

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

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM
CONSOLO METÁLICO EMBUTIDO EM ESTRUTURAS PRÉ-
MOLDADAS DE CONCRETO

SÃO CARLOS

2013

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM
CONSOLO METÁLICO EMBUTIDO EM ESTRUTURAS PRÉ-
MOLDADAS DE CONCRETO**

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM
CONSOLO METÁLICO EMBUTIDO EM ESTRUTURAS PRÉ-
MOLDADAS DE CONCRETO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos de Edificações

Orientador: Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira

SÃO CARLOS

2013

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

B119et Bachega, Luís Augusto.
Estudo teórico-experimental de ligação viga-pilar com consolo metálico embutido em estruturas pré-moldadas de concreto / Luís Augusto Bachega. -- São Carlos : UFSCar, 2013.
146 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2013.

1. Concreto pré-moldado. 2. Ligações viga-pilar. 3. Consolo metálico embutido. I. Título.

CDD: 624.183414 (20^a)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil
Rod. Washington Luis, Km 235
13565-905 – São Carlos – SP
Fone: (16) 3351-8261 Fax (16) 3351-8262
e-mail: ppgeciv@ufscar.br site: www.ppgeciv.ufscar.br

**ESTUDO TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÃO VIGA-PILAR COM
CONSOLO METÁLICO EMBUTIDO**

LUÍS AUGUSTO BACHEGA

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 14 de fevereiro de 2013.

Banca Examinadora constituída pelos membros:

Prof. Dr. Marcelo de Araújo Ferreira
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Orientador

Prof. Dr. Daniel de Lima Araújo
Departamento de Engenharia Civil/PPGECON/Universidade Federal de Goiás
Examinador externo

Prof. Dr. Roberto Chust Carvalho
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Examinador interno

*Para aqueles que lhes possa ser útil
e para aqueles que se interessam
por conhecimento.*

*E em especial para Mariana,
companhia dedicada e
que amo muito.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por me proporcionar esta oportunidade de aprendizado e de maturidade. Um estudo não é só um desenvolvimento de material acadêmico, mas também um desenvolvimento pessoal maior do que possamos imaginar, e Deus está sempre conosco. Sou grato também aos meus pais que, mesmo longe, me criaram ao seu modo.

Agradeço à Mariana pelo companheirismo, carinho, paciência, dedicação e amor cedidos.

Aos amigos Carol, Eduardo, Fernando, Matheus e Tiago, companheiros de estudos e grandes conselheiros. Agradeço também ao amigo Altibano pela experiência profissional, conselhos e momentos vividos juntos, aos amigos Andreilton, Bruna, Ernesto, Fernando e Regina pelas companhias em laboratório e pelos diálogos proveitosos. Ao Evandro, Mayara e Ricardo pelos momentos vividos juntos. Agradeço aos pós-graduandos do PPGECiv/DECiv/UFSCar pelo conhecimento compartilhado.

Aos professores Roberto Chust Carvalho e Fernando Menezes de Almeida Filho pelo contato próximo e pelas orientações dadas em muitos momentos.

Agradeço o professor Kim S. Elliott que cedeu os trabalhos de doutorado que serviram de base para o início da pesquisa, muito importantes para o embasamento teórico e experimental do estudo.

Ao professor Marcelo de Araújo Ferreira pela orientação e por todas as dicas e soluções sugeridas.

Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos.

Agradeço à USICON – Construções Pré-Fabricadas, pelos modelos experimentais cedidos e pela oportunidade de crescimento profissional na aplicação do estudo. Agradeço também o corpo técnico da empresa que me apoiou muitas vezes: Andre, Ciro, Daniel, Eduardo, Gustavo, Herbet, Jeremias, Lisiane, Manoel, Marcelo e Mário.

“Deus é a lei e o legislador do Universo”

(Albert Einstein)

RESUMO

BACHEGA, L. A. **Estudo Teórico-Experimental de Ligação Viga-Pilar com Consolo Metálico Embutido em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. 2013. 147 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2013.

O estudo teve como objetivo principal analisar o comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido para estruturas pré-moldadas de concreto com uso ainda não corrente no Brasil. Após uma revisão bibliográfica sobre os principais consolos metálicos embutidos encontrados nas referências técnicas internacionais, escolheu-se um tipo de consolo metálico embutido que emprega um perfil metálico (chamado tarugo metálico). A revisão bibliográfica permitiu encontrar na literatura técnica e acadêmica vários modelos analíticos para o dimensionamento do perfil metálico, mas o estudo no presente trabalho se concentrou nos modelos revisados encontrados nos manuais do PCI (2010) e da FIB (2011). Além do estudo analítico, foram realizados ensaios exploratórios primeiramente em consolos no pilar isolado e em seguida foi ensaiado um modelo em escala real com duas vigas de seis metros e um pilar central. No primeiro modelo, denominado modelo de ensaio PI (Pilar Isolado), estudou-se o comportamento isolado do consolo e sua interação junto ao pilar. No segundo modelo, denominado modelo de ensaio LI (Ligação), estudou-se o comportamento da região da ligação e de interação com a viga. Para o estudo teórico-experimental, o tarugo metálico escolhido teve perfil retangular vazado de 200 mm x 100 mm x 10 mm de altura, largura e espessura respectivamente. No ensaio do modelo PI, o consolo metálico apresentou um comportamento rígido e foi capaz de suportar uma carga aplicada de 700 kN sem danos dentro do concreto do pilar. Já no caso do modelo LI, o estudo experimental analisou o comportamento conjunto da ligação, envolvendo tanto o consolo metálico quanto a extremidade da viga próximo ao consolo. Para este caso, a ligação se comportou como rígida para uma força cortante entre 239,5 kN e 238,3 kN, para a qual se estimou um momento de engastamento variando entre 1,0 e 0,96 para a ligação da esquerda e direita, respectivamente. Ocorreu ruptura por cisalhamento na capa de concreto na extremidade da viga quando a força cortante na seção atingiu 473,5 kN. A comparação dos resultados experimentais com os valores teóricos de cálculo demonstrou que o consolo isolado apresentou resistência compatível com o esperado, mas que a região da capa na extremidade da viga apresentou uma falha prematura devido à falta de armadura de costura na região da extremidade da viga. Acredita-se que este efeito tenha ocorrido em virtude do fato de que o detalhamento seguido a partir de estudos realizados no Reino Unido seja indicado para ligações articuladas, enquanto a ligação analisada consistiu de uma ligação com continuidade na armadura negativa. Por esta razão, este estudo apresenta recomendações para melhorias no detalhamento da viga.

Palavras-chave: Ligação viga-pilar. Consolo metálico embutido. Estruturas pré-moldadas.

ABSTRACT

BACHEGA, L. A. **Estudo Teórico-Experimental de Ligação Viga-Pilar com Consolo Metálico Embutido em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto**. 2013. 147 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de São Carlos, São Carlos, 2013.

This study aimed to analyze the structural behavior of a beam-column connection with embedded steel member for precast concrete with no current use still in Brazil. Based on the literature review about hidden corbels found in international technical references, a type of hidden corbel with embedded steel section (so called billet) was selected for this research. Although there are many different analytical models for the design of the billet within the available technical literature, the focus of this research was on the revised models found in the most recent design manuals PCI (2010) and FIB (2011). In addition to the analytical study an experimental investigation was conducted, wherein isolated column members with billet corbels were tested primarily to a full scale test of a sub-frame with two beams six meters long and with a central column assembled in cruciform shape. For the isolated model, named PI Model (Isolated steel corbel), the behavior of the steel corbel and its interaction with the column were evaluated. For the full scale test, named LI Model (connection zone model), the behavior of the connection zone and the behavior of the beam were studied interacting together. For both the theoretical and the experimental studies, the selected billet consisted of a rectangular hollow section of 200 mm x 100 mm x 10 mm in height, width and thickness, respectively. For the PI Model test, the billet showed a rigid behavior and it was capable of resist an applied load of 700 kN with no damage within the concrete of the column. For the case of LI Model, the experimental study analyzed the behavior of the whole connection zone, comprising both the steel corbel and the end of the beam near the corbel. For this case, the connection behaved as rigid until the applied shear force at the connection reached between 239,5 kN and 238,3 kN, for which the flexural stiffness of the connection acted as rigid, with fixity factors of 1.0 and 0.96, for the left and right connections, respectively. The failure of the model occurred at the cast in place topping of the composite beam when the shear force reached 473.5 kN. The comparison between the experimental results with the theoretical values demonstrated that the isolate billet showed compatible resistance with the expected but that the region of the beam top end showed premature failure due to lack of reinforcement in the region of the end of the beam. It is believed that this effect occurred because of the fact that the detailing followed from studies conducted in the UK is suitable for hinged connections while the connection analyzed in this research comprised of continuous negative reinforcing bars passing through the columns within the cast in place topping of the composite precast beam. Finally, this study presents further recommendations for improvements of the reinforcement detailing of the precast beam.

Keywords: Beam-column connection. Hidden steel corbel. Precast structures.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1-18
	1.1 Considerações iniciais e Justificativas.....	1-18
	1.2 Objetivos	1-21
	1.3 Metodologia.....	1-22
	1.4 Apresentação da Dissertação	1-23
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	2-25
	2.1 Aspectos gerais de ligação viga-pilar	2-25
	2.2 Tipos de ligações com Consolo Metálico Embutido	2-31
	2.3 Tarugo metálico.....	2-40
	2.3.1 Revisão bibliográfica do tarugo metálico	2-41
	2.4 Exemplo de aplicação	2-57
3	MODELOS ANALÍTICOS.....	3-61
	3.1 Histórico	3-61
	3.1.1 Método PCI (1971).....	3-61
	3.1.2 Método RU (1972)	3-64
	3.1.3 Método ISE (1978).....	3-66
	3.1.4 Método Marcakis & Mitchell (1980).....	3-68
	3.1.5 Método Mattock & Gaafar (1982).....	3-70
	3.1.6 Método Holmes & Martin (1983)	3-72
	3.2 Modelos analíticos considerados	3-74
	3.2.1 Método PCI (2010).....	3-74
	3.2.2 Método FIB (2011):.....	3-77
	3.3 Exemplo numérico.....	3-81

4	ESTUDO EXPERIMENTAL.....	4-86
4.1	Detalhamento dos Elementos Ensaaiados.....	4-88
4.1.1	Pilar.....	4-88
4.1.2	Tarugo Metálico	4-90
4.1.3	Viga.....	4-91
4.1.4	Elemento de apoio	4-95
4.1.5	Confecção dos elementos	4-98
4.2	Métodos e arranjo dos ensaios	4-101
4.2.1	Modelo PI.....	4-101
4.2.2	Modelo LI	4-103
4.3	Instrumentação e procedimento para medições.....	4-105
4.4	Caracterização do concreto.....	4-114
4.5	Resultados experimentais	4-115
4.5.1	Pilar isolado	4-116
4.5.2	Ligação (pórtico)	4-117
4.6	Análise dos resultados	4-125
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	5-131
5.1	Considerações Gerais.....	5-131
5.2	Cumprimento dos Objetivos	5-132
5.3	Análises dos Resultados Experimentais.....	5-133
5.4	Sugestões para Trabalhos Futuros	5-134
5.4.1	Interface capa-viga	5-134
5.4.2	Flexão	5-135
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	6-136
7	BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR	7-139

ANEXO A

LISTA DE SÍMBOLOS

$1/r$	= curvatura
a	= distância entre a aplicação da carga e a face do pilar
A_S	= área da seção transversal da barra soldada próxima a carga
A_S'	= área da seção transversal da barra soldada distante da carga
b	= largura externa do perfil metálico
b_1	= largura interna do perfil metálico
$b_{ef.}$	= largura efetiva do consolo metálico
b_p	= largura do consolo metálico
b_{pe}	= largura efetiva do consolo metálico
B	= dimensão do pilar perpendicular a l_e (recebe o consolo metálico)
cobr.	= cobrimento do concreto
d	= altura externa do perfil metálico
d	= distância da face do pilar até a barra soldada mais distante
d'	= distância da face do pilar até a barra soldada mais próxima
d_1	= altura interna do perfil metálico
d_2	= distância entre extensômetros
e	= excentricidade do carregamento
E_{ck}	= módulo de elasticidade característico do concreto
E_{Ri}	= leitura do extensômetro inferior
E_{RS}	= leitura do extensômetro superior
f_c	= resistência à compressão última de projeto do concreto
f_c'	= resistência à compressão característica do concreto (cilíndrico)
f_{cd}	= resistência à compressão de cálculo do concreto

f_{ck}	= resistência à compressão característica do concreto (cilíndrico)
$f_{ck,graute}$	= resistência à compressão característica do graute
f_{cu}	= resistência à compressão característica do concreto (cúbico)
f_y	= tensão de escoamento do aço
F_y	= tensão de escoamento do perfil metálico
h	= altura do perfil metálico
ht	= área de cisalhamento da seção transversal do perfil metálico
H	= dimensão do pilar quadrado
H_1	= dimensão do pilar perpendicular a l_e (recebe o consolo metálico)
H_2	= dimensão do pilar paralela a l_e (que embuti o consolo metálico)
K_1	= constante empírica (1,75 para unidade do SI)
K_2	= constante empírica
l_e	= comprimento de embutimento do consolo metálico
L_1	= excentricidade do carregamento
L_2	= comprimento de apoio principal
$L_{2,billet}$	= comprimento de apoio principal requerido pelo perfil metálico
L_3	= comprimento de apoio secundário
L_4	= comprimento de embutimento do consolo metálico
L_A	= distância entre a aplicação da carga e a face do pilar
L_E	= comprimento de embutimento do consolo metálico
L_V	= excentricidade efetiva do carregamento
L_X	= comprimento de apoio principal
$L_{X_{MAX}}$	= comprimento de apoio principal máximo disponível
L_Y	= comprimento de apoio secundário
$L_{Y_{MAX}}$	= comprimento de apoio secundário máximo
L_Z	= excentricidade interna
L_{Z1}	= excentricidade interna alternativa
L_{Z2}	= excentricidade interna alternativa
L_α	= distância da carga do consolo a barra soldada mais próxima
L_β	= distância entre as barras da armadura adicional

