

Tabela 5.10 Força limite nas diagonais à tração e à compressão.

Painel Tipo	F <sub>pistão</sub> (÷2) (kN)	F <sub>t,máx,1</sub> (kN)	F <sub>c,máx,1</sub> (kN)	F <sub>t,30</sub> (kN)	F <sub>c,30</sub> (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)
PPC1	257	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
PPC2	257	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
Total	514					
PP1	379	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
PP2	379	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
Total	758					
PN1	313	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
PN2	313	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
Total	626					
PN Isolado	316	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30
PV1	146	8,28	5,13	248,40	153,90	402,30

Sendo que o  $A_s$  das diagonais igual a  $13,85 \text{ mm}^2$ .

Fonte: Próprio autor (2019).

Sendo, “F<sub>pistão</sub>” corresponde a força aplicada pelo atuador no ensaio; “F<sub>t,máx,1</sub>” corresponde à força máxima de tração em uma (1) diagonal; “F<sub>c,máx,1</sub>” corresponde à força máxima de compressão em uma (1) diagonal; “F<sub>t,30</sub>” corresponde à força de tração em trinta (30) diagonais; “F<sub>c,30</sub>” corresponde à força de compressão em trinta (30) diagonais; “F<sub>máx</sub>” corresponde à força máxima teórica permitida. A Tabela 5.11 mostra os resultados considerando o deslizamento em cada conector e utilizando as equações 3.7 e 3.8.

Tabela 5.11 Carga aplicada no painel em cada diagonal

Painel Tipo	F <sub>pistão</sub> (÷2)(kN)	Desliz. medido (mm)	F <sub>t,máx,1</sub> (kN)	F <sub>c,máx,1</sub> (kN)	F <sub>t,30</sub> (kN)	F <sub>c,30</sub> (kN)	F <sub>máx</sub> (kN)
PPC1	257	0,264	31,00	31,00	930,00	930,00	402,30
PPC2	257	0,001	1,16	1,16	34,80	34,80	402,30
Total	514						
PP1	379	0,1080	12,53	12,53	375,90	375,90	402,30
PP2	379	0,0036	0,42	0,42	12,53	12,53	402,30
Total	758						
PN1	313	1,0900	132,30	132,30	3969,42	3969,42	402,30
PN2	313	1,1400	42,90	42,90	1287,00	1287,00	402,30
Total	626						
PN Isolado	316	0,1160	13,46	13,46	404,00	404,00	402,30
PNV1	146	0,6272	72,77	72,77	2183,10	2183,10	402,30

Sendo que o  $A_s$  das diagonais igual a  $13,85 \text{ mm}^2$ .

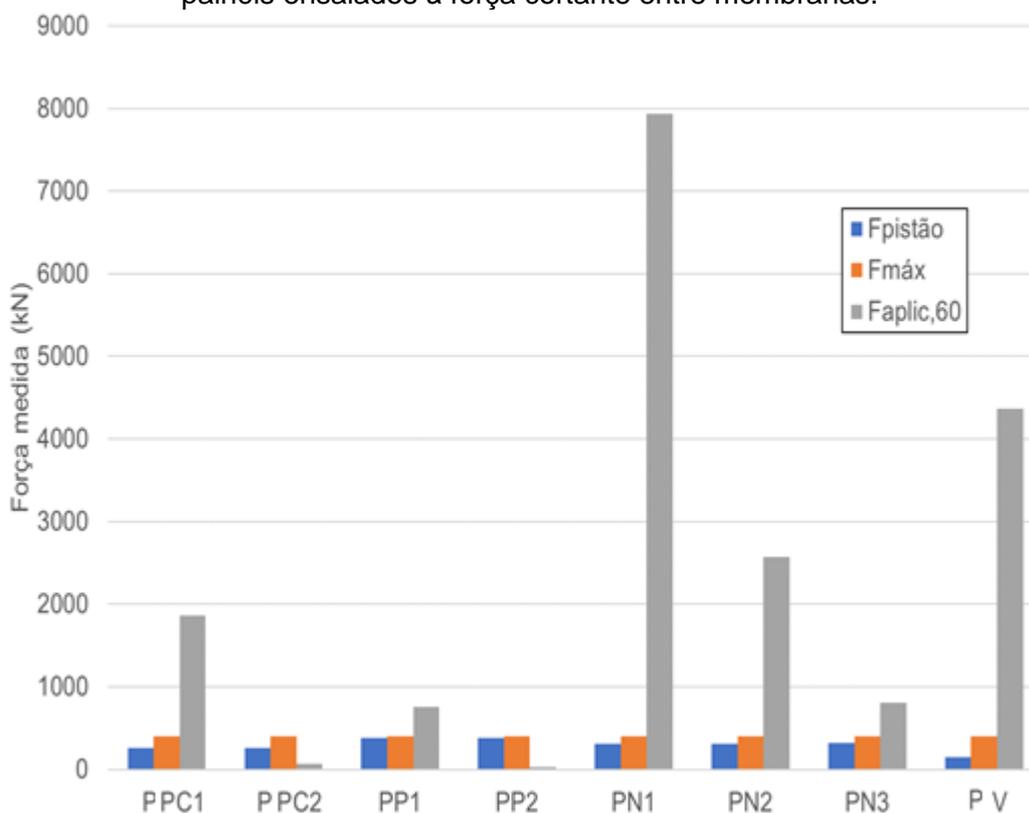
Fonte: Próprio autor (2019).

