



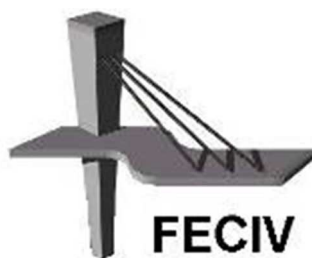
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

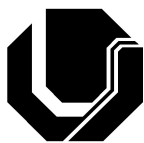
**Estudo da ligação de vigotas pré-moldadas
protendidas com concreto moldado no local em
lajes nervuradas**

RENATO BARBOSA MOREIRA

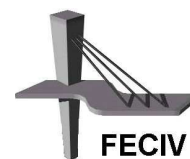
UBERLÂNDIA, 05 DE SETEMBRO DE 2016



FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil



Renato Barbosa Moreira

**ESTUDO DA LIGAÇÃO DE VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS
PROTENDIDAS COM CONCRETO MOLDADO NO LOCAL EM
LAJES NERVURADAS**

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Engenharia das Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Turibio José da Silva

UBERLÂNDIA, 05 DE SETEMBRO DE 2016.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFU, MG, Brasil.

M838e Moreira, Renato Barbosa, 1973-
2016 Estudo da ligação de vigotas pré-moldadas protendidas com
concreto moldado no local em lajes nervuradas / Renato Barbosa
Moreira. - 2016.
114 f. : il.

Orientador: Turibio José da Silva.
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Inclui bibliografia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Lajes - Teses. 3. Concreto - Teses. 4.
Cisalhamento - Teses. I. Silva, Turibio José da. II. Universidade Federal
de Uberlândia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624



ATA DA DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO ACADÊMICO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PPGE

ATA Nº: 169/2016

CANDIDATO: Renato Barbosa Moreira

Nº. Matrícula: 11412ECV014

ORIENTADOR: Prof. Dr. Turíbio José da Silva

TÍTULO: "Estudo da ligação de vigotas pré-moldadas protendidas com concreto moldado no local em lajes nervuradas".

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: Estruturas e Construção Civil

LINHA DE PESQUISA: Estruturas

PROJETO DE PESQUISA: Patologia e Durabilidade em Edificações

DATA DA DEFESA: 05 de setembro de 2016

LOCAL: Sala de Projeções, bloco 1Y. **HORÁRIO INÍCIO/TÉRMINO:** 14:30 - 17:30

Reuniu-se na **Sala de Projeções Prof. Celso Franco de Gouvêa, bloco 1Y - Campus Santa Mônica** da Universidade Federal de Uberlândia, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do PPGE, assim composta: Professores Doutores: **Prof.^a Dr.^a Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU; Daniel de Lima Araújo – EECA/UFU e Turíbio José da Silva** orientador do candidato. Ressalta-se que o Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo participou da defesa por meio de vídeo conferência e os demais membros da banca e o aluno participaram in loco.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa **Prof. Dr. Turíbio José da Silva** apresentou a Comissão Examinadora e concedeu ao discente a palavra para a exposição do trabalho. A seguir, o senhor presidente concedeu a palavra aos examinadores, que passaram a arguir o candidato. Ultimada a arguição, a Banca, em sessão secreta, atribuiu os conceitos finais. Em face do resultado obtido, a Banca Examinadora considerou o candidato APROVADO. Esta defesa de Dissertação de Mestrado Acadêmico é parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre. O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU. Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos e foi lavrada a presente ata que após lida e aprovada foi assinada pela Banca Examinadora.

Professor Orientador: **Prof. Dr. Turíbio José da Silva – FECIV/UFU**

Membro externo: **Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo – EECA/UFU**

Membro interno: **Prof.^a Dr.^a Maria Cristina Vidigal de Lima – FECIV/UFU**

Uberlândia, 05 de SETEMBRO de 2016.

*Aos meus filhos Joel Vinícius e
Isabela, à minha esposa Geruza
e aos meus pais Joel (In
Memorian) e Nilma.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Grande Arquiteto Do Universo, DEUS, pelo dom da vida, pela sabedoria, discernimento e pela oportunidade de chegar até aqui.

À minha mãe Nilma pelo apoio e companheirismo durante as viagens.

Ao meu pai Joel (In Memoriam) pelos ensinamentos e por sempre ter acreditado em mim no período que estive entre nós.

Aos meus filhos Joel Vinícius e Isabela, fonte de inspiração e motivação para que eu pudesse chegar até fim.

À minha esposa Geruza pelo apoio, por cuidar da casa e dos nossos filhos com tanto zelo nos momentos que estive ausente.

Ao meu orientador, professor Turibio, minha eterna gratidão. Quem sabe um dia eu possa recompensá-lo por tudo que fez por mim.

Ao meu grande companheiro e irmão Régis, pelo apoio irrestrito. Nos momentos mais complicados e difíceis, estive sempre disposto a me ajudar.

Aos professores Francisco Antônio Romero Gesualdo e Maria Cristina Vidigal de Lima pelos comentários e sugestões no exame de qualificação.

Aos colegas da FECIV e aos técnicos do laboratório de estruturas da UFU, Cris e Wanderly pelo auxílio e apoio durante os ensaios.

A empresa Legran Construções de Pré-fabricados, pelo financiamento da pesquisa.

A Universidade Federal de Uberlândia e a Faculdade de Engenharia Civil, que forneceram o apoio necessário à realização da pesquisa.

.

MOREIRA, Renato Barbosa *Estudo da ligação de vigotas pré-moldadas protendidas com concreto moldado no local em lajes nervuradas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, 2016. 114p.

RESUMO

Este trabalho apresenta os resultados de uma pesquisa experimental, realizada em laboratório, desenvolvida para analisar o comportamento de protótipos de lajes nervuradas constituída por vigotas protendidas pré-moldadas e a capa de concreto moldado no local. Foram ensaiados dezoito protótipos com largura de 100 cm, compostos com duas vigotas, comprimento de 215 cm e 13 cm de altura sendo 9 cm da vigota e 4 cm da capa de concreto moldado no local. As variáveis de entrada foram, rugosidade da superfície superior das vigotas, o abatimento de tronco de cone do concreto (slump) e a influência de eletrodutos na mesa. A partir dos resultados das cargas de ruptura, calculou-se as tensões de cisalhamento longitudinal atuantes na interface vigota-mesa, comparando-os com os valores das resistências ao cisalhamento recomendados pelo PCI (2004), ABNT NBR 9062 (2006), FIB MC (2010) e a norma espanhola EF (1996). A análise da influência das variáveis foi realizada por correlação e análise de variância (ANOVA). Também foram medidas as deformações específicas do concreto em quatro regiões da seção transversal. Após a ruptura foi feita uma inspeção visual nos protótipos para verificar o estado da interface após o ensaio. Os resultados mostraram que os valores das tensões atuantes na ruptura superaram os valores recomendados pelas normas e que não houve deslizamento na interface entre o concreto pré-moldado e moldado no local. Na ANOVA observou-se que a rugosidade da superfície, a presença de eletrodutos e o abatimento de tronco de cone não interferiram no comportamento da seção e tão pouco influenciou na ruptura e tensões cisalhantes atuantes. O estudo mostrou ainda que o f_{ck} da mesa de concreto moldado no local também não mostrou-se relevante com relação às cargas de ruptura, embora os protótipos com menores valores de f_{ck} para o concreto moldado no local apresentaram descolamento ou tendência de deslocamento da capa de concreto para as cargas de ruptura. As tensões de cisalhamento atuantes na flexão apresentaram valores superiores aos recomendados pelas normas e organismos internacionais. Os resultados dos deslocamentos e deformações do concreto indicaram um comportamento solidário entre os concretos das vigotas e da mesa e mantiveram a tendência de comportamento para todos os tipos de protótipos, diferindo apenas na carga de ruptura. A presença de uma viga no

encabeçamento das vigotas impediu que os protótipos rompessem por deslizamento na interface entre o concreto pré-moldado e moldado no local.

Palavras chave: Lajes nervuradas, Vigotas Pré-Moldadas, Cisalhamento na flexão

ABSTRACT

The aim of this paper is to present an experimental research conducted in the laboratory, designed to analyze the adhesion between the prestressed beams produced in precast factory, and the concrete cover molded on site, forming panels of ribbed slabs. 18 prototypes were tested with a width of 100 cm, compounds with two beams, length 215 cm and 13 cm and 9 cm and 4 cm from the joist concrete cover molded on site. The input variables were the texture of the upper surface of the joists, the slump, maximum dimension characteristic of aggregate concrete and the influence of conduits on the table. The results were calculated longitudinal shear stresses acting on the composite section and compared with the last values recommended by PCI (2004), NBR 9062 (2006), FIB MC (2010) and the Spanish standard EF (1996). The analysis of the influence of variables was performed by correlation and ANOVA. They were also measured specific concrete deformations in 4 regions of the cross section and compared the strain values in concrete cast in place and precast concrete. After the rupture was checked by visual examination on all prototypes to verify the state of the interface after the test. The results showed that the values of the shear stresses acting on the break overcame the values recommended by the rules and that there was no slip at the interface between precast concrete and cast-in-place. In ANOVA it was observed that the surface roughness, the presence of conduits and the slump not affect the behavior of the section and so little influenced at rupture and shear stresses acting. The study also showed that the f_{ck} of the concrete topping also not proved to be relevant, although the prototypes smaller f_{ck} values for the concrete topping showed detachment or cover displacement trend for the rupture loads. The shear stresses acting on the flexure showed values higher than those recommended by international standards and organizations. The results of the displacements and deformations indicated a concrete supportive behavior between the concrete beams and the table and maintained trend behavior for all kinds of prototypes, differing only in shear stress. The presence of the beam at the end of the prototypes prevented the sliding at the interface between the precast concrete and cast in place.

Keywords: One-way slabs, Precast beams, Flexural shear.

SÍMBOLOS E SIGLAS

Letras romanas

A_{sw} – área da armadura transversal que atravessa a interface;

A_s – área do aço;

b_{int} – largura da interface;

N – força axial;

F – força externa;

f_{cc} – resistência à compressão média do concreto em corpos de prova cilíndrico;

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto;

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto;

f_{ct} – resistência à tração do concreto;

f_{yd} – resistência de cálculo do aço;

f_y – resistência de escoamento do aço;

f_{cv} – resistência de referência ao cisalhamento do concreto moldado no local;

w – distância de separação entre as superfícies ou abertura de fissuras;

R_{cc} – resultante das tensões de compressão;

R_{st} – resultante das tensões de tração;

h – altura total da peça de concreto;

$h_{f,min}$ - espessura mínima da capa de concreto em cm;

d – altura útil da peça de concreto;

M – Momento fletor

V – força cortante.

Letras gregas

β – coeficiente de minoração;

δ – deslizamento relativo entre superfícies;

ϕ – coeficiente de redução de resistência;

λ – fator de correção que leva em conta a densidade do concreto;
 ρ – taxa geométrica da armadura transversal;
 τ – tensão de cisalhamento transmitida pela interface;
 τ_c – tensão de coesão entre as interfaces de concreto
 τ_{sd} – tensão de cisalhamento solicitante de cálculo;
 τ_u – tensão máxima de cisalhamento;
 σ_n – tensão normal;
 μ – coeficiente de atrito interno;
 ν – coeficiente relativo à força axial

SIGLAS

EPS *Poliestireno Expandido*

ABNT *Associação Brasileira de Normas Técnicas*

NBR *Norma Brasileira Regulamentadora*

FIB *Fédération Internationale du Béton*

PCI *Precast Concret Insitute*

CEB *Comité Euro-International Du Béton*

FIP *Fédération Internationale De La Précontrainte*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Laje com armação treliçada.....	20
Figura 1.2 - Lajes com vigotas pré-moldadas disponíveis no mercado brasileiro.....	21
Figura 2.1 – Sistema Coignet.....	26
Figura 2.2 – Detalhe de Laje executada a partir de vigotas tipo trilho.....	27
Figura 2.3 – Tipos de Vigotas Pré-Moldadas.....	27
Figura 2.4 – Vigota de concreto armado.....	28
Figura 2.5 – Vigota de concreto protendido.....	29
Figura 2.6 – Vigotas treliçadas.....	30
Figura 2.7 – Equipamento utilizado na produção de vigotas protendidas.....	32
Figura 3.1 – Espessuras Médias Mínimas de Capeamento de Lajes.....	38
Figura 3.2 – Seções nas juntas entre lajes com transmissão da força cortante	39
Figura 3.3 – Detalhes da Armadura Negativa nas lajes formadas com nervuras pré-moldadas.....	39
Figura 4.1 – Modelo “Dente de Serra”.....	45
Figura 4.2 – Utilização de barras transversais para aumento na transferência de cisalhamento por atrito.....	46
Figura 4.3 - Efeito de pino para resistência ao cisalhamento.....	48
Figura 4.4 – Trecho para avaliação da tensão de cisalhamento média.....	50
Figura 4.5 – Avaliação das tensões na interface por equilíbrio de forças em seção com momento positivo.....	52
Figura 4.6 – Perímetro (p) para verificação do cisalhamento na interface de seções compostas.....	58
Figura 5.1 – Vigota com superfície padrão de fábrica.....	61
Figura 5.2 – Vigota com superfície intencionalmente rugosa.....	61
Figura 5.3 - Seção transversal do protótipo.....	62
Figura 5.4 – Detalhe do protótipo.....	63
Figura 5.5 – Detalhe da seção da vigota (Seção de projeto).....	63
Figura 5.6 – Máquina moldadora das vigotas protendidas - Empresa Legran construções de pré-fabricados Ltda.....	64
Figura 5.7 – Detalhe da vigota utilizada nos protótipos.....	64
Figura 5.8 – Montagem dos protótipos.....	64
Figura 5.9 – Protótipos concretados.....	66
Figura 5.10 – Detalhe dos protótipos com eletrodutos.....	67
Figura 5.11 – Identificação dos protótipos.....	67
Figura 5.12 – Protótipos concretados antes da realização dos ensaios.....	68
Figura 5.13 – Extensômetro elétrico colado na superfície da vigota.....	70
Figura 5.14 – Extensômetros de imersão e de colar.....	70
Figura 5.15 – Instrumentação do protótipo na seção do meio do vão – perfil longitudinal.....	71
Figura 5.16 – Instrumentação do protótipo na seção do meio do vão – perfil transversal.....	71
Figura 5.17 – Fixação de extensômetro “strain gage” na face inferior da vigota.....	72
Figura 5.18 – Fixação de LVDT na região do meio do vão do protótipo.....	72

Figura 5.19 – Detalhe do apoio utilizado para ensaio dos protótipos.....	72
Figura 5.20 – Esquema de aplicação de carga – vista lateral.....	73
Figura 5.21 – Esquema de aplicação de carga – vista frontal.....	73
Figura 5.22 – Montagem do ensaio.....	74
Figura 5.23 – Detalhe – aplicação do carregamento.....	74
Figura 5.24 – Aquisitor de dados HBM utilizados nos ensaios.....	75
Figura 5.25 – Sistema Catman.....	75
Figura 5.26 – Esquema do carregamento dos protótipos e diagramas de Momento fletor e esforço cortante.....	76
Figura 5.27 – Diagrama de corpo livre da seção composta.....	77
Figura 6.1 – Fissuras na região do meio do vão (vigota pré-moldada).....	78
Figura 6.2 – Fissuras na ruptura vigota pré-moldada (vista inferior).....	79
Figura 6.3 – Fissuras na ruptura vigota pré-moldada (vista inferior).....	80
Figura 6.4 – Fissuras na região do meio do vão da mesa de compressão.....	80
Figura 6.5 – Fissuras no apoio do protótipo E02 LP03.....	81
Figura 6.6-a) Protótipo E02 LP02 com espaços entre a vigota e o enchimento completamente preenchido – corte transversal.....	82
Figura 6.6-b) Protótipo E02 LP02 com espaços entre a vigota e o enchimento completamente preenchido – corte longitudinal.....	82
Figura 6.7-a) Protótipo E01 LJ02 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte transversal.....	83
Figura 6.7-b) Protótipo E01 LJ02 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte longitudinal.....	83
Figura 6.8-a) Protótipo E03 LP04 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte transversal.....	84
Figura 6.8-b) Protótipo E03 LP04 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota e descolamento da capa de concreto moldado no local– corte longitudinal.....	84
Figura 6.9-a) Corte transversal do protótipo E01 LJ07 apresentando descolamento entre a capa de concreto e o concreto pré-moldado – corte transversal.....	85
Figura 6.9-b) Corte Longitudinal do protótipo E01 LJ07 mostrando o descolamento da capa de concreto moldado no local.....	85
Figura 6.10 – Equilíbrio da seção “T” composta.....	87
Figura 6.11 – Características geométricas da seção tipo “T” do protótipo.....	88
Figura 6.12 – Gráfico da variação da Resultante de compressão no concreto moldado no local x braço de alavanca (z).....	90
Figura 6.13 – Perímetro crítico na superfície de contato.....	95
Figura 6.14 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo E01.....	98
Figura 6.15 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo E02.....	98
Figura 6.16 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo.....	99
Figura 6.17 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01–face superior da vigota (E1).....	100
Figura 6.18 – Gráfico carga-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01–face inferior da vigota (E4).....	100
Figura 6.19 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01–concreto moldado no local, na interface com o concreto pré-moldado (E2).....	101
Figura 6.20 – Gráfico força-deformação específica do concreto dos protótipos do grupo E01–concreto pré-moldado na interface com concreto moldado no local (E3).....	101
Figura 6.21 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02–face superior da vigota (E1).....	102

Figura 6.22 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02–face inferior da vigota (E4).....	103
Figura 6.23 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02–concreto moldado no local, na interface com o concreto pré-moldado (E2).....	103
Figura 6.24 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02–concreto pré-moldado na interface com concreto moldado no loca (E3).....	104
Figura 6.25 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03–face superior da vigota (E1).....	104
Figura 6.26 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03–face inferior da vigota (E4).....	105
Figura 6.27 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03–concreto moldado no local, na interface com o concreto pré-moldado (E2).....	105
Figura 6.28 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03–concreto pré-moldado na interface com concreto moldado no loca (E3).....	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigota comum VC.....	28
Tabela 2.2 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas protendidas VP.....	29
Tabela 2.3 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas treliçadas VT.....	29
Tabela 4.1 – Valores de coeficiente de atrito em superfícies de concreto.....	44
Tabela 4.2 Valores para coeficiente de atrito.....	44
Tabela 4.3 Coeficientes de minoração para parcelas de resistência do aço e concreto.....	50
Tabela 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes atrito-cisalhamento.....	54
Tabela 4.5 – Coeficientes c_a	56
Tabela 4.6 – Coeficientes k_1 , k_2 , β_c e μ	56
Tabela 5.1 – Graus de Liberdade do Estudo.....	60
Tabela 5.2 – Características dos protótipos.....	62
Tabela 5.3 – Características e resistência dos concretos utilizados nos protótipos.....	69
Tabela 6.1 - Resultados de inspeções visuais nos protótipos.....	86
Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios dos protótipos nos ensaios até a ruptura na flexão	89
Tabela 6.3 – Resultados das tensões de cisalhamento longitudinal, última e atuantes na seção composta conforme ABNT NBR 9062:2006.....	92
Tabela 6.4 – Resultados das tensões de cisalhamento longitudinal, última e atuantes na seção composta conforme FIB MC 2010.....	94
Tabela 6.5 – Resultados da verificação da força longitudinal conforme procedimentos da EF-96.....	96
Tabela 6.6 – Resultados do estudo de ANOVA.....	97

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	19
INTRODUÇÃO	19
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	19
1.2 OBJETIVOS.....	22
1.2.1 OBJETIVOS GERAIS	22
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	22
1.3 JUSTIFICATIVAS	23
1.4 METODOLOGIA	23
1.5 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	24
CAPÍTULO 2	25
CARACTERÍSTICAS E TIPOS DE LAJES PRÉ-MOLDADAS	25
2.1 HISTÓRICO E UTILIZAÇÃO DAS LAJES	25
2.2 LAJES COMPOSTAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS	26
2.2.2 LAJES COMPOSTAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS.....	30
CAPÍTULO 3	33
LIGAÇÕES EM LAJES PRÉ-MOLDADAS COM CONCRETO MOLDADO NO LOCAL.....	33
3.1 GENERALIDADES.....	33
3.2 LIGAÇÕES LAJE-VIGA.....	36
3.3 LIGAÇÕES LAJE-LAJE	36
3.4 ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO	40

CAPÍTULO 4	41
TRANSFERÊNCIAS DE TENSÕES ENTRE O CONCRETO PRÉ MOLDADO E O CONCRETO MOLDADO NO LOCAL	41
4.1 TRANSFERÊNCIA POR ADESÃO	42
4.2 TRANSFERÊNCIA POR ATRITO.....	42
4.3 TRANSFERÊNCIA POR AÇÃO MECÂNICA	44
4.4 EFEITO DE PINO	47
4.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA INTERFACE DE VIGAS PRÉ- MOLDADAS COMPOSTAS	49
4.5.1 ABNT NBR 9062:2006	49
4.5.2 PRECAST CONCRETO INSTITUTE – PCI (2004).....	51
4.5.3 FIB MC 2010	54
4.5.4 NORMA ESPANHOLA EF-96	57
CAPÍTULO 5	59
PROGRAMA EXPERIMENTAL	59
5.1 METODOLOGIA	59
5.2 MATERIAIS.....	62
5.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	69
5.3.1 CONDIÇÕES DE APOIO.....	72
5.4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	73
CAPÍTULO 6	78
RESULTADOS E DISCUSSÕES	78
6.1 FISSURAÇÃO E RUPTURA	78
6.2 INSPEÇÃO NOS PROTÓTIPOS PÓS RUPTURA.....	81
6.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	87
6.4 RESISTÊNCIA ÀS TENSÕES DE CISALHAMENTO ATUANTES NA SEÇÃO....	90

6.4.1 ABNT 9062:2006	91
6.4.2 PCI (2004).....	92
6.4.3 FIB MC 2010	93
6.4.4 NORMA ESPANHOLA EF-96	95
6.5 TRATAMENTO ESTATÍSTICO.....	96
6.5.1 TESTES DE CORRELAÇÃO	96
6.5.2 ANÁLISE DE VARIÂNCIA -ANOVA.....	97
6.6 DESLOCAMENTOS VERTICAIS.....	97
6.7 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DO CONCRETO	99
CAPÍTULO 7	107
CONCLUSÕES	107
7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES.....	107
7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	110
REFERÊNCIAS	111

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

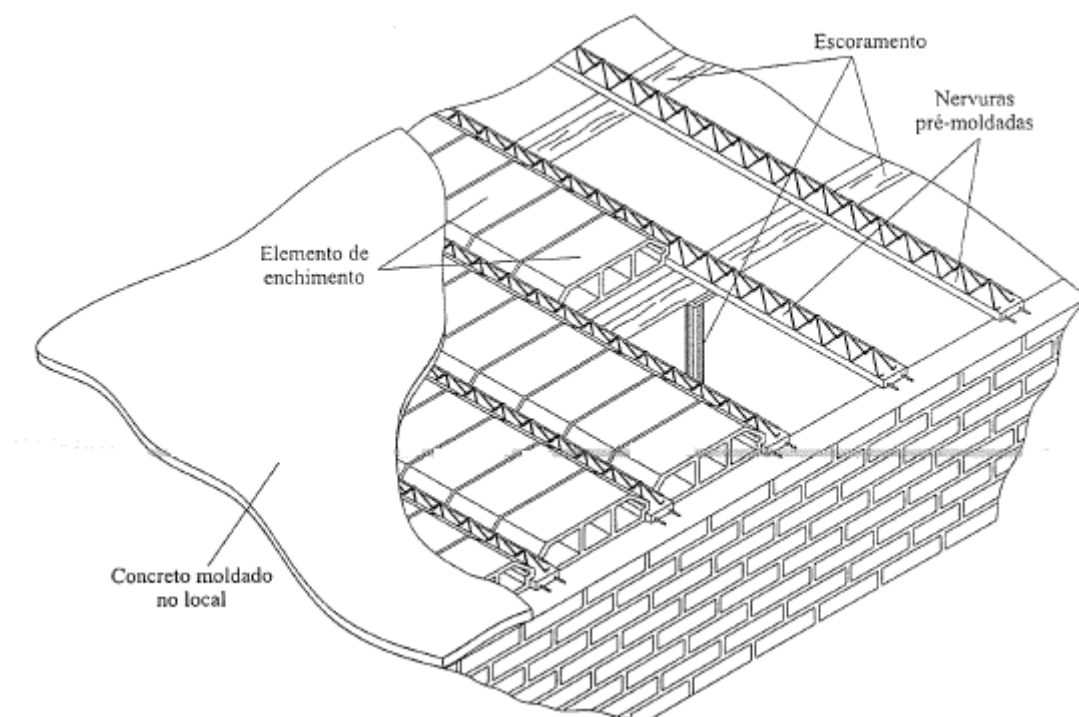
A construção civil tem passado por grandes transformações nos últimos anos. O déficit habitacional e a carência de obras de infraestrutura fizeram com que o setor apresentasse um grande crescimento quando comparado a outros setores da economia. Diante deste quadro, tornou-se inevitável a busca pela racionalização e modernização do setor. Sendo assim, o pré-moldado começou a ser empregado como alternativa interessante, pois além de permitir uma melhor racionalização dos serviços, possibilita a utilização de elementos com melhor qualidade e maior resistência, devido ao melhor controle tecnológico do processo.

As principais diferenças entre elementos estruturais de concreto pré-moldado e elementos de concreto moldados no local, consistem nas dificuldades de manuseio e transporte dos elementos pré-moldados. Além disso, o pré-moldado apresenta facilidades de montagem e execução destes elementos para formar a estrutura, e a ligação com concreto moldado no local influencia na sua estabilidade, além de proporcionar uma maior rigidez.

Para reduzir custos com transporte e montagem dos elementos pré-moldados, procura-se em muitos casos, associar estes elementos com concreto moldado no local. Esta associação tem apresentado grande sucesso, permitindo que se tenham grandes vantagens na aplicação, com grandes economias de tempo e consumo de materiais. Segundo Araújo e El Debs (2001), este tipo de associação recebe a denominação de peça composta e tem sido utilizada com sucesso em construção de pontes e pavimentos de edifícios, principalmente em lajes. No caso das lajes, uma utilização comum seria o uso de lajes formadas por vigotas pré-moldadas ou com armação tipo treliça (Figura 1.1) e elemento inerte de

enchimento, que pode ser cerâmico ou de EPS. Estes são os tipos mais comuns utilizados no Brasil. Segundo Cunha (2012), a fabricação destes elementos estruturais é simples e não envolve a utilização de equipamentos caros, ou de difícil manutenção, tornando-se uma opção bem acessível.