L_γ	= distância entre as barras soldadas posicionada simetricamente
L_δ	= distância da carga ao centro de embutimento do consolo metálico
M	= momento fletor experimental
M_{pico}	= momento fletor no pico da curva de ensaio
M_r	= momento de fissuração
M_R	= momento fletor resistente do perfil metálico
M_{Rd}	= momento fletor resistente de cálculo
M_U	= momento fletor último
M_{viga}	= momento fletor atuante na viga
M_{ZZ}	= momento fletor atuante no concreto
P	= carregamento de ensaio
$P_{serviço}$	= carregamento de serviço
P_U	= força cortante última de projeto
P_U'	= força cortante de cálculo residual
$P_{U' MAX}$	= força cortante de cálculo residual máxima
P_W	= força cortante resistente de cálculo da armadura adicional
PP_{viga}	= peso próprio da viga
s	= espaçamento das barras da armadura adicional (PCI, 2010)
s_2	= comprimento da base do extensômetro (200 mm)
S_f	= fator de forma do perfil metálico
S_{XX}	= módulo plástico de deformação do perfil metálico (FIB, 2011)
t	= espessura do perfil metálico
TDA	= medida do transdutor
TDB	= medida do transdutor
V	= força cortante experimental
$V_{exp.}$	= força cortante resistente experimental
V_{PCI}	= força cortante de cálculo encontrada pelo método PCI (1978)
V_{Rd}	= força cortante resistente de cálculo

$V_{Rd,ad.}$	= força cortante resistente de cálculo da armadura adicional
V_{Rdc}	= força cortante resistente de cálculo do concreto
$V_{Rdc,total}$	= força cortante resistente de cálculo do concreto total ($V_{Rdc} + V_{Rd,ad.}$)
$V_{Rd,cis.}$	= força cortante resistente de cálculo do <i>billet</i> quanto ao cisalhamento
$V_{Rd,FIB}$	= força cortante resistente de cálculo pelo método FIB (2011)
$V_{Rd,fle.}$	= força cortante resistente de cálculo do <i>billet</i> quanto à flexão
$V_{Rd,lig.}$	= força cortante resistente de cálculo da ligação
$V_{Rd,PCI}$	= força cortante resistente de cálculo pelo método PCI (2010)
V_{RU}	= força cortante resistente última
V_U	= força cortante última
x	= comprimento de apoio do consolo metálico
y	= distância entre transdutores
Z_p	= módulo plástico de deformação do perfil metálico (PCI, 2010)
α_2	= coeficiente geométrico
ε_{Ri}	= deformação específica do concreto dada pelo extensômetro inferior
ε_{Rs}	= deformação específica do concreto dada pelo extensômetro superior
ν	= coeficiente de segurança
ϕ	= coeficiente de segurança (PCI, 2010)
ϕ	= rotação da ligação
ω	= taxa de armadura

LISTA DE SIGLAS

ABCIC	Associação Brasileira da Construção Industrializada de Concreto
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
AISC	<i>American Institute of Steel Construction</i>
FIB	<i>Fédération Internationale du Béton</i>
ISE	<i>Institution of Structural Engineers</i>
PCI	<i>Precast/Prestressed Concrete Institute</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais e Justificativas

Os sistemas construtivos industrializados pré-fabricados de concreto consistem na fabricação dos elementos estruturais pré-moldados e de suas ligações fora do local da obra, deixando para o canteiro apenas a sua montagem e a realização das suas ligações. Esta tecnologia teve início ainda no final do século XIX, mas seu grande desenvolvimento só veio ocorrer após a Segunda Guerra Mundial. Segundo VASCONCELOS (2002), a indústria de pré-fabricados no Brasil teve início em 1958.

Segundo EL DEBS (2000) o sistema pré-fabricado de concreto possui duas diretrizes, evidenciando duas tendências: industrialização da construção; e a racionalização da execução de estruturas de concreto. Também segundo o autor, o concreto pré-moldado foi pouco explorado no Brasil por diversos motivos: impostos para produtos industrializados, conservadorismo do setor da Construção Civil, falta de conhecimento, de equipamentos e de tecnologias suficientes para uma expansão mais consistente do sistema no país. Entretanto, na última década este cenário tem sido modificado rapidamente.

Segundo ABCIC (2012), o setor vem se consolidando fortemente na última década, com a introdução de novas tecnologias advindas da Europa e dos Estados Unidos. No entanto, permanece o desafio para que o desenvolvimento científico e tecnológico no Brasil acompanhe as demandas geradas pelo crescimento da Construção Industrializada de Concreto no país.

Com a Construção Industrializada de Concreto, foi possível driblar o cenário econômico mundial. As propriedades de um elemento estrutural de concreto pré-fabricado tendem a ser melhores do que as de elementos de concreto moldados *in loco*, principalmente pela: *i*) qualidade da produção do concreto, normalmente com materiais mais controlados e de melhor qualidade; *ii*) controle de qualidade das peças produzidas, com a utilização de formas metálicas e mão-de-obra trabalhando em chão de fábrica sob condições mais adequadas de saúde e segurança; *iii*) maior velocidade de produção e montagem da estrutura comparada com o moldado no local.

Buscou-se, neste estudo, uma aplicação diferente para ligações viga-pilar que fosse passível de execução a fim de melhorar o desempenho estrutural e minimizar os custos de produção. Foi possível encontrar uma ligação, já em uso em outros países como Estados Unidos e Europa (principalmente na Inglaterra e países Nórdicos) (EL DEBS, 2000), que poderia ser aplicada imediatamente, de forma comercial, pelo mercado brasileiro.

Entre as principais necessidades de estudo relacionadas às estruturas em concreto pré-moldado estão os componentes de ligações estruturais, em especial as ligações viga-pilar. No Brasil costuma-se dimensionar estas estruturas pré-moldadas como sendo do tipo esqueleto (FERREIRA, 1993), compostas por pilares e vigas, cujas ligações são usualmente consideradas como articuladas, ou seja, não resistentes a momento fletor. O dimensionamento de estruturas em esqueleto pode mudar significativamente dependendo da vinculação dada entre seus elementos. Há ainda que se considerar se o edifício possui algum sistema de contraventamento para a absorção dos efeitos das ações horizontais, como o vento por exemplo. Entretanto, a escolha do tipo de ligação a ser adotada interfere não somente no desempenho estrutural do sistema, mas tem um forte impacto na sua construtibilidade. No caso das ligações viga-pilar, os consolos de concreto apresentam um impacto considerável no processo construtivo, pois se apresentam como pontos de interferência principalmente para a confecção das formas metálicas para pilares, onde o tamanho e o posicionamento dos consolos variam para cada projeto. Além do aspecto produtivo, os consolos de concreto aparentes (dependendo do tamanho) apresentam aspectos negativos com relação à estética da estrutura pré-moldada, mas também causam interferências da estrutura com outros elementos construtivos, como paredes e caixilhos.

Neste contexto, a presente pesquisa surgiu da necessidade de se estudar alternativas tecnológicas e de engenharia estrutural que permita projetar consolos que possam ficar embutidos no esqueleto da estrutura viga-pilar, mas que possuam bom desempenho estrutural e racionalização construtiva.

Este estudo realizou uma parceria universidade-empresa, com a USICON Construções Pré-Fabricadas, aplicando o conceito de pesquisa-projeto-produção. A concepção do projeto nasceu juntamente com a empresa após a pesquisa detalhada das tipologias de ligações viga-pilar que atendiam as exigências do mercado. Ensaios da ligação foram realizados e no ano seguinte ao estudo

houve a aplicação em obra corrente da empresa (Figura 1.1) com a assimilação e adequação tecnológica como fato inovador dentro de parcerias universidade-empresa no setor de pré-moldados no Brasil.

Figura 1.1: Estrutura pré-moldada utilizando ligação viga-pilar com consolo embutido.



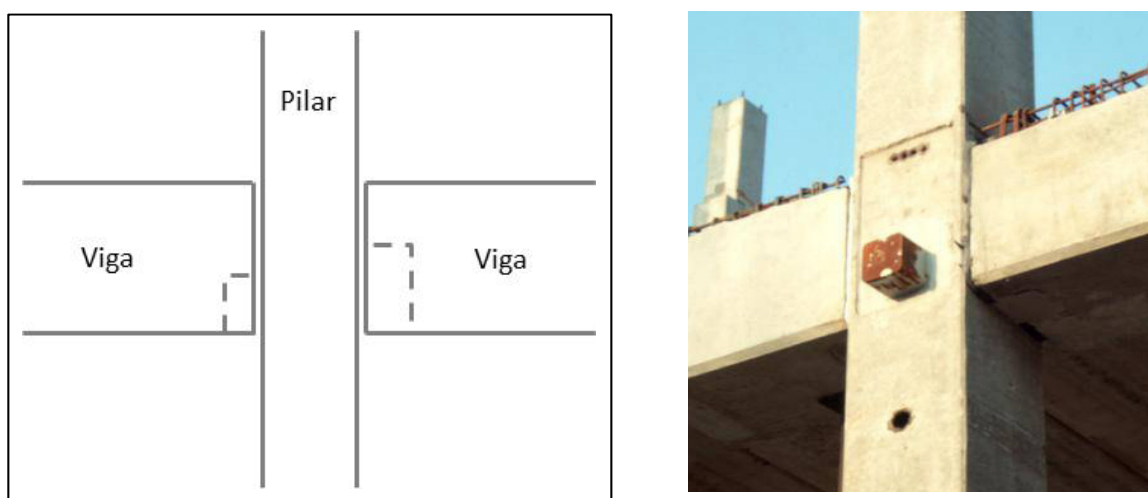
a) Vista geral da obra

b) Detalhe da ligação

Fonte: Próprio autor

Este processo de aplicação iniciou-se em 2009 com a busca de ligações viga-pilares articulas ou semi-rígidas na literatura mundial. Foi selecionado um grupo de ligações que, se implantada efetivamente no país, causaria um significativo impacto no setor da construção industrializada de concreto. Estas ligações viga-pilar foram chamadas de ligações com Consolo Metálico Embutido (Figura 1.2).

Figura 1.2: Concepção de uma ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido.



a) Esquema da ligação

b) Imagem da ligação em obra

Fonte: ELLIOTT (2002) e ELLIOTT (2007)

A região tracejada representa um conector metálico embutido no pilar, com variadas formas geométricas e processos de acoplamento (Capítulo 2), cuja função é transferir o esforço de cisalhamento da viga para o pilar.

Ligações viga-pilar com Consolo Metálico Embutido tornam a estética da estrutura diferente, já que o consolo não é aparente, e alguns detalhes de vedação podem ser eliminados. Os consolos metálicos se adaptam a pilares de seção circular e a diversas tipologias de vigas.

O Consolo Metálico Embutido mostrado na Figura 1.2 é do tipo *billet*, ou seja, um perfil metálico de seção quadrada ou retangular, maciça ou vazada, embutido no pilar. Optou-se por referenciar o *billet* como Tarugo Metálico.

1.2 Objetivos

O objetivo principal deste estudo é analisar o comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar específica com Consolo Metálico Embutido em estruturas pré-moldadas de concreto. Como objetivos específicos, tem-se:

- Selecionar uma ligação viga-pilar que represente uma assimilação inédita no setor da construção industrializada de concreto no mercado brasileiro;
- Para a ligação viga-pilar selecionada, encontrar modelos analíticos que representem o comportamento/desempenho estrutural da ligação;
- Realizar ensaios experimentais da ligação viga-pilar para conhecer seu comportamento estrutural (mecanismos de deformação e de ruptura).

Os ensaios experimentais foram determinados com base em ensaios realizados em pesquisas anteriores como ensaios de Pilar Isolado (PI) em MARCAKIS (1979) e O'FLANNERY (1998), e ensaios de Ligação (LI) em GÖRGÜN (1997). Esta pesquisa utilizou os dois modelos PI e LI para o estudo experimental, ambos detalhados no Capítulo 3. Os ensaios servirão para encontrar a resistência ao cisalhamento da ligação e para entender a distribuição de tensões na interface viga-pilar e ao longo da viga.

Para uma carga de projeto específica, o modelo PI determinou o comportamento do Consolo Metálico Embutido no pilar, e também sua resistência, e o modelo LI o comportamento da ligação.