Sendo, " $F_{aplic,60}$ " corresponde à força aplicada (medida com os dados do ensaio) nas sessenta (60) diagonais disponíveis no conector. Sabendo que cada conector possui quatro diagonais, das quais duas trabalham na compressão e duas trabalham na tração.

Observando também que as diagonais recebem maior esforço de cisalhamento devido ao deslizamento, são as que se encontram nas extremidades do painel, onde esses valores são maiores.

A Figura 5.33 mostra a comparação da curva força aplicada pelo pistão vs. deslizamento para os ensaios dos painéis à flexão.

Figura 5.33 Comparação da curva força aplicada pelo pistão vs. deslizamento para os painéis ensaiados à força cortante entre membranas.



Fonte: Próprio autor (2019).

De acordo com os resultados da Figura 5.30, os modelos PPC1 e PPC2 mostraram que houve a ruptura no modelo PPC1, enquanto no modelo PPC2 havia uma diferença significativa para atingir a sua ruptura, porém, como ambos estão no mesmo ensaio, ocorre a parada do teste em função da ruptura do PPC1.

O mesmo vale para o ensaio PP1 e PP2 e, para o ensaio PN1 e PN2. Já os ensaios PN3 e PV, foram realizados com o auxílio de um painel de apoio, esse no caso, um painel maciço. Comparando os resultados com a Tabela 5.9, pode-se ver que houve a ruptura com valores coerentes com o modelo teórico, pois o valor de " $F_{c,máx,1}$ ", que mostra o valor limite para flambagem em uma barra (diagonal) e o seu somatório é mostrado por " $F_{máx}$ ", mostra que os modelos apresentaram a sua ruptura após esse limite.

Vale salientar que as nervuras de concreto não foram levadas em consideração para efeito de comparação, pois, sabe-se que o concreto promoveria um confinamento para a barra (diagonal) comprimida, aumentando a sua capacidade resistente.

#### **5.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A proposta dos ensaios foi a de obter o deslizamento entre as placas com a aplicação de carga por direções distintas, daí o porquê dos ensaios à flexão e ensaios de força cortante entre placas.

Com relação aos ensaios de força cortante entre placas, o fato de se utilizar o painel de apoio, foi necessário para se ter, com base na metodologia empregada, um apoio para o estudo do deslizamento do painel que se apoia nele, porém, ocorre que durante o ensaio, como não foi moldado apenas um painel percebeu-se que o ideal seria posicionar uma placa de teflon engraxada, por exemplo, que permitiria um livre deslizamento entre os painéis no ensaio.

Os modelos teóricos apresentaram uma aproximação satisfatória com relação aos modelos ensaiados à flexão. Já os modelos de força cortante entre placas, obedeceram ao modelo teórico de ruptura, ou seja, o modelo rompeu após o limite teórico de cálculo ( $F_{máx}$ ), porém, são necessários mais estudos e ensaios para se entender de modo adequado o funcionamento do mecanismo de transferência de esforços entre as placas e os conectores de ligação.

## 6 CONCLUSÕES

A presente pesquisa fez um estudo teórico experimental sobre o comportamento e projeto estrutural do painel sanduíche em concreto pré-moldado.