Figura 1.1 - Laje com armação treliçada

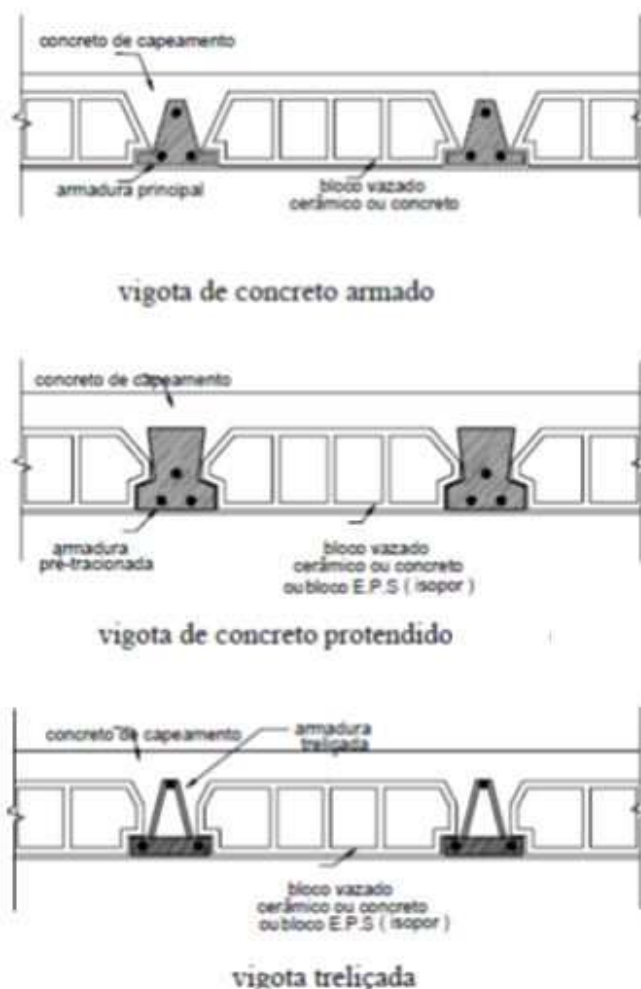


Fonte: El Debs (2000)

Segundo Merlin (2002), as lajes formadas por vigotas pré-moldadas e elementos de enchimento, com concreto moldado no local, se enquadram em uma das soluções construtivas que levam em conta a racionalização da construção. Isso porque essas lajes necessitam de pouco escoramento, dispensam o uso de fôrmas, são de fácil manuseio e montagem, não necessitando de equipamentos especiais. Além disso, elas viabilizam o aumento da produtividade e a redução do desperdício de materiais. Ainda de acordo com Merlin (2002), um dos tipos de vigota que vem ganhando mercado atualmente no Brasil é a vigota de concreto protendido, cuja seção transversal tem a forma aproximada de um T invertido, conforme ilustrado na Figura 1.2. Entretanto, existem poucos fabricantes no Brasil desse tipo de vigota e são escassas as pesquisas recentes a respeito do comportamento desses elementos, sendo que o pouco conhecimento técnico é obtido

recorrendo-se às normas estrangeiras ou através do cotidiano em canteiro de obras. Muitas vezes esses fatos comprometem a utilização desse tipo de laje.

Figura 1.2 - Lajes com vigotas pré-moldadas disponíveis no mercado brasileiro



De acordo com El Debs (2000), outra característica importante é a facilidade de realizar ligações entre os elementos pré-moldados com o concreto moldado no local. Este concreto também confere aos elementos compostos um comportamento de conjunto mais efetivo, comparado às soluções exclusivamente pré-moldadas, o que justifica a denominação de estruturas monolíticas de elementos pré-moldados, também encontrados na literatura técnica.

Assim, de acordo com El Debs (2000), com o emprego dos elementos compostos é possível se beneficiar de grande parte das vantagens da pré-moldagem, como as facilidades de execução dos elementos, e também das vantagens das soluções em concreto moldado no local, praticamente sem necessitar dos serviços envolvendo formas,

cimbramento e armação.

A associação do concreto pré-moldado com concreto moldado no local tem sido bastante empregada em pavimentos de edificações e em tabuleiros de pontes. Cabe destacar que existem sistemas construtivos em que essa ideia é levada ao extremo, nos quais todos os componentes da estrutura são seção parcial, mediante a utilização de pré-laje e pré-pilar, por exemplo.

Um ponto importante na associação é a ligação entre os elementos pré-moldados com concreto moldado no local, pois esta é afetada por diversos fatores. Assim, os estudos, principalmente os experimentais, são de grande importância para a indústria de pré-moldados, projetistas estruturais e construtores.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVOS GERAIS

O objetivo geral é contribuir para a avaliação do comportamento de lajes formadas por nervuras do tipo pré-moldadas protendidas, tendo como foco o estudo da adesão na interface entre o concreto pré-moldado das vigotas com o concreto moldado no local. A variável principal de resposta é a tensão de cisalhamento longitudinal, estudada através de variações da rugosidade da superfície, abatimento de tronco de cone do concreto (slump) e a utilização de eletrodutos nos corpos de prova ensaiados.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Verificar a resistência ao cisalhamento longitudinal entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado, analisando os seguintes fatores que podem interferir na resistência da interface:

- Rugosidade da superfície de contato;
- Utilização de eletrodutos na capa de concreto moldado no local;
- Abatimento (slump) do concreto.

1.3 JUSTIFICATIVAS

Segundo Araújo e El Debs (2001), para garantir a colaboração do concreto moldado no local na seção resistente das peças compostas submetidas à flexão, são necessários garantir a transferência, integral ou parcial, das tensões de cisalhamento longitudinais pela interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local. As tensões de cisalhamento podem ser transferidas entre as interfaces da seção transversal por aderência, atrito, por ação mecânica, efeito de pino ou tensão normal à superfície.

Diante disto, torna-se extremamente importante avaliar o comportamento estrutural na interface entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado, comparando os valores das tensões atuantes com as recomendações normativas.

1.4 METODOLOGIA

Para atingir os objetivos, a metodologia utilizada foi a experimental em laboratório a partir do ensaio à flexão dos protótipos de lajes nervuradas armadas em uma direção. Com os resultados obtidos a partir da ruptura dos protótipos é possível, a partir das cargas de ruptura, determinar o momento de ruptura e as forças de cisalhamento transversal e principalmente longitudinal atuantes na seção. Com a utilização de extensômetros elétricos tipo “strain gage” e de imersão em concreto, também são feitas leituras das deformações do concreto em diversos pontos nos protótipos e através do uso de transdutores de deslocamentos (LVDTs) no meio do vão do protótipo, obter os deslocamentos verticais (flechas) em função do carregamento aplicado.

A partir do ensaio à flexão dos protótipos até à ruptura e com os resultados obtidos é feita uma análise e cálculo das tensões de cisalhamento atuantes na seção e comparados com normas e recomendações de organismos internacionais como FIB MC 2010 e PCI (2004), além da ABNT NBR 9062:2006 e a Norma espanhola EF-96. A partir do cálculo das resistências ao cisalhamento longitudinal conforme procedimento de cada órgão é feito um estudo de correlação e análise de variância (ANOVA) para avaliar estatisticamente a influência de cada variável na resistência ao cisalhamento da interface entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado.

Também são analisados os deslocamentos verticais em função das cargas aplicadas e as deformações em diversos pontos da seção transversal e observados ainda, o comportamento da estrutura após a ruptura.

Preliminarmente aos experimentos, foi feita uma revisão bibliográfica, obtendo-se informações disponíveis na literatura sobre o tema.

1.5 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está dividido em sete capítulos, cujo conteúdo de cada um deles está descrito a seguir:

O capítulo 1 apresenta os objetivos, as justificativas, a metodologia e a apresentação do trabalho.

No capítulo 2 é apresentado um histórico sobre a utilização de lajes, características e tipos de lajes pré-moldadas. São apresentadas as lajes formadas por vigotas pré-moldadas, enfatizando questões relacionadas às lajes protendidas e seus processos de fabricação.

No capítulo 3 estão descritos os tipos de ligações comumente utilizados em lajes e vigas, a partir de ligações laje-viga e laje-laje, enfatizando o comportamento destas ligações com o concreto moldado no local.

No capítulo 4 são abordadas as questões envolvendo a transferência de tensões entre os concretos pré-moldado e moldado no local, recomendações de normas brasileiras e internacionais, situações e mecanismos de ruptura por cisalhamento na flexão e ainda, resultados de trabalhos inerentes ao tema.

No capítulo 5 é descrito todo o programa experimental, materiais e métodos, fabricação dos protótipos, dos equipamentos de apoio, situações de carregamento, instrumentação, softwares e os ensaios realizados.

O capítulo 6 é reservado aos resultados e discussões onde são mostrados os resultados obtidos e verificado o atendimento às normas, além de analisar o comportamento dos protótipos em função da força aplicada.

No capítulo 7 é apresentada a conclusão do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS E TIPOS DE LAJES COM VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS

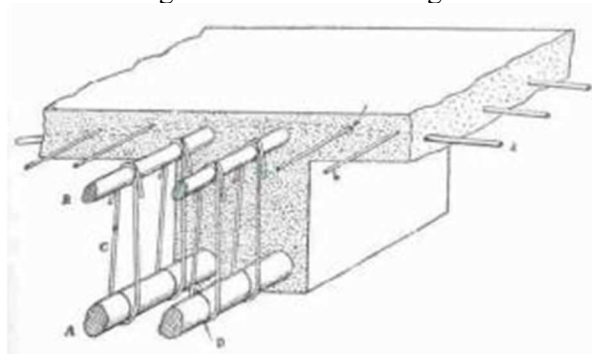
2.1 HISTÓRICO E UTILIZAÇÃO DAS LAJES EM GERAL

A construção civil sempre será um grande desafio para o homem. Segundo Droppa Jr. (1999), a arte de projetar e construir sempre serão um desafio ao homem e um dos maiores desafios na história das construções era o de vencer vãos e suportar cargas. Não muito diferente da atualidade, eram utilizados como matéria prima a madeira e a pedra. Como não existia tecnologia e nem industrialização, o uso destes materiais era limitado às suas dimensões naturais. Durante o Império Romano, foram muito utilizados os arcos de pedra, que permitiram vencer grandes vãos por desenvolverem somente esforços de compressão. Sendo assim, com este tipo de estrutura permitiu-se construir espaços internos bem mais amplos.

As necessidades humanas de moradias, serviços e atividades de consumo fizeram com que surgissem condomínios, conjuntos habitacionais, centros comerciais e edifícios de múltiplos pavimentos, popularizando a utilização de lajes, fazendo com que aparecessem novos tipos para este elemento estrutural. Ainda de acordo com Droppa Jr. (1999), na segunda metade do século XIX, o francês François Coignet (1812-1895) desenvolveu um trabalho sobre o cimento armado (atribuição dada ao concreto armado à época), com destaque para as lajes nervuradas e armadas com barras de aço com seção transversal circular. A partir deste sistema, denominado de sistema Coignet, apresentado na Figura 2.1, foi desenvolvido, na Alemanha, um sistema de lajes formadas a partir de vigotas de concreto armado pré-moldadas, com elementos de enchimento, blocos ou lajotas cerâmicas, unidos a partir de uma camada superior de concreto.

Atualmente, é muito comum o uso de um bloco de EPS, denominado isopor, como elemento de enchimento.

Figura 2.1 – Sistema Coignet



Fonte: Burgos (2009)

Borges (1997) afirma que os precursores da aplicação das lajes pré-moldadas no Brasil, provavelmente, tenham sido as indústrias de pré-moldados do Rio de Janeiro na década de 40. Segundo Muniz (1991), o uso das lajes pré-moldadas teve larga utilização a partir da Segunda Guerra Mundial, contribuindo para solucionar o problema da reconstrução dos países destruídos pela guerra.

2.2 LAJES COMPOSTAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS

A busca por uma racionalização e, conseqüentemente, redução de custos, aliados a concepções arquitetônicas com grandes vãos e estruturas cada vez mais esbeltas, fizeram com surgissem novos métodos construtivos. As lajes maciças, além de consumir grande quantitativo de material, possuem maior peso próprio, acarretando aumento no consumo de materiais, pois estas lajes podem atingir grandes espessuras, gerando reflexo até mesmo nas fundações.

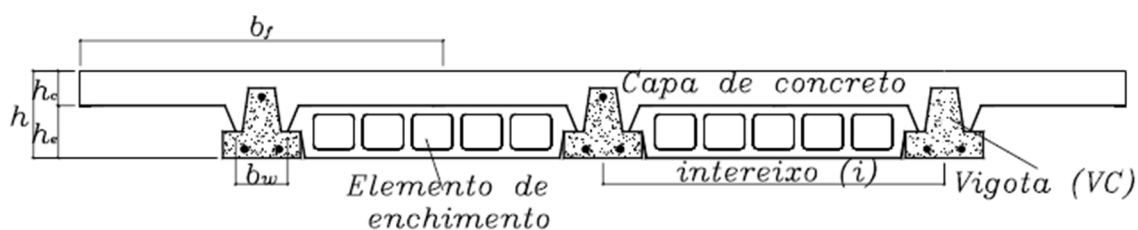
Uma alternativa ao uso de lajes maciças seria a utilização de lajes nervuradas que são compostas por vigotas de concreto armado sendo constituídas por nervuras principais longitudinais (NL) dispostas em uma única direção, podendo ser empregadas algumas nervuras transversais (NT) perpendiculares às nervuras principais. Estas, além de reduzir o consumo de materiais, provocam alívio no peso próprio da estrutura, tendo em vista que os elementos de enchimento possuem peso específico bem menor que o do concreto.

Diante disto, o uso das lajes com vigotas pré-moldadas se tornam bastante atrativas, pois além de se conseguir um alívio no peso da estrutura, permitindo aumentar o tamanho dos

vãos, consegue-se eliminar por completo o uso de formas para confecção das lajes, reduzindo-se também a quantidade de escoras a serem utilizadas.

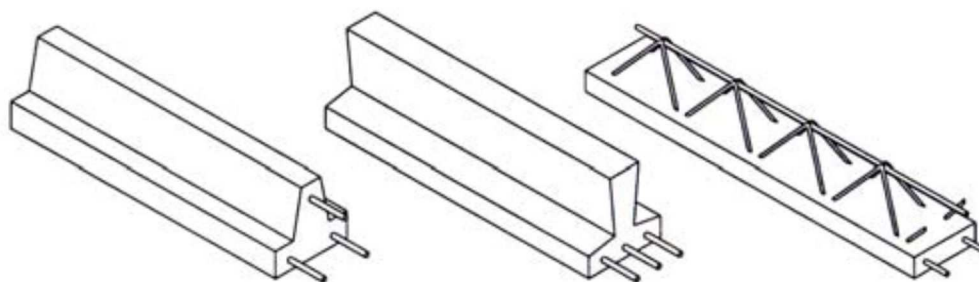
As lajes pré-moldadas são formadas por vigotas pré-moldadas também conhecidas como trilhos. Estes trilhos possuem formato de um “T” invertido. Neste tipo de material, toda armadura fica envolvida pelo concreto da vigota.

Figura 2.2 – Detalhe de laje executada a partir de vigotas tipo trilho



Fonte: Florio (2004)

Figura 2.3 – Tipos de Vigotas Pré-Moldadas



Fonte: El Debs (2000)

De acordo com ABNT NBR 14859-1: 2016, a laje pré-moldada é definida como elemento estrutural plano, constituído por elemento pré-fabricado, estruturais, inertes de enchimento e/ou de forma permanente, armadura e concreto complementar de obra, podendo ser maciço, nervurado unidirecional seção “T”, nervurada unidirecional seção duplo “T”, nervurada bidirecional também seção “T” e nervurada bidirecional seção duplo “T”, capaz de vencer vão e suportar carregamento conforme especificações de projeto.

Estes elementos são constituídos por vigotas pré-moldadas com concreto estrutural, executadas industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura, ou mesmo em canteiros de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Englobam total ou

parcialmente a armadura inferior de tração, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal. Segundo a ABNT NBR 14859-1:2016, as vigotas pré-fabricadas podem ser dos tipos:

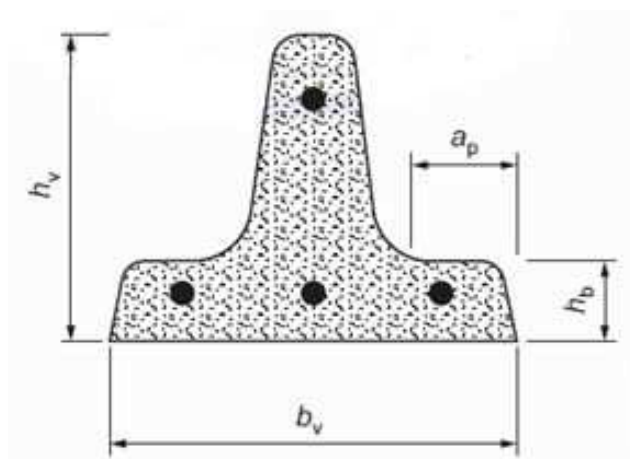
- Vigota com armadura simples ou comum (VC): Elemento pré-fabricado estrutural constituído de concreto estrutural e armadura principal passiva (fios ou barras) conforme especificado em projeto, ilustrado esquematicamente conforme Figura 2.4, e com dimensões e tolerâncias definidas conforme Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigota comum VC (mm)

Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
80 (+/- 2)	80 (+/- 2)	15 (+/- 1)	30 (+/- 1)

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

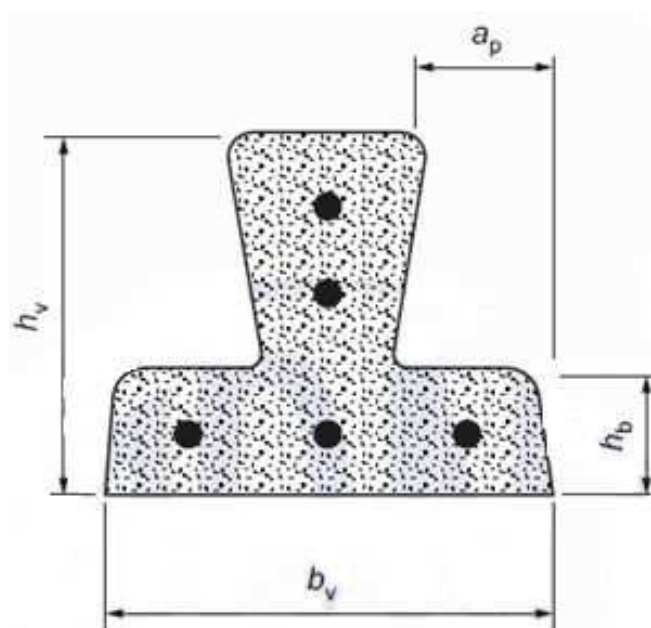
Figura 2.4 – Vigota de concreto



Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

- b) Vigota com armadura protendida (VP): Elemento pré-fabricado estrutural constituído de concreto estrutural e armadura principal ativa (fios aderentes), conforme especificado em projeto, ilustrado esquematicamente conforme Figura 2.5, e com dimensões e tolerâncias definidas conforme Tabela 2.2.

Figura 2.5 – Lajes com vigotas de concreto protendido



Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

Tabela 2.2 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas protendidas VP (mm)

Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
100 (+/- 2)	90 (+/- 2)	15 (+/- 1)	30 (+/- 1)

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

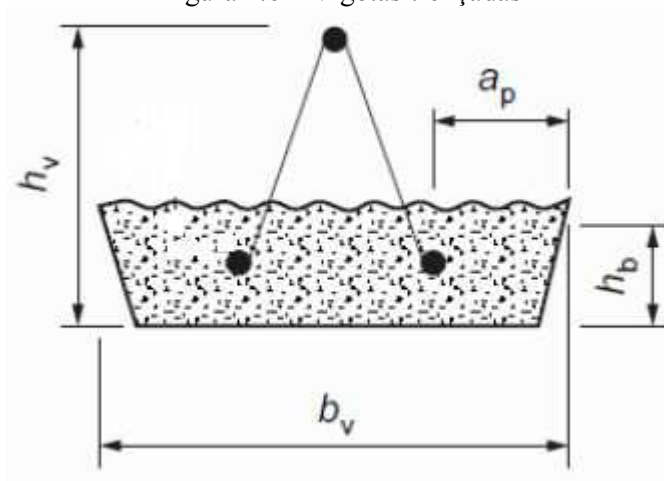
- c) Vigota com armadura treliçada (VT): Elemento pré-fabricado estrutural constituído de concreto estrutural e armadura treliçada eletrossolada conforme ABNT NBR 14859-3, capaz de alojar, quando necessário, armadura passiva inferior de tração (fios e/ou barras), conforme especificado em projeto, ilustrado esquematicamente conforme Figura 2.4 e com dimensões e tolerâncias definidas conforme Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Dimensões e tolerâncias padronizadas para vigotas treliçadas VT (mm)

Largura mínima (b_v)	Altura mínima (h_v)	Largura mínima do apoio (a_p)	Altura mínima do apoio (h_b)
130 (+/- 5)	75 (+/- 2)	15 (+/- 1)	30 (+/- 1)

Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

Figura 2.6 – Vigotas treliçadas



Fonte: ABNT NBR 14859-1:2016

Portanto, as lajes em concreto pré-moldado constituem uma solução econômica e versátil para qualquer tipo de construção, mundialmente utilizadas em edifícios comerciais e residenciais, se mostrando uma solução econômica para quaisquer carregamentos e vãos, com excelente desempenho estrutural e menor peso próprio, se comparado às lajes maciças.

Florio (2004) aponta que as principais desvantagens da utilização de lajes pré-moldadas estão nas dificuldades de execução das instalações prediais, elétricas e hidráulicas, aos maiores valores de deslocamentos transversais, se comparados às lajes maciças, e o carregamento unidirecional nas vigas de contorno, o que pode sobrecarregar alguns pontos da estrutura.

Atualmente, além das lajes pré-moldadas convencionais, destacamos o uso das lajes alveolares e protendidas.

2.2.1 LAJES COMPOSTAS POR VIGOTAS PRÉ-MOLDADAS PROTENDIDAS

As lajes compostas por vigotas pré-moldadas protendidas começaram a ganhar espaço no Brasil nos últimos anos por apresentarem grandes vantagens em relação às lajes compostas por vigotas pré-moldadas tipo trilho e por vigotas treliçadas. A união das vantagens do pré-moldado, como maior racionalização na execução e redução no uso de formas, com as vantagens da protensão, como redução no escoramento, possibilidade de estruturas com

maiores vãos e maiores carregamentos, possibilita a execução de obras cada vez mais rápidas, econômicas e não menos seguras.

As vigotas pré-moldadas protendidas são fabricadas em sistemas de pré-tração e normalmente possuem as mesmas seções das vigotas pré-moldadas convencionais, do tipo “T” invertido, também denominado trilho. A diferença básica no processo de fabricação das vigotas convencionais para as vigotas pré-moldadas protendidas é que as vigotas protendidas são fabricadas em pistas de protensão com grande extensão, chegando até a 200m. Os cabos são tensionados utilizando equipamento hidráulico.

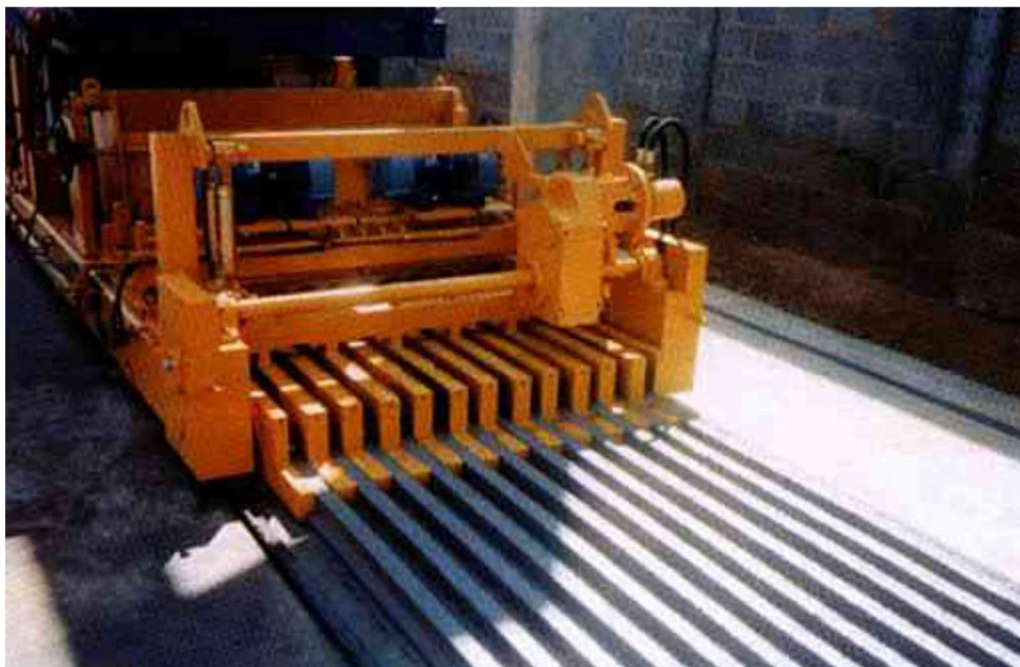
De acordo com a ABNT NBR 9062:2006, a liberação dos elementos de concreto pré-moldado protendidos por pré-tração das armaduras ancoradas nas mesas ou pistas de protensão é a operação de alívio da fixação das ancoragens dos fios ou cabos aderentes e o seccionamento destes entre as extremidades de elementos contíguos no caso de fabricação em linha. Esta operação deve ser executada com meios apropriados que evitem transmissão de choques aos fios ou cabos ao concreto e somente após comprovação de que a resistência efetiva do concreto à compressão tenha atingido o valor indicado no projeto para esta fase, não admitindo valor inferior a 21 MPa (deve ser acrescentada nos itens obrigatórios de projeto, a sequência de liberação de protensão a ser seguida, conforme especificação de projeto).

Para o caso particular de elementos pré-fabricados, conforme ABNT NBR 9062:2006, admite-se satisfatória a determinação da resistência efetiva f_{cj} conforme ABNT NBR 6118:2014, por meio de uma amostra constituída de um exemplar composto de dois corpos-de-prova, para cada pista de protensão ou para cada produção de até 30 m³ de concreto, o que for menor. Deve ser prevista a mesma condição de cura da produção para os corpos-de-prova. A resistência de cada exemplar deve ser o maior dos dois valores obtidos no ensaio. A resistência efetiva, quando se tratar de mais de um exemplar deve ser o menor dos valores encontrados para vários exemplares.

A produção das vigotas protendidas convencionais (tipo “T” invertido), segundo Merlim (2002), é mecanizada, sendo realizada por um sistema similar ao dos painéis alveolares, ou seja, utiliza-se fôrma deslizante pela pista de protensão. Com o equipamento, faz-se o lançamento do concreto na forma, e este se adensa à medida que se move ao longo da pista

de protensão, deixando o produto acabado. Na figura 2.7 é apresentado o equipamento utilizado na produção de vigotas protendidas tipo “trilho”.

Figura 2.7 – Equipamento utilizado na produção de vigotas protendidas



Fonte: Merlim (2002)

Albuquerque et al (2005) afirma ainda que as vigotas pré-moldadas protendidas apresentam uma série de vantagens sobre as vigotas convencionais e, por isso, cada vez mais ganham espaço no mercado consumidor.

CAPÍTULO 3

LIGAÇÕES EM LAJES PRÉ-MOLDADAS COM CONCRETO MOLDADO NO LOCAL

3.1 GENERALIDADES

A ABNT NBR 6118:2014 considera as lajes com vigotas pré-moldadas como nervuras pré-moldadas, sendo estas, portanto, consideradas como lajes nervuradas em uma direção, uma vez que a zona tracionada para momentos positivos está localizada nas nervuras, neste caso as vigotas. A ABNT NBR 6118:2014 preconiza também que estas lajes devem ser calculadas segundo a direção da nervura, desprezando a rigidez transversal e a rigidez à torção.

As lajes de edifícios que utilizam elementos pré-moldados, vigotas e elementos de enchimento, podem ser consideradas como materiais compostos, pois necessitam da aplicação de concreto moldado no local para que sua função estrutural seja estabelecida. A seção do elemento é do tipo “T”, pois é a junção do elemento pré-moldado (vigota) com uma faixa de largura de cada lado da vigota, formada a partir do enchimento com concreto moldado no local, denominado capa de concreto e em alguns casos também chamada de mesa de compressão. A largura de cada lado da vigota, formada a partir desta capa de concreto, é denominada largura colaborante. Esta largura colaborante é a distância entre eixos de dois elementos de enchimentos contíguos. A distância entre os eixos de duas vigotas contíguas é denominada intereixo.