1.3 Metodologia

Para que os objetivos fossem alcançados, determinou-se a metodologia da pesquisa composta pelas seguintes etapas:

a) Seleção da ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido

Dentre as ligações existentes na literatura selecionou-se aquela que pudesse tornar a rotina fabril mais simples sem se esquecer do papel importante que a qualidade do produto desempenha no mercado, tanto em relação ao desempenho estrutural quanto em relação a sua estética.

b) Revisão Bibliográfica

A partir da escolha da ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido, pôde-se focar a revisão bibliográfica nos autores que a estudaram. Na revisão encontraram-se os modelos analíticos para o dimensionamento da ligação e estudos experimentais e conclusões acerca dos mecanismos de deformação e de ruptura..

c) Ensaio Experimentais

A procura por estudos sobre ligações com Consolo Metálico Embutido permitiu identificar quais os tipos de ensaios seriam mais adequados para entender seus mecanismos de deformação e de ruptura. Foram determinados dois modelos de ensaio capazes de avaliar: *i)* o comportamento do consolo; *ii)* o comportamento da ligação.

No primeiro ensaio, aplicou-se a carga diretamente no consolo metálico a fim de entender o comportamento consolo-pilar. Já no segundo ensaio, a carga foi aplicada próxima a extremidade da viga resultando em um ensaio de cisalhamento na ligação para entender qual o comportamento da ligação viga-pila quanto ao cisalhamento.

É importante ressaltar que os ensaios foram considerados como exploratórios, mesmo sendo baseados na literatura. Não houve estudo parecido no Brasil, de acordo com a revisão da literatura. O segundo modelo de ensaio foi um estudo experimental que considerou o efeito desta ligação na viga, no consolo metálico e no pilar, segundo a aplicação da carga para uma falha por cisalhamento.

d) Análise dos Resultados

Os modelos analíticos e os resultados dos ensaios proporcionaram uma análise comparativa. Analiticamente, determinou-se a resistência do Consolo Metálico Embutido. Experimentalmente, mediram-se valores de deslocamentos, abertura de fissuras média, rotações e cargas aplicadas e, com o tratamento desses dados, determinaram-se os esforços resistentes e o giro da ligação.

1.4 Apresentação da Dissertação

Esta Dissertação é formada por cinco capítulos de conteúdo organizados da seguinte forma:

Capítulo 1 - INTRODUÇÃO: Relata as principais vantagens das estruturas de concreto pré-moldado, justificativas para o estudo de ligações viga-pilar com Consolo Metálico Embutido e determinação do objeto de estudo, objetivo da pesquisa e a metodologia empregada no estudo.

Capítulo 2 - FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA: Descreve as tipologias e características de ligações viga-pilar e o desempenho estrutural requerido para elas. Apresenta os principais tipos de ligações viga-pilar com Consolo Metálico Embutido utilizados no exterior. Faz a revisão bibliográfica da ligação com tarugo metálico mostrando estudos realizados por autores dos Estados Unidos e Europa, a maioria deles com execução de ensaios experimentais do consolo e da ligação.

Capítulo 3 - MODELOS ANALÍTICOS: Apresenta um breve histórico do estudo das formulações que tentam descrever o comportamento da ligação viga-pilar com tarugo metálico. Mostra as equações do Instituto do Concreto Pré-Moldado/Protendido dos Estados Unidos (*Precast/Prestressed Concrete Institute - PCI*) e da Federação Internacional do Concreto da Europa (*Fédération Internationale du Béton - FIB*). É feito um exemplo numérico de dimensionamento do tarugo metálico considerando os métodos PCI e FIB e um estudo comparando os resultados dos dois métodos para diferentes dimensões de pilar.

Capítulo 4 - ESTUDO EXPERIMENTAL: Detalha o ensaio experimental realizado nesta pesquisa comentando as principais diferenças que existem entre os ensaios observados na revisão bibliográfica. Mostra a montagem e a instrumentação dos ensaios e caracteriza o concreto dos elementos, além de detalhá-los separadamente. Apresenta os resultados e análises obtidos dos ensaios e compara com os modelos analíticos de dimensionamento.

Capítulo 5 - CONSIDERAÇÕES FINAIS: Resume todo o estudo feito e descreve as considerações finais. Comenta estudos futuros que poderiam contribuir e/ou dar continuidade ao trabalho realizado.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Aspectos gerais de ligação viga-pilar

As ligações viga-pilar que podem existir em uma estrutura pré-moldada de concreto estão nas faces e nas extremidades dos pilares (Figura 2.1).

Figura 2.1: Principais tipos de ligações viga-pilar.



a) ligação viga-pilar de face - Tipo I



b) ligação viga-pilar de extremidade – Tipo II

Fonte: Próprio autor

As ligações viga-pilar do item a) da Figura 2.1 são classificadas como do Tipo I e as ligações do item b) como Tipo II. Na Figura 2.2 podem-se observar outros dois tipos de ligações para cada um deles.

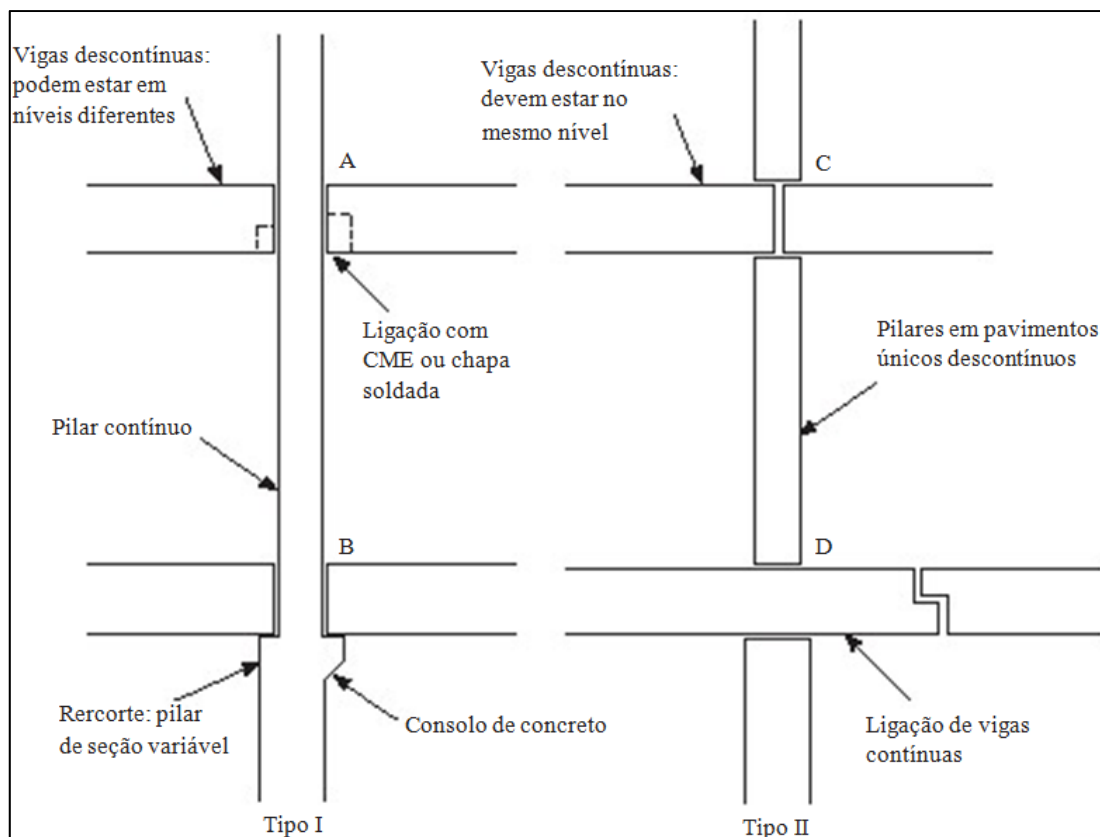
- **Tipo I:** o elemento vertical é contínuo (tanto no projeto como na execução) e elementos horizontais são ligados a ele, subdividindo-se em:

Categoria A – ligações embutidas

Categoria B – ligações visíveis

- **Tipo II:** elemento vertical é descontínuo (só em termos de execução) e os elementos horizontais são contínuos estruturalmente ou separados através de junção, subdividindo-se em:

Categoria C – ligações de cabeça de pilar

Figura 2.2: Tipos de ligações viga-pilar.

Fonte: ELLIOTT (2002)

Categoria D – ligações de vigas contínuas

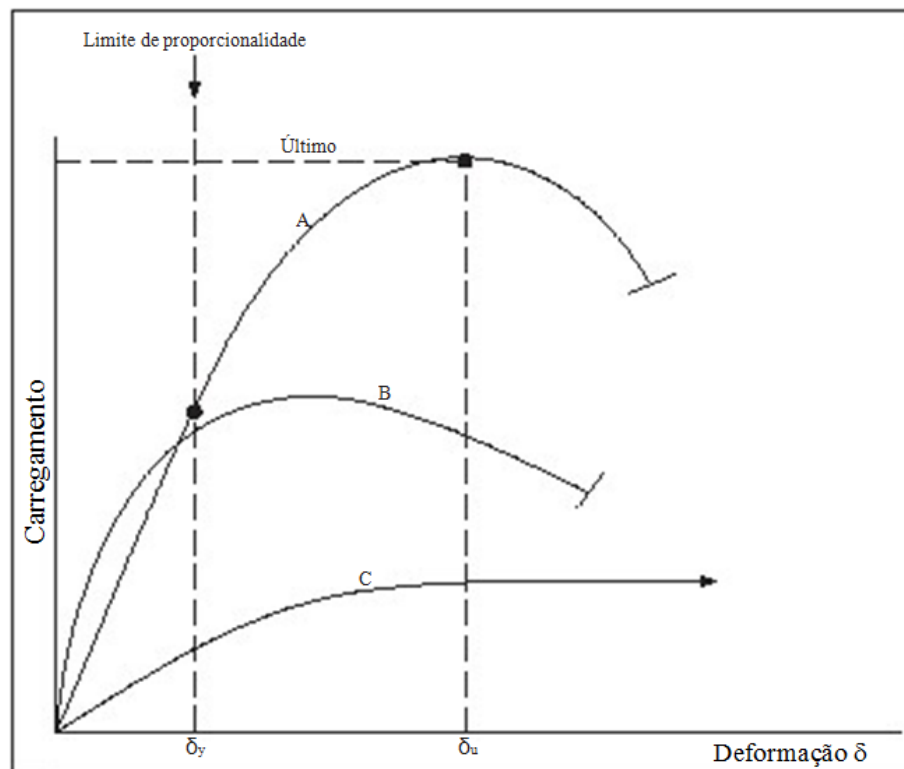
Para fazer a escolha por uma destas tipologias é necessário ter informações sobre o desempenho desejado para a ligação e a capacidade de reprodução. De acordo com ELLIOTT (2002), os principais fatores que interferem nesta escolha são:

- Estabilidade da estrutura: presença ou ausência de elementos de contraventamento para a estabilidade global. Pórticos não contraventados requerem fundações resistentes a momento;
- Layout estrutural do pórtico: o número e as posições dos pilares e elementos de contraventamento podem definir o projeto da ligação;
- Continuidade em extremidades de vigas: vigas em balanço (com continuidade) requerem ligações de extremidade resistentes a momento enquanto que ligações articuladas em ambos os lados não

necessitam. Pórticos não contraventados, de acordo com a altura do edifício, podem ser projetados com ligações rígidas ou semi-rígidas;

- Proteção contra incêndio: os conectores, chumbadores e constituintes das ligações devem estar devidamente protegidos contra o incêndio (o apoio da viga deve ser garantido para todas as ações previstas no cálculo estrutural);
- Aparência da ligação e minimizando zonas estruturais: ligações embutidas devem ser projetadas dentro das dimensões dos elementos, enquanto que a ligações visíveis estão fora dos elementos;
- Facilidade e economia na fabricação: o processo de produção da ligação deve ser dominado para garantir a fácil execução e um bom controle dos materiais empregados;
- Estabilidade temporária: prever requisitos para a estabilidade temporária. As ligações viga-pilar, se não solidarizadas, devem possuir sistemas de fixação temporária para suportar esforços, principalmente de torção, durante a montagem de lajes;
- Espaço de acesso: o local para o acesso à obra, ou a falta dele, pode influenciar os elementos estruturais e determinar a ligação;
- Juntas: o tipo de apoio usado e o cuidado na especificação da junta são muito importantes para o projeto da ligação. As juntas podem ser através de graute, parafuso, chumbador ou solda;
- Manuseio: as capacidades de içamento e manuseio, tanto na fábrica quanto na obra, devem ser levadas em consideração.