A escolha da geometria dos painéis se deu em função da necessidade de se identificar o comportamento do painel sanduíche com mesma área de armadura, tanto de conectores de ligação quanto de armadura de flexão nas membranas, a rigidez entre as placas e, dessa forma, entender o seu grau de ação durante o ensaio. Assim, a proposta dos ensaios se baseou no estudo exploratório dessas propriedades inerentes ao painel, que se resumem a: sua geometria (maciço, nervurado e sem nervuras de concreto), materiais componentes e forma de aplicação do carregamento.

Essa interação entre esses fenômenos é de difícil separação, o que faz com que a pesquisa tenha chegado no seu limite possível de realização, dada a abrangência do assunto, havendo a necessidade de estudos específicos para se entender ou isolar os fenômenos para sua correta quantificação e, com isso, melhorar o conceito de projeto e de comportamento estrutural. Porém, a pesquisa mostrou que foi possível se fazer a estimativa de capacidade resistente a partir dos ensaios para o projeto e dimensionamento de painel.

De acordo com os resultados obtidos, houve uma boa aproximação entre os resultados teóricos e experimentais para os ensaios de flexão.

Ainda, de acordo com os resultados, viu-se que à medida em que se aumenta a rigidez do painel, por meio do seus conectores de ligação, o comportamento do painel é governado pela flexão, pois, teoricamente, não haverá deslizamento entre as placas; porém, havendo uma quantidade reduzida de conectores, o comportamento do painel será governado pela rigidez da ligação entre as placas.

As placas ligadas com conectores em treliças espaciais de aço mostraram uma rigidez bem acima da capacidade resistente necessária, por sua vez, observou-se que a área de armadura contida no interior das placas em geral, não teve área de aço ( $A_s$ ) dimensionada em função das dimensões do painel e os carregamentos, ou seja, não houve uma compatibilidade entre o

carregamento aplicado e a área de aço, e, isso ocorreu em função do caráter exploratório do trabalho.

O ensaio do painel vazado com duas treliças (\*PV2) foi planejado com o intuito de se verificar a proposta da teoria sobre a rigidez e a quantidade de conectores e, foi observado que sua rigidez alcançou um desempenho insatisfatório devido sua baixa quantidade de conectores, proporcionalmente, em comparação com o modelo com painel maciço, pois, segundo a teoria, se houvesse o acréscimo de conectores, haveria o aumento da sua rigidez e, conseqüente, melhoria no seu comportamento estrutural, podendo se aproximar do painel PP1 ou até uma resistência melhor.

Os ensaios à flexão mostraram que os modelos de painéis preenchidos (PP1 e PP2) apresentaram maior capacidade resistente. Isto aconteceu por causa da rigidez entre as membranas, salientando que o preenchido com concreto entre as placas resulta em um deslizamento foi mínimo, isto faz com que a peça possuísse grande rigidez entre placas; Os painéis PN, tiveram um peso próprio menor e a rigidez entre placas se aproximaram dos painéis preenchidos (PP); Para os painéis PPC (preenchidos na cabeceira), a rigidez foi menor do que o painel PN por causa da sua rigidez ser menor e, portanto, o seu deslizamento entre placas foi maior; Os painéis vazados, PV, onde apenas existia a ligação entre placas por meio das treliças, o deslizamento entre as placas foi o maior de todos, portanto de menor rigidez e, diminuindo-se a rigidez, isso implica no aumento da flecha e, nos resultados obtidos, diminuiu a capacidade resistente dos modelos e, isto pode ser compensado com conectores mais resistentes e/ou aumentar a sua quantidade.

Segundo a literatura técnica, o conector da extremidade é o mais solicitado e comprovado nos ensaios, pois neste ponto, apresentava-se o maior deslizamento. Quando havia a ruptura do conector da extremidade, os esforços foram redistribuídos aos conectores que antecedem o último, promovendo certa ductilidade no painel. Quando os conectores são superdimensionados, a falha pode se dar por arrancamento de placas de concreto.

O modelo teórico adotado se baseou no estudo de analogia de placas feitas por diversos autores que levaram em consideração a força axial e o deslizamento entre as placas no comportamento do painel sanduíche, e, com isso, entender o grau de ação entre as placas para flexão. De acordo com os

modelos estudados, há uma boa aproximação do modelo teórico de flexão do painel sanduíche com os ensaios realizados, porém, os ensaios de força cortante entre as placas não apresentaram uma boa aproximação em função das simplificações de cálculo adotadas.