Buscariolo et al (2003) realizou um estudo sobre o comportamento da capa de concreto em lajes parcialmente pré-moldadas a fim de se avaliar o efeito da punção em lajes nervuradas pré-moldadas. Ensaiou-se 14 protótipos variando-se a distância entre nervuras, o uso de

armadura na capa, o valor da espessura da capa e o valor da área de introdução de carga. Os ensaios realizados mostraram que a espessura da capa de concreto das lajes produz grandes variações na capacidade portante. Protótipos com capa de quatro centímetros apresentaram carga de ruptura superior aos protótipos com três centímetros de capa. Os protótipos com espessura de capa de 1,5 centímetros apresentaram baixíssima resistência à flexão, rompendo-se em quase todas as situações por este efeito, sendo aconselhável aumentar significativamente a armadura transversal nestas situações. A utilização de malhas de aço nos protótipos proporcionou um considerável aumento da resistência à ruptura, além de, no caso da ocorrência do fenômeno da punção, reduzir a formação e impedir a propagação de fissuras radiais. No caso dos protótipos com espessura de capa de 1,5 centímetros, o uso da malha de aço aumentou cerca de três vezes a carga última de ruptura, podendo esse sistema ser indicado em edificações onde o controle de qualidade é completamente ausente e a mão-de-obra de baixa especialização, garantindo uma segurança a mais para a estrutura. Importante destacar que o valor da resistência à compressão do concreto é de extrema importância, devendo-se ter, portanto, devido cuidado quando da produção do mesmo, evitando demasiada adição de água.

Embora o objetivo deste trabalho não seja sobre punção, os resultados obtidos a partir deste estudo forneceram importantes parâmetros acerca da função e da importância da capa de concreto moldado no local como componente estrutural composto por lajes pré-fabricadas.

A ABNT NBR 6118:2014 denomina a espessura da capa de concreto de "mesa" e determina que sua espessura, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras e não menor que 4,0 cm. Quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual 10 mm, o valor mínimo da espessura da mesa deve ser 5,0 cm. Caso haja tubulações com diâmetros superiores a 10 mm, a ABNT NBR 6118:2014 determina que a mesa tenha espessura mínima de 4,0 cm mais uma vez o diâmetro, ou 4,0 cm mais duas vezes o diâmetro se houver cruzamento de tubulações.

As lajes compostas por vigotas pré-moldadas, assim como as lajes alveolares, são consideradas estruturas compostas executadas a partir de elementos pré-moldados enrijecidas pelo concreto moldado no local. Dentro deste contexto, as lajes compostas por

vigotas pré-moldadas protendidas assim como as alveolares começam a se tornar amplamente utilizadas, e em conjunto com a capa de concreto moldado no local, formam um sistema composto capaz de resistir às cargas. De acordo com Baran (2015), a associação de pré-moldado com concreto moldado no local aumenta a resistência e a rigidez da estrutura, e ainda pode resistir e transmitir forças resultantes da ação do diafragma sob as cargas laterais.

Girhammar e Pajari (2008) realizaram um estudo sobre lajes alveolares e sobre o concreto moldado no local, afirmam que a capa de concreto, também denominada de mesa, pode ser substituída por um concreto de resistência inferior ao do concreto pré-moldado e as tubulações das instalações podem ser incorporadas na camada de cobertura. A resistência ao cisalhamento adequada na interface é necessária para o bom desempenho da estrutura e devem ser suficientes para transmitir as forças devido à ação do diafragma horizontal.

Os parâmetros para o cálculo estrutural das lajes formadas com capa de concreto moldada no local são a largura colaborante, o entre-eixo e altura final da peça, formada pela soma das alturas do elemento de enchimento e da capa de concreto, e estão definidos, conforme Figura 2.2.

A espessura mínima da vigota, segundo a ABNT NBR 6118:2014 não pode ser inferior a 5,0 cm e se forem menores que 8,0 cm não podem conter armadura de compressão.

Pode ser observado, a partir da Figura 2.2 que o elemento de enchimento (lajota) é fabricado com uma geometria de forma a facilitar o apoio nas vigotas.

As ligações entre os elementos pré-moldados com concreto moldado no local constituem, talvez, a etapa mais importante na utilização de elementos pré-moldados, sendo responsáveis pelas transferências de tensões entre o concreto pré-moldado e moldado no local, proporcionando estabilidade e robustez.

Baran (2015) fez um experimento onde ensaiou cinco protótipos de lajes alveolares, para testar a capacidade do concreto moldado no local, sendo três protótipos com capa de concreto e dois protótipos sem capa de concreto moldado no local. Segundo Baran (2015), a existência da capa de concreto moldado no local resultou em um aumento de 23% na capacidade de momento final nos corpos de prova e que o efeito do concreto moldado no

local, em termos de aumento do momento de fissuração, rigidez inicial, e capacidade de momento final foram menores nos corpos de provas sem concreto moldado no local, se comparados aos protótipos com concreto moldado no local.

Pode haver a necessidade de se melhorar a adesão entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local. Neste sentido, pode-se propositalmente aumentar a rugosidade da superfície do concreto pré-moldado e/ou fazer uso de conectores afim de que se tenha um significativo aumento na transferência de esforços entre a interface do concreto moldado no local e o concreto pré-moldado.

3.2 LIGAÇÕES LAJE-VIGA

Normalmente as lajes pré-moldadas, são apoiadas em vigas, e o concreto moldado no local neste caso, também representa importante papel, uma vez que é o elemento de ligação entre estes componentes.

No que se refere à ligação laje-viga, Ballarin (1993), destaca que a capa de concreto, traz algumas vantagens à estrutura e a ligação viga-laje, dentre elas:

- Aumento na capacidade portante das lajes e eventualmente das vigas através do aumento de suas alturas efetivas;
- Possibilita a utilização das lajes como painel-diafragma na análise global da estrutura;
- Facilita a obtenção da continuidade estrutural da laje;
- Facilita o detalhamento da ligação viga-laje, possibilitando a obtenção simples do engastamento da laje à viga.

3.3 LIGAÇÕES LAJE-LAJE

Existem situações em que deve ser feita uma solidarização entre dois ou mais painéis de lajes pré-moldadas. No caso se lajes maciças, esta ligação se faz pelo engastamento entre estes painéis, através de armaduras negativas, para combater o momento negativo. No caso de lajes pré-moldadas, esta ligação pode ser feita pelo concreto moldado no local e também pelo uso de armaduras negativas. Segundo Ballarin (1993) a ligação entre elementos de laje, é feita buscando-se evitar movimentações diferenciais entre os elementos, otimizar o

dimensionamento das seções resistentes e, quando necessário, mobilizar o efeito diafragma dos painéis, ou seja, fazer com que a laje trabalhe de maneira integral, como painel enrijecedor do sistema.

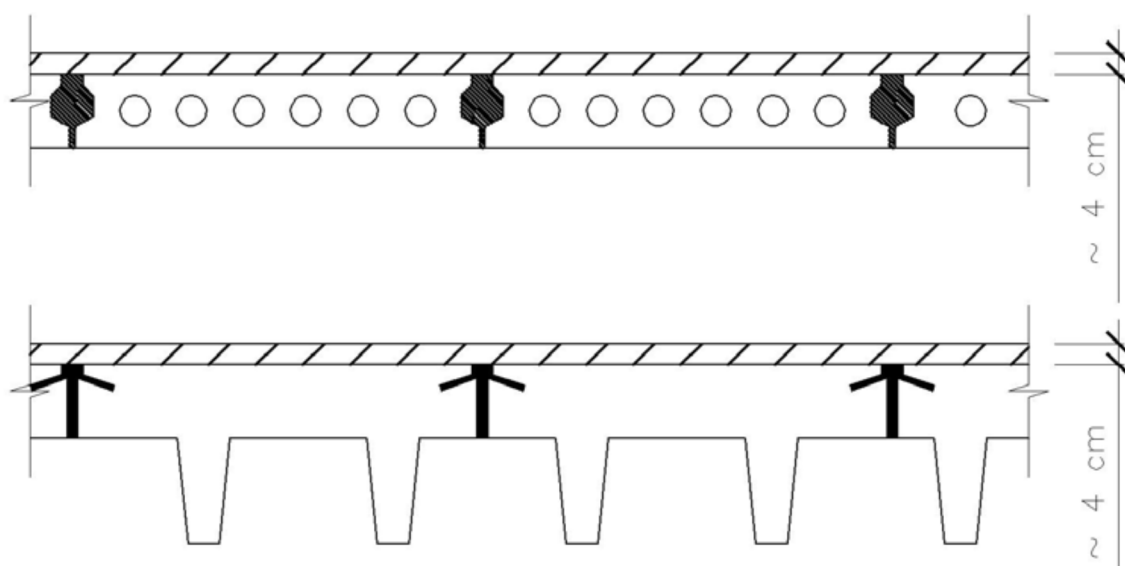
De acordo com a ABNT NBR 9062:2006, a distribuição dos esforços transversais entre unidades de lajes, ou nas mesas de vigas T, deve ser assegurada através de ligações transversais apropriadas. O detalhamento da ligação a ser adotado deve ser consistente com as hipóteses assumidas na análise e dimensionamento estrutural, ou ainda na análise experimental, quando adotada. Devem ser empregados meios adequados para impedir deflexões diferenciais devidas a cargas acidentais não uniformemente distribuídas nas juntas de elementos pré-moldados que formam pisos, forros e outras estruturas semelhantes. No caso de aplicação de cargas pontuais ou linearmente distribuídas paralelamente às juntas, deve ser realizada a verificação dos esforços de cisalhamento aplicados nas ligações entre lajes. Segundo a ABNT NBR 9062:2006, estas ligações podem ser feitas através do emprego de:

- Juntas concretadas ou grauteadas;
- Ligações soldadas;
- Capeamento com armadura transversal;
- Associação de duas ou mais situações anteriores;

A ABNT NBR 9062:2006, seção 7.2.4.1.4.1, estabelece que quando a solução de capeamento de concreto for empregada, a espessura mínima da capa em pontos isolados não deve ser inferior a 3,0 cm, adotando-se como espessura média de projeto acima de 4,0 cm, conforme exemplificado na Figura 3.1.

Segundo a seção 7.2.4.1.4.2 da ABNT NBR 9062:2006, para cargas acidentais menores ou iguais a 3,0 kN/m², não há a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes se a tensão de referência τ_{wd} não exceder a 0,15 f_{ctdj} . Neste caso, a ligação pode ser realizada pelo rejuntamento das folgas entre as bordas dos elementos pré-moldados, com argamassa de cimento ou concreto. As folgas devem apresentar geometria adequada para garantir a transmissão da força cortante, sem levar em conta a aderência da argamassa de cimento ou concreto com os elementos, conforme exemplos da Figura 3.2.

Figura 3.1 – Espessuras Médias Mínimas de Capeamento de Lajes



Fonte: ABNT NBR 9062:2006

De acordo com a seção 7.2.4.1.4.3, da ABNT NBR 9062:2006, para cargas acidentais maiores que $3,0 \text{ kN/m}^2$ e menores ou iguais a $5,0 \text{ kN/m}^2$, quando se adotar a solução de capeamento conforme 7.2.4.1.4.1, não haverá a necessidade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, conforme 7.2.4.1.4.2, onde h_2 da Figura 3.2 deverá ser somado à altura do capeamento. No entanto, conforme a seção 7.2.4.1.4.4, para cargas acidentais entre $3,0 \text{ kN/m}^2$ e $5,0 \text{ kN/m}^2$, sem a execução da capa de concreto conforme 7.2.4.1.4.1 e para cargas acidentais maiores que $5,0 \text{ kN/m}^2$, a ABNT NBR 9062:2006 estabelece a obrigatoriedade de verificação dos esforços atuantes na região das juntas dos elementos pré-moldados de lajes, dimensionando-se devidamente as ligações, conforme as especificações de 7.2.4.1.1 a 7.2.4.1.4. Segundo El Debs (2000), quando ocorrer ligação de tramos adjacentes de laje com nervuras concorrendo no apoio em direções perpendiculares, o detalhamento da armadura negativa pode ser feito conforme as indicações da Figura 3.3.

3.4 ARMADURA DE DISTRIBUIÇÃO

A armadura de distribuição a ser colocada na capa de concreto moldado no local, deve possuir diâmetro mínimo de 4,0 mm, com espaçamento nas duas direções de, no máximo 35,0cm. A área do aço a ser utilizado, em cm²/m, deve satisfazer aos valores da Equação 3.1, na direção perpendicular às nervuras e da Equação 3.2, na direção paralela às nervuras.

$$A_s \geq 50 \times \frac{h_{f,min}}{f_{yd}} \quad \text{Equação 3.1}$$

$$A_s \geq 25 \times \frac{h_{f,min}}{f_{yd}} \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde:

$h_{f,min}$ é a espessura mínima da capa de concreto em cm;

f_{yd} é a tensão de cálculo no aço em MPa.

CAPÍTULO 4

TRANSFERÊNCIAS DE TENSÕES ENTRE O CONCRETO PRÉ-MOLDADO E O CONCRETO MOLDADO NO LOCAL

Segundo Araújo e El Debs (2001), para garantir a colaboração do concreto moldado no local na seção resistente das peças compostas submetidas à flexão, torna-se necessário garantir a transferência, integral ou parcial, das tensões de cisalhamento longitudinais pela interface entre o concreto pré-moldado e o concreto moldado no local.

Conforme Gonhert (2000), a distribuição das tensões de cisalhamento horizontal ao longo da superfície de contato em um elemento composto irá refletir na distribuição das tensões de cisalhamento ao longo do elemento. Numa viga simplesmente apoiada carregada por uma carga uniformemente distribuída, a tensão máxima de cisalhamento na interface junto aos apoios é o dobro da tensão média. Assim, de acordo com Gonhert (2000), a distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da interface do elemento estrutural é considerada o gargalo da concepção estrutural do elemento.

Baran (2015) realizou um trabalho sobre o efeito do concreto moldado no local na resistência à flexão em lajes alveolares. De acordo com Baran (2015), o principal mecanismo de transferência de força de cisalhamento horizontal entre os painéis alveolares e a cobertura de concreto é através da ligação na interface entre o concreto pré-moldado e moldado no local.

Em casos onde seja exigida uma perfeita transferência de tensões e a rugosidade e a adesão entre as interfaces não sejam suficientes para garantir a aderência, pode-se fazer o uso de conectores. Segundo Martins et al. (2010), para que haja uma melhor transferência de

tensões, se torna necessário em vários casos, a utilização de conectores, que são os elementos responsáveis diretamente pela ligação entre as peças pré-moldadas. Estes elementos podem ser específicos para cada tipo de elemento e como têm a finalidade de transmitir os esforços de uma peça para outra, necessitam de um correto dimensionamento de forma a não entrarem em colapso.

Gholamhoseini et al (2014) realizou um estudo em placas planas mistas, compostas por aço e concreto, ensaiando-as à flexão e, conforme este estudo observou que a capacidade máxima de flexão das lajes foi controlada pelo deslizamento na interface concreto-aço da placa.

As tensões de cisalhamento podem ser transferidas entre as interfaces da seção transversal por aderência, atrito, por ação mecânica, efeito de pino ou tensão normal à superfície.

4.1 TRANSFERÊNCIA POR ADESÃO

De acordo com Araújo e El Debs (2001), a transferência por aderência ocorre em situações de baixas solicitações. Sendo assim, os esforços são resistidos pela adesão entre as partículas internas do aglomerante. Esse fenômeno, isoladamente, não é suficiente para uma boa transferência, pois é destruído até mesmo em pequenos deslocamentos. Conforme Elliot (2002), quando o concreto moldado no local é lançado contra a superfície do concreto pré-moldado, ocorre uma adesão entre os dois concretos. A pasta de cimento fresco desenvolve, nas pequenas fendas e poros do concreto pré-moldados, uma tensão de aderência. Esta tensão depende da limpeza da superfície do concreto pré-moldado. Embora a aderência seja bastante forte, a presença de pequenas tensões de tração, na ausência de qualquer armadura transversal, poderá resultar rapidamente numa falha da estrutura. Por estas razões, não é recomendado atuar apenas a adesão como forma de garantir a transferência de tensões de cisalhamento.

4.2 TRANSFERÊNCIA POR ATRITO

De maneira análoga à transferência por adesão, a transferência por atrito também depende da natureza das superfícies na interface. Araújo e El Debs (2001), afirmam que a transferência por atrito ocorre quando há o rompimento da aderência. Nesta situação aparece uma resistência por atrito entre as superfícies em contato, desde que existam tensões normais à interface. Essas tensões podem surgir pela aplicação de forças externas

ou pela reação da armadura normal à interface quando é solicitada à tração. Esta parcela de resistência possui importante papel na transferência dos esforços de cisalhamento após o rompimento da aderência entre as partes em contato, sendo diretamente influenciada pela rugosidade da superfície. A resistência ao deslizamento aumenta com a rugosidade da superfície de contato. Nas superfícies que apresentam consideráveis rugosidades, pode ocorrer um engrenamento entre os agregados fixados em lados opostos da interface.

Quando há rugosidade no contato entre as duas superfícies, a tensão de cisalhamento pode ser transmitida por atrito, mesmo que na interface contenha pequenas fissuras. O atrito entre as superfícies atua desde o início de pega do concreto moldado no local (situação intermediária), aumentando até atingir o estado seco.

De acordo com o estudo de Baran (2015), o deslizamento na interface entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado de lajes alveolares, resultou em uma redução súbita na resistência em relação ao momento resistente nos protótipos, comportando-se após o deslizamento, como se não houvesse nenhuma ligação entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado. Esta perda de aderência entre o concreto pré-moldado e o moldado no local, ainda provoca, segundo Baran (2015), uma súbita redução da carga de resistida pelos protótipos e um deslizamento relativo entre as superfícies, também pode provocar um deslizamento súbito de alguns fios de protensão.

Para desenvolver uma força de atrito de cisalhamento (V), deve atuar uma força normal (N), sendo o valor de V , conforme Equação 4.1.

$$V = \mu \cdot N \quad \text{Equação 4.1}$$

Onde:

μ é o coeficiente de atrito das superfícies em contato.

Os valores usuais dos coeficientes de atrito estão mostrados nas tabelas 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 – Valores de coeficiente de atrito em superfícies de concreto

Tipo de Superfície	μ
Superfície lisa em concreto sem tratamento.	0,70
Superfície rugosa ou com ranhuras não contínuas em “tiras” na superfície. Superfície rugosa implica na exposição de agregado graúdo sem danificar a peça.	1,4
Superfície rugosa ou com ranhuras contínuas em “tiras” na superfície.	1,7

Fonte: Elliot (2002)

Tabela 4.2 Valores para coeficiente de atrito

Interface	μ
Aço em concreto	0,4
Concreto em Concreto	0,7
Concreto em concreto endurecido	1,0
Concreto monolítico	1,4

Fonte: Elliot (2002)

A tensão de cisalhamento (τ) na superfície de contato pode ser determinada pela Equação 4.2.

$$\tau = \mu \cdot \sigma \quad \text{Equação 4.2}$$

Onde:

σ é a tensão normal de compressão na superfície de contato, que pode ser calculada de acordo com Equação. 4.3.

$$\sigma = N/A_c \quad \text{Equação 4.3}$$

Onde:

N é a força de compressão atuante e A_c é a área da superfície de contato.

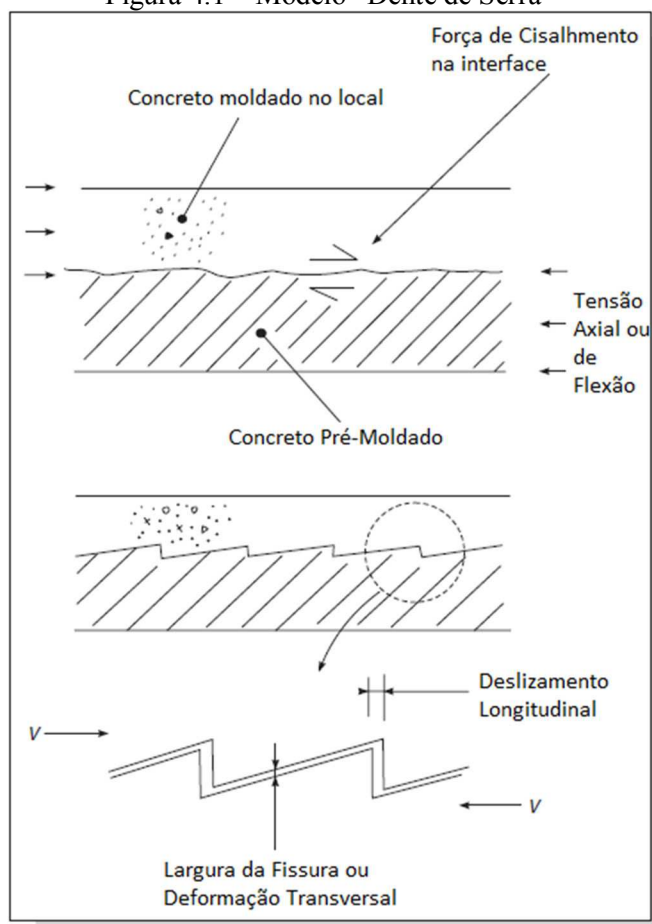
4.3 TRANSFERÊNCIA POR AÇÃO MECÂNICA

Quando houver deslizamento ou tendência de deslizamento relativo entre as superfícies, a tendência será de que haja transferência de esforços de uma superfície a outra. Esta transferência é denominada transferência mecânica. O modelo deste tipo de transferência

está ilustrado na Figura 4.1, podendo ser denominado de “dente de serra”. O ângulo de inclinação do “dente” é chamado de ϕ e a tangente deste ângulo ϕ é igual ao coeficiente de atrito (μ), ou seja, $\mu = \tan(\phi)$.

A altura, o comprimento e inclinação dos dentes não são iguais. Os dentes maiores vão carregando primeiro podendo atingir a sua capacidade de resistência muito antes da obtenção da força de cisalhamento máximo. No entanto, cada dente contribui para a força total de cisalhamento de modo que uma tensão de cisalhamento média é encontrada.

Figura 4.1 – Modelo “Dente de Serra”



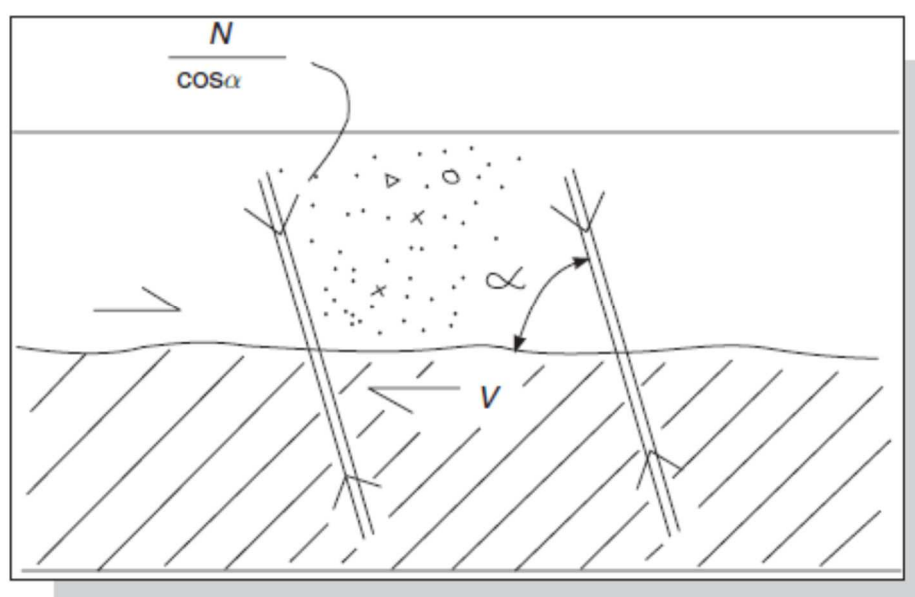
FONTE: Elliot (2002)

Forças normais podem ser geradas na região da interface, no sentido de incrementar e aumentar a eficiência da transferência. Estas podem ser geradas a partir da colocação de barras de aço transversais, conforme mostrada na Figura 4.2.

Segundo Araújo e El Debs (2001), a armadura transversal contribui na transferência de esforços de cisalhamento por efeito de pino, quando o deslizamento relativo entre as duas superfícies tende a “cortar” a armadura transversal à interface, fornecendo uma parcela de

resistência que é somada à resistência fornecida pela superfície de contato. A armadura transversal contribui ainda pela transferência de tensões por tensão normal à interface. Caso a superfície de contato seja rugosa, junto com o deslizamento relativo entre as partes haverá um afastamento entre elas que tenderá a alongar a armadura. Esta, por sua vez, reage e aplica uma tensão normal à interface que aumentará a resistência por atrito entre as superfícies em contato. Elliot (2002) recomenda usar para estas armaduras, no mínimo, 15 % da área do contato (A_c).

Figura 4.2 – Utilização de barras transversais para aumento na transferência de cisalhamento por atrito



FONTE: Elliot (2002)

O valor da força cortante, nesta situação é calculado pela Equação 4.5.

$$V = \mu N + A_s f_y (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad \text{Equação 4.5}$$

Onde:

A_s é a área de aço utilizada;

f_y tensão de escoamento do aço;

α é inclinação da armadura ($> 45^\circ$).

A capacidade de cisalhamento aumenta com a quantidade de armadura transversal, até o limite de esmagamento de concreto. Caso não haja nenhuma força normal externa, mas as

superfícies de contato estão impedidas de se mover, $\tau \leq 0,23 \text{ N/mm}^2$. Caso haja força normal, $\tau \leq 0,45 \text{ N/mm}^2$. Se os valores forem ultrapassados, a resistência ao cisalhamento deve ser efetuada por outros meios, por exemplo, juntas, efeito de pino ou meios mecânicos (ELLIOT, 2002).

Para Araújo e El Debs (2002), quando ocorrem pequenos deslizamentos a quantidade de armadura transversal tem pouca influência na resistência da ligação. Assim, se a ruptura da ligação for definida pela condição de limitação do valor do deslizamento na superfície de contato, por exemplo, 0,1 mm, a contribuição da armadura terá pouca influência na resistência. Entretanto, no estado limite último, a resistência já é bastante influenciada pela quantidade e resistência da armadura transversal. Nesse caso, ela apresenta uma dupla função, pois, com o deslizamento da superfície de contato, por um lado resiste diretamente ao esforço de corte (efeito de pino) e, por outro, aumenta a resistência por atrito devido às tensões normais que são aplicadas à interface.

4.4 EFEITO DE PINO

Segundo ELLIOT (2002), ao se colocar barra de aço, parafusos ou rebites nas ligações, as forças de cisalhamento podem ser transmitidas pelo chamado "efeito de pino" destas barras. O "pino" está carregado por uma força de cisalhamento atuando no concreto em que o "pino" está fixado, como mostrado na Figura 4.3.

Neste caso, a falha pode ocorrer por esmagamento local do concreto em torno do elemento. O comprimento de ancoragem (l) do encaixe do elemento deve ser 30 vezes o diâmetro do "pino" ou 300 mm, devendo ser adotado o menor dos dois valores, incluindo ganchos e curvas. A capacidade de cisalhamento de um elemento utilizado como "pino", sem abertura de fissuras ($w = 0$), podendo ser calculado pela Equação 4.6:

$$V_d = 0,6.f_y.A_s.\cos\alpha \quad \text{Equação 4.6}$$

De acordo com David et al (2010), em estruturas onde a tensão tangencial tem valor significativo, na região das fissuras, o aço é submetido a deformações transversais em relação ao eixo da barra, relacionadas aos mecanismos de corte e flexão das barras causadas pela distorção (efeito de pino). O Boletim 230 do CEB 1996 coloca que o efeito

4.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO NA INTERFACE DE VIGAS PRÉ-MOLDADAS COMPOSTAS

A resistência ao cisalhamento das seções compostas, submetidas à flexão pode ser verificada segundo critérios estabelecidos por normas nacionais e internacionais, conforme a seguir.