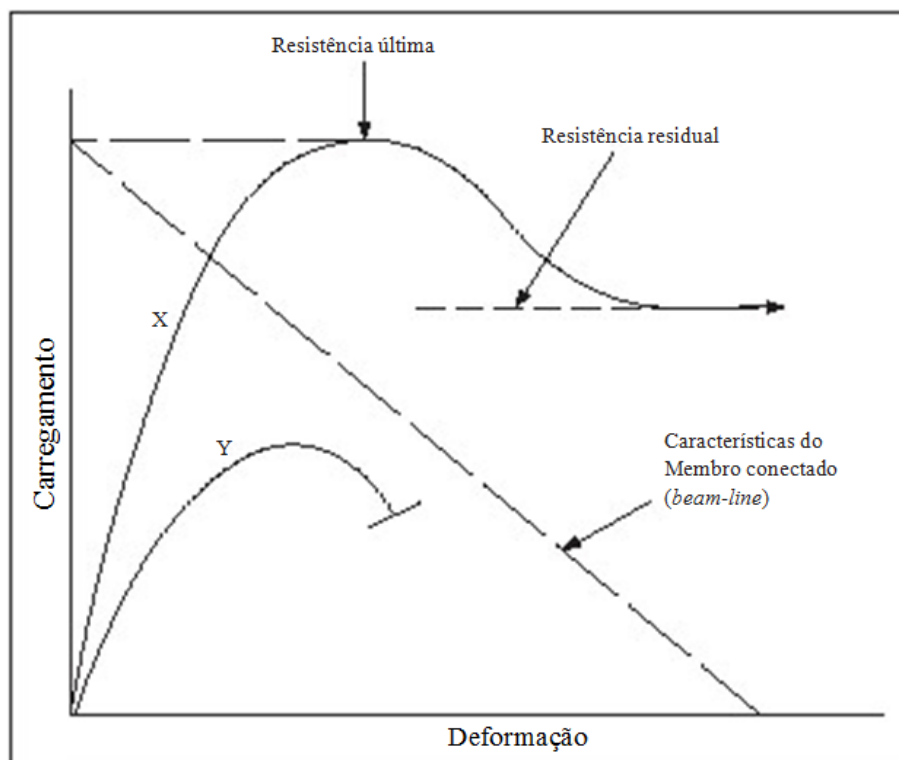
Outra diferença entre o concreto pré-moldado e o moldado no local, ainda se referindo às ligações entre os elementos, está no conhecimento das tensões atuantes durante a transferência e redistribuição dos esforços. As trajetórias destas tensões, segundo ELLIOTT (2002), mudam de acordo com a tipologia de ligação escolhida e devem respeitar o desempenho requerido para a ligação, quanto à resistência, rigidez e ductilidade. Existem três principais comportamentos atribuídos às ligações (Figura 2.3).

Figura 2.3: Possíveis comportamentos de diferentes tipos de ligações.

Fonte: ELLIOTT (2002)

- **Desempenho A:** grande região elástica (região linear longa da curva Força x Deslocamento) e pouca ductilidade (sem patamar de escoamento definido). É ideal para carregamentos cíclicos onde não há perigo de sobrecarga no conector;
- **Desempenho B:** deformação não linear considerada satisfatória se a ligação está preocupada apenas com a resistência (o patamar de escoamento não chega a ser bem definido horizontalmente). A ductilidade existe apenas com a queda da resistência ao escoamento;
- **Desempenho C:** baixa resistência e bastante ductilidade (patamar de escoamento bem definido), que podem ser adequadas quando deformações excessivas são aceitáveis, porém, para pequenas cargas.

Figura 2.4: Relação entre o comportamento estrutural de ligações e o membro ao qual são conectadas.



Fonte: ELLIOTT (2002)

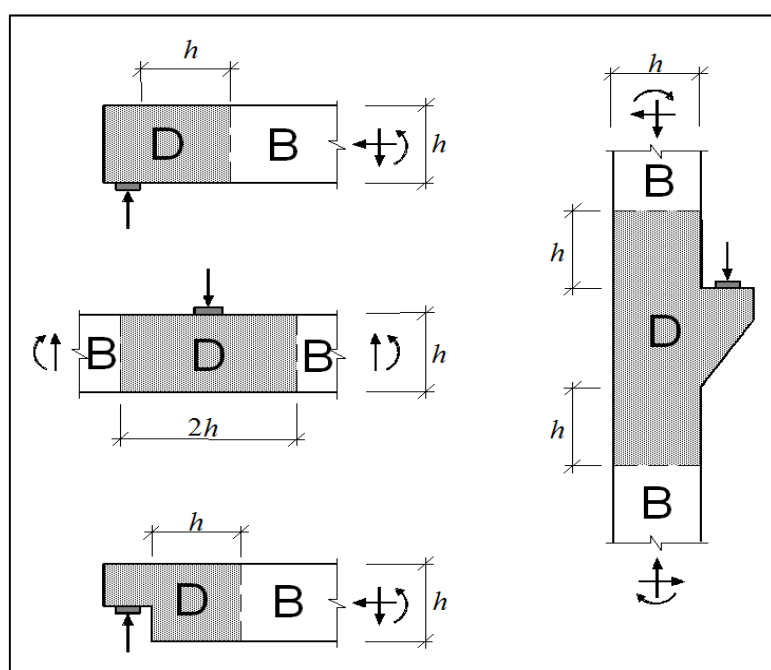
A ligação deve apresentar um comportamento superior ao do elemento conectado. A falha deve ocorrer na viga, onde o modo de ruptura não é frágil, ao contrário quando a falha ocorre na ligação, onde, normalmente, o apoio da viga é perdido de forma abrupta. Na Figura 2.4 observam-se dois comportamentos diferentes de ligações em relação ao seu elemento conectado. As curvas X e Y representam as ligações e a linha tracejada (também conhecida como *beam-line*) representa a viga.

Segundo ELLIOTT (2002), a ligação X é adequada porque sua capacidade de deformação é maior do que a exigida pelo elemento conectado. Já a ligação Y não é uma ligação satisfatória porque a ruptura ocorre de forma frágil antes de se igualar com as exigências do elemento. O autor diz ainda que as ligações viga-pilar determinam o comportamento da viga na flexão - controlando os deslocamentos e as zonas estruturais do pavimento - e do pilar em termos de estabilidade estrutural e da capacidade de flambagem, se subdividindo entre as ligações Tipo I e Tipo II.

Em outras palavras, a curva da ligação adequada deve cruzar a curva “*beam-line*” no regime elástico, ou ainda, o início do escoamento da ligação deve estar acima do elemento conectado. Logo, a ligação X é adequada e a ligação Y não é adequada.

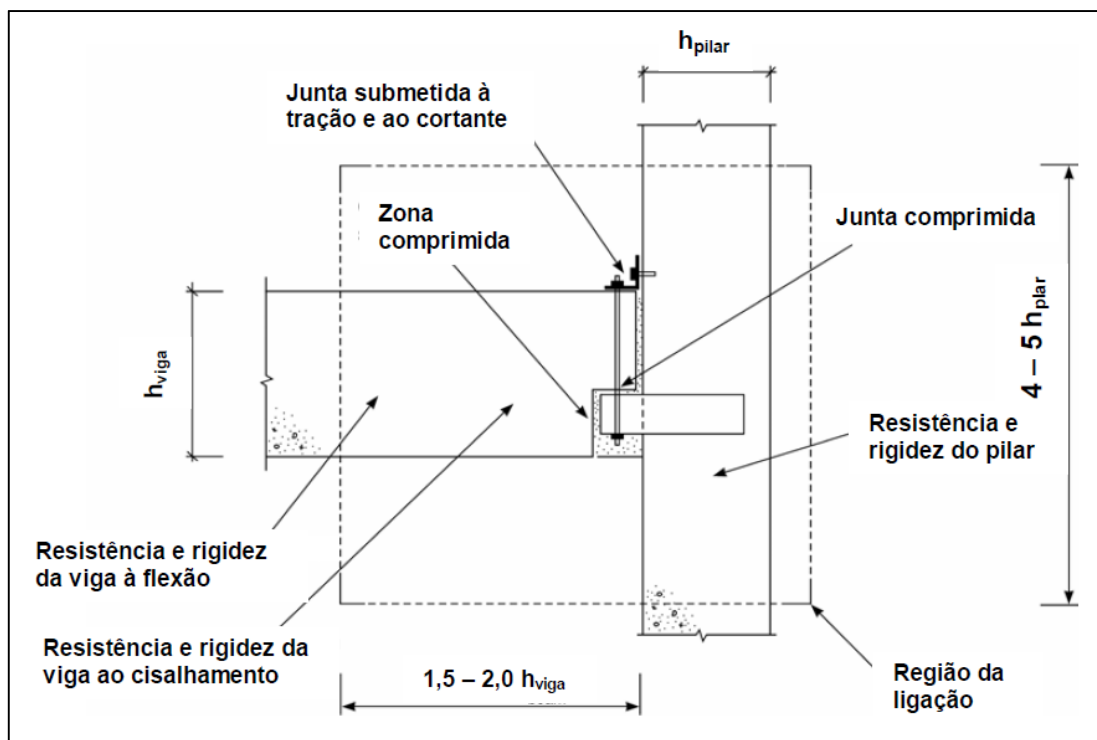
As ligações são regiões de descontinuidade da estrutura (Figura 2.5). Pode-se ver a influência da ligação viga-pilar em seus elementos conectados (Figura 2.6).

Figura 2.5: Exemplos de regiões contínuas e descontínuas em ligações.



B: região contínua; e D: região descontínua.

Fonte: ENGSTRÖM (2008)

Figura 2.6: Delimitação da região da ligação viga-pilar.

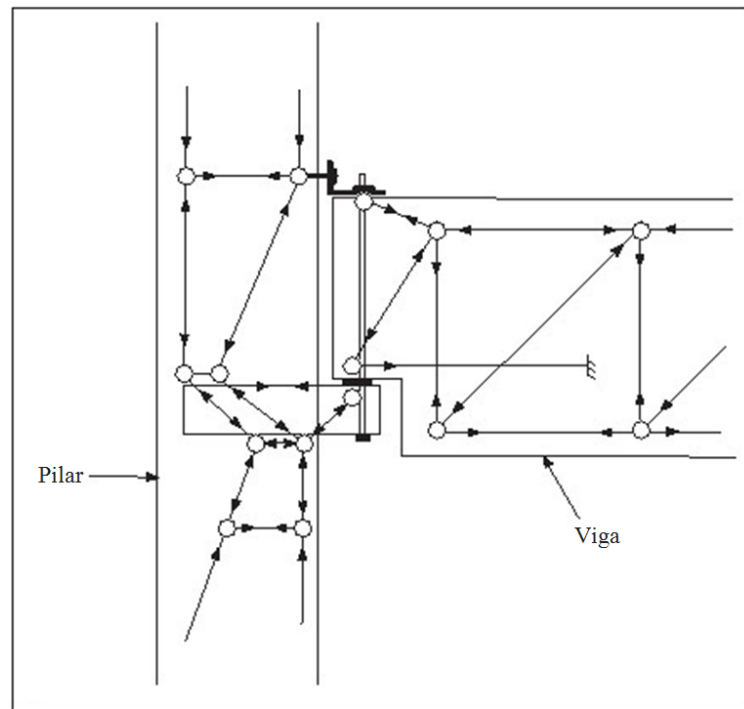
Fonte: CATOIA (2007), adaptado de ELLIOTT (2002)

2.2 Tipos de ligações com Consolo Metálico Embutido

O Consolo Metálico Embutido possui algumas características, quanto à transferência dos esforços da viga para o pilar, semelhantes às do consolo de concreto. O perfil metálico, conhecido na Inglaterra como “*billet*” (tarugo metálico), é muito comum no embutimento de ligação viga-pilar (Figura 2.7).

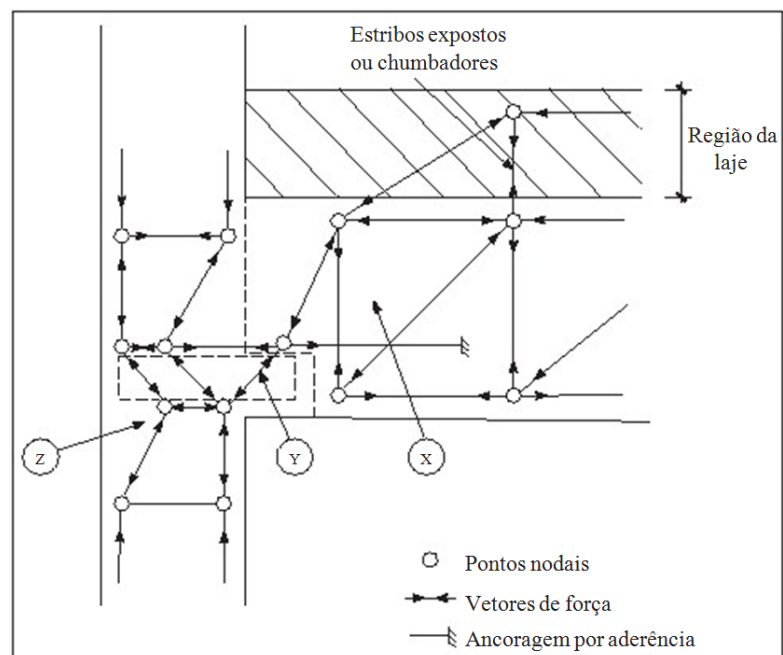
O esquema de transferência dos esforços da ligação solidarizada tem três partes importantes X, Y e Z (Figura 2.8). Cada tipo de consolo metálico possui um detalhe particular, variando dimensões, formas e número de conectores. Entretanto, as funções exercidas por estas partes são iguais para todos eles e são definidas por ELLIOTT (2002) como:

Figura 2.7: Trajetória das forças em uma ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido durante a montagem.



Fonte: ELLIOTT (2002)

Figura 2.8: Trajetória das forças em uma ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido após a montagem (ligação solidarizada).