Com relação à proposta do ensaio de flexão, o procedimento adotado necessita de maior rigor na sua implementação, porém, mostrou eficácia na sua execução e nos resultados obtidos, sendo de grande importância para a sua aplicação em ambiente de fábrica, o que implicará em um controle e melhora significativa na área de projeto e execução. Foi apresentado neste trabalho um procedimento para dimensionamento da placa isolada e o painel tipo sanduiche, onde pode se conhecer a capacidade resistente do momento fletor em função de sua rigidez ao deslizamento, área de armadura resistência do concreto, capacidade de carga dentro das dimensões da peça escolhida.

Finalmente, a proposta da pesquisa foi alcançada uma vez que foi possível se comparar o comportamento dos painéis submetidos à flexão, de modo a se aumentar o entendimento sobre o grau de ação entre as placas.

## **6.1 PROPOSTA DE TRABALHOS FUTUROS**

Como proposta de trabalhos futuros, pode-se sugerir:

- i) Estudo do grau de ação entre os painéis levando em consideração a carga normal do painel.
- ii) Estudo do efeito da temperatura no painel sanduíche, tanto numérico quanto experimental, para se confirmar as idealizações dos modelos teóricos existentes;
- iii) Estudo dos efeitos nas combinações dos esforços, tais como: Força axial, flexão e força cortante, para o estudo da rigidez entre placas;
- iv) Estudar uma relação entre a rigidez e a flecha no painel tipo sanduiche.

## 7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BENAYOUNE, A.; ABANG ALI, A.; SAMAD, A.; TRIKHA, D.N. (2007). **Flexural Analysis of Composite one-and Two-Way Sandwich Slab With Truss-Shaped Connectors**, Kuittho, 2007, Article Journal of Institute of Engineers Vol. 68, No.1, pp.54-60, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **NBR 6118- Projetos de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, RJ, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas**. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2003). **NBR 5738 - Procedimento para modelagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2008). **NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2017). **NBR 16475 – Painéis de paredes em concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, RJ, 2017.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2012). **Guide for Precast Concrete Wall Panels**, Farmington Hills, MI, 2012.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1972). **Building Code requirements for Structural Simple concrete**. ACI 322-72 American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 1972.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1971). **Precast Concrete Wall Panels**. ACI 533-71 Journal, Proceedings ,V. 68, No. 7, Julho, 1971.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1973). **Concrete Shear Walls: Response of Concrete Multi Story Structures for lateral Forces**. Detroit, Michigan, 1973.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (2014). **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary**. ACI 318M-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI., 2014.

ALLEN, H. G. (1969). **Analysis and Design of Structural Sandwich Panels**. 1<sup>a</sup> ed. Australia: Pergamon Press, 401p, 1969.

ALLEN, C. M; JAEGER, L. G.; FENTON, V. C. (1969). **The ductility in Reinforced: The Big Panel Structures Buildings**. Polish Padrão PN-68 B-03253, Varsóvia, 1969.

ANUSHA, V. G. (2009). **Code provision for deflexion control of two-way concrete slabs**. Tese de Doutorado: Pensilvânia State University, 2009.

ARCELORMITAL, Belo Horizonte, (2018), disponível em:  
<<http://longos.arcelormittal.com/pdf/produtos/construcao-civil/outros/manual-arcelormittal-60-nervurado.pdf>>, acesso em 30/11/2018.

BAI, F.; DAVIDSON, J. (2015). **Analysis of partially composite foam insulated concrete sandwich structures**. Engineering Structures, Vol. 91, pp. 197-209, 2015.

BALARIN, A. W. (1993). **Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto**. São Carlos. Tese de doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BERNARD, A. F.; LUCIER, G. W.; HASSAN, T. K.; RIZKALLA, S. H. (1970). **Behavior of precast, prestressed concrete sandwich wall panels Reinforced with CFRP shear grid**. University Raleigh, Article, PCI, 1970.

BERESFORD, F. D. (1970). **A Study of Concrete Construction Panel - Part 1. Tests on Wall-to-Floor Connections**. Relatório T 12-1, Divisão de Building Research, Australia, 1970.

BERTINI, A. A. (1995). **Análise do comportamento à flexão de painéis sanduíche com faces de argamassa armada e núcleo de espuma rígida de poliuretano derivado de óleo de mamona**. Tese Doutorado, EESC/USP, 1995.