4.5.1 ABNT NBR 9062:2006

De acordo com ABNT NBR 9062:2006, seção 6.3, deve-se ser levar em consideração no cálculo, as tensões existentes na parte pré-moldada antes do endurecimento do concreto no processo de fabricação, as propriedades mecânicas correspondentes à solidarização da peça pelo preenchimento de concreto moldado no local e as propriedades mecânicas do concreto pré-moldado. Outro fator a considerar no cálculo das tensões de cisalhamento é a redistribuição de esforços decorrentes da retração e da fluência, além dos esforços de deslizamento da superfície em contato.

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, para calcular a tensão solicitante de cisalhamento na interface, τ_{Sd} , deve ser considerado o valor médio da força F_d de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v (Figura 4.4), e a largura de interface b_{int} , conforme Equação 4.7.

$$\tau_{Sd} = F_d / a_v \times b_{int} \quad \text{Equação 4.7}$$

A tensão última de cisalhamento τ_u , segundo a ABNT NBR 9062:2006, pode ser obtida a partir da Equação 4.8:

$$\tau_u = \beta_s (f_{yd} \times A_{sw}) / b_{int} \times s + \beta_c \times f_{ctd} < 0,25 \times f_{cd} \quad \text{Equação 4.8}$$

Onde:

f_{yd} : resistência de cálculo do aço;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto conforme a ABNT NBR 6118:2014;

A_{sw} : área da armadura que atravessa perpendicularmente à interface;

b_{int} : largura da interface;

s : espaçamento da armadura A_s ;

f_{ctd} : resistência à tração de cálculo obtido segundo a ABNT NBR 6118:2014, para o menos resistente dos concretos em contato;

β_s : coeficiente de minoração aplicado à armadura;

β_c : coeficiente de minoração aplicado ao concreto.

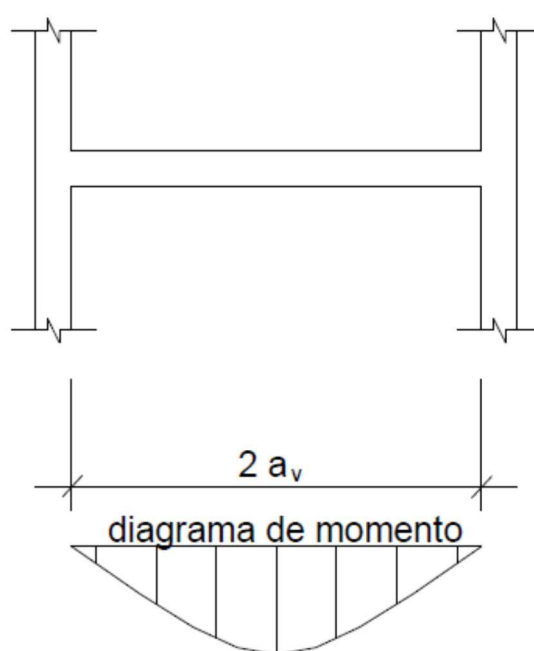
Os coeficientes β_s e β_c são relativos às parcelas do aço e do concreto, respectivamente, sendo determinados em função da taxa de armadura, ρ , cujos valores estão indicados na Tabela 4.3. Os valores da Tabela 4.3 são válidos para superfícies ásperas (rugosidade de 5,0 mm a cada 30,0 mm).

Tabela 4.3 Coeficientes de minoração para parcelas de resistência do aço e concreto

ρ (%)	β_s	β_c
$\leq 0,20$	0	0,3
$\geq 0,50$	0,90	0,6

Fonte: ABNT NBR 9062 (2006)

Figura 4.4 – Trecho para avaliação da tensão de cisalhamento média



FONTE: ARAÚJO (1997, modificado)

Portanto, o valor da tensão de cisalhamento de cálculo da Equação 4.7 deve ser menor ou igual ao valor último da tensão de cisalhamento τ_u , Equação 4.8, satisfazendo a Equação 4.9.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_u \quad \text{Equação 4.9}$$

4.5.2 PRECAST CONCRETE INSTITUTE – PCI (2004)

Segundo PCI (2004), a verificação da resistência ao cisalhamento deve atender a condição da Equação 4.10.

$$F_{hd} \leq F_{hu} \quad \text{Equação 4.10}$$

Onde:

F_{hd} : força horizontal solicitante de cálculo;

F_{hu} : força última que atua na interface.

De acordo com Araújo (1997), pode-se, de forma simplificada, calcular a resultante de compressão na seção substituindo o diagrama parábola-retângulo que representa a relação tensão de compressão-deformação do concreto por um diagrama retangular equivalente. Multiplica-se a área de concreto moldado no local pela tensão de plastificação do concreto, obtendo-se a força de compressão na parte moldada no local.

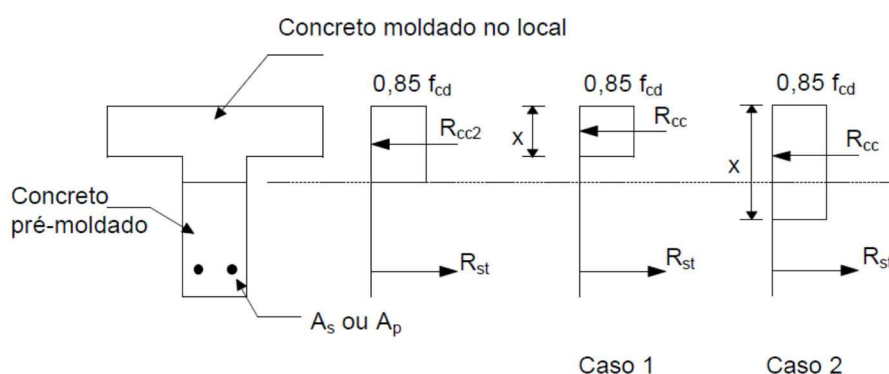
Na flexão, sempre existirá equilíbrio entre as resultantes de tração e de compressão. Desta forma, pode-se determinar a força transmitida pela interface, conforme ilustrado na Figura 4.5. Inicialmente calcula-se a força de compressão no concreto moldado no local supondo que a linha neutra seja coincidente com a interface. Compara-se este valor com a resultante de compressão na seção submetida a um momento de cálculo M_d . Caso seja menor, a linha neutra está abaixo da interface e a força transmitida pela interface é igual à força de compressão na área de concreto moldado no local. Se for maior, a linha neutra está acima da interface e a força transmitida pela interface é igual à resultante de compressão ou à resultante de tração da seção, uma vez que, por equilíbrio, sabe-se que elas são iguais.

Portanto, conforme caso 1, ilustrado na Figura 4.5, quando a força de compressão no concreto moldado no local (R_{cc2}) é maior que força total de compressão na seção composta

(R_{cc}), então o valor de F_{hd} será o valor da força total de compressão na seção composta (R_{cc}), e consequentemente também igual a força total de tração (R_{st}).

No entanto, no caso 2, também ilustrado na Figura 4.5, quando a resultante de forças no concreto moldado no local é menor (R_{cc2}) que força total de compressão na seção composta (R_{cc}), então o valor de F_{hd} será o valor da força no concreto moldado no local (R_{cc2}), e, consequentemente, menor que a força total de tração (R_{st}).

Figura 4.5 – Avaliação das tensões na interface por equilíbrio de forças em seção com momento positivo



FONTE: Araújo (1997, modificado)

O valor da força de compressão no concreto moldado no local (R_{cc2}), pode ser calculado pela Equação 4.11.

$$R_{cc2} = 0,8 \cdot f_{cd} \cdot A_{c2} \quad \text{Equação 4.11}$$

Onde:

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão;

A_{c2} : área da seção de concreto moldado no local;

No dimensionamento de seções compostas, existem três situações a serem consideradas, em função da resultante das forças de cisalhamento, F_{hd} , solicitante atuando na seção. Quando F_{hd} for menor ou igual a $0,56 \cdot b_{int} \cdot a_v$ (tensão de 0,56MPa), e se a superfície for “intencionalmente” rugosa, a armadura de cisalhamento pode ser dispensada. Quando o valor de F_{hd} ficar entre $0,56 \cdot b_{int} \cdot a_v$ e $2,45 \cdot b_{int} \cdot a_v$, considera-se que, nesta situação, se as superfícies da interface forem intencionalmente rugosas, com amplitude de rugosidade de até $\frac{1}{4}$ de polegadas ou 6,35 mm, é necessária a colocação de uma armadura mínima, que pode ser calculada por:

$$A_{s,min} = (0,35 \times b_{int} \times a_v) / f_{yk} \quad \text{Equação 4.12}$$

Onde:

f_{yk} : resistência característica do aço;

b_{int} : largura da interface;

a_v : metade do vão

$A_{s,min}$: armadura mínima de cisalhamento ao longo da interface.

Segundo El Debs (2000), os trabalhos apresentados nos últimos anos têm sugerido o limite mínimo de 0,13% para a armadura mínima, quando for o caso de utilização.

No último caso, para valores de F_{hd} maiores que $2,45b_{int} \cdot a_v$, torna-se necessária a colocação de uma armadura ao longo do comprimento a_v determinado pela Equação 4.13:

$$A_{sw} = F_{hd} / (\phi \cdot \mu_{ef} \cdot f_y) \quad \text{Equação 4.13}$$

Onde:

A_{sw} : Área da armadura transversal que atravessa a interface e que se encontra ancorada;

f_y : resistência de escoamento do aço;

μ_{ef} : coeficiente efetivo de atrito-cisalhamento;

ϕ : coeficiente de redução de resistência, igual a 0,75.

O coeficiente efetivo de atrito-cisalhamento pode ser calculado pela Equação 4.14, a seguir:

$$\mu_{ef} = (6,9 \cdot \lambda \cdot b_{int} \cdot a_v \cdot \mu) / F_{hd} \quad \text{Equação 4.14}$$

Onde:

λ : Fator de correção que leva em conta a densidade do concreto. Vale 1,0 para concreto de densidade normal e 0,75 para concreto de baixa densidade;

μ é denominado coeficiente de atrito interno e está apresentado na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Valores recomendados dos coeficientes atrito-cisalhamento

Tipos de Interface	μ Recomendado	μ_e Máximo
Concreto × Concreto moldado monoliticamente	1,4 λ	3,4
Concreto × Concreto Pré-moldado, com superfície rugosa	1,0 λ	2,9
Concreto × concreto	0,6 λ	2,2

Fonte: PCI (2004)

A Tabela 4.4 fornece para interface concreto x concreto pré-moldado com superfície rugosa, o valor do coeficiente de atrito interno de 1,0 λ . Substituindo este valor na Equação 4.14, o valor de μ_{ef} para este tipo de interface, fica:

$$\mu_{ef} = (6,9 \cdot \lambda^2 \cdot b_{int} \cdot a_v) / F_{hd} \quad \text{Equação 4.15}$$

El Debs (2000) menciona que, neste caso toda a resistência ao cisalhamento fica sob a responsabilidade da armadura cruzando a interface.

O valor último da força que atua na interface, é calculada pela Equação 4.16.

$$F_{hu} = 0,25 \cdot \lambda^2 \cdot f_{ck} \cdot b_{int} \cdot l_o \leq 6,9 \cdot \lambda^2 \cdot b_{int} \cdot l_o \quad \text{Equação 4.16}$$

4.5.3 FIB MC 2010

Segundo a seção 6.3.4 da *Fédération Internationale du Béton* (FIB, 2010), a resistência final de uma interface sujeita a forças de cisalhamento pode ser obtida pela superposição dos mecanismos de adesão, atrito e efeito pino. Como estes mecanismos interagem uns com os outros e podem alcançar valores máximos em diferentes situações, não é possível adicioná-los todos com os seus valores máximos. De acordo com o FIB, 2010, o cálculo da tensão última de cisalhamento (τ_u) é definida conforme Equação 4.17.

$$\tau_u = \tau_a + \mu \cdot (\rho \cdot k_1 \cdot f_y + \sigma_n) + k_2 \cdot \rho \cdot \sqrt{f_y \cdot f_{cc}} \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cc} \quad \text{Equação 4.17}$$

Onde:

τ_a : é tensão de adesão entre as duas partes de concreto e calculada pela Equação 4.18, quando não houver armadura transversal atravessando a interface.

$$\tau_a = c_a \cdot f_{ctd} \quad \text{Equação 4.18}$$

Onde:

c_a é um coeficiente de adesão, conforme Tabela 4.5;

f_{ctd} é resistência média à tração do concreto dada pela Equação 4.19.

$$f_{ctd} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Equação 4.19}$$

A segunda parte da Equação expressa pela parcela $\mu \cdot (\rho \cdot k_1 \cdot f_y + \sigma_n)$ é referente ao atrito entre as superfícies, em que:

ρ é taxa de armadura que atravessa a interface calculada pela Equação 4.20.

$$\rho_s = A_s / A_c \quad \text{Equação 4.20}$$

Onde:

A_s : Área de aço;

A_c : Área de concreto na interface ($b_{int} \cdot s$) em que:

b_{int} : largura da interface;

s : comprimento da interface;

μ : coeficiente de atrito;

σ_n é tensão de compressão normal devido às forças externas aplicadas perpendicularmente ao plano da interface;

β_c é um coeficiente do concreto;

f_{cc} é resistência à compressão média do concreto em corpos de prova cilíndrico;

v : corresponde a um coeficiente calculado pela Equação 4.21.

$$v = 0,55 \cdot (30/f_{ck})^{1/3} < 0,55 \quad \text{Equação 4.21}$$

Os valores de k_1 e k_2 levam em conta que a armadura ou conectores estão sujeitos a forças de flexão e axial simultaneamente, e que os valores máximos das diferentes contribuições ocorrem com diferentes deslizamentos.

Na Tabela 4.6 podem ser visualizados os valores para os coeficientes β_c , k_1 , k_2 e μ para concretos com $20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$.

Tabela 4.5 – Coeficiente c_a

Superfície característica da interface	c_a
Muito Rugosa (incluindo chaves de cisalhamento) – Ranhuras $\geq 3,0 \text{ mm}$	0,5
Rugosas (Ásperas) – Ranhuras $\geq 1,5 \text{ mm}$	0,4
Lisas (superfície de concreto sem tratamento após a vibração ou ligeiramente rugosa)	0,20
Muito lisas (aço, plástico)	0,025

Fonte: FIB MC (2012)

Tabela 4.6 – Coeficientes k_1 , k_2 , β_c e μ

Rugosidade da Superfície	k_1	k_2	β_c	μ
Muito Rugosa (incluindo chaves de cisalhamento) – Ranhuras $\geq 3,0 \text{ mm}$	0,5	0,9	0,5	0,8
Rugosas (Ásperas) – Ranhuras $\geq 1,5 \text{ mm}$	0,5	0,9	0,5	0,7
Lisas	0,50	1,1	0,4	0,6
Muito lisa	0	1,5	0,3	0,5

Fonte: FIB MC (2012)

Ainda de acordo com a FIB MC 2012, seção 7.3.3.6, a tensão de cisalhamento atuante na seção deve satisfazer à seguinte condição:

$$\tau_d \leq \tau_u$$

Equação 4.22

Onde:

τ_d é a tensão de cisalhamento na interface e considerando a resultante de compressão atuando no concreto moldado no local, τ_d pode ser calculado por:

$$\tau_d = V/z \cdot b_{int} \quad \text{Equação 4.23}$$

Em que:

V é a força cortante atuando na seção;

z é a distância entre as resultantes de tração e compressão da seção (braço de alavanca);

b_{int} é a largura da interface.

4.5.4 NORMA ESPANHOLA EF-96

A norma espanhola EF-96 recomenda a verificação da força cortante longitudinal em seções compostas através da limitação da força cortante de cálculo, conforme Equação 4.23 a seguir:

$$V_d \leq \beta p \cdot d \cdot f_{cv} \quad \text{Equação 4.24}$$

Onde:

β - coeficiente relativo à rugosidade da superfície de contato, com valores de 1,2 para superfície rugosa e de 0,60 para parede lisa;

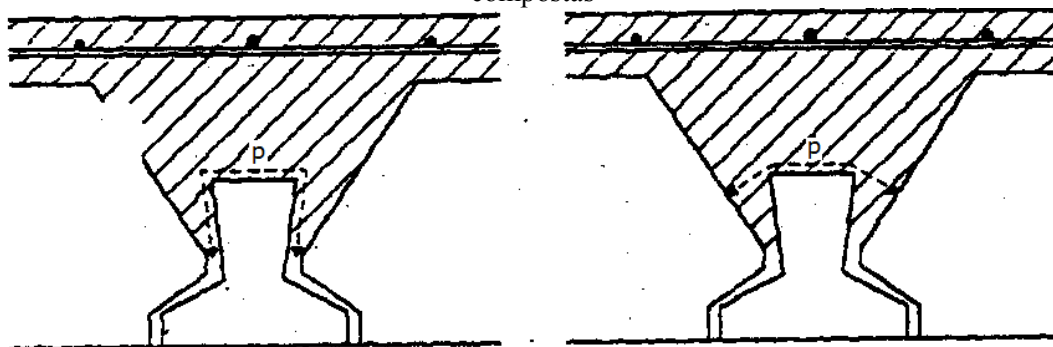
p – perímetro, conforme indicado na Figura 4.6;

d – altura útil da seção composta;

f_{cv} – resistência de referência ao cisalhamento do concreto moldado no local, calculada pela Equação 4.24, abaixo:

$$f_{cv} = 0,13 \cdot \sqrt{f_{cd}} \quad \text{Equação 4.25}$$

Figura 4.6 – Perímetro (p) para verificação do cisalhamento na interface de seções compostas



FONTE: EF-96

CAPÍTULO 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 METODOLOGIA

A metodologia adotada para atingir os objetivos foi a experimental, sendo parte executada em empresa e parte em laboratório. Assim, procurou-se através deste programa experimental, investigar a adesão na interface entre a face superior de vigotas pré-moldadas protendidas e o concreto da mesa (capeamento) moldado no local, e a influência da rugosidade da superfície e da presença de eletrodutos na capa de concreto moldado no local nos valores das tensões cisalhantes atuantes na ruptura do protótipo.

Todos os protótipos foram confeccionados nas instalações da empresa Legran Construções de Pré-Fabricados Ltda. (Uberlândia, MG), inclusive a colocação dos extensômetros internos e de embutir e cedidos para o desenvolvimento deste trabalho. Os ensaios e a colocação dos extensômetros externos foram realizados no Laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia (FECIV – UFU).

O programa experimental desenvolvido foi dividido em tipos de textura superficial da vigota e abatimento de tronco de cone do concreto moldado no local.

De acordo com Catoia (2011, apud Kong & Evans, 2001), o modo de ruptura é fortemente dependente da relação entre o vão submetido (a_v) e a altura (d), e quando a relação a_v/d for maior que 6, a ruptura tende a ocorrer por flexão e dependendo do tipo de carregamento que a laje estiver submetida, um determinado mecanismo pode prevalecer, podendo haver combinação de diversos mecanismos.

Desta forma, como o objetivo do trabalho é analisar o comportamento dos protótipos ao cisalhamento na flexão, considerando a condição $a_v/d > 6$ e o manuseio dos protótipos durante o ensaio adotou-se o vão teórico de 2,15m para os protótipos.

A determinação do número de protótipos utilizado neste trabalho foi feita a partir da análise de variância para determinar o número de protótipos que garantam um erro experimental suficiente para análise do problema, conforme apresentado na tabela 5.1.

Gomes (1990) recomenda que se tenha em geral, pelo menos 10 graus de liberdade para os resíduos, que seria a diferença entre o número de graus de liberdade total e o número de graus de liberdade dos níveis de variáveis.

Neste trabalho os experimentos foram feitos considerando 3 tipos de vigotas, com 2 variações para o abatimento de tronco de cone, sendo, portanto, 6 tipos de protótipos, correspondendo a 5 graus de liberdade ($6-1=5$). Considerando 18 repetições, 3 tipos para cada protótipo, teremos no total 17 graus de liberdade ($18-1=17$). Desta forma, o erro experimental será 12 ($17-5=12$) tornando satisfatório o estudo com o número de 18 amostras.

Tabela 5.1 – Graus de Liberdade do Estudo

	Grau de Liberdade
Tratamento	5
Resíduo ou Erro Experimental	12
Total	17

Fonte: Autor

Os protótipos foram moldados com concreto moldado no local com 2 abatimentos diferentes, 12 cm e 18 cm, com 3 repetições para cada abatimento, para cada tipo de vigota, conforme a seguir:

- Vigota com superfície normal de fábrica, com alisamento convencional da máquina, ou seja, com padrões comerciais, conforme Figura 5.1;
- Vigota com superfície propositalmente rugosa, sem alisamento convencional da máquina, conforme Figura 5.2;

- Vigota com superfície propositalmente rugosa, sem alisamento convencional, com colocação de eletrodutos na capa de concreto dos protótipos.

Figura 5.1 Vigota com superfície padrão de fábrica



Fonte: Autor

Figura 5.2 Vigota com superfície intencionalmente rugosa



Fonte: Autor

Na Tabela 5.2 podem ser visualizadas a quantidade e as características dos protótipos com relação às variáveis estudadas.

Tabela 5.2 - Características dos protótipos

Lote	f_{ck} vigota (Mpa)	f_{ck} capa (Mpa)	Abatimento Capa (cm)	Eletroduto	DMA
E01	45,0	20,0	3x12,0 3x18,0	Não	Brita 0
E02	45,0	20,0	3x12,0 3x18,0	2	Brita 0
E03	45,0	20,0	3x12,0 3x18,0	4	Brita 1

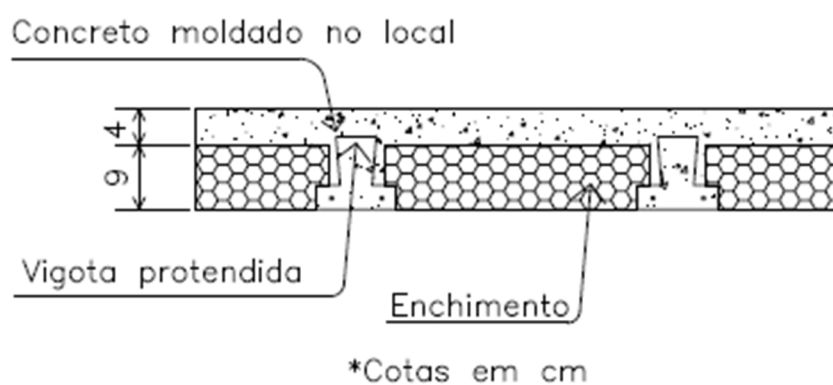
Fonte: Autor

5.2 MATERIAIS

Os protótipos foram produzidos contendo 2 vigotas protendidas, intereixo 50 cm, elementos de enchimento inertes de EPS (isopor), capa de concreto moldada no local com espessura de 4,0 cm, com armadura de distribuição, vão teórico de 215 cm. Também foi executada 1 viga de concreto armado em cada extremidade da vigota, para simular a condição de apoio das lajes. O esquema dos protótipos está ilustrado nas Figuras 5.3 e 5.4.

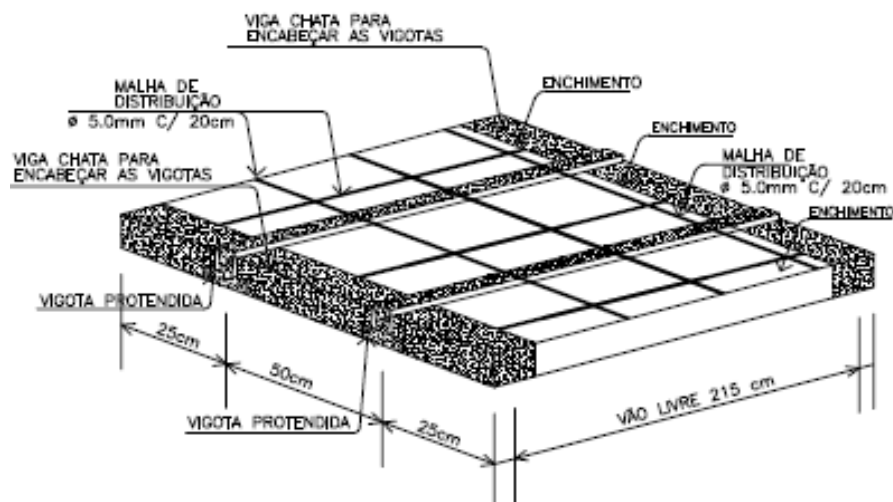
As vigotas foram fabricadas em máquina moldadora marca Weiler, protendidas ao longo de uma pista com comprimento de 200 m, localizada na empresa Legran Construções de Pré-fabricados Ltda. (Uberlândia-MG).

Figura 5.3 – Seção transversal do protótipo



Fonte: Autor

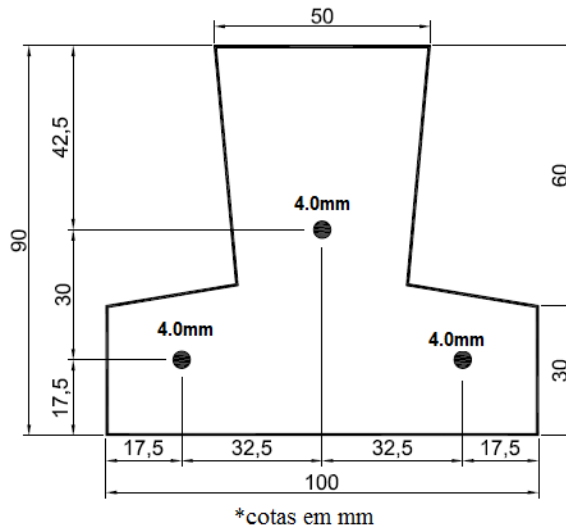
Figura 5.4 – Detalhe do protótipo



Fonte: Autor

Na Figura 5.5 pode ser visualizado o detalhe da seção transversal da vigota e na Figura 5.6 a máquina moldadora das vigotas utilizadas nos ensaios.

Figura 5.5 – Detalhe da seção da vigota (Seção de Projeto)



Fonte: Autor

A vigota utilizada pode ser visualizada na Figura 5.7, onde cada vigota possui 3 fios protendidos CP 175 RB 4 E.R, $A_s = 0,38 \text{ cm}^2$, marca Belgo Bekaert, e, de acordo com catálogo do fabricante, possui $f_{sd} = 1,75 \text{ kN/mm}^2$ e carga mínima de ruptura de 21,4 kN, atendendo às normas ABNT NBR 7482:1991 (Fios de aço para concreto protendido-especificação) e ABNT NBR 7483:2005 (Cordoalhas de aço para concreto protendido-especificação).

Figura 5.6 – Máquina moldadora das vigotas protendidas - Empresa Legran construções de pré-fabricados Ltda



Fonte: Autor

Figura 5.7 – Vigota utilizada nos protótipos



Fonte: Autor

Em todos os protótipos foram utilizadas armaduras de distribuição ao longo da capa de concreto moldado no local, compostas por malha de aço CA-60 diâmetro 5,0 mm, espaçados em 20,0 cm no sentido transversal às vigotas e 30,0 cm no sentido das vigotas.

O traço em massa utilizado para execução das vigotas foi de 1:3:2,25 de cimento, agregado graúdo (brita 0) e areia, com fator água/cimento igual a 0,36.

Para a capa de concreto, foi utilizado o traço em volume 1:2,5:3 de cimento, agregado graúdo (Brita 0) e areia, para os lotes E01 e E02. O traço utilizado para execução do lote

E03 foi o mesmo dos lotes E01 e E02, mas, para a dimensão máxima do agregado (DMA) neste caso, em vez de brita 0, foi usado brita 1.