Fonte: ELLIOTT (2002)

- Em X: transferir a força cortante na extremidade de vigas por uma combinação de estribos verticais e/ou barras dobradas (Figura 2.9) ou introduzir uma seção de aço pré-fabricada (Figura 2.10), chamada de “*shear box*” (caixa de cisalhamento);
- Em Y: garantir uma capacidade ao cisalhamento adequada, no plano da descontinuidade física entre a viga e o pilar, por qualquer seção de aço projetada (sólida ou oca);
- Em Z: transferir os carregamentos de compressão dentro do concreto do pilar. Os efeitos das forças de ruptura horizontal, ambos acima e abaixo da ligação no caso de pilares carregados excêntrica, são controlados usando estribos concentrados (Figura 2.11). A ancoragem dos pilares é feita geralmente por ancoragem total em cálices moldados, ou por caixa metálica ou insertos de seção H.

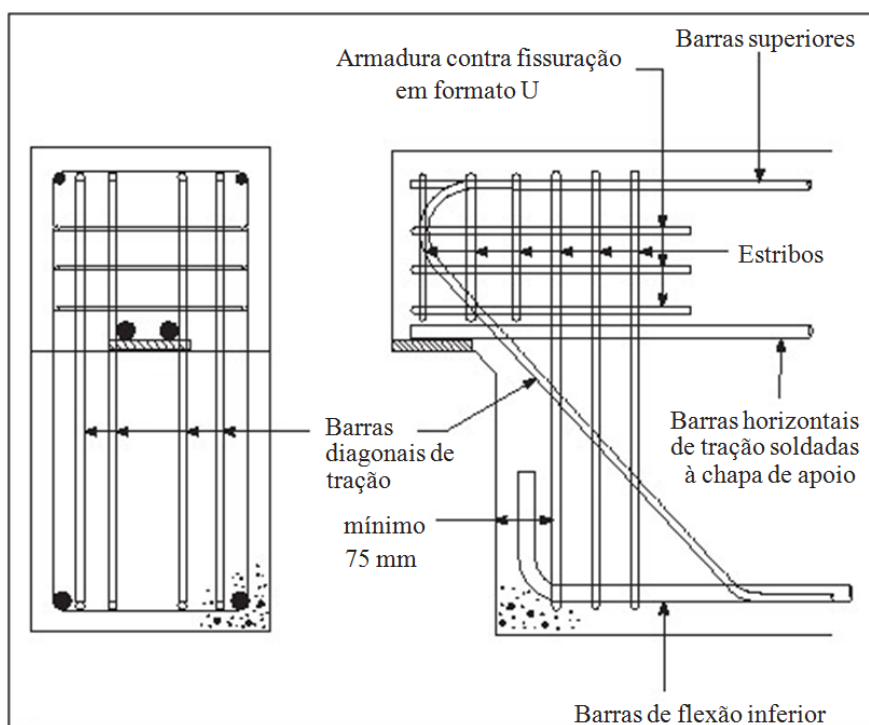
Vale ressaltar que este comportamento esperado é semelhante ao comportamento do modelo biela-tirante em estruturas de concreto.

A Figura 2.5 mostra que existem as regiões B (contínuas) e D (descontínuas). Nas regiões B a hipótese de Bernoulli é satisfeita, ou seja, ocorre distribuição linear de deformações. Nas regiões D a distribuição de deformações não é linear e o modelo de cálculo biela-tirante (ou bielas e tirantes) satisfaz consideravelmente a previsão do comportamento da estrutura de concreto armado, empiricamente comprovado.

A armadura diagonal é importante quando o dente de concreto da viga não suporta a carga total de projeto. Se existe uma armadura diagonal na extremidade da viga, detalhada e executada de forma correta, o dente de concreto fica com uma parcela de 50% da carga total de projeto e a armadura diagonal com os 50% restantes (ELLIOTT, 2002).

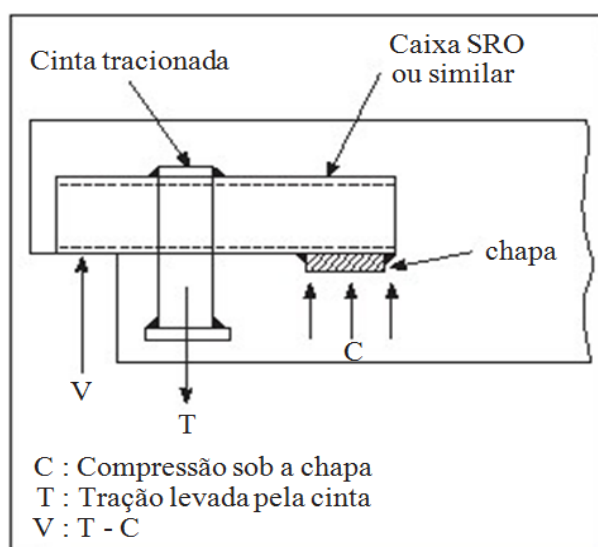
É possível que a armadura diagonal não suporte o carregamento a ela destinado, ou mesmo o dente de concreto continue não resistindo. Para estas situações, pode-se introduzir um perfil metálico como armadura de cisalhamento na extremidade da viga (Figura 2.10 e). A ancoragem deste perfil no concreto da viga é feita através de uma cinta metálica soldada a ele.

Figura 2.9: Armadura da extremidade de viga (gaiola) usando uma combinação de estribos e barras dobradas.

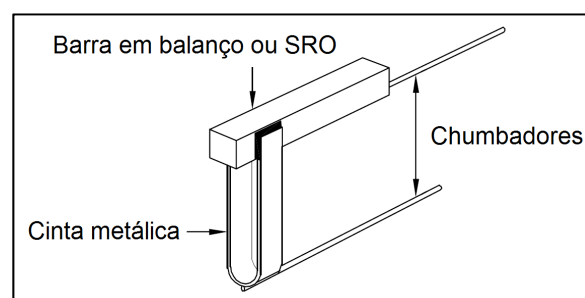


Fonte: ELLIOTT (2002)

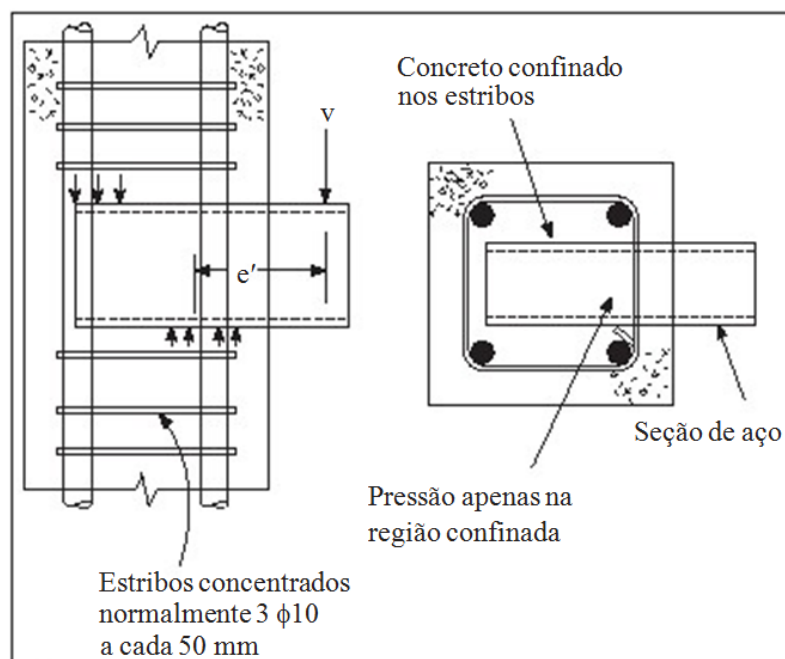
Figura 2.10: Caixa de cisalhamento – *shear box* – pré-fabricada (perfil metálico de Seção Retangular Oca – SRO).



Fonte: ELLIOTT (2002)



Fonte: PCI (2010)

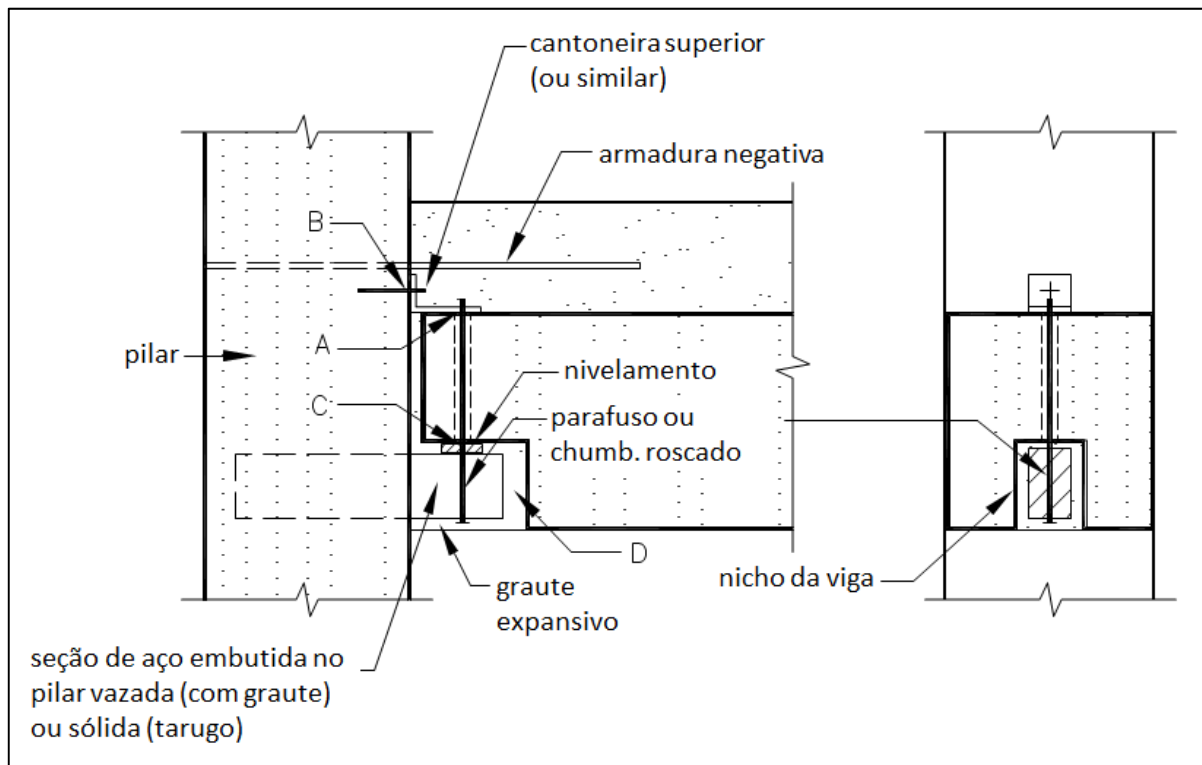
Figura 2.11: Princípio de projeto para o inserto do pilar (estribos concentrados).

Fonte: ELLIOTT (2002)

O Consolo Metálico Embutido no pilar é responsável por transferir esforços da viga para o pilar, definindo o comportamento da ligação e as características e detalhes executivos. Segundo ELLIOTT (2002), existem vários tipos:

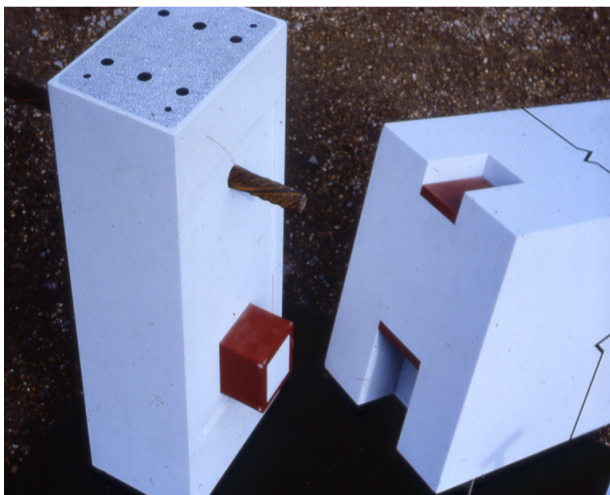
- Seção laminada ou soldada: normalmente estas seções são quadradas ou retangulares, maciças ou ocas. Necessitam de uma ligação temporária para a estabilidade da viga durante a montagem (antes da solidarização da ligação). Esta estabilidade temporária pode ser dada por diversos tipos de mecanismos como barras soldadas e cantoneiras parafusadas. Segundo FIB (2011), um Consolo Metálico Embutido retangular vazado de 200 mm de altura x 100 mm de largura x 10 mm de espessura (ou seção quadrada maciça de 100 mm x 100 mm) consegue chegar a uma carga de projeto de 500 kN, considerando o consolo totalmente ancorado no pilar por estribos concentrados e conectado a uma viga de 500 mm de altura. O modelo desta ligação é representado na Figura 2.12.

Figura 2.12: Modelo de ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido de seção laminada/soldada.



a) Esquema da ligação - A: interface chumbador/cantoneira; B: interface pilar/cantoneira; C: interface chumbador/chapa de apoio; e D: interface do nicho (graute expansivo).