BHATT, P. (1973). **Influence of vertical joints on behavior of precast shear walls**. Science Building, Vol. 6, 1973.

BOUNASSAR, J. F. (1995). **Dimensionamento e comportamento do betão estrutural em zonas de descontinuidade**. 405p. Tese de Doutoramento - Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa, Portugal, 1995.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BSI) (1985). **BS 8110-2: Structural use of concrete - Part 2: Code of practice for special circumstances**. London, Inglaterra, 1985.

BUSH, T.D.; STINE, G.L. (1994). **Flexural behavior of composite precast concrete sandwich panels with continuous truss connectors**. PCI Journal, Vol. 39, No.2, pp.112-121, 1994.

BUSH, T.D.; WU, Z. (1998). **Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panels with truss connectors**. PCI Journal, Vol. 43, No. 5, pp. 76-86, 1998.

CASTILHO, V. C. (1998). **Análise estrutural de painéis de concreto pré-moldado considerando a interação com a estrutura principal**. Dissertação de Mestrado, EESC – USP, São Carlos, São Paulo, 1998.

CEB-FIP (1970). **International recommendations for the design and construction of concrete structures**, English Edition, 1970.

CEB-FIB-COMMISSION 6 (2012). **Precast Insulated sandwich panels**. Task Group: TG6.11, 2012.

CEB-FIP 46 (2013). COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Model Code**, 2013.

CEB-FIP BOLETIM 43. (2008). COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Model Code, (2008)**.

CHALLAMEL, N.; BERNARD, F.; CASANDJIAN, C. (2010). **Out-of-plane behaviour of partially composite or sandwich beams by exact and finite element methods**. Thin-Walled Structures, Elsevier, Vol. 48, pp. 561-580, 2010.

CHEN, A.; MOSTAFA YOUSSET, Cairo, Egypt, (2017) disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/282353600> Analytical Model for Deck-On-Girder Composite Beam System with Partial Composite Action acesso em: 12/07/2018.

CHOLEWICKI, A. (1976). **Load bearing capacity and deformability of vertical joints**. Science Building, Vol. 6, Pergamon Press., 1976.

COULL, A.; CHOUDHURY, J.R. (1967). **Analysis of the coupled bracing walls**. ACI Journal, Vol. 64, No. 9, September, 1967.

COLLINS, M. P.; VECCHIO, F. J.; MEHLHORN, G. (1997). **An international competition to predict the response of reinforced concrete panels**. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.12, No.3, pp. 624 – 644, 1997.

COMITÉ EUROPÉEN DU BETON - CEB. (1967). **International recommendations for the design and construction of large structure structures**. Cement and Concrete Association, Londres, Inglaterra. Abril, 1967.

CP 110. (1972). **Code British Standard Practice - Part 1**. British Standards Institution, Londres, Inglaterra, 1972.

DAVID, D. L. (2003). **Vigas mistas com laje treliçada e perfis moldados a frio: análise do comportamento estrutural**. 218f., Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Escola de Engenharia Civil, UFG-GO, 2003.

EINEA, A., SALMON, D. C.; FOGARASI, G. J.; CULP, T. D.; TADROS, M. K. (1991). **State-of-the-art of precast concrete sandwich panels**. PCI Journal, v. 36, n. 6, p. 78-98, November-December, 1991.

EINEA, A. (1994); **New structurally and thermally efficient precast sandwich panel system**. PCI Journal, Vol. 36, No.6, pp.78-98, July-August, 1994.

EINEA, A.; SALMON, D. C.; TADROS, M. K.; CULP, T.; FOGARASI, G. J. (1991). **State-of-the-art of precast concrete sandwich panels**. PCI Journal, Vol. 36, N.6, pp. 78–98, 1991.

ELKHOLY, R. (2012). **Analysis of multi-bay shear walls together**. Science Building, Vol. 8, Pergamon Pressione, 2012.

EUROCODE 4. (2001). **Design of composite steel and concrete structures. Part 1.1: General rules and rules for buildings.** (Draft No.3 of pr. EN 1994 1-1). European Committee for Standardization Bruxelles, 2001.

FIGUEIRAS, J. A.; PÓVOAS, R. H. C. F.; CACHIM, P. B.; GENÉSIO, M. L. V. P. (1990). **Aplicação de modelos não-lineares à análise e dimensionamento de estruturas laminadas de betão.** In: Congresso Ibero Latino Americano Sobre Métodos Computacionais Para Engenharia, Rio de Janeiro, 1990.