De acordo com a empresa fabricante das vigotas, o tipo de laje do protótipo é comercializado considerando um peso próprio de $1,33 \text{ kN/m}^2$ e $4,50 \text{ kN/m}^2$ para as demais cargas. Considerando o vão do ensaio de 2,15 m e uma carga linear aplicada no centro da laje, a carga máxima de projeto, a partir é de 9,68 kN. Teoricamente, esta carga provoca uma flecha de 0,44 mm no centro do vão. A Figura 5.8 ilustra as fases de confecção dos protótipos.

Figura 5.8 –Montagem do protótipo antes da concretagem da capa



Fonte: Autor

Com relação à cura do concreto, após a concretagem e moldagem das vigotas, foram colocados na parte superior, um tecido mantido sempre umedecido. A cura do concreto moldado no local foi feita de maneira convencional com lançamento de água por mangueiras. Os protótipos foram dotados de alças em quatro pontos para transporte, conforme Figura 5.9.

Figura 5.9 – Protótipos concretados



Fonte: Autor

Os protótipos foram divididos em 3 lotes. O lote E01, formado a partir das vigotas de referência (padrão de fábrica) foi composto por 3 protótipos com abatimento de 12,0 cm e 3 protótipos com abatimento de 18,0 cm para o concreto moldado no local.

O lote E02 foi executado com vigotas com superfície propositalmente rugosa, amplitude de rugosidade em torno de 3 mm, composto com 1 protótipos abatimento 12 cm sem eletroduto, 1 protótipo com abatimento 12 cm com eletrodutos, 3 protótipos abatimento 18 cm e 1 protótipo abatimento 18 cm com eletrodutos. Estes protótipos foram executados com capa de concreto com mesmo traço do lote E01.

O lote E03, também com superfície propositalmente rugosa, conforme lote E021, foi composto por 2 protótipos com abatimento 12 cm sem eletrodutos, 2 protótipos com abatimento 12 cm com eletrodutos e 2 protótipos com abatimento 18 e eletrodutos.

Os protótipos contendo eletrodutos foram executados colocando-se 2 eletrodutos corrugados flexíveis de diâmetro 25 mm na região do meio do vão, no sentido transversal às vigotas, para análise da influência destes eletrodutos no comportamento da estrutura em serviço, conforme Figura 5.10. Os eletrodutos foram executados de maneira análoga à condição de obra, a fim de simular o comportamento das lajes com vigotas pré-moldadas em situação real de utilização.

Figura 5.10 – Detalhe dos protótipos com eletrodutos



Fonte: Autor

As vigotas foram executadas com cimento CP V – ARI PLUS, marca Holcim, 45 MPa, com consumo superior a $350,0 \text{ kg/m}^3$, com baixa relação água/cimento, da ordem de 0,36, com adição de aditivo superplastificante.

Após a concretagem, os protótipos foram identificados através de etiquetas contendo o lote e as características do material utilizado (Figura 5.11). Em seguida transportados até o laboratório de Estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia e ali armazenados até o ensaio (Figura 5.12).

Figura 5.11 – Identificação dos protótipos



Fonte: Autor

Figura 5.12 – Protótipos concretados antes da realização dos ensaios



Fonte: Autor

Durante a confecção dos protótipos, foram extraídos corpos de prova do concreto utilizado nas vigotas e no concreto moldado no local e comparado com os valores de projeto, ou seja, 45 MPa para as vigotas e 20 MPa para o concreto moldado no local.

As amostras foram enviadas para laboratório terceirizado e este emitiu os laudos com os valores para o f_{ck} referentes às amostras enviadas. Os valores do f_{ck} para o concreto moldado no local foram confirmados através da extração de testemunhos nos protótipos após a ruptura, conforme preconiza a ABNT NBR 7680:2015. O slump foi medido conforme preconiza a ABNT NBR NM 67:1998.

Na Tabela 5.3 podem ser visualizadas as características e os resultados para o concreto utilizado na vigota e na capa de concreto moldado no local, obtidos por ensaios de resistência a compressão. A nomenclatura utilizada relaciona o lote, E01, E02 ou E03, o tipo de vigota utilizada, LJ para a vigota padrão de fábrica e LP para vigota com superfície intencionalmente rugosa e o número do protótipo de cada lote. A letra “e” no final indica a presença de eletrodutos no protótipo.

Os protótipos foram confeccionados no mesmo dia e este fato pode explicar a diferença de valores para o concreto moldado no local. Além disto, o traço para o concreto moldado foi em volume e o traço das vigotas foi em massa.

Dessa forma, o controle tecnológico dos materiais utilizados nas vigotas pré-moldadas foi mais rigoroso que o controle de materiais utilizados para o concreto moldado no local, o que, de certa forma, ocorre na prática com muita frequência.

Tabela 5.3 – Características e resistência dos concretos utilizados nos protótipos

Protótipo	f_{ck} vigota (MPa)	f_{ck} capa (MPa)	Abatimento concreto capa (cm)
E01 LJ 01	45,8	14,71	13,6
E01 LJ 02	45,8	21,18	12,4
E01 LJ 03	45,8	25,14	12,6
E01 LJ 04	45,8	21,11	18,4
E01 LJ 06	45,8	23,40	18,4
E01 LJ 07	45,8	18,46	18,8
E02 LP 01	49,0	19,95	12,3
E02 LP 02	49,0	24,72	18,6
E02 LP 03	49,0	16,99	19,4
E02 LP 04	49,0	25,02	18,3
E02LP05e	49,0	16,45	13,6
E02LP06e	49,0	24,74	18,5
E03LP01e	49,0	17,65	19,1
E03LP02e	49,0	26,54	18,3
E03LP03e	49,0	23,90	12,6
E03LP04e	49,0	24,48	13,1
E03 LP 05	49,0	26,93	12,6
E03 LP 06	49,0	24,44	12,5

Fonte: Autor

5.3 INSTRUMENTAÇÃO

As deformações específicas no concreto foram medidas por extensômetros elétricos tipo “strain gage” marca Excel modelo PA-06-800BA-120-L, unidirecional; autocompensação de temperatura para concreto; resistência de 120 ohms; com fios de cobre soldados nos terminais, dimensões da grade: 20,0 mm comprimento x 6,0 mm largura, colados na superfície do concreto pré-moldado, conforme Figura 5.13. Estes extensômetros elétricos foram colados no concreto por meio de adesivo à base de cianocrilato, isolados e impermeabilizados com fita isolante, como ilustrado na Figura 5. 17.

As deformações específicas da capa de concreto moldado no local foram medidas com extensômetros elétricos, modelo C120, para imersão em concreto, com resistência de 120 ohms (+/- 1%), fator de sensibilidade nominal de 2,0, com fio terminal de 3 vias e comprimento de 1 m, com acabamento em acrílico martelado para proporcionar boa aderência ao concreto, marca Excel, dimensões da grade interna: 51,10 mm por 2,03 mm, dimensões externas: 120,0 mm por 15,0 mm, ilustrado na Figura 5.14. Estes extensômetros foram fixados na armadura de distribuição do protótipo.

Figura 5.13 – Extensômetro elétrico colado na superfície da vigota



Fonte: Autor

Figura 5.14 – Extensômetros de imersão (esquerda) e de colar (direita)

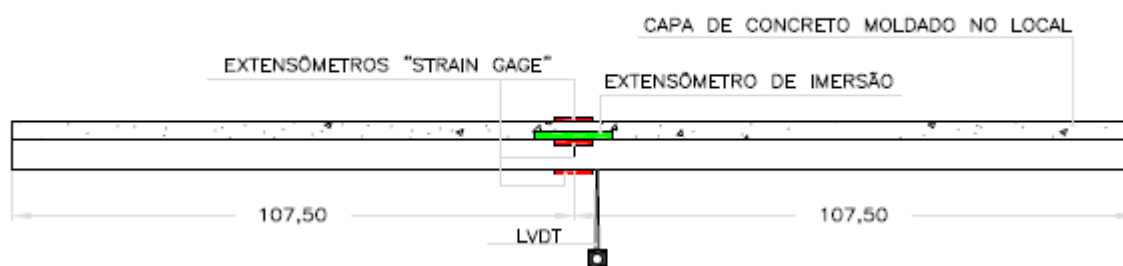


Fonte: Autor

A codificação adotada para a identificação dos pontos instrumentados nos protótipos obedeceu ao seguinte critério: foi designado para cada um deles inicialmente a letra E, sendo os extensômetros numerados de 1 a 4, conforme as posições. A posição 1 é a posição superior externa da capa de concreto moldado no local, a posição 2 é inferior e interna no concreto moldado no local, a posição 3 é na face superior da vigota e a posição 4 é na face inferior na vigota. Nas posições 1,3 e 4 foram colocados extensômetros tipo “strain gage” e na posição 2 foi utilizado extensômetro de imersão no concreto conforme Figura 5.12. A distância do extensômetro na posição E2 até a face superior da capa de concreto é de aproximadamente 3,0 cm.

Toda instrumentação foi executada na seção do meio do vão, sendo ainda colocados, nesta região, Transdutores de deslocamento (LVDT) para medir o deslocamento vertical do protótipo em função da aplicação do carregamento, conforme Figuras 5.15, 5.16, 5.17 e 5.18.

Figura 5.15 – Instrumentação do protótipo na seção do meio do vão – perfil longitudinal



Fonte: Autor

Figura 5.16 – Instrumentação do protótipo na seção do meio do vão – perfil transversal



Fonte: Autor

Figura 5.17 – Fixação de extensômetro “strain gage” na face inferior da vigota



Fonte: Autor

Figura 5.18 – Fixação de LVDT na região do meio do vão do protótipo

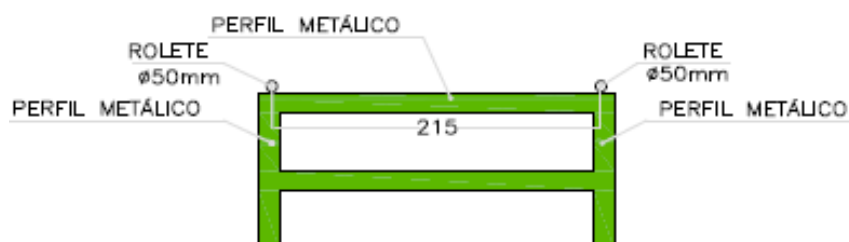


Fonte: Autor

5.3.1 CONDIÇÕES DE APOIO

Para o apoio dos protótipos e realização dos ensaios, foi construído um aparelho de apoio tipo cavalete com roletes de diâmetro 50 mm (apoio móvel) nas extremidades, apoiados diretamente sobre a laje de reação e os protótipos posicionados sobre ele, conforme Figura 5.19. Os roletes podem se deslocar no sentido horizontal, considerados assim, apoio do tipo móvel.

Figura 5.19 – Detalhe do apoio utilizado para ensaio dos protótipos

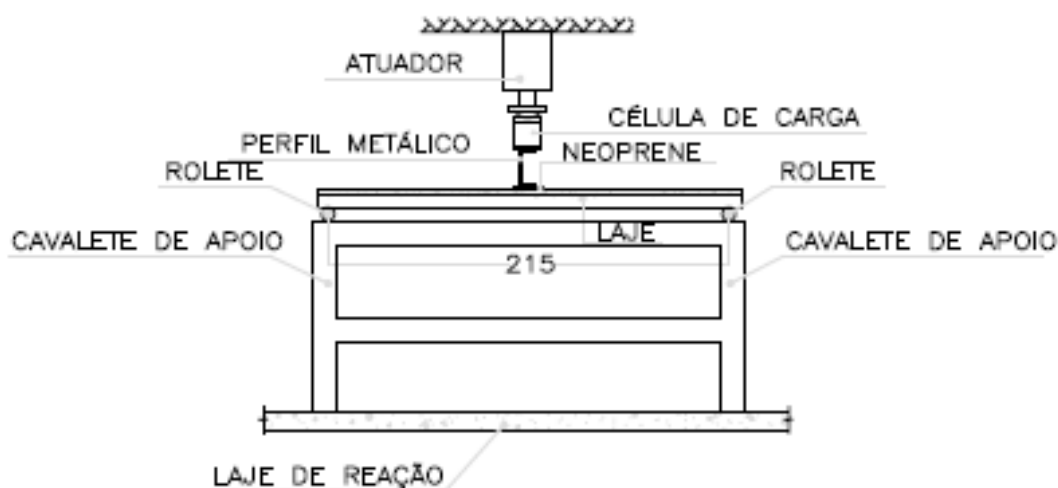


Fonte: Autor

5.4 PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

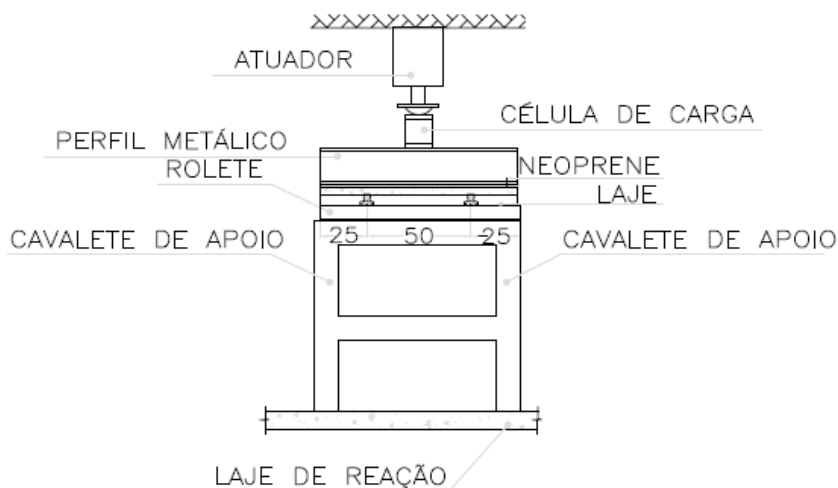
Os ensaios e aplicação da carga foram realizados no laboratório de estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, com a utilização do pórtico metálico montado sobre a laje de reação. O carregamento foi aplicado pelo atuador hidráulico alimentado por uma bomba manual e transferido ao protótipo por uma viga metálica perfil “C” 210 mm. O carregamento foi medido através de uma célula de carga constituída por um cilindro instrumentado através de extensômetros elétricos calibrado até 300 kN. O perfil “C” ficou entre a célula de carga e o protótipo. Sob o perfil “C” colocou uma faixa de neoprene transversalmente ao protótipo para uniformização da transferência da carga ao protótipo. As Figuras 5.20, 5.21, 5.22 e 5.23 ilustram o esquema usado para os ensaios.

Figura 5.20 – Esquema de aplicação de carga – vista lateral



Fonte: Autor

Figura 5.21 – Esquema de aplicação de carga – vista frontal



Fonte: Autor

Figura 5.22 – Montagem do ensaio



Fonte: Autor

Figura 5.23 – Detalhe – aplicação do carregamento



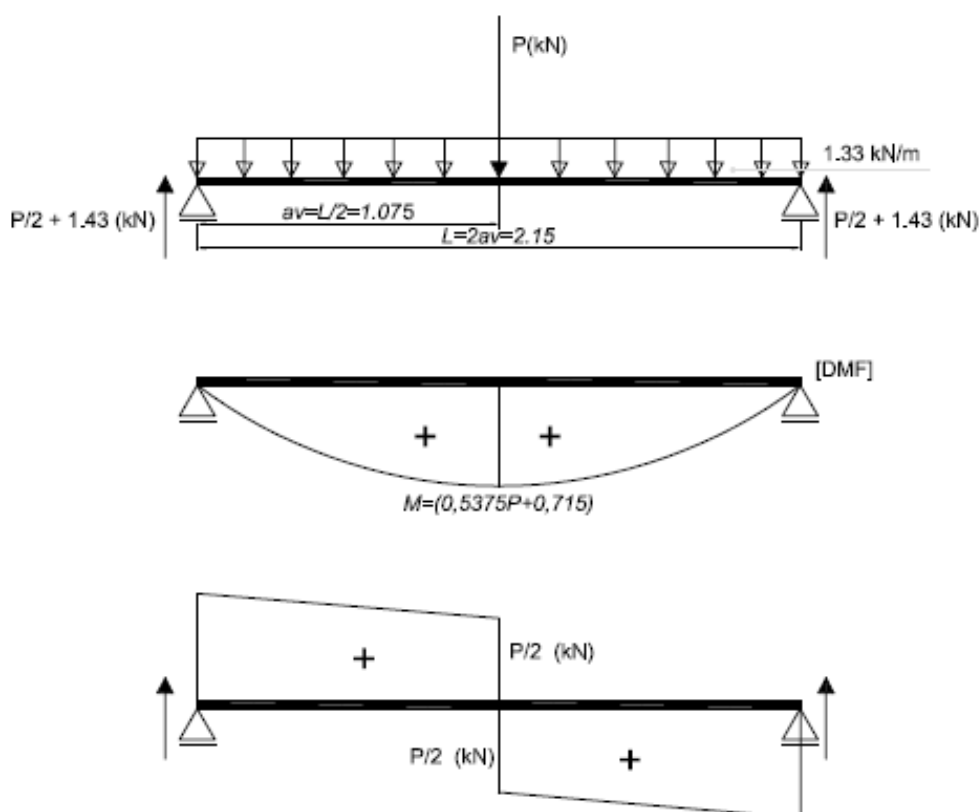
Fonte: Autor

O sistema de medição das deformações foi composto de um sistema de aquisição de dados (QUANTUM X MX1615b – HBM) de 16 canais, conectado a outro módulo de 4 canais para ligação dos LVDT's, acoplados a um microcomputador. Os equipamentos utilizados para aquisição de dados estão ilustrados na Figura 5.24.

de dados neste trabalho foi de 10 leituras por segundo. O vão teórico do protótipo é de 2,15m sendo denominado de $2a_v$, portanto, a distância a_v , correspondente ao meio do vão, igual a 1,075 m. A carga de ruptura é uma carga concentrada e o peso próprio cujo valor estimado foi de 2,66kN é um carregamento uniformemente distribuído.

O esquema de carregamento dos protótipos e os diagramas de esforços estão ilustrados na Figura 5.26.

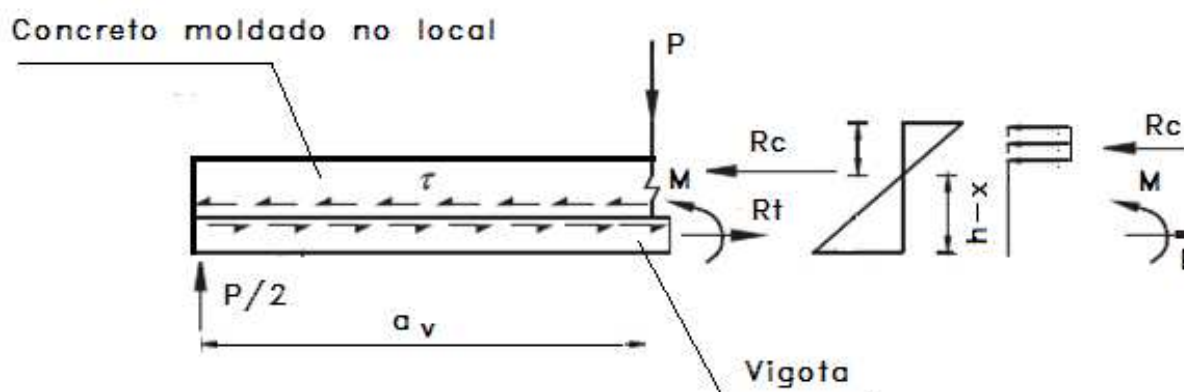
Figura 5.26 – Esquema do carregamento dos protótipos e diagramas de momento fletor e esforço cortante



Fonte: Autor

A Figura 5.27 representa o esquema dos esforços solicitantes com os diagramas de tensões atuantes na seção composta na ruptura, com destaque para o momento fletor na ruptura, a resultante de compressão no concreto moldado no local e a tensão de cisalhamento, τ , atuando ao longo da interface entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado.

Figura 5.27 – Diagrama de corpo livre da seção composta



Fonte: Autor

Para a ruptura à flexão, nos limites do domínio 2-3, onde a posição da linha neutra pode ser calculada por $x_{2-3}=0,239d$ e considerando as condições do ensaio, ou seja, o vão teórico de 2,15 m, o f_{ck} do concreto da mesa de 20 MPa, o aço no limite de resistência de 1750 MPa, uma altura útil de 10,25 cm, a carga máxima resistente estimada é de 20,62 kN.

CAPÍTULO 6

RESULTADOS E DISCUSSÕES

6.1 FISSURAÇÃO E RUPTURA

A carga foi aplicada de maneira continua até à ruptura e os valores últimos para a carga de ruptura e momento estão na Tabela 6.2.

Foi observado o aparecimento de fissuras e as posições que ocorreram. À medida que se aumentou o carregamento foi possível observar a evolução das fissuras ao longo do protótipo.

As primeiras fissuras sempre apareceram na região do meio do vão, quando se atingia valor em torno de 80% da carga de ruptura. Com o aumento do carregamento, aproximadamente a cada incremento de carga de 1 kN, as fissuras começavam a se dirigir do meio do vão para os apoios, conforme Figura 6.1.

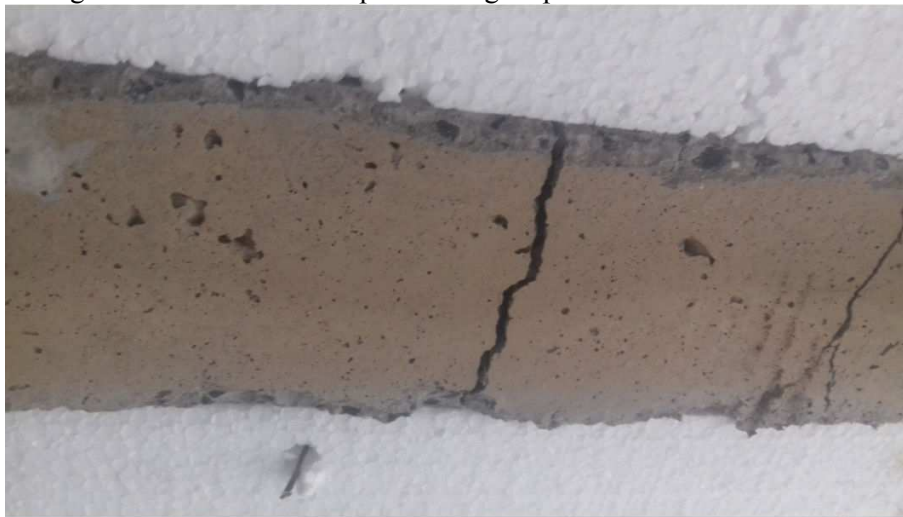
Figura 6.1 – Fissuras na região do meio do vão (vigota pré-moldada)



Fonte: Autor

As fissuras típicas no momento da ruptura podem ser visualizadas nas Figuras 6.2 e 6.3, com o concreto da vigota vindo a romper por tração nas fibras inferiores da seção composta.

Figura 6.2 – Fissuras na ruptura da vigota pré-moldada – vista inferior



Fonte: Autor

Figura 6.3 – Fissura na ruptura da vigota pré-moldada-vista inferior



Fonte: Autor

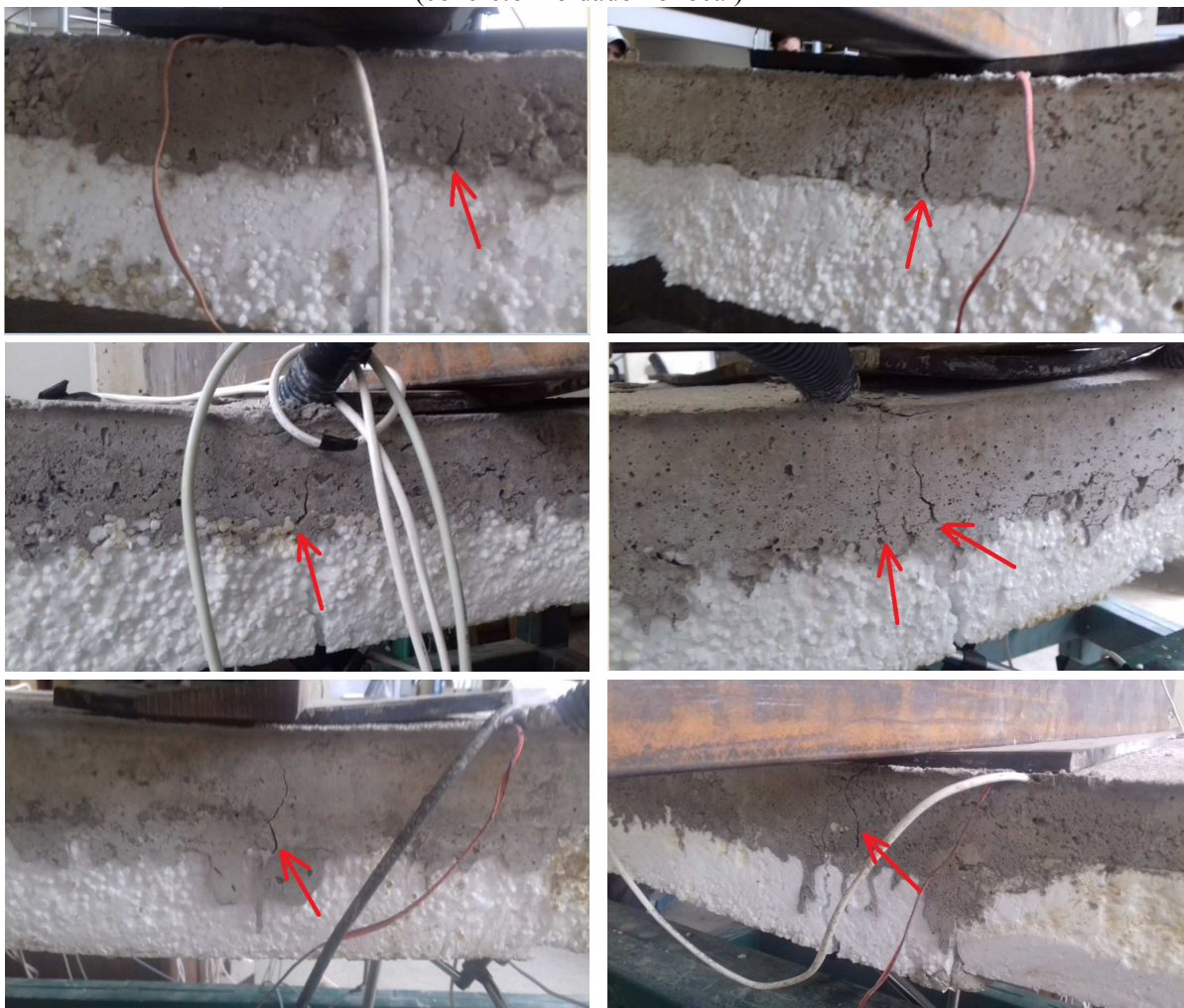
De acordo com o catálogo da ARCELLOR MITTAL, fabricante dos fios, o fio utilizado CP 175 RB (baixa relaxação) diâmetro 4.0mm, possui área de seção transversal 12,6 mm² e apresenta a carga mínima de ruptura o valor de 21,4 kN. A seção transversal da vigota do protótipo (Figura 5.5) possui 3 fios por vigota, o que garante a carga mínima de ruptura de 64,2 kN por vigota, sendo 128,4 kN por protótipo. Portanto, conforme os valores da Resultante de compressão (Tabela 6.2) observa-se que apenas os protótipos E01 LJ06, E02 LP02, E02 LP05, E03 LP01, E03 LP03, E03 LP05 e E03 LP06 apresentaram carga de ruptura superior aos valores indicados pelo fabricante, embora, exceto o protótipo E01

LJ04, os demais protótipos romperam com valores próximos ao mínimo especificado pelo fabricante. Isto indica que possivelmente, no protótipo E01 LJ04, houve perda de aderência de algum fio protendido. Nos demais protótipos houve ruptura de pelo menos 1 fio.