Fonte: ENGSTRÖM (2008)



b) Detalhes da ligação no pilar e na viga

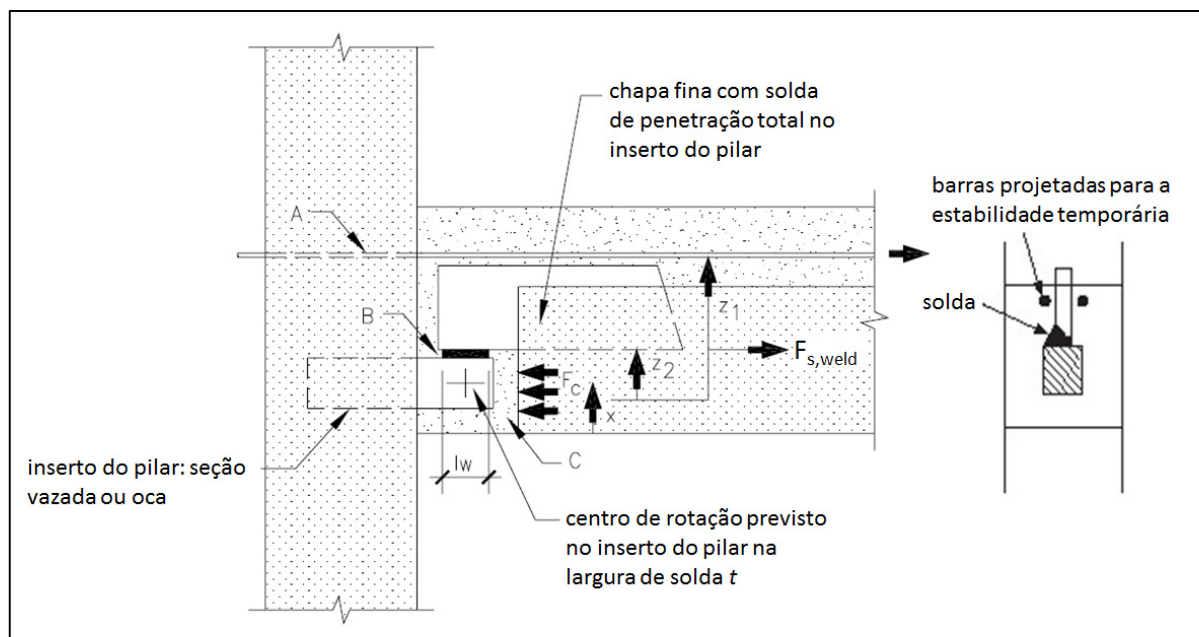


c) Consolo embutido no pilar

Fonte: ELLIOTT (2007)

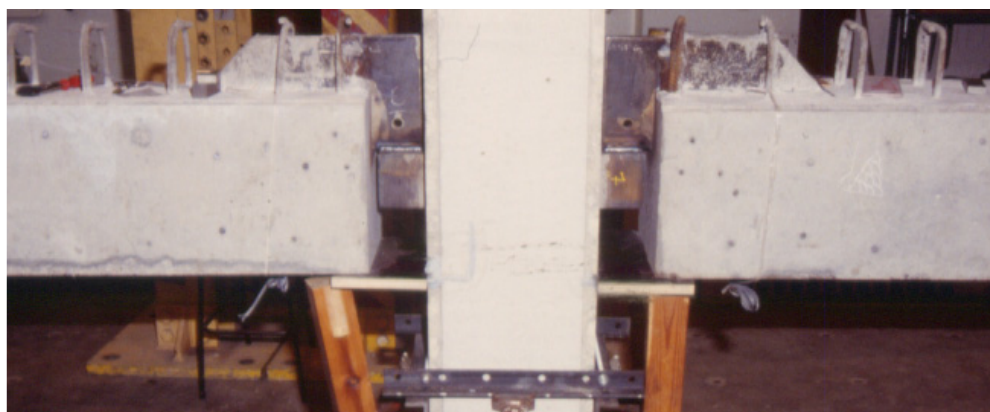
- Chapa tipo faca: utiliza uma chapa fina soldada ao conector do pilar (Figura 2.13) chegando facilmente a uma ligação resistente de 500 kN. Também possui vários mecanismos de estabilidade temporária, o mais usual é soldar barras ancoradas no pilar na chapa fina que faz parte da viga.

Figura 2.13: Modelo de ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido de chapa tipo faca.



a) Esquema da ligação - A: armadura negativa; B: interface conector do pilar/chapa fina (solda); e C: interface do nicho (graute expansivo).

Fonte: ELLIOTT (2002), FIB (2003)

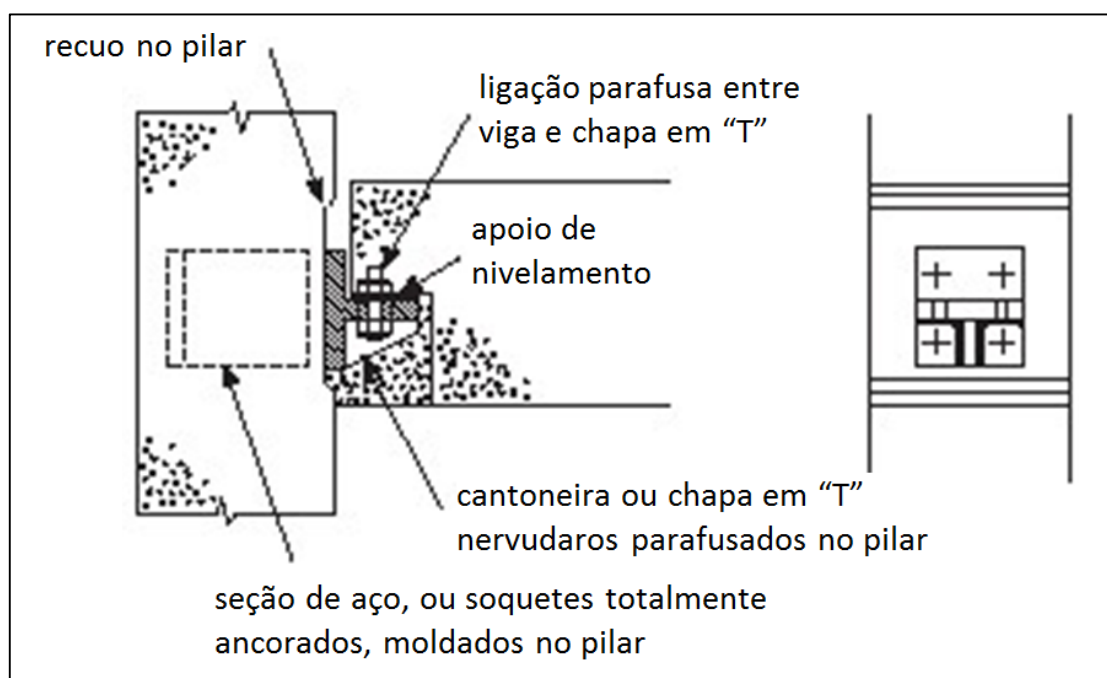


b) Viga montada

Fonte: ELLIOTT (2007)

- **Parafusado:** um Consolo Metálico Embutido formado por chapas grossas soldadas entre si, resultando em uma peça em formato “T”, é fixado no inserto do pilar por meio de parafusos de alta capacidade de carga (Figura 2.14). Uma ligação mais cara, porém, considerada muito segura. O consolo pode suportar cargas de até 600 kN utilizando-se seis parafusos de 24 mm com tensão de escoamento de 600 N/mm².

Figura 2.14: Modelo de ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido parafusado.



a) Esquema da ligação

Fonte: ELLIOTT (2002)



b) Consolo parafusado

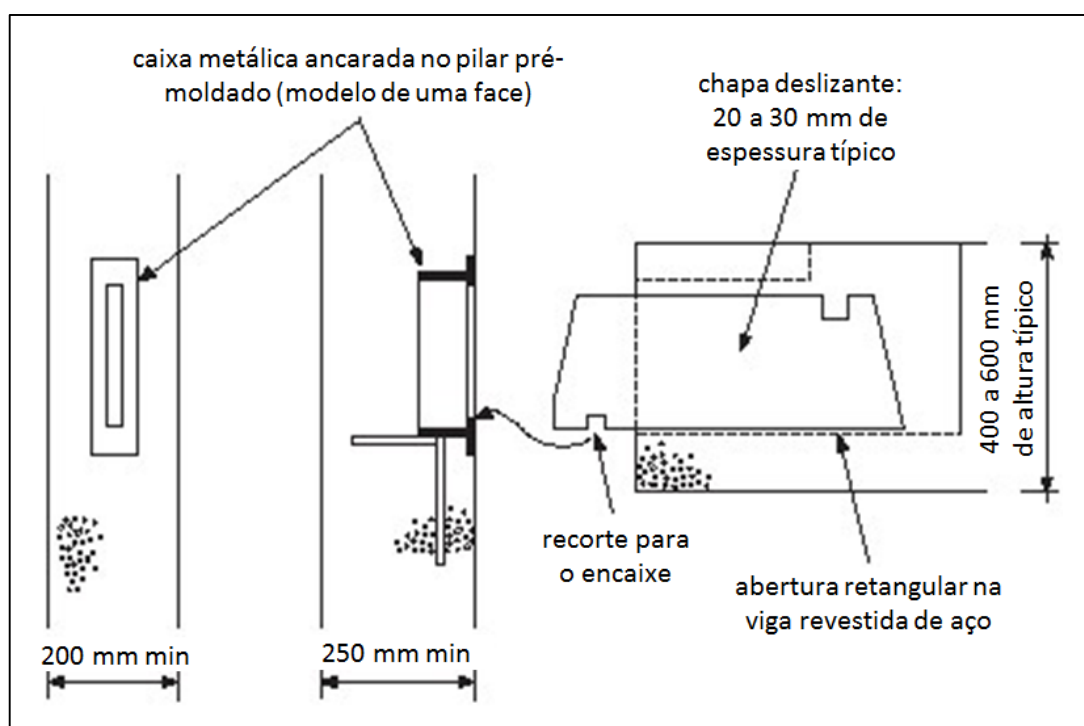


c) Viga montada

Fonte: ELLIOTT (2007)

- **Chapa deslizante:** originada na Noruega, consiste no encaixe de uma chapa deslizante (vinda da viga) na caixa metálica presente no pilar (Figura 2.15). Com armadura negativa, resiste até 400 kN de carga de projeto. Esta chapa é empurrada através de uma abertura na viga até o encaixe. Fácil execução, mas requer restrição temporária a torção.

Figura 2.15: Modelo de ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido de chapa deslizante.



a) Esquema da ligação

Fonte: ELLIOTT (2002)



b) Chapa na posição inicial



c) Chapa na posição final



d) Viga montada

Fonte: ELLIOTT (2007)

2.3 Tarugo metálico

Para o estudo foi selecionado um dos quatro tipos de ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido que foram apresentados no item 2.2. Foram considerados os seguintes fatores:

- Custo: o Consolo Metálico Embutido possui formas, dimensões e materiais diferenciados para atender os critérios de projeto. Normalmente no Brasil a mão-de-obra custa, proporcionalmente, mais barato que os materiais em comparação com países como Estados Unidos e Europa. Preocupou-se em selecionar a tipologia que minimizasse os custos com material;
- Aparência: muitas obras pré-moldadas no país são utilizadas sem acabamento, ou melhor, apenas com pintura sobre o elemento de concreto. A seleção da ligação preocupou-se com a forma e aparência após solidarização;
- Processo: algumas ligações requerem domínio pleno da execução para garantir a qualidade e segurança da estrutura. Detalhes executivos podem gerar patentes e, portanto, a não disseminação do conhecimento por causa dos direitos intelectuais. O processo precisa estar apto para ser absorvido no mercado brasileiro de estruturas pré-fabricadas.
- Dimensionamento: o cálculo da ligação deve estar consolidado para que seja possível a coleta de informações e a aplicação.
- Flexibilidade: projetos de estruturas pré-moldadas no Brasil demandam flexibilidade na planta e nos recursos técnicos utilizados. O investimento da aplicação deve estar concentrado em diversas soluções. Sua restrição de utilização deve ser eliminada ao máximo.

A ligação de seção laminada/soldada foi a selecionada. Apresenta considerável facilidade na execução, possui flexibilidade nas dimensões dos perfis e de suas espessuras (consolo sólido ou vazado) e o detalhe do dente da viga não precisa necessariamente ser modificado. O custo dos perfis pode encarecer a ligação, porém, sua praticidade e estética e seu processo de produção (em seu

domínio pleno) podem contribuir para baixar o custo final do produto. Esta tipologia de ligação foi denominada como Tarugo Metálico.