FINTEL, M. (1973). **Escritório de projetos, Edifício de concreto Projetado.** Engenharia Civil, Vol. 43, No. 8, agosto, 1973.

FONSECA, F. J. C. (1994). **Projeto de painel tipo sanduiche de concreto pré-moldado.** Tese. EESC - USP, São Carlos, 1994.

FRANCO, L.S.; AGOPYAN, V. (1993). **Implementação da Racionalização Construtiva na fase de projeto.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP–BT/PCC/94. Universidade de São Paulo, 1993.

FROSTIG, Y.; BARUCH, M. (1990). **Bending of sandwich beams with transversely flexible core.** American Institute of Aeronautics and Astronautics (AIAA) Journal, Vol. 28, No. 3, pp. 523-531, 1990.

GOUDARZI, N. (2016). **Effect of Z-shaped steel plate connectors on out-of-plane flexural behaviour of precast insulated concrete panels.** PCI Journal, Vol. 36, No 6, pp. 78 – 98, 2016.

HASSAN, T.K.; MANTAWY, A.; SOLIMAN, J. SHERIF; RIZKALLA, S. (2011); **Bond characteristics and shear behavior of concrete beams reinforced with steel reinforcement.** North Carolina State University, Advanced in Structural Engineering Journal, Vol. 15, issue 2, pp. 303 – 318, June , 2011.

HOOGENBOOM, P.C.J.; VOSKAMP, W. (2014). **Performance-based design of reinforced concrete panels on the www.** Engineering Conference, In.: ISOPE 2014, Toulon, France, May 23-28, 2014.

HOGNESTAD, E. (1951). **A study on combined bending and axial load in reinforced concrete members.** Bulletin series No. 399, Vol. 49, No. 22, University of Illinois - Engineering Experiment Station, 1951.

HOLMBERG, A.; PLEM, E. (1986). **Behaviour of load bearing sandwich-type structures**. Handout No. 49, State Institute for Construction research, Lund, Dissertation, University of Stockholm, Sweden, 1986.

HSU, T.T. (1998). **Stresses and crack angles in concrete membrane elements**. Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 94, N.12, pp.1476-1484, 1998.

KIM, J. H; YOU C. Y. (2015). **Composite behavior of a novel insulated concrete sandwich wall panel reinforced with GFRP shear grids: effects of insulation types**. Department of Architectural Engineering, Yonsei University, 50 Yonsei-ro, Seodaemun-gu, Seoul 120-749, Korea, Article, 2015.

KNONER, N. (2014). **Sistema pré-fabricado para aplicação em construções provisórias de canteiro de obras**. Dissertação de mestrado, UFSCar, São Carlos, 2014.

MC. CALL, C.W. (1985). **Thermal properties of sandwich panels**. Concrete International, Vol. 7, n. 1, pp.35-41, 1985.

LEWICKI, B.; CHOLEWICKI, A. (1972). **The structural design of high concrete buildings**. In: Regional Conference on Planning and Design of High Buildings, Proceedings, Varsóvia, 1972.

MOUSER, L.A.D, (2003). **Partially composite concrete sandwich panels**. M.S. Thesis, University of Alberta, 2003.

MOSTAFA Y.; CHEN, A. (2017). **Effective width of insulated sandwich panels with interior flexible FRP shear connectors considering partial degree of composite action**. Arab Academy for Science and Technology, Cairo, Egypt, Vol 143, issue 9. September, 2017.

YOUSSEF M., Cairo Egito (2017), disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/323241972> **A solution considering partial degree of composite action for insulated sandwich panels with general configuration flexible shear connectors**, Acesso em: 12/07/2018.

NATHAN, T. (2015). **Connections and fatigue behavior of precast concrete e insulated sandwich panels**. Master degree of Applied Science, Queen is University Kingston, Ontario, Canada, 2015.

OLSEN, A. S.; TAYLOR, S.; MARC, M. (2017). **Developing a general methodology for evaluating composite action in insulated wall panels**. CEE Faculty Publications, Paper No. 3531, University of Utah, 2017.

OLSEN J., RUBAYE-AL S., SORENSEN T.; MAQUIRE M. (2018). Disponível em: < [http://digitalcommons.usu.edu/cee\\_facpub/3531](http://digitalcommons.usu.edu/cee_facpub/3531)>, acesso em 20/10/2018.