O fato de haver diferentes cargas de ruptura, possivelmente devido às variações da resistência à ruptura dos fios, explica o fato das diferenças entre os valores dos deslocamentos verticais e das deformações específicas nos protótipos, embora mesmo com valores de deslocamentos e deformações específicas variando para cada protótipo, praticamente todos apresentaram a mesma tendência de comportamento.

Com carregamento próximo da ruptura começaram a aparecer fissuras na capa de concreto moldado no local, indicando esmagamento da mesa de compressão. Na Figura 6.4 pode ser visualizada a fissuração típica do concreto moldado no local.

Figura 6.4 – Fissuras na região do meio do vão da mesa de compressão (concreto moldado no local)



Fonte: Autor

Dos 18 protótipos ensaiados, observou-se que em apenas dois protótipos, E01 LJ06 e E02 LP03, ocorreram fissuras na região dos apoios, mostrado na Figura 6.5, possivelmente por esforço cortante excessivo, embora em nenhum protótipo houvesse rompimento por cortante, ou seja, a fissura inicial sempre ocorreu primeiramente na região do meio do vão como em todos os outros protótipos.

Figura 6.5 – Fissura no apoio do protótipo E02 LP03



Fonte: Autor

6.2 INSPEÇÕES NOS PROTÓTIPOS APÓS RUPTURA

Após a ruptura, todos os protótipos ensaiados foram inspecionados. Foram feitos cortes longitudinal e transversal em todas as 18 peças e também foram verificadas e medidas as posições da armadura transversal para cada protótipo para se determinar a altura útil (d). As alturas úteis (d) das seções dos protótipos podem ser visualizadas na Tabela 6.2.

A princípio acreditava-se que os protótipos com concreto da capa com abatimento 18 cm pudessem preencher melhor os espaços laterais vazios entre a vigota e o bloco de enchimento. Como os grupos E01 e E02 foram executados com concreto moldado no local com DMA menor que o grupo E01, ou seja, executado com brita 0, também acreditava-se que devido a este fato estes espaços vazios entre a vigota e o elemento de enchimento também pudessem ser mais bem preenchidos, mas isto não ocorreu. Dos 18 protótipos, apenas dois protótipos tiveram os espaços entre a vigota e o elemento de enchimento completamente preenchido, E02 LP02 abatimento 12 cm e E03 LP03 abatimento 12 cm, conforme Figura 6.6. Este fato é de extrema importância na avaliação do perímetro a ser

considerado em torno da vigota, onde neste caso, devido falhas no preenchimento, não foi considerado todo o perímetro em torno da vigota.

Todos os demais protótipos apresentaram espaços vazios entre a vigota e o elemento de enchimento em uma ou nas duas vigotas do protótipo, possivelmente ocorrido pelo formato do enchimento não ser concordante com a forma da seção da vigota. Este fato mostra a importância do controle da execução da concretagem, a fim de se evitar que fiquem muitos espaços vazios entre a capa de concreto moldado no local e a lateral da vigota e desta forma aumentar o perímetro no contorno da seção.

Figura 6.6 – (a) Protótipo E02 LP02 com espaços preenchidos entre a vigota e o elemento de enchimento – corte transversal



b) Protótipo E02 LP02 com espaços preenchidos entre a vigota e o elemento de enchimento – corte longitudinal



Fonte: Autor

A Figura 6.7 mostra uma situação em que apenas uma vigota ficou preenchida por

completo.

Figura 6.7 – (a) Protótipo E01 LJ02 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte transversal



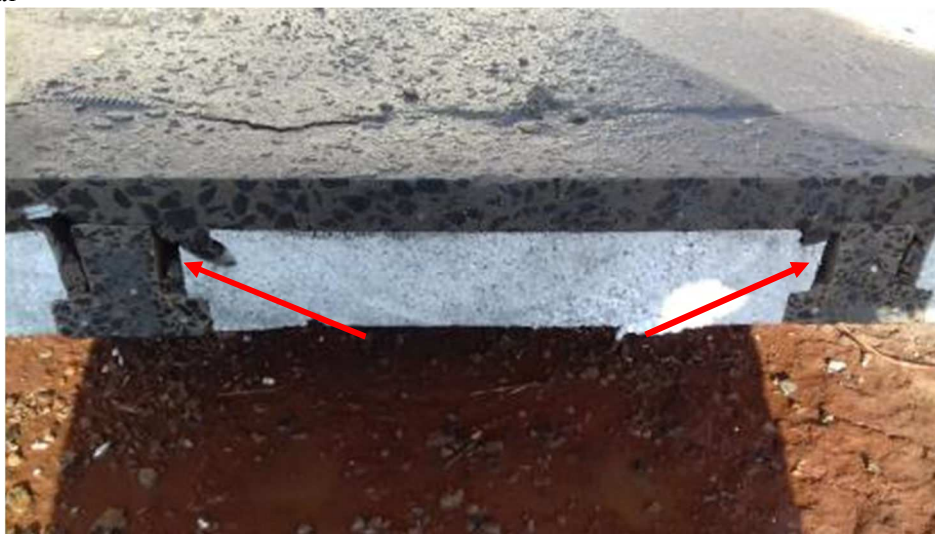
b) Protótipo E01 LJ02 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte longitudinal



Fonte: Autor

Na Figura 6.8, nota-se falhas na concretagem nas duas vigotas do protótipo, podendo ser observado, tanto no corte transversal (Figura 6.8a), quanto no corte longitudinal (Figura 6.8b). Esta situação limita o perímetro da interface e consequentemente aumenta a tensão de cisalhamento longitudinal atuante na seção.

Figura 6.8 – (a) Protótipo E03 LP04 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota – corte transversal



b) Protótipo E03 LP04 com espaço vazio entre as 2 faces em uma vigota e descolamento da capa de concreto moldado no local – corte longitudinal



Fonte: Autor

Embora no momento do ensaio não tenha sido possível perceber algum deslizamento na interface do concreto pré-moldado e moldado no local, foi possível perceber através da inspeção dos protótipos após a ruptura que alguns protótipos apresentaram descolamento ou tendência de descolamento da capa de concreto moldado no local e o concreto pré-moldado da vigota, conforme pode ser visualizado na Figura 6.7b.

O deslizamento não foi percebido por terem sido executadas as vigas de borda nos protótipos, onde esta, juntamente com o apoio móvel utilizado, absorveu os deslocamentos horizontais que surgiram na execução dos ensaios.

A Figura 6.9 mostra o descolamento da capa de concreto moldado no local do concreto pré-moldado de um protótipo.

Figura 6.9 – (a) Corte transversal do protótipo E01 LJ07 apresentando descolamento entre a capa de concreto e o concreto pré-moldado – corte transversal



b) Corte Longitudinal do protótipo E01 LJ07 mostrando o descolamento da capa de concreto moldado no local



Fonte: Autor

A partir das inspeções em todos os protótipos foi possível montar a Tabela 6.1, onde podem ser visualizados os resultados das inspeções visuais para cada protótipo.

Tabela 6.1 – Resultados das inspeções visuais nos protótipos

Protótipo	f_{ck} capa (MPa)	Abatimento concreto capa (cm)	Situação da capa de concreto moldado no local
E01 LJ 01	14,71	12,0	Descolou
E01 LJ 02	21,18	12,0	Fissura no apoio
E01 LJ 03	25,14	12,0	Sem descolamento
E01 LJ 04	21,11	18,0	Descolou
E01 LJ 06	23,40	18,0	Sem descolamento
E01 LJ 07	18,46	18,0	Descolou
E02 LP 01	19,95	12,0	Tendência de descolamento
E02 LP 02	24,72	18,0	Sem descolamento
E02 LP 03	16,99	18,0	Descolou/Fissuração no apoio
E02 LP 04	25,02	18,0	Sem descolamento
E02LP05e	16,45	12,0	Tendência de descolamento
E02LP06e	24,74	18,0	Sem descolamento
E03LP01e	17,65	18,0	Tendência de descolamento
E03LP02e	26,54	18,0	Sem descolamento
E03LP03e	23,90	12,0	Sem descolamento
E03LP04e	24,48	12,0	Sem descolamento
E03 LP 05	26,93	12,0	Sem descolamento
E03 LP 06	24,44	12,0	Sem descolamento

Fonte: Autor

Foi possível perceber que os protótipos com os menores valores de f_{ck} para o concreto moldado no local descolaram ou apresentaram tendência de descolamento. Possivelmente isto ocorreu pelo fato destes concretos terem menor adesão na interface entre a capa de concreto moldado no local e o concreto pré-moldado e desta forma e também, devido à sua menor resistência terem menor capacidade de absorver as tensões longitudinais que surgem na flexão. Exceto o protótipo E01 LJ04, os protótipos que descolaram ou apresentaram tendência de descolamento, possuíam capa de concreto moldado no local com f_{ck} menores que 20 Mpa.

Pode-se observar também que não houve nenhuma relação entre o descolamento e a presença de eletrodutos.

6.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS

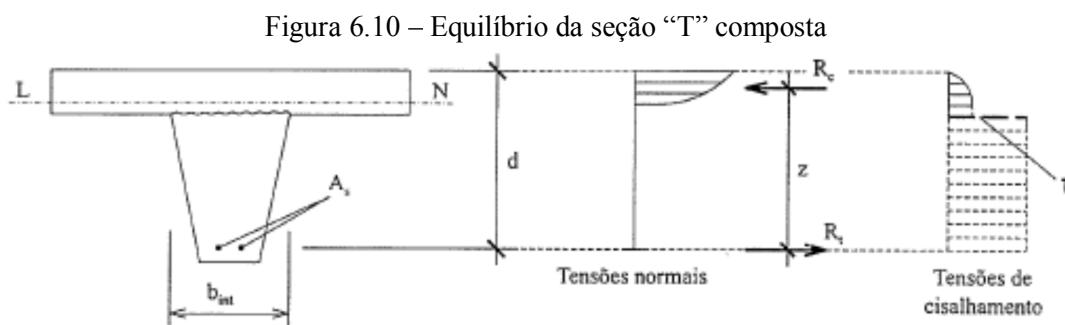
A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de flexão nos protótipos, realizados no laboratório de estruturas da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia. De acordo com as características geométricas da seção tipo “T”, Figura 6.10, o momento fletor resistente na seção composta pode ser calculado pela resultante das forças de compressão multiplicado pelo braço de alavanca z , conforme Equação 6.1.

$$M = R_c \times z$$

Equação 6.1

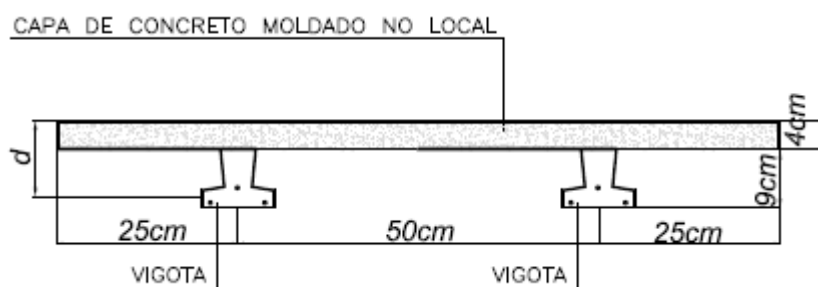
O braço de alavanca z é calculado pela simplificação do diagrama parábola-retângulo, de altura y , como sendo a diferença entre a altura útil (d) e a posição da resultante das forças de compressão, ou seja, $z = d - (y/2)$. Como $y = 0,8x$, o braço de alavanca pode ser dado por $d = d - 0,4x$. O momento de ruptura foi obtido pelo carregamento atuante na seção composta, conforme esquema analítico da Figura 5.26. A altura útil da seção composta, d , foi determinada pela diferença entre a altura da seção composta, 13 cm, e a distância da face inferior até o centro de gravidade da armadura de protensão (d''), conforme as características geométricas da seção da vigota protendida (Figura 5.5) e da seção composta de projeto, como mostrado na Figura 6.11. Através dos cortes transversais em cada protótipo, foram verificadas as posições da armadura, e obtido o valor real da altura útil d e, conseqüentemente, do braço de alavanca z .

Na Tabela 6.2 são mostrados os resultados dos ensaios obtidos para os protótipos utilizados neste trabalho e também os valores das alturas úteis (d) e braços de alavanca de cada protótipo.



Fonte: El Debs (2000)

Figura 6.11 – Características geométricas da seção tipo “T” do protótipo



Fonte: Autor

A posição da linha neutra foi obtida pelo cálculo do momento resistente da seção, através da simplificação do diagrama parábola-retângulo, sendo admitido um retângulo com altura $y = 0,8.x$, onde x representa a linha neutra da seção composta, e a tensão no concreto moldado no local correspondente ao valor do f_{ck} (retirando o valor $0,85 \cdot f_{cd}$ do efeito Rusch) calculada conforme a expressão a seguir:

$$M = 0,8 \cdot b_{ef} \cdot x \cdot f_{ck} \cdot (d - 0,4x) \quad \text{Equação 6.2}$$

Onde:

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto;

x é a posição da linha neutra;

b_{ef} : largura da mesa;

Considerando a largura da mesa como 100,0 cm, a posição da linha neutra pode ser determinada a partir da Equação 6.2.

As posições da linha neutra de cada protótipo também estão na Tabela 6.2.

Pode ser observado que em todos os protótipos a linha neutra corta a capa de concreto moldado no local (mesa).

Tabela 6.2 – Resultados dos ensaios dos protótipos nos ensaios até a ruptura na flexão

Protótipo	Carga de Ruptura (kN)	Peso Próprio (kN/m)	Momento de Ruptura (kNcm)	d medido (cm)	z (cm)	Resultante de compressão no concreto moldado no local (kN)	x (cm)
E01 LJ 01	21,00	1,33	1205,60	10,77	10,38	116,20	0,987
E01 LJ 02	21,01	1,33	1206,30	10,80	10,53	114,56	0,676
E01 LJ 03	23,15	1,33	1321,11	10,60	10,35	127,69	0,635
E01 LJ 04	13,13	1,33	782,32	9,83	9,64	81,17	0,481
E01 LJ 06	25,16	1,33	1429,09	10,93	10,65	134,27	0,717
E01 LJ 07	19,19	1,33	1108,53	10,40	10,11	109,72	0,743
E02 LP01	19,49	1,33	1124,22	10,20	9,918	113,38	0,710
E02 LP02	24,20	1,33	1377,71	10,20	9,921	138,90	0,702
E02 LP03	18,44	1,33	1068,13	10,53	10,23	104,49	0,769
E02 LP04	22,06	1,33	1262,49	10,60	10,36	121,90	0,609
E02LP05e	24,02	1,33	1367,69	10,83	10,43	131,11	0,997
E02LP06e	21,02	1,33	1206,70	10,57	10,34	116,77	0,590
E03LP01e	24,17	1,33	1376,04	10,97	10,6	129,79	0,919
E03LP02e	23,04	1,33	1315,14	10,80	10,57	124,48	0,586
E03LP03e	25,56	1,33	1450,82	10,40	10,1	143,65	0,751
E03LP04e	20,01	1,33	1152,60	10,60	10,37	111,11	0,567
E03 LP05	24,02	1,33	1368,07	10,60	10,36	132,12	0,613
E03 LP06	26,00	1,33	1474,53	11,00	10,67	137,57	0,704

Fonte: Autor

Conforme pode ser notado, todas as cargas de ruptura foram superiores à prevista em projeto (9,68 kN), apesar da resistência à compressão no concreto da mesa não ter atingido à de projeto (20 MPa) em alguns protótipos.

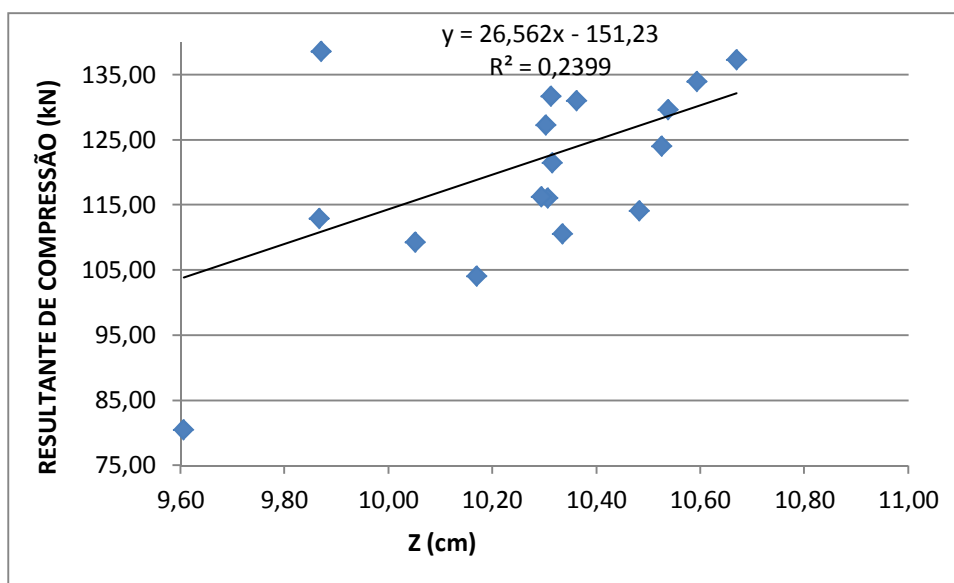
Pode-se observar também que a média das cargas de ruptura de 21,93 kN ficou próxima do valor estimado para o ensaio de 20,62 kN.

De acordo com a seção de projeto, ilustrada pela Figura 5.5, a altura útil (d) da seção seria de 10,25 cm. Conforme mostra a Tabela 6.2, houve variações para as posições das armaduras conforme medições efetuadas através das inspeções realizadas nos protótipos, obtidas através dos cortes transversais e longitudinais. Assim, houve variação no momento

resistente da seção em função da variação do braço de alavanca z de um protótipo para outro.

O gráfico da Figura 6.12 mostra a variação da resultante no concreto moldado no local em função do braço de alavanca (z).

Figura 6.12 – Gráfico da variação da resultante de compressão no concreto moldado no local x braço de alavanca (z)



Fonte: Autor

Nota-se que existe uma tendência de aumento na capacidade resistente da seção com o aumento do braço de alavanca, como consequência do aumento da altura útil da seção, mas o estudo demonstrou baixa correlação (0,2399) entre a resultante de compressão no concreto moldado no local e o braço de alavanca (z). Isto pode ser explicado pelo fato de que as alturas dos protótipos eram praticamente constantes, com pequenas variações nas posições das armaduras. Se fosse feito um estudo em protótipos com alturas diferentes, possivelmente o valor da correlação seria mais alto.

6.4 RESISTÊNCIA ÀS TENSÕES DE CISALHAMENTO ATUANTES NA SEÇÃO

A seguir é apresentado o resultado das tensões de cisalhamento atuantes na seção, conforme ABNT NBR 9062:2006, PCI 2004, FIB MC 2012 e a norma espanhola EF-96. Importante ressaltar que, conforme inspeção realizada nos protótipos, adotou-se como

largura da interface, denominado b_{int} nos procedimentos da ABNT NBR 9062:2006, PCI 2004 e FIB MC 2010 e p no procedimento da EF-96, o valor de 10,0 cm (5,0 cm de cada vigota), pois, devido à falhas na concretagem, não pode ser considerado um perímetro crítico confiável em torno da vigota.

6.4.1 ABNT NBR 9062:2006

Segundo a ABNT NBR 9062:2006, para calcular a tensão solicitante de cisalhamento na interface, τ_{sd} , deve ser considerado o valor médio da força F_d de compressão ou de tração acima da ligação, ao longo do comprimento a_v (metade do vão do protótipo) e a largura de interface b_{int} , conforme equação 4.7, ou seja, $\tau_{sd} = F_d / a_v \cdot b_{int}$.

Com a resultante de compressão no concreto moldado no local, tem-se o valor da força F_d da Equação 4.7. Desta forma a tensão de cisalhamento longitudinal τ , atuante ao longo da seção composta é calculada pela Equação 6.3:

$$\tau = R_c / a_v \times b_{int} \quad \text{Equação 6.3}$$

O valor de b_{int} é a largura da interface, ou seja, 5,0 cm para cada vigota, sendo considerado portanto a largura de 10 cm para toda a seção, pois o EPS possui a altura aproximada da nervura.

Os valores obtidos pela Equação 6.3 foram comparados aos valores obtidos pela equação 4.8. Os protótipos não possuem armadura atravessando a interface, portanto $\beta_s = 0$ e, conseqüentemente, toda a primeira parcela da Equação 4.8 se anula. O valor de β_c foi adotado em 0,3, pois não possui armadura atravessando a interface. Para o valor de f_{ctd} , que é a resistência a tração de cálculo do concreto, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda o cálculo pela Equação 4.18.

Os dois resultados são comparados e a tensão de cisalhamento longitudinal atuante na seção, τ , para atender a ABNT NBR 9062:2006, calculado pela Equação 6.3, deverá ser menor que o valor último da tensão de cisalhamento, conforme Equação 4.8.

Os resultados obtidos conforme procedimento da ABNT NBR 9062:2006 pode ser visualizados na Tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Resultados das tensões de cisalhamento longitudinal, última e atuantes na seção composta conforme ABNT NBR 9062:2006

Protótipo	f_{ck} capa (MPa)	f_{t_k} capa (MPa)	Resultante de compressão no concreto moldado no local (kN)	Tensão última cisalhante- τ_u (MPa)	Tensão cisalhante atuante- τ (MPa))
E01 LJ 01	14,71	1,80	116,20	0,540	1,081
E01 LJ 02	21,18	2,30	114,56	0,689	1,066
E01 LJ 03	25,14	2,57	127,69	0,772	1,188
E01 LJ 04	21,11	2,29	81,17	0,687	0,755
E01 LJ 06	23,40	2,45	134,27	0,736	1,249
E01 LJ 07	18,46	2,10	109,72	0,629	1,021
E02 LP 01	19,95	2,21	113,38	0,662	1,055
E02 LP 02	24,72	2,55	138,90	0,764	1,292
E02 LP 03	16,99	1,98	104,49	0,595	0,972
E02 LP 04	25,02	2,57	121,90	0,770	1,134
E02LP05e	16,45	1,94	131,11	0,582	1,220
E02LP06e	24,74	2,55	116,77	0,764	1,086
E03LP01e	17,65	2,03	129,79	0,610	1,207
E03LP02e	26,54	2,67	124,48	0,801	1,158
E03LP03e	23,90	2,49	143,65	0,747	1,336
E03LP04e	24,48	2,53	111,11	0,759	1,034
E03 LP 05	26,93	2,70	132,12	0,809	1,229
E03 LP 06	24,44	2,53	137,57	0,758	1,280

Fonte: Autor

Pode ser observado que todos os valores das tensões atuantes superaram os valores últimos, possivelmente pelo fato de não poder ser considerado o perímetro em torno da nervura, considerando apenas a largura da interface.

6.4.2 PCI (2004)

Segundo o PCI (2004), a verificação da resistência ao cisalhamento deve atender a condição da Equação 4.10, ou seja, $F_{hd} \leq F_{hu}$. F_{hd} é a resultante das forças de compressão do concreto moldado já determinadas e mostradas nas Tabelas 6.2 e 6.3.

No dimensionamento de seções compostas, existem três situações a serem consideradas em função da resultante da força de cisalhamento, F_{hd} , atuando na seção.

A primeira situação ocorre quando F_{hd} for menor ou igual a $0,56.b_{int}.a_v$, e se a superfície for “intencionalmente” rugosa, a armadura de cisalhamento pode ser dispensada.

A segunda situação ocorre quando o valor de F_{hd} ficar entre $0,56.b_{int}.a_v$ e $2,45.b_{int}.a_v$. Considera-se nesta situação que as superfícies da interface são intencionalmente rugosas, com amplitude de rugosidade de até $\frac{1}{4}$ de polegadas ou 6,35 mm, com a utilização de armadura mínima calculada pela Equação 4.12;

Na terceira situação, para valores de F_{hd} maiores que $2,45.b_{int}.a_v$, torna-se necessária a colocação de uma armadura ao longo do comprimento a_v determinado pela Equação 4.13.

Os resultados mostraram que os valores obtidos pela resultante de forças no concreto moldado no local, para todos os protótipos, superaram o valor limite para a primeira situação, isto é, considerando a largura da interface (b_{int}) como 5,0 cm em cada vigota, total 10,0 cm, e a metade do vão (a_v) igual 107,5 cm, o valor limite para se dispensar a armadura de cisalhamento seria no máximo 60,2 kN. Possivelmente isto ocorreu pelo fato de não poder ser considerado o perímetro em torno da vigota e ser considerado apenas a largura da interface. Neste caso, o PCI (2004) admite o uso de armadura mínima calculada pela Equação 4.12. Considerando os parâmetros de b_{int} e a_v , estes valores ficam entre 60,2 kN e 263,375 kN. Pode ser observado pelos valores das Tabelas 6.1 e 6.2 que a resultante de compressão no concreto moldado no local ficam entre $0,56.b_{int}.a_v$ e $2,45.b_{int}.a_v$, e, portanto, para atender às exigências do PCI (2004) deveria ser utilizada a armadura mínima de cisalhamento, calculada através da Equação 4.12.

6.4.3 FIB MC 2010

De acordo com o FIB MC 2010, o cálculo da tensão última de cisalhamento (τ_u) é definida a partir do somatório das parcelas referentes à adesão, atrito e efeito de pino, e adota a expressão 4.16 para avaliar a resistência ao cisalhamento da ligação.

Como não foram feitos protótipos com armadura atravessando a interface, a expressão 4.16 fica reduzida à seguinte expressão:

$$\tau_u = \tau_a + \mu \cdot \sigma_n \leq \beta_c \cdot v \cdot f_{cc} \quad \text{Equação 6.4}$$

O valor de τ_a corresponde à parcela da adesão entre as superfícies e a parcela $\mu \cdot \sigma_n$ corresponde à parcela de atrito existente entre as superfícies. Ressalta-se novamente que

não há armadura atravessando a interface e, portanto, não há aumento do atrito entre as superfícies devido à armadura nem parcela referente à efeito de pino.

Os resultados obtidos, conforme parâmetros do FIB MC 2010, podem ser visualizados na Tabela 6.4.

Tabela 6.4 – Resultados das tensões de cisalhamento longitudinal conforme FIB MC 2010

Protótipo	V (kN)	f_{t_k} capa (MPa)	τ_c (MPa)	σ_N (MPa)	τ_u (MPa)	τ_d (MPa)	ν	Limite τ_u (MPa)
E01 LJ 01	11,93	1,80	0,180	0,222	0,335	1,150	0,70	5,13
E01 LJ 02	11,94	2,30	0,230	0,222	0,385	1,134	0,62	6,54
E01 LJ 03	13,00	2,57	0,257	0,242	0,427	1,257	0,58	7,33
E01 LJ 04	7,99	2,29	0,229	0,149	0,333	0,829	0,62	6,53
E01 LJ 06	14,01	2,45	0,245	0,261	0,428	1,316	0,60	6,99
E01 LJ 07	11,03	2,10	0,210	0,205	0,353	1,091	0,65	5,97
E02 LP 01	11,17	2,21	0,441	0,208	0,608	1,127	0,63	6,29
E02 LP 02	13,53	2,55	0,509	0,252	0,711	1,364	0,59	7,25
E02 LP 03	10,65	1,98	0,397	0,198	0,555	1,042	0,66	5,65
E02 LP 04	12,46	2,57	0,513	0,232	0,699	1,203	0,58	7,31
E02LP05e	13,44	1,94	0,388	0,250	0,588	1,288	0,67	5,53
E02LP06e	11,94	2,55	0,509	0,222	0,687	1,155	0,59	7,26
E03LP01e	13,52	2,03	0,407	0,251	0,608	1,275	0,66	5,79
E03LP02e	12,95	2,67	0,534	0,241	0,727	1,226	0,57	7,60
E03LP03e	14,21	2,49	0,498	0,264	0,709	1,407	0,59	7,09
E03LP04e	11,44	2,53	0,506	0,213	0,676	1,103	0,59	7,20
E03 LP 05	13,44	2,70	0,539	0,250	0,739	1,298	0,57	7,68
E03 LP 06	14,43	2,53	0,505	0,268	0,720	1,346	0,59	7,20

Fonte: Autor

A tensão normal é calculada pela força de ruptura dividida pela área da interface, considerando a largura da interface como 5,0cm em cada vigota, ou seja, 10,0cm ao longo do comprimento 107,5cm (metado do vão), logo a área da interface vale 1075,0 cm².