2.3.1 Revisão bibliográfica do tarugo metálico

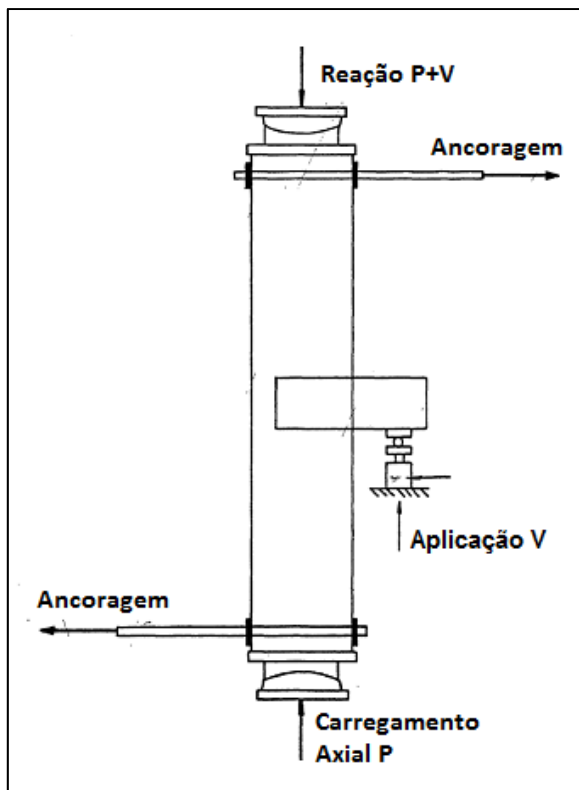
As ligações com tarugo metálico em estruturas pré-moldadas de concreto não são novidades para os países norte-americanos e europeus. Segundo O'FLANNERY (1998), existem estudos sobre as ligações embutidas desde 1960, mas sua formalização ocorreu nos EUA em 1971 pela publicação da 1ª edição do *PCI Design Handbook: Precast/Prestressed Concrete*, pelo Instituto do Concreto Pré-Moldado/Protendido, e na Inglaterra em 1978 pela publicação do *Structural joints in precast concrete: Manual*, pelo Instituto dos Engenheiros Estruturais. Charles H. Raths apud MARCAKIS (1979) publicou em 1974 um artigo no Jornal do *PCI* incluindo no cálculo da ligação a armadura adicional soldada ao perfil metálico como recurso para aumentar a resistência do pilar a força cortante. Esta contribuição foi aderida pelo *PCI* na publicação da 2ª edição do seu Manual de Bolso.

No final da década de 1970 até meados de 2000 vários trabalhos acadêmicos foram publicados no exterior abordando especificamente as ligações viga-pilar com tarugo metálico. Foram cinco principais trabalhos realizados: MARCAKIS (1979), ELLIOTT (1996; 2002), GÖRGÜN (1997) e O'FLANNERY (1998).

MARCAKIS (1979) teve como objetivo desenvolver um modelo analítico mais fiel para o cálculo da ligação com base em um programa experimental de 21 ensaios do consolo metálico embutido, variando os modelos quanto:

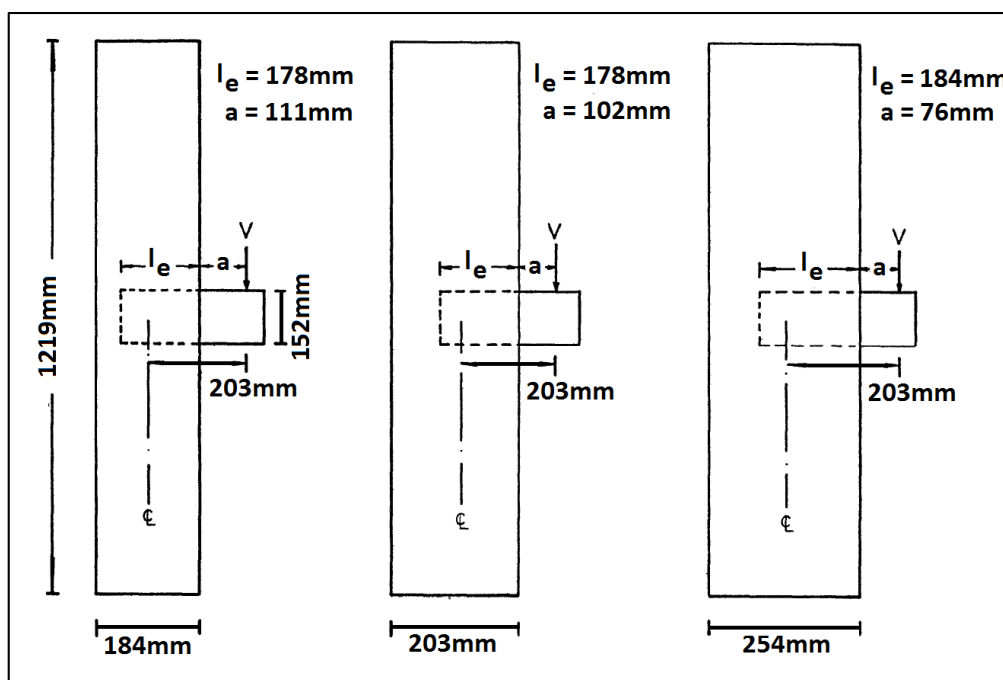
- Ao carregamento axial no pilar (Figura 2.16);
- Ao cobrimento do tarugo (Figura 2.17);
- À armadura adicional soldada no consolo (Figura 2.18);
- À forma do perfil metálico embutido no pilar;
- Ao tipo de carregamento no consolo: momento puro, uma face (simples) e em duas faces opostas (duplo) do pilar (Figura 2.19).

Figura 2.16: Variação da força axial no pilar - MARCAKIS (1979).



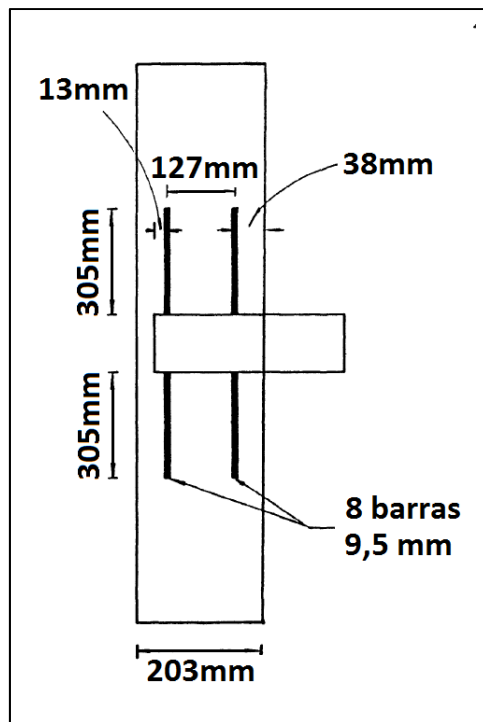
Fonte: MARCAKIS (1979)

Figura 2.17: Variação do cobrimento do tarugo - MARCAKIS (1979).



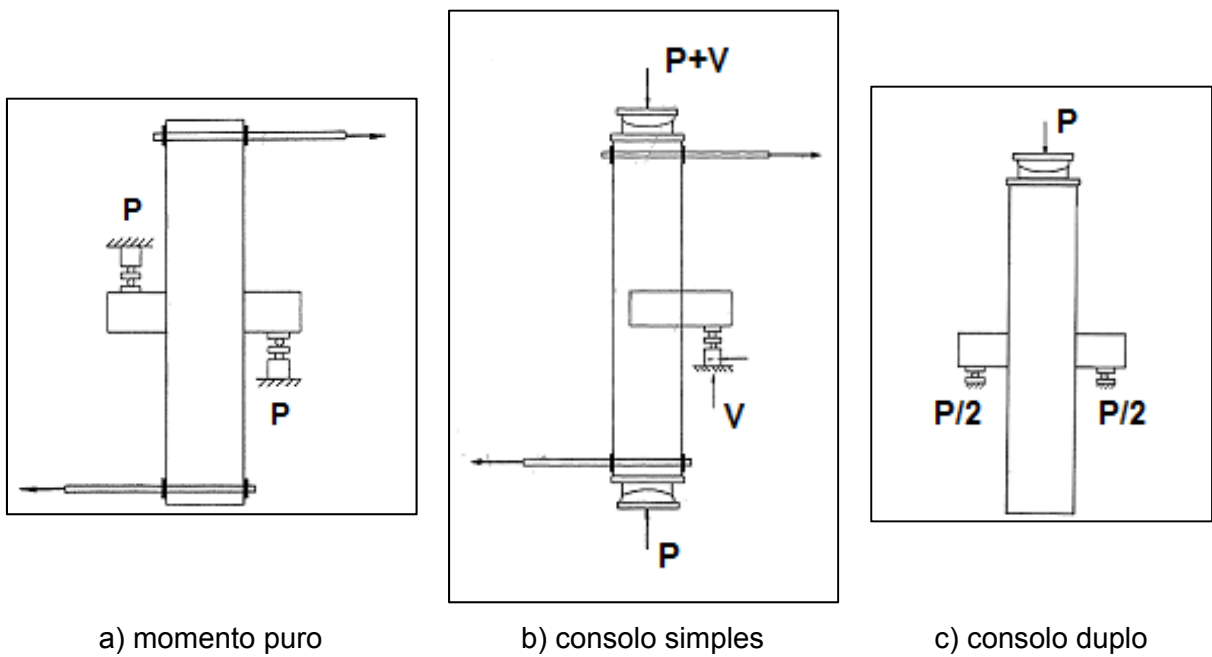
Fonte: MARCAKIS (1979)

Figura 2.18: Armadura adicional soldada no tarugo - MARCAKIS (1979).



Fonte: MARCAKIS (1979)

Figura 2.19: Tipos de carregamento no consolo metálico - MARCAKIS (1979).

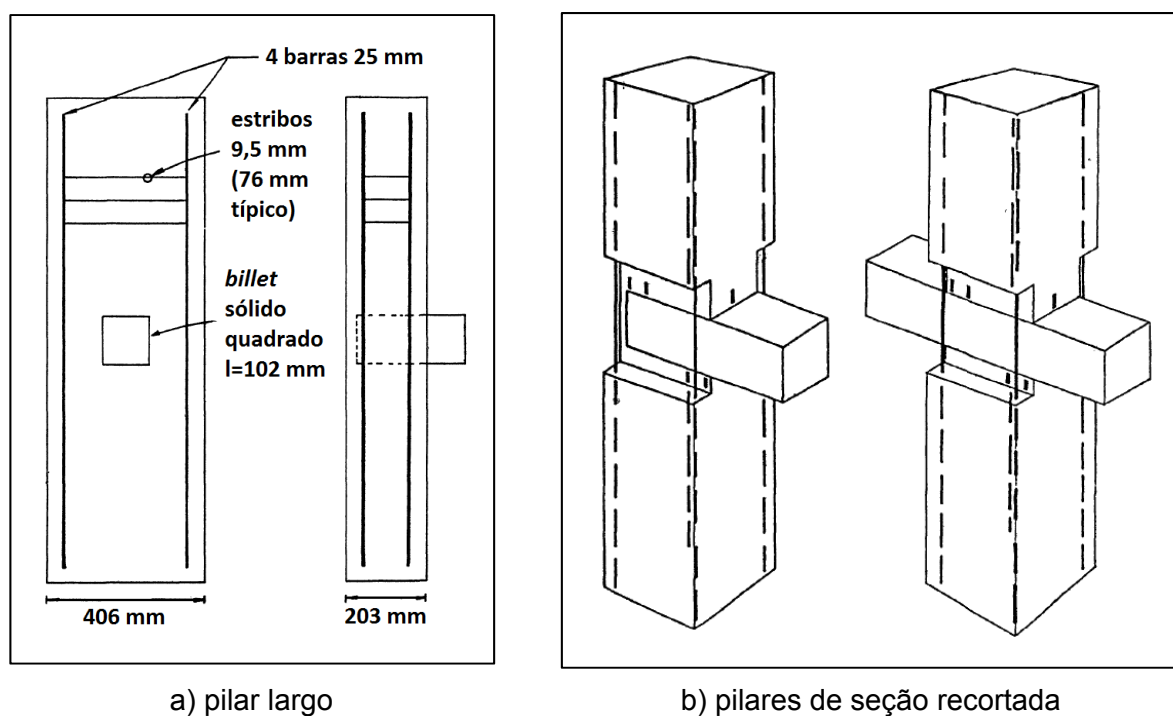


Fonte: MARCAKIS (1979)

Os ensaios foram divididos em:

- Série I: ensaios piloto para identificação dos modos de ruptura e refinamento dos ensaios posteriores;
- Série II: ensaios com variação das características geométricas do tarugo, do pilar e do posicionamento entre tarugo e pilar; e variação dos modos de solicitação (momento puro, consolo simples e consolo duplo);
- Série III: pilar de largura excessiva e pilares com seção recortada na região do consolo (Figura 2.20).

Figura 2.20: Ensaios realizados na série III - MARCAKIS (1979).



Fonte: MARCAKIS (1979)

Os resultados de todos os ensaios obtidos por MARCAKIS (1979) estão representados na Tabela 2-1.