Precast Concrete Institute (1971). **Precast and Pre-Stressed Concrete**. Precast Concrete Institute, Chicago, 1971.

PCI Committee on Precast Sandwich Wall Panels. (2007). **Flexural behavior of composite precast concrete sandwich panels with continuous truss connectors**. PCI Journal, Vol. 60, No.6, pp.51-71, 2007.

PCI Committee on Precast Sandwich Wall Panels. (2011). **State of the art of precast/prestressed sandwich wall panels**. PCI Journal, Vol. 56, No. 2, pp. 131–176, 2011.

PCI Committee on Precast Sandwich Wall Panels. (2011). **State-of-the-art of precast/prestressed sandwich wall panels**. 2<sup>nd</sup> Ed. PCI Journal, pp.143-147, Ottawa, Canadá, 2011.

PCI CONCRETE INSTITUTE, Chicago, (2015), disponível em: <[http://www.pci.org/Design\\_Resources/Architectural](http://www.pci.org/Design_Resources/Architectural)> [Resources/Aesthetic\\_Versatility/](http://www.pci.org/Design_Resources/Architectural) Acessado em 24/03/2015

PEIKO GROUP GLOBAL. Global, (2015) disponível em: <<https://www.peikko.com/> Peikko Group product catalogue> – 2013, acesso em 28/12/2015.

PESSIKI, S.; MLYNARCZYK, A. (2003). **Experimental evaluation of the composite behavior of precast concrete sandwich wall panels**. PCI Journal, V.48, No.2, pp. 54-71, 2003.

PFEIFER, B.D.W; HANSON, J. A. (1965). **Precast concrete wall panels: flexural stiffness of sandwich panels.** ACI Special Publication, No. 11, pp. 67–86, 1965.

PICCHI, F. A.; AGOPYAN, V. (1993). **Sistemas da qualidade na construção de edifícios.** Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP – BT/PCC, 104, Universidade de São Paulo, 1993.

REGAN, P. (1999). **Textbook on behaviour, design and performance.** Bulletin, Vol. 2, No. 2, CEB-FIB, Philadelphia, Pennsylvania, 1999.

ROSMAN, R. (1997). **Approximate analysis of shear walls we reserve the right side loads.** ACI Journal, Vol. 61, No. 6, 1997.

SALMON, D. C.; EINEA, A.; TADROS, M. K.; CULP, T. D. (1997). **Full Scale Testing of Precast Concrete Sandwich Panels.** ACI Structural Journal, Vol. 94, No.4, pp. 354-362, 1997.

SALMON, D.C.; EINEA, A. (1995). **Partially composite sandwich panel deflections.** Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, pp. 778–783, 1995.

SEEBER, K. E. ; ANDREWS, J. R.; BATY, R. J. ; CAMPBELL, S. P. ; DOBBS, E.: JOHN, F. G. ; FFRANCIES, S. ; FREEDMAN, S. ; GLEICH, A. H.; GOETTICHE, E. G. ; HANSON, W.; PAT, D. ; PAT H. ; IVERSON, J. P. ; JAQUES, J. F. ; KOURAJAN, P.; **State-of-the-art of precast/prestressed sandwich wall panels.** Chicago, No. 42. 92-134. (1997).

TENÓRIO, H. O., 2005. **Painel sanduíche com núcleo em Vermiculita Expandida: Análise da eficiência do conector tipo treliça na rigidez do painel.** Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 225 p., 2005.

TOMLINSON, G. D. (2015). **Behaviour of partially composite precast concrete sandwich panels under flexural and axial loads.** Doctoral thesis, Kingston, Ontario, Canada. 2015.

TOMLINSON, D.G.; FAM, A. (2018). **The axial load-bending moment interaction diagram of partially composite precast concrete sandwich panels**. ACI Structural Journal, Vol. 115, N. 6, pp. 1515-1528, 2018.

TOMO, F. C. (2012). **Critérios para projeto de edifícios com paredes portantes de concreto pré-moldado**. Dissertação de mestrado – EESC/USP São Carlos, 2012.

VERDE, D. P. (1975). **The interaction of solid shear walls and their suppression structural structures**. Science Building, Vol. 7, Pergamon Press, 1975.

WU, Z; BUSCH J.R. (1998). **Flexural analysis of prestressed concrete sandwich panel with truss connectors**. PCI Journal, Vol. 43, No. 5, 1998.