Para os valores do coeficiente c_a foram utilizados os valores da Tabela 4.5. Para os protótipos do grupo E01 usou-se 0,1 e para os protótipos dos grupos E02 e E02 usou-se

0,2. Para os coeficientes β_c e μ foram utilizados os valores fornecidos pela Tabela 4.6. Nos protótipos do grupo E01 o valor adotado para μ é 0,7 e para os protótipos dos grupos E02 e E03 o valor de μ é 0,8. O valor de β_c é 0,5 para todos os grupos.

Pode ser observado que em todos os protótipos os valores de ν foram maiores que 0,55 e sendo assim, no cálculo do limite de τ_u foi usado 0,55 como valor para ν .

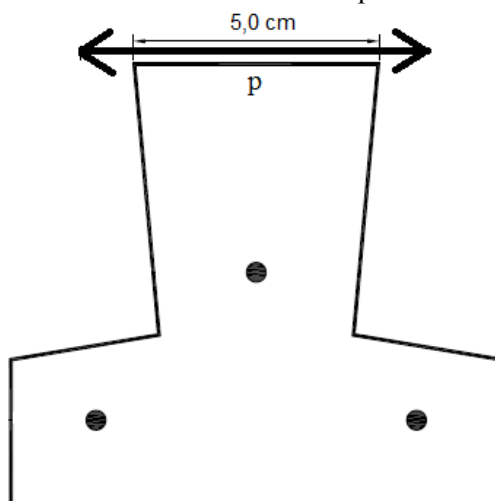
Pode-se observar que os valores de tensões solicitantes (τ_d) calculados de acordo com FIB MC 2010 ficaram bem próximos dos valores calculados pela ABNT NBR 9062:2006.

6.4.4 NORMA ESPANHOLA EF-96

A norma espanhola EF-96 recomenda a verificação da força longitudinal, denominada de rasante, em seções compostas através da limitação da força cortante de cálculo, conforme a Equação 4.23, ou seja, $V_d \leq \beta.p.d.f_{cv}$.

Como nos demais procedimentos, para o perímetro crítico foi considerado apenas a largura da interface, 10,0 cm, sendo 5,0 cm por vigota conforme Figura 6.13

Figura 6.13 – Perímetro crítico na superfície de contato



Fonte: Autor

Para o valor de β , coeficiente relativo à rugosidade da superfície de contato, adotou-se o valor de 1,2 para todos os grupos pois todos os grupos apresentam rugosidades e mesmo os protótipos do grupo E01 não podem ser considerados como lisos.

Tabela 6.5 – Resultados da verificação da força longitudinal conforme procedimentos da EF-96

Protótipo	Esforço Cortante V (kN)	f_{cv} (MPa)	d (cm)	V_u (kN)
E01 LJ 01	11,93	0,499	10,77	6,44
E01 LJ 02	11,94	0,598	10,80	7,75
E01 LJ 03	13,00	0,652	10,60	8,29
E01 LJ 04	7,99	0,597	9,83	7,05
E01 LJ 06	14,01	0,629	10,93	8,25
E01 LJ 07	11,03	0,559	10,40	6,97
E02 LP 01	11,17	0,581	10,20	7,11
E02 LP 02	13,53	0,646	10,20	7,91
E02 LP 03	10,65	0,536	10,53	6,77
E02 LP 04	12,46	0,650	10,60	8,27
E02LP05e	13,44	0,527	10,83	6,85
E02LP06e	11,94	0,647	10,57	8,20
E03LP01e	13,52	0,546	10,97	7,19
E03LP02e	12,95	0,670	10,80	8,68
E03LP03e	14,21	0,636	10,40	7,93
E03LP04e	11,44	0,643	10,60	8,18
E03 LP 05	13,44	0,675	10,60	8,58
E03 LP 06	14,43	0,643	11,00	8,48

Fonte: Autor

Pode ser observado que, não se considerando um perímetro em torno da vigota, como nos demais procedimentos, todos os valores das tensões atuantes ultrapassaram os valores limites.

6.5 TRATAMENTO ESTATÍSTICO

Para verificar a influência das variáveis nos resultados, foram realizados testes de correlação e de análise de variância-ANOVA.

6.5.1 TESTES DE CORRELAÇÃO

A partir dos valores das cargas de ruptura e f_{ck} do concreto moldado no local procurou-se investigar se existe uma relação direta entre estas variáveis, ou seja, se existe uma

correlação entre 2 variáveis. Uma planilha eletrônica, como o EXCEL por exemplo, possui uma função denominada CORREL que calcula diretamente o coeficiente de correlação entre 2 variáveis, comparando diretamente 2 matrizes de dados, onde cada variável ocupa a mesma linha ou a mesma coluna. Considerando todos os protótipos, o coeficiente de correlação entre o f_{ck} da capa de concreto e a carga de ruptura, resultou no valor de 0,324, indicando existir uma fraca correlação entre estas variáveis. Isto significa que o f_{ck} da capa de concreto moldado no local não teve muita influência na ruptura dos protótipos.

6.5.2 ANÁLISE DE VARIÂNCIA - ANOVA

Foi realizada uma análise de variância (ANOVA), fator único entre as variáveis e a tensão cisalhante atuante, sendo considerada uma probabilidade de 0,05. Os resultados do teste de hipótese estão apresentados na Tabela 6.6. Deve-se salientar que uma variável podem afetar o resultado de outras interferindo na análise.

Tabela 6.6 – Resultados do estudo de ANOVA

Grupo	F	F _{crítico}	valor-P
Textura superficial	0,32	4,96	0,584
Abatimento	1,06	4,49	0,318
DMA	3,05	4,96	0,111
Presença de eletrodutos	0,17	4,96	0,689

Fonte: Autor

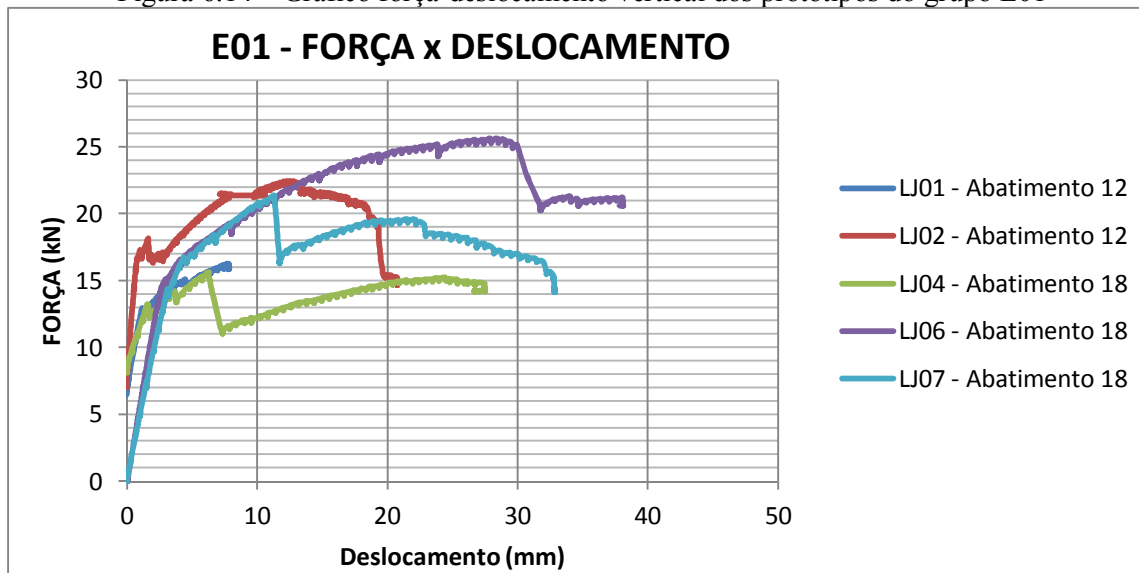
Os resultados apresentados na Tabela 6.6 indicam que não há evidências da influência da textura superficial, abatimento, DMA e da presença de eletrodutos na tensão cisalhante atuante na ruptura, pois todas as análises resultaram em F menor que F_{crítico} e valor-P maior que 0,05.

6.6 DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os equipamentos de aquisição de dados utilizados permitiram que os deslocamentos verticais fossem acompanhados até o momento da ruptura. Os valores dos deslocamentos verticais medidos no meio do vão dos protótipos, por meio dos transdutores de deslocamentos, em função da força são relacionados nas Figuras 6.14 a 6.16.

Para o protótipo E01 LJ03, não foi possível efetuar a medição dos deslocamentos em função da carga, por falha na fixação dos equipamentos.

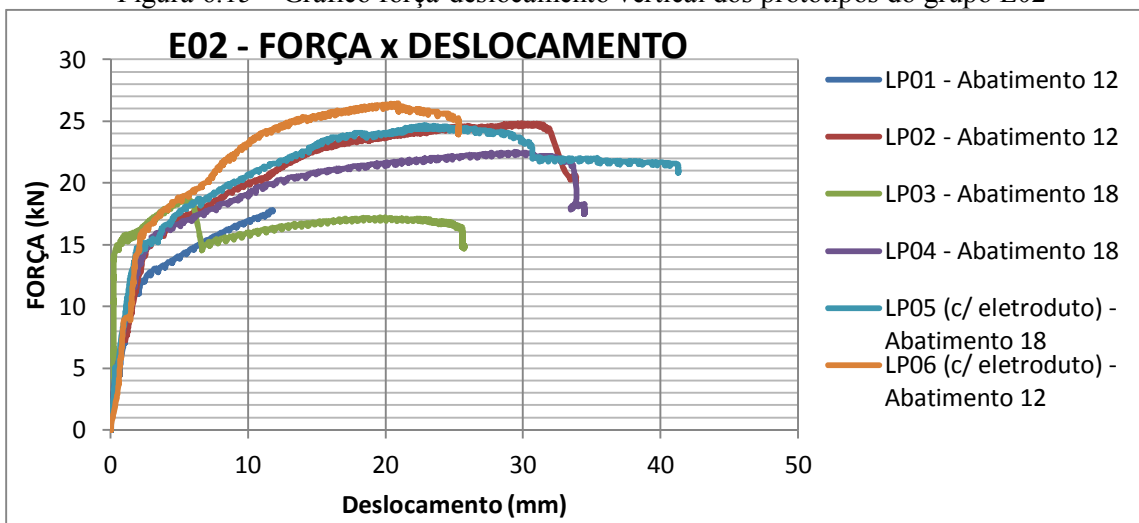
Figura 6.14 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo E01



Fonte: Autor

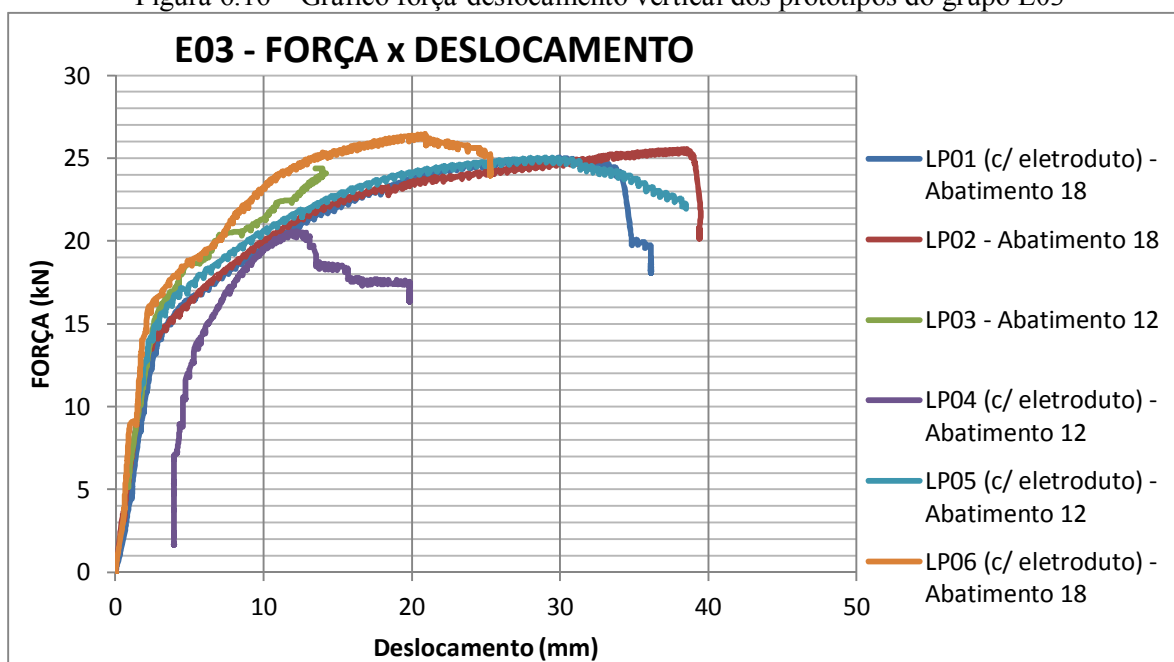
Para o grupo E01, o comportamento dos protótipos no regime elástico, avaliado pela inclinação da reta crescente foi praticamente o mesmo para todos os protótipos, onde a rigidez média, dada pela inclinação da reta no regime elástico é 5,91 kN/mm. O protótipo E01 LJ02 apresentou uma rigidez 7% maior que a média e o protótipo E01 LJ04 apresentou uma rigidez 4,4% menor que a média. Os demais tiveram variações muito pequenas em relação à média.

Figura 6.15 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo E02



Fonte: Autor

Figura 6.16 – Gráfico força-deslocamento vertical dos protótipos do grupo E03



Fonte: Autor

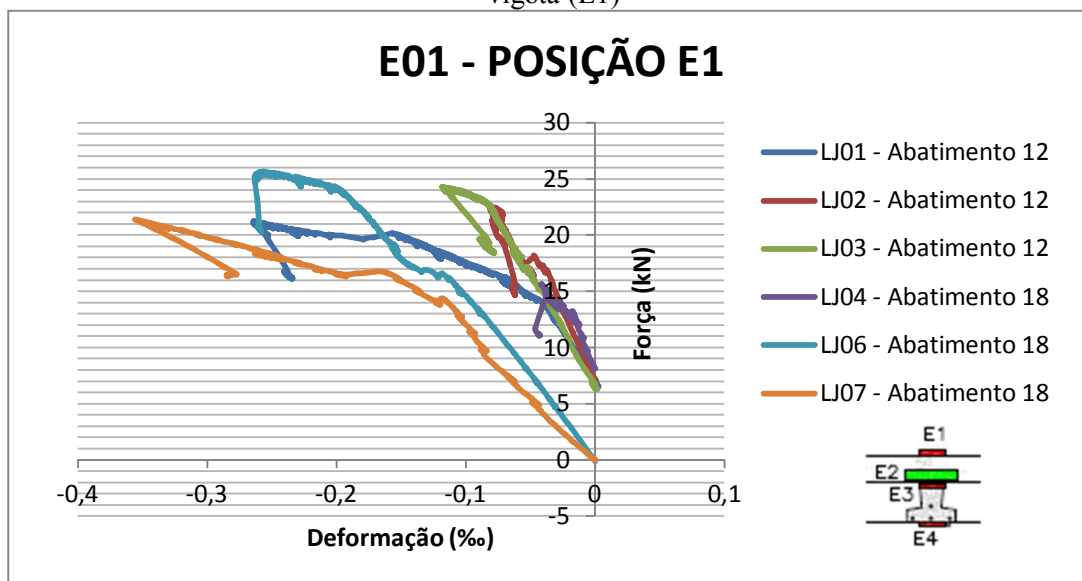
O grupo E02 apresentou comportamento semelhante ao grupo E01, onde a rigidez média foi de inclinação média foi de 6,19 kN/mm. O protótipo E02 LP03 apresentou uma rigidez 10% superior à média. Os demais protótipos não chegaram a 5% de variação em relação à média.

O grupo E03 também manteve a mesma tendência. A rigidez média foi de 6,36 kN/mm e apenas o protótipo E03 LP04 teve rigidez um pouco superior, os demais também não chegaram a 5% de variação em relação à média geral.

6.7 DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS DO CONCRETO

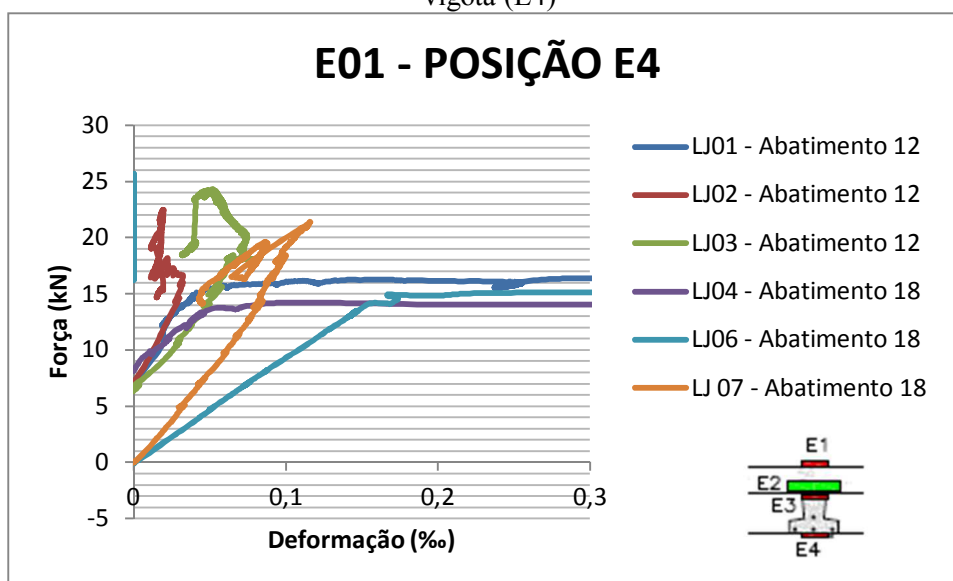
As deformações específicas do concreto, medidas de forma contínua pelo equipamento aquisitor de dados, em função da carga podem ser visualizados nas Figuras a seguir. As deformações foram separadas pelos lotes E01, E02 e E03 e pelas posições 1,2,3 e 4 ao longo da seção transversal. Os resultados na posição E1, Figura 6.17, na face superior do concreto moldado no local, ficaram dentro das expectativas tendo em vista que esta região trabalha sempre à compressão. É possível perceber que os valores das deformações específicas no concreto, até a ruptura possuíram a mesma ordem de grandeza, dentro dos limites do domínio 2, ou seja 3,5 %.

Figura 6.17 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01 – face superior da vigota (E1)



Fonte: Autor

Figura 6.18 – Gráfico carga-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01 – face inferior da vigota (E4)

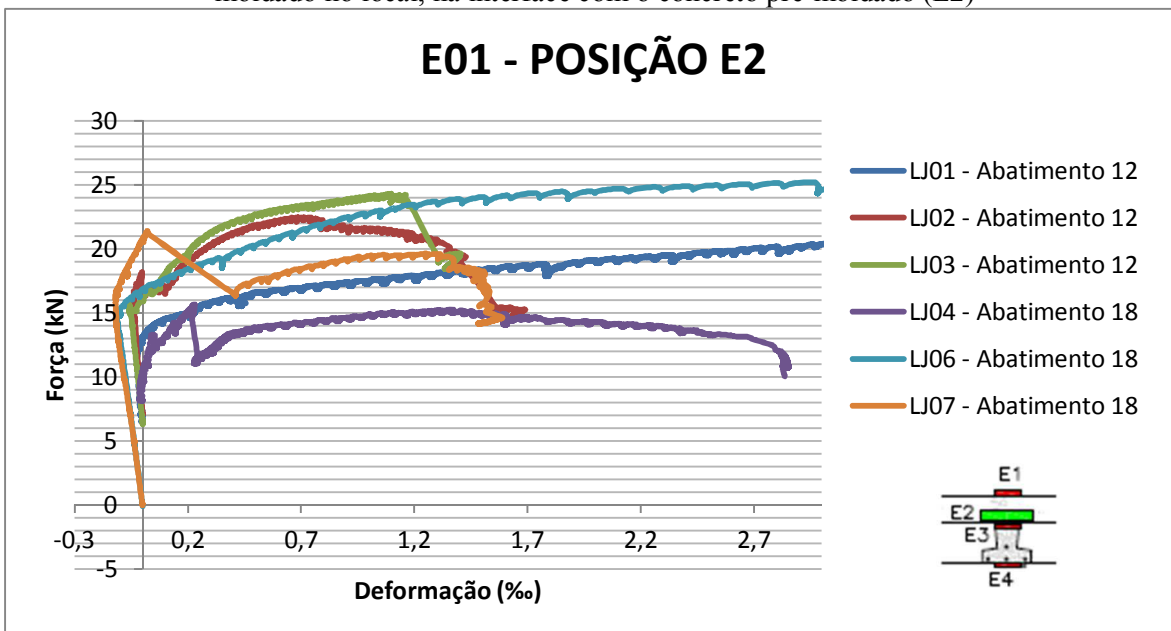


Fonte: Autor

Para uma melhor comparação, a Figura 6.18 mostra o Gráfico carga-deformação específica da posição E4, face inferior da vigota. Esta região trabalha exclusivamente à tração e observou-se que mesmo sendo um concreto com outro f_{ck} , no caso o concreto da vigota pré-moldada, executado com maior controle que o concreto moldado no local, os resultados das deformações foram bem parecidos em módulo, com a ruptura também nos limites do domínio 2. Isto pode ser explicado pelo fato da nervura estar pré-tensionada e durante o ensaio ela vai aliviando as tensões no concreto fazendo com que a seção se

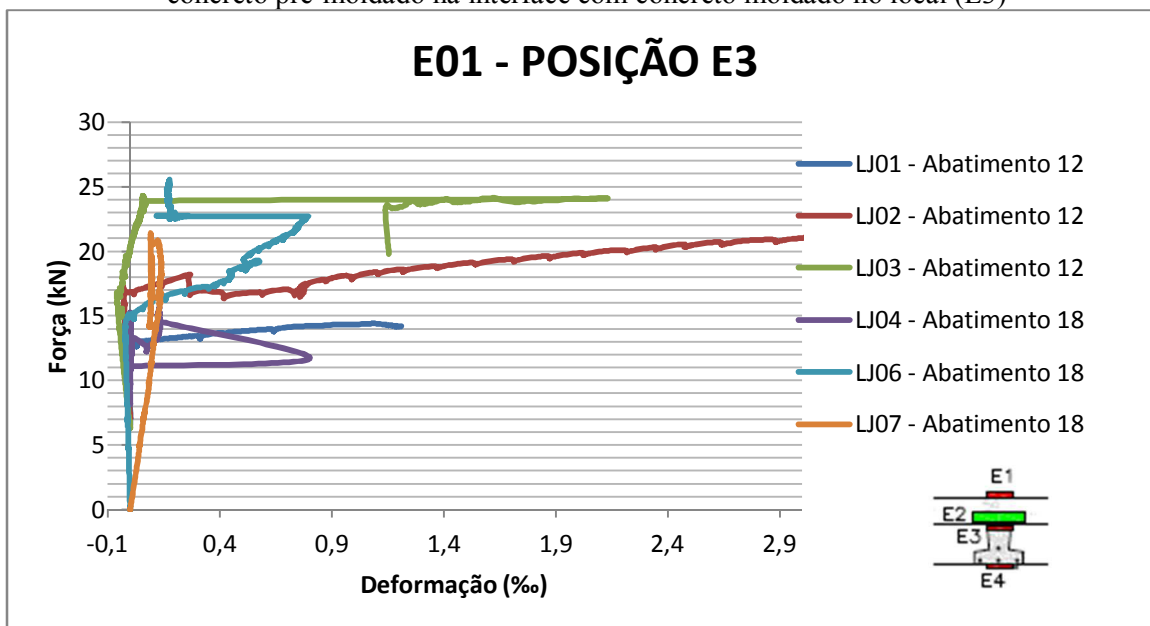
aproxime do funcionamento no estágio I e altera-se durante o ensaio até atingir o estado de ruptura. Esta situação se mantém até que seja finalizada a descompressão da vigota protendida.

Figura 6.19 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E01 – concreto moldado no local, na interface com o concreto pré-moldado (E2)



Fonte: Autor

Figura 6.20 – Gráfico força-deformação específica do concreto dos protótipos do grupo E01 – concreto pré-moldado na interface com concreto moldado no local (E3)



Fonte: Autor

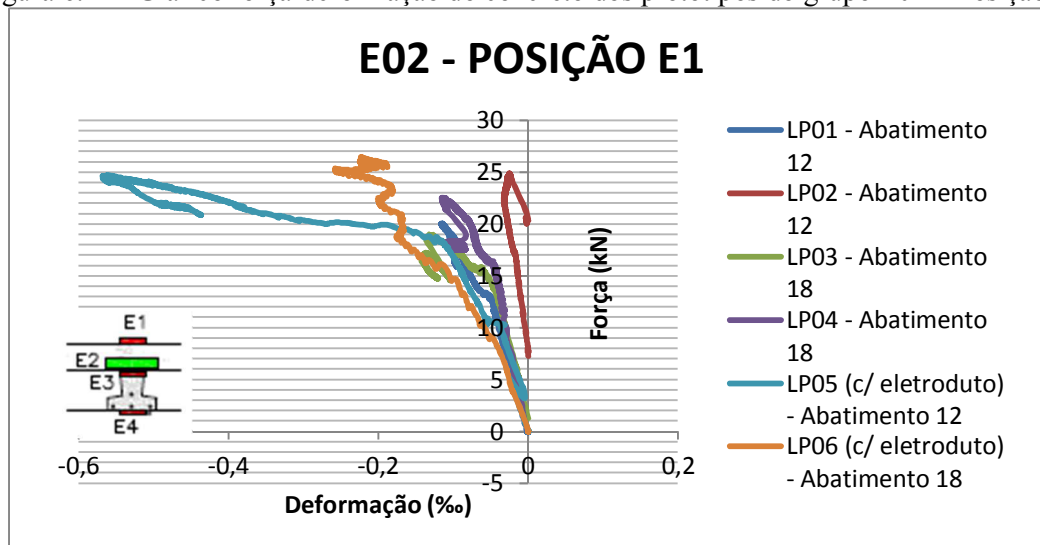
As deformações E2 e E3 ilustram esta evolução das deformações na região mais central da seção, inicialmente em compressão e ao final tracionada. Conforme as Figuras 6.19 e 6.29, podem ser visualizados os gráficos carga-deformação específica para as posições E2 e E3, respectivamente, na interface entre o concreto moldado no local e o concreto pré-moldado.

Pelo fato de ter se colocado na posição E2 um extensômetro elétrico de imersão, as leituras das deformações específicas nesta posição ficaram mais nítidas do que na posição E3, onde foi colocado um extensômetro colado e por ser mais frágil e ainda estar fixado na região de aplicação do carregamento, teve a leitura prejudicada algumas vezes, possivelmente por problema de isolamento do extensômetro.

Mesmo diante de algumas falhas na posição E3, observou-se que o comportamento na interface foi parecido, ou seja, as deformações na região da interface seguiram a mesma tendência, onde pode-se notar claramente tensões de compressão na região elástica passando à tensões de tração para valores próximos da ruptura, podendo-se concluir que a posição da linha neutra na ruptura estava no concreto moldado no local. Comparando as 2 posições, apenas o protótipo E01 LJ07 divergiu do comportamento das demais peças.

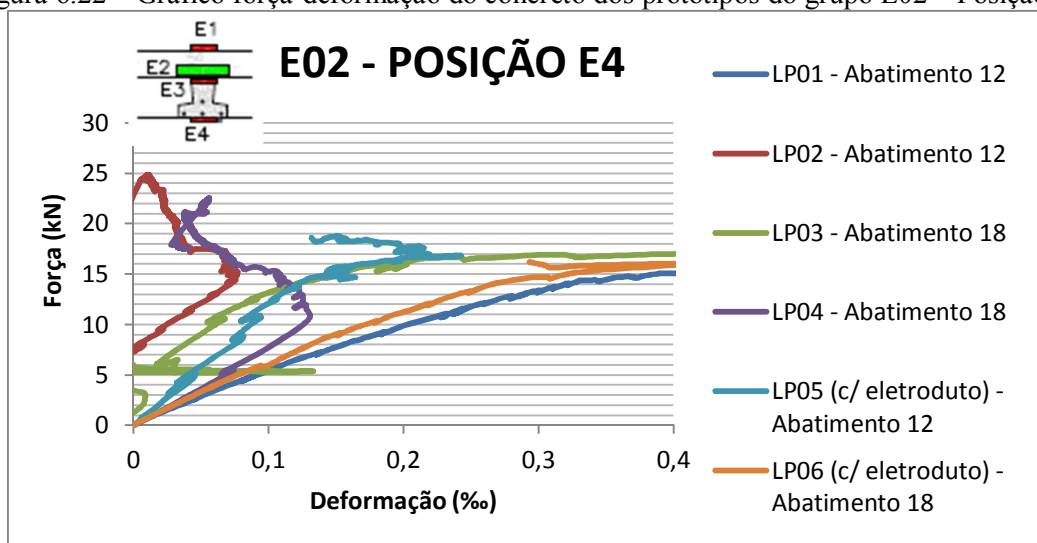
As deformações específicas das posições E1 e E4, referentes ao grupo E02 e visualizadas nas Figuras 6.21 e 6.22 mantiveram a mesma tendência apresentada para o grupo E01, inclusive com valores de deformações específicas com a mesma ordem de grandeza.

Figura 6.21– Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02 – Posição E1



Fonte: Autor

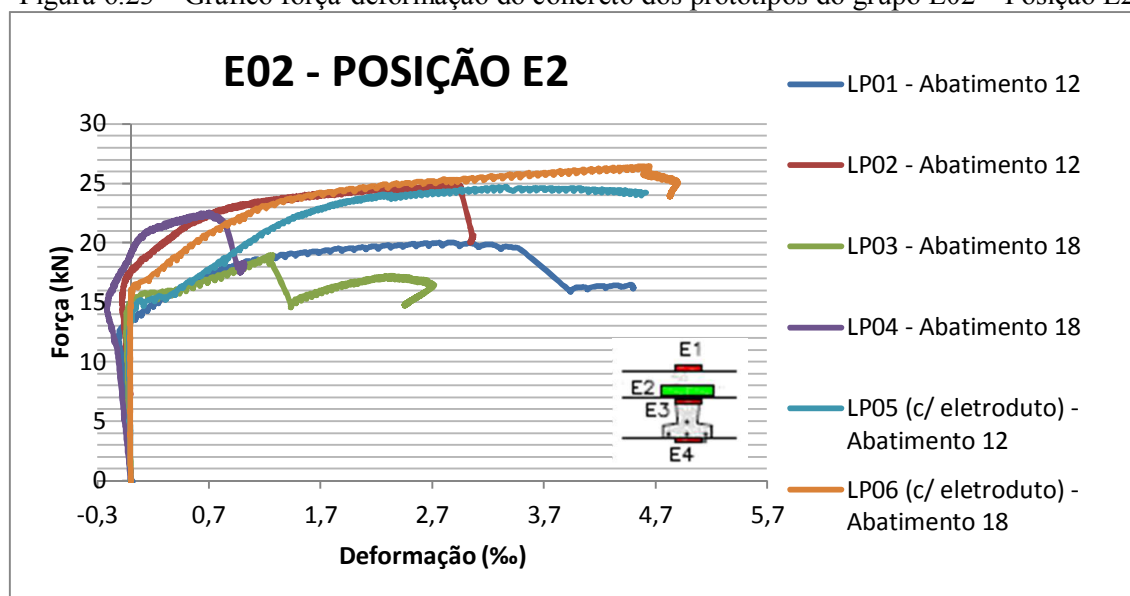
Figura 6.22 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02 – Posição E4



Fonte: Autor

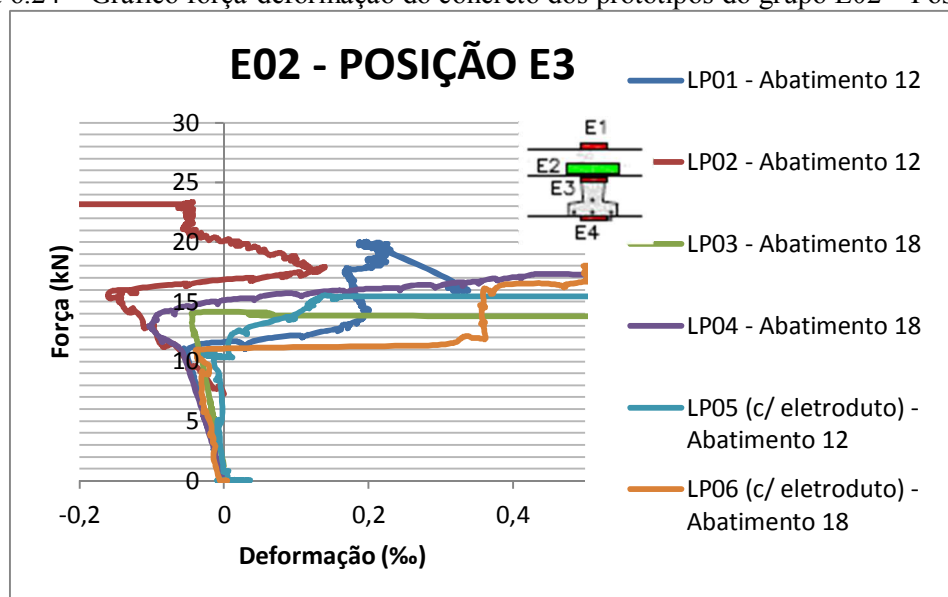
As deformações específicas das posições E2 e E3, na interface, podem ser visualizadas nas Figuras 6.23 e 6.24 e também mantiveram a mesma tendência apresentada para o grupo E01, com deformações de compressão no regime elástico e de tração próximo à ruptura, indicando também ruptura com a linha neutra posicionada na capa de concreto moldado no local. Ao contrário do que ocorreu no grupo E01, todos os protótipos tiveram a mesma tendência.

Figura 6.23 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02 – Posição E2



Fonte: Autor

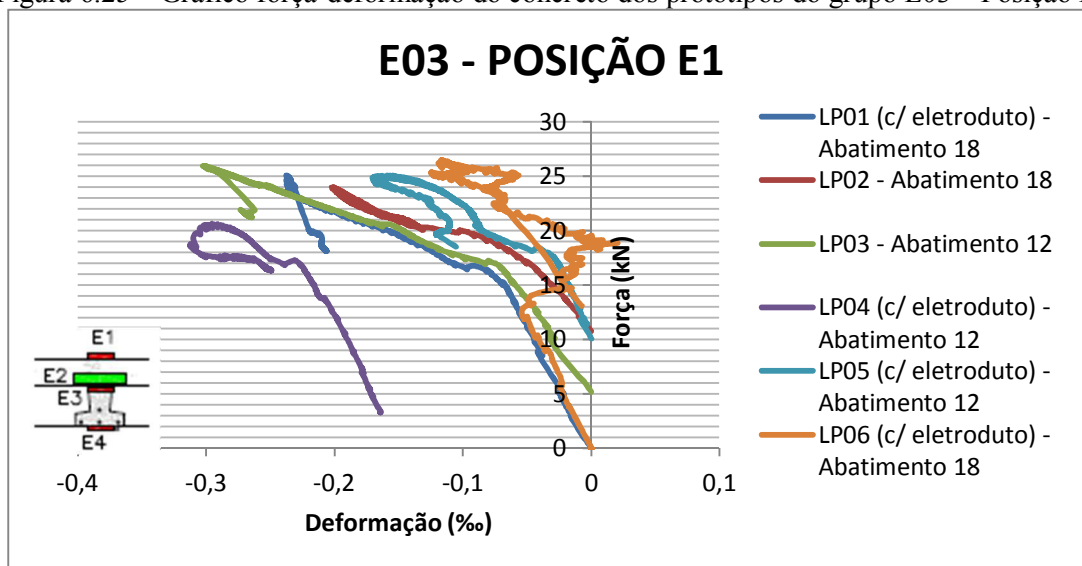
Figura 6.24 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E02 – Posição E3



Fonte: Autor

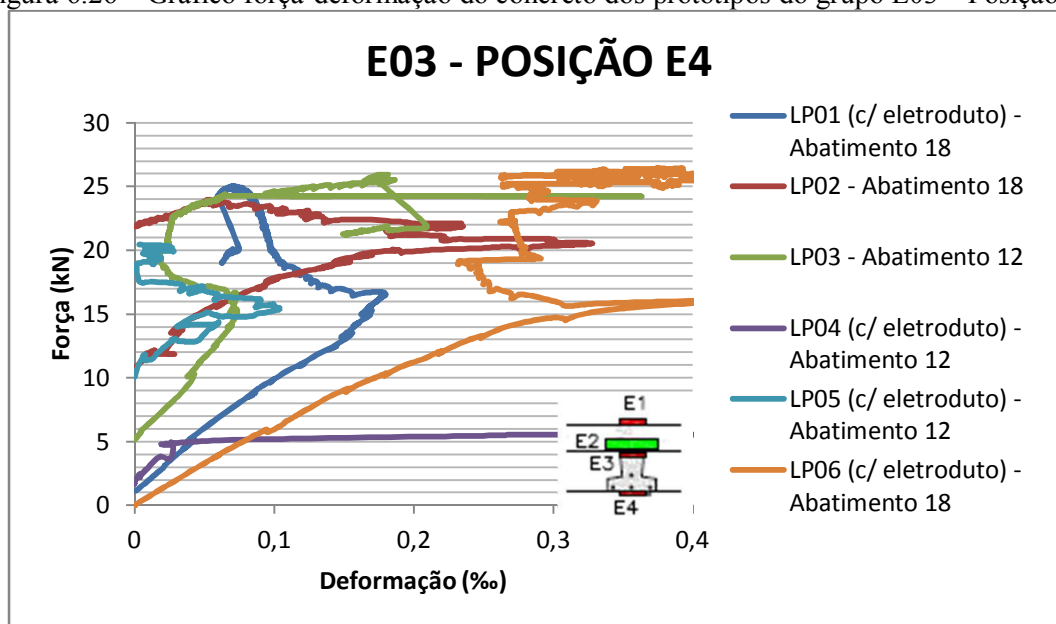
As Figuras 6.25, 6.26, 6.27 e 6.28 mostram os resultados das posições E1, E4, E2 e E3, respectivamente, para os protótipos do grupo E03. Este grupo também seguiu a mesma tendência dos grupos E01 e E02, com os mesmos níveis de deformações específicas. Para a posição E1, do grupo E03, apenas o protótipo E03 LP04 divergiu um pouco dos demais, mas mesmo assim a curva carga-deformação manteve as mesmas características dos demais.

Figura 6.25 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03 – Posição E1



Fonte: Autor

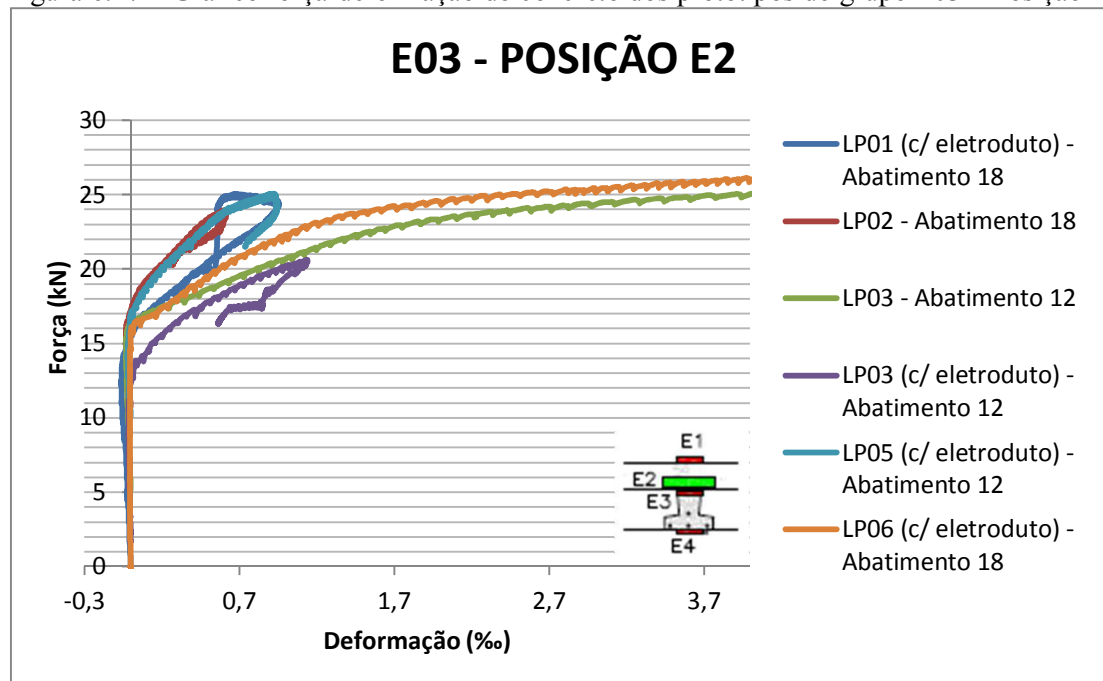
Figura 6.26 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03 – Posição E4



Fonte: Autor

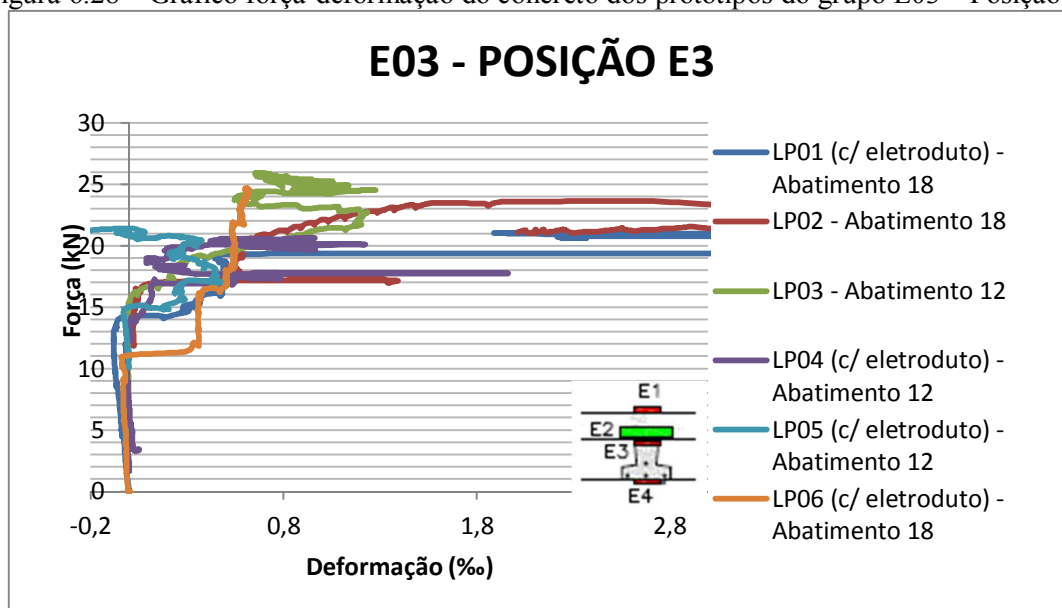
Para a posição E4, do grupo E03 apenas o protótipo E03 LP04 também divergiu um pouco dos demais, possivelmente por falha no extensômetro.

Figura 6.27 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03 – Posição E2



Fonte: Autor

Figura 6.28 – Gráfico força-deformação do concreto dos protótipos do grupo E03 – Posição E2



Fonte: Autor

Nas posições E2 e E3 nota-se o comportamento parecido entre todos os protótipos, seguindo a mesma tendência de todos os grupos.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES

7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Neste trabalho foi feito o estudo do comportamento estrutural de protótipos de laje formados por vigotas pré-moldadas protendidas e capeamento com concreto moldado no local. Especificamente foi analisado o cisalhamento longitudinal na interface.

A transferência de tensões de cisalhamento na interface entre concreto com diferentes idades é controlada pelo concreto moldado no local, pois este geralmente não possui controle de execução e aplicação tão rigoroso, se comparado ao concreto pré-moldado.

Os mecanismos de transferência são os principais fatores que interferem na resistência ao cisalhamento das interfaces.

Os resultados obtidos nos protótipos foram analisados, com relação à resistência ao cisalhamento na flexão, conforme prescrições recomendadas pela ABNT NBR 9062:2006, PCI (2004), FIB MC 2010 e a norma espanhola EF-96.

Pelos resultados deste trabalho, podem-se destacar as seguintes conclusões:

- a) O estudo de correlação entre a resistência à compressão do concreto moldado no local e a carga de ruptura apresentou valor baixo, e indica que o f_{ck} do concreto moldado no local pouco influenciou na ruptura dos protótipos. Isto ocorreu possivelmente pela ruptura à compressão dos protótipos, onde os fios protendidos na zona tracionada possuem tensões de escoamento com valores mais uniformes;
- b) Todos os valores das tensões atuantes foram superiores aos recomendados pela ABNT NBR 9062:2006, FIB MC 2010, PCI (2004) e a Norma espanhola EF-96.

Isto possivelmente ocorreu pelo fato de se ter executado vigas nas bordas dos protótipos e estas vigas impediram o deslocamento relativo que por ventura viesse a ocorrer na interface. Além disto, os apoios móveis utilizados nos ensaios, podem ter absorvidos partes destes deslocamentos longitudinais durante o ensaio;

- c) A norma espanhola EF-96 admite um aumento na largura da interface, denominado de perímetro crítico. Como ocorreram falhas no preenchimento do espaço entre o concreto moldado no local e a vigota na concretagem, este perímetro crítico ficou prejudicado e desta forma, os valores das tensões atuantes atingiram valores maiores que os valores das tensões últimas;
- d) Embora os valores das tensões atuantes não tenham atendidos as recomendações da ABNT NBR 9062:2006, PCI (2004), FIB MC (2010) e Norma espanhola EF-96, não foi possível perceber deslizamento entre as superfícies no momento da ruptura, possivelmente devido à execução das vigas nas bordas dos protótipos;
- e) As variáveis estudadas (textura da superfície, DMA, abatimento de tronco de cone e presença de eletrodutos) indicaram pouca influencia nos resultados obtidos. Quanto à resistência à compressão do concreto da mesa, as diferenças entre os valores não foram grandes o bastante para afetar de forma consistente os resultados, visto que a correlação foi fraca;
- f) Os protótipos E01 LJ07, E02 LP02, E02 LP05, E03 LP01, E03 LP03, E03 LP05 e E03 LP06 apresentaram valores para a resultante das forças de compressão e tração maiores que a carga mínima indicada para o fio protendido utilizado, embora, exceto para o protótipo E01 LJ04, os demais apresentaram valores bem próximos ao valor informado pelo fabricante. Possivelmente o protótipo E01 LJ04 apresentou perda de aderência do fio protendido;
- g) Após o indicativo de ruptura, todos os protótipos apresentaram uma capacidade portante residual em torno de 80 % das cargas de ruptura e ainda retomavam às posições do início do carregamento, ou seja, os deslocamentos verticais ficaram a valores próximos de zero. Isto ocorreu porque nem todos os cabos se romperam simultaneamente e a estrutura, mesmo após a ruptura, ainda possui alguns fios tensionados, com condições de resistir à parte das ações;

- h) Os deslocamentos verticais apresentaram comportamento semelhante para todos os protótipos diferindo apenas na carga de ruptura;
- i) As deformações específicas do concreto também tiveram uma tendência definida ao longo de todas as posições estudadas. Foi possível perceber a mesma tendência de comportamento com a posição E2 (concreto moldado no local), o que mostra que a estrutura juntamente com as vigas de borda, trabalhou solidariamente;
- j) As posições E1 (face superior do protótipo, na mesa de compressão) trabalhando exclusivamente à compressão e a posição E2 (face inferior da vigota), trabalhando exclusivamente à tração, tiveram os mesmos níveis de deformação, o que reforça a condição solidária entre o concreto pré-moldado e moldado no local até a fissuração da vigota;
- k) As inspeções nos protótipos após a ruptura, realizada nos cortes transversais e longitudinais, indicaram que os protótipos com menores valores de f_{ck} apresentaram descolamento ou tendência de descolamento da capa de concreto moldado no local com o concreto pré-moldado da vigota, o que reforça a importância de se ter maior controle para concretagens “in loco”, onde a adesão entre as superfícies da interface é maior para os concretos com maiores resistências à compressão;
- l) A maioria dos protótipos apresentou que o concreto moldado no local não preenche todos os espaços entre o elemento de enchimento e a vigota, criando um vazio. Isto mostra que ao se usar a norma espanhola EF-96 como referência deve-se ter atenção especial à execução, pois esta considera um perímetro crítico, compreendido pela face superior e pela lateral da vigota como incremento da largura da interface;
- m) A inspeção mostrou ainda uma variação na posição das armaduras longitudinais. Esta variação provoca alteração na capacidade resistente da seção à flexão, pois variações na altura da seção podem reduzir o braço de alavanca e consequentemente o momento fletor resistido pela seção transversal.

7.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O estudo pode ser prosseguido com os seguintes enfoques:

- elaboração de um modelo numérico computacional, simulando o comportamento do concreto moldado no local com o concreto pré-moldado;
- elaboração de protótipos com concreto pré-moldado que permitam o uso de conectores na interface;
- estudo em protótipos com uma vigota para permitir a análise direta, onde, no caso de protótipos com 2 ou mais vigotas, uma vigota pode afetar diretamente no comportamento da outra;
- utilizar protótipos que permitam maiores resultantes à compressão na mesa no momento de ruptura (seções no domínio 3), visando verificar a influência dos eletrodutos;
- elaborar protótipos sem vigas de borda e analisar o comportamento da interface sem a interferência destas vigas.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, A.T., MOTA, J.E., CARACAS, J., NOBRE, E.G. **Lajes Treliçadas Protendidas (Pré-Tração)**. In: In: 1o Encontro Nacional de Pesquisa - Projeto-Execução em Concreto Pré-Moldado, São Carlos, 2005.

ARAÚJO, D. L. **Cisalhamento na Interface entre Concreto Pré-Moldado e Concreto Moldado no Local em Elementos Submetidos à Flexão**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

ARCELLOR MITTAL. **Fios e cordoalhas para concreto protendido**. Disponível em: <<http://longos.arcelormittal.com.br/pdf/produtos/construcao-civil/fios-cordoalhas/catalogo-fios-cordoalhas.pdf>>. Acesso em: 18 de maio de 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-1: **Laje Pré-Fabricada – Requisitos – Parte 1**. Rio de Janeiro, 2016.

_____. NBR 9062: **Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2006.

_____. NBR 6118: **Projeto de Estruturas de Concreto Armado - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

_____. NBR 7680-1: **Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto – Resistência à compressão axial - Parte 1**. Rio de Janeiro, 2015.

_____. NBR NM 67: **Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone**. Rio de Janeiro, 1998.

BALLARIM, A. W. **Desempenho das Ligações de Elementos Estruturais de Pré-Moldados de Concreto**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Carlos, 1993.

BARAN, E. Effects of cast-in-place concrete topping on flexural response of precast concrete hollow-core slabs. **Engineering Structures**, n.98, p.109-117, apr.2015.

BORGES, J.U.A. **Critérios de projeto de lajes nervuradas com vigotas pré-fabricadas**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1997

BURGOS, A. **Los orígenes del hormigón armado en España**. CEDEX-CEHOPU. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Ministerio de Fomento, 2009.

BUSCARIOLO, L., CARVALHO, R., FIGUEIREDO FILHO, J. R., & FURLAN JUNIOR, S. **Estudo experimental do comportamento da região das mesas de lajes com nervuras parcialmente pré-moldadas: Consideração da punção**. In: Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto, 5., 2003. São Paulo-SP.

CATOIA, B. **Lajes Alveolares Protendidas: Cisalhamento em Região Fissurada por Flexão**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Carlos, 2011.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990. Bulletin D'information N. 230. RC Elements Under Cyclic Loading – State of Art**. New York: ASCE, Publication Sales Department, 1996.

CUNHA, M. O. **Recomendações para Projeto de lajes Formadas por Vigotas com Armação Treliçada**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2012.

DAVID, Carlos RP; D'AVILA, Virgínia MR; BITTENCOURT, Eduardo. **Análise da Influência do Efeito de Pino e do Comportamento Não-Linear do Concreto à Compressão na Simulação Numérica de Painéis de Concreto Armado Submetidos ao Corte Puro**. Mecânica Computacional, Volume XXIX. Number 99, p.9777-9801, nov.2010.

DROPPA Jr, A. **Análise Estrutural de Lajes Formadas por Elementos Pré-moldados tipo Vigota com Armação Treliçada**. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, 1999.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. EESC. Universidade de São Paulo. São Carlos: EDUSP, 2000.

ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**, 2.ed. London, England, 2002.

EMERICK, A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Interciência, 2005.

ESPANHA. Ministério de Fomento. EF-96 – **Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado**, 1997.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON - FIB. **Structural Connections for Precast Concrete Buildings– First Complete Draft**, Switzerland, 2012.

FLORIO, M. C. **Projeto e Execução de Lajes Unidireccionais com vigotas de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2004.

GHOLAMHOSEINI, A., Gilbert, R. I., Bradford, M. A., Chang, Z.T. Longitudinal shear stress and bond–slip relationships in composite concrete slabs. **Engineering Structures**, n.69, p.37-48, apr.2014.

GIRHAMMAR, U.A., PAJARI, M. Tests and analysis on shear strength of composite slabs of hollow core units and concrete topping. **Construction and Building Materials**, n.22, p.1708-1722, jul.2008.

GOHNERT, M., Proposed theory to determine the horizontal shear between composite precast and in situ concrete. **Cement & Concrete Composites**, n.22, p.469-476, aug.2000.

GOMES, F. P. **Curso de Estatística Experimental**. 13 ed.. Universidade de São Paulo. Piracicaba: EDUSP, 1990.

HBM. **QUANTUM X**. Disponível em: <<https://www.hbm.com/pt/2128/quantumx-sistema-de-aquisicao-de-dados-compacto-universal/>> Acesso em: 19 de Maio de 2016.

MARTINS, J.P.S, COSTA-NEVES, L.S., VELASCO, P.C.G. da S. Experimental evaluation of the structural response of Perfobond shear connectors. **Engineering Structures**, n.32, p.1976-1985, feb.2010.

MERLIM, A. J. **Momentos Fletores Negativos nos apoios de Lajes Formadas por Vigotas de Concreto Protendido**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2002.

MUNIZ. C. E. Mais competitivas: lajes treliçadas. **Revista IBRACON**, São Paulo, v. 1, n. 1, p. 19-21, 1991.

PRECAST AND PRESTRESSED CONCRETE. **PCI Design Handbook**. 6.ed. Chicago, USA, 2004.