Tabela 2-1: Especificações e força cortante última dos ensaios - MARCAKIS (1979).

	fck	l _e	a	H ₁	H ₂	cobr.	Carga axial	V _{RU}	Tipo de <i>billet</i>			Observações			
	MPa	mm	mm	mm	mm	mm	kN	kN	seção	mm	mm	mm			
Série I															
C1	33,1	152	76	178	178	12,5	-	125	oca	102	x	102	x	6	não preenchido
C2	26,9	152	76	178	178	12,5	133	184	oca	102	x	102	x	6	
C3	35,8	152	76	178	178	12,5	267	202	oca	102	x	102	x	6	
C4	40,0	152	76	178	178	12,5	400	240	oca	102	x	102	x	6	
Série II															
SC1	31,0	178	-	203	203	12,5	1450	-	oca	152	x	102	x	10	
SC2	31,0	178	76	203	203	12,5	1068	250	oca	152	x	102	x	10	
SC3	31,0	178	102	203	203	12,5	712	317	oca	152	x	102	x	10	
SC4	31,0	178	102	203	203	12,5	356	299	oca	152	x	102	x	10	
SC5	31,0	178	102	203	203	12,5	-	246	oca	152	x	102	x	10	sem carga axial
SC6	31,0	178	102	203	203	12,5	-	273	oca	152	x	37 kg/m		10	flanges cortadas
SC7	31,0	178	102	203	203	12,5	-	361	oca	152	x	102	x	10	armadura adicional
SC8	31,0	178	102	203	203	12,5	-	374	oca	152	x	102	x	10	sem cobrimento
SC9	31,0	178	111	184	184	3,2	-	220	oca	152	x	102	x	10	cobrimento 38 mm
SC10	31,0	194	76	254	254	12,5	-	281	oca	152	x	102	x	10	duas faces (duplo)
SC11	31,0	203	102	203	203	12,5	-	986	oca	152	x	102	x	10	duas faces (duplo)
SC12	31,0	203	102	203	203	12,5	-	950	oca	152	x	37 kg/m		10	duas faces (duplo)
SC13	31,0	203	102	203	203	12,5	-	941	oca	152	x	102	x	10	
Série III															
TC1	23,4	184	102	203	406	12,5	-	264	maciça	102	x	102			pilar largo
TC2	23,4	184	102	203	203	12,5	-	145	maciça	102	x	102			seção recortada
TC3	23,4	203	102	203	203	12,5	-	78	maciça	102	x	102			seção recortada
TC4	23,4	203	102	203	203	12,5	-	116	oca	152	x	102	x	10	momento puro

Fonte: MARCAKIS (1979)

Com os resultados obtidos dos ensaios o autor comparou-os com a formulação do PCI (item 3.1.1) e analiticamente equilibrando as forças (Tabela 2-2).

Tabela 2-2: Comparação do modelo analítico e do método do *PCI* com resultados experimentais - MARCAKIS (1979).

	b_{ef}	$V_{exp.}$	V_{PCI}	V_{Rd}	$\frac{V_{exp.}}{V_{PCI}}$	$\frac{V_{exp.}}{V_{Rd}}$	$\frac{V_{Rd}}{V_{PCI}}$
	mm	kN	kN	kN			
Série I							
C1	140	124	77	136	1,61	0,91	1,77
C2	152	184	62	121	2,97	1,52	1,95
C3	152	200	83	159	2,41	1,26	1,92
C4	152	238	93	175	2,56	1,36	1,88
Série II							
SC2	178	248	89	201	2,79	1,23	2,26
SC3	178	314	80	178	3,93	1,76	2,23
SC4	178	297	80	178	3,71	1,67	2,23
SC5	178	245	80	178	3,06	1,38	2,23
SC6	178	271	80	178	3,39	1,52	2,23
SC7	178	358	140	238	2,56	1,50	1,70
SC8	178	371	140	238	2,65	1,56	1,70
SC9	178	218	77	171	2,83	1,27	2,22
SC10	178	279	90	203	3,10	1,37	2,26
SC11	178	979	363	953	2,70	1,03	2,63
SC12	178	943	363	953	2,60	0,99	2,63
SC13	178	934	363	953	2,57	0,98	2,63
Série III							
TC1	203	262	64	165	4,09	1,59	2,58
TC2	178	144	64	144	2,25	1,00	2,25
TC3	178	78	-	88	-	0,89	-
TC4	178	116	-	88	-	1,32	-

Fonte: MARCAKIS (1979)

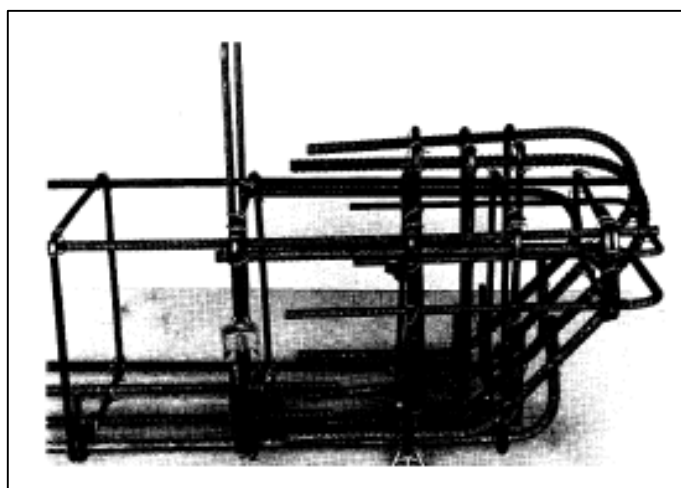
As conclusões obtidas por MARCAKIS (1979) foram:

- A largura de apoio efetiva do tarugo é maior que a largura do perfil metálico (cerca de duas vezes a largura do perfil e não maior do que a largura do concreto confinado do pilar);
- A armadura adicional aumenta consideravelmente a capacidade da ligação;

- A capacidade da ligação não deve ultrapassar 75% da capacidade axial do pilar;
- Com a possibilidade de o perfil flambar localmente é recomendável aumentar a rigidez do consolo metálico ou preenche-lo com concreto. Também é aconselhável garantir o confinamento do concreto abaixo e acima do perfil metálico embutido.

Em ELLIOTT (1996) encontram-se muitas informações sobre as ligações embutidas com consolo metálico. No item “7.10 *Column insert design*” o autor descreve brevemente as tipologias de ligações viga-pilar com informações de projeto, classificação dos consolos, usos frequentes para cada um deles e modelo analítico que descreve o comportamento da ligação com tarugo, incluindo a armadura adicional soldada á ele. Além das informações de projeto, o item 7.10 do livro contém exemplos numéricos de dimensionamento desta ligação incluindo as variações de face única, face dupla (defasagem de 180°) e face tripla, fazendo comentários sobre ligações de quatro faces. O cálculo da extremidade da viga é descrito no item “4.3.8 *Beam-end shear design*” considerando detalhes do nicho que se apoia no perfil e as variações para sua armação (Figura 2.21).

Figura 2.21: Armação de extremidade de viga - ELLIOTT (1996).



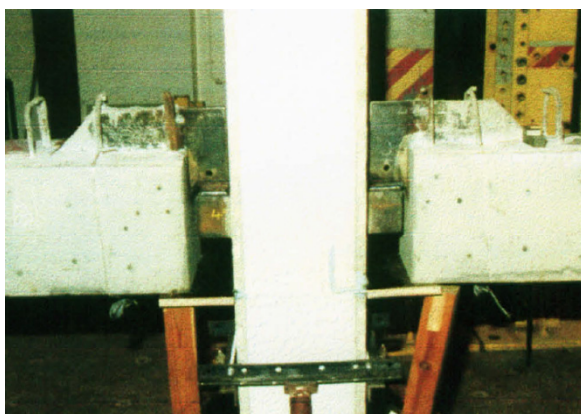
Fonte: ELLIOTT (1996)

GÖRGÜN (1997) analisou o comportamento à flexão de ligações viga-pilar e seus efeitos no comportamento do pórtico de concreto pré-moldado. O autor

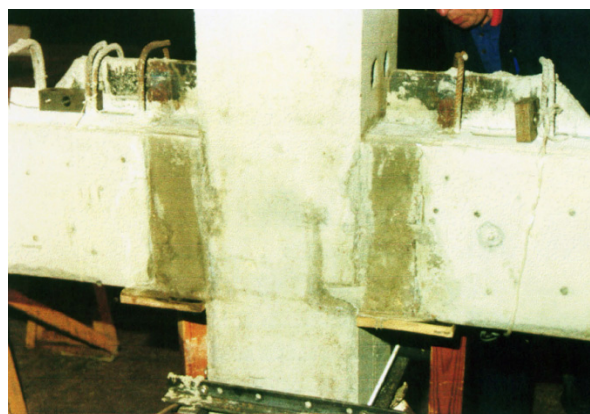
realizou ensaios em escala real de várias tipologias de ligação viga-pilar (alguns incluindo laje alveolar) e construiu curvas momento-rotação para analisar a semi-rigidez da ligação para estruturas semi-rígidas. Com seções sólidas e vazadas para o tarugo o autor ensaiou dois tipos de ligação viga-pilar (Figura 2.22 e Figura 2.23 **Erro! Fonte de referência não encontrada.**):

- Viga-pilar com chapa soldada:
 - Consolo duplo com e sem laje alveolar.
 - Consolo simples (em um pilar de três faces com consolo) com laje alveolar e barras de ancoragem lateral;

Figura 2.22: Modelo de ensaio viga-pilar com chapa soldada - GÖRGÜN (1997).



a) soldagem da chapa no inserto do pilar



b) ligação grauteada



c) ligação dupla sem laje



d) ligação dupla com laje

Fonte: GÖRGÜN (1997)

- Viga-pilar com tarugo e chumbador:
 - Consolo duplo com laje alveolar e barras de ancoragem lateral;
 - Consolo simples (em um pilar de três faces com consolo) com laje alveolar e barras de ancoragem lateral.

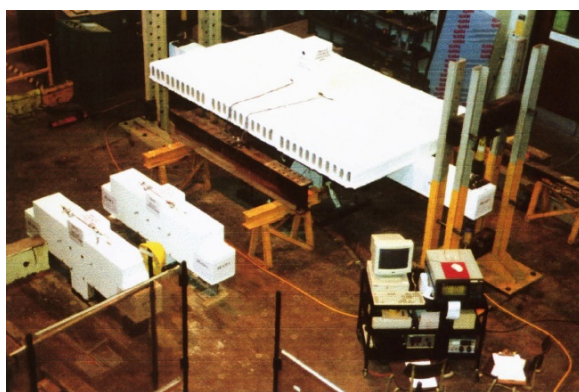
Figura 2.23: Modelo de ensaio viga-pilar com tarugo metálico - GÖRGÜN (1997).



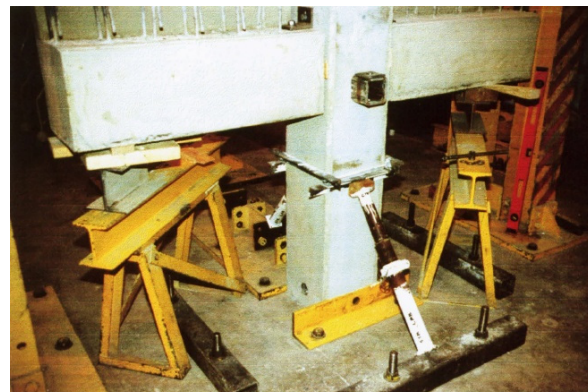
a) montagem da viga



b) ligação pronta para grauteamento



c) ligação cem laje



d) ligação sem laje

Fonte: GÖRGÜN (1997)

Os modelos ensaiados por GÖRGÜN (1997) estão representados na Tabela 2-3. Todos os momentos obtidos durante os ciclos de carregamento nos ensaios (C1 a C5), os momentos teóricos e os momentos nas vigas estão apresentados na Tabela 2-4.

Tabela 2-3: Modelos ensaiados por GÖRGÜN (1997).

Série	Referência	Ligação	Tipo de pórtico	Laje de piso
1	TW1(A)	chapa soldada	duplo	alveolar
	TW1(B) ¹	chapa soldada	duplo	alveolar
	TW1(C)	chapa soldada	duplo	-
2	TW2	chapa soldada	simples	alveolar
3	TB1(A)	tarugo metálico	duplo	alveolar
	TB1(B) ²	tarugo metálico	duplo	capa
	TB1(C) ²	tarugo metálico	duplo	capa
4	TB2	tarugo metálico	simples	alveolar

TW = chapa soldada. TB = tarugo metálico.

¹ensaio de cisalhamento.

²ensaio de flexão com elementos curtos.

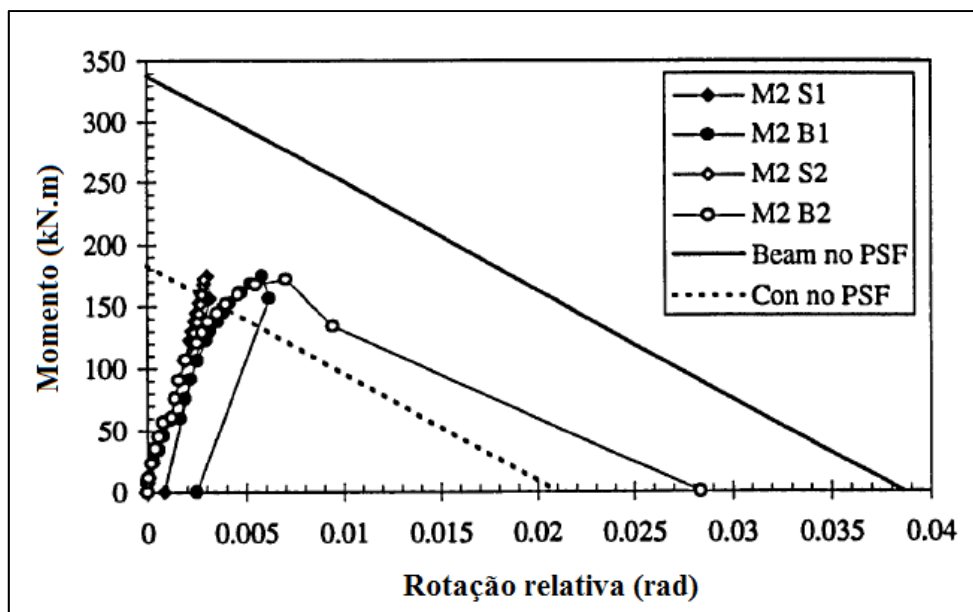
Fonte: GÖRGÜN (1997)

Tabela 2-4: Momentos teóricos e experimentais - GÖRGÜN (1997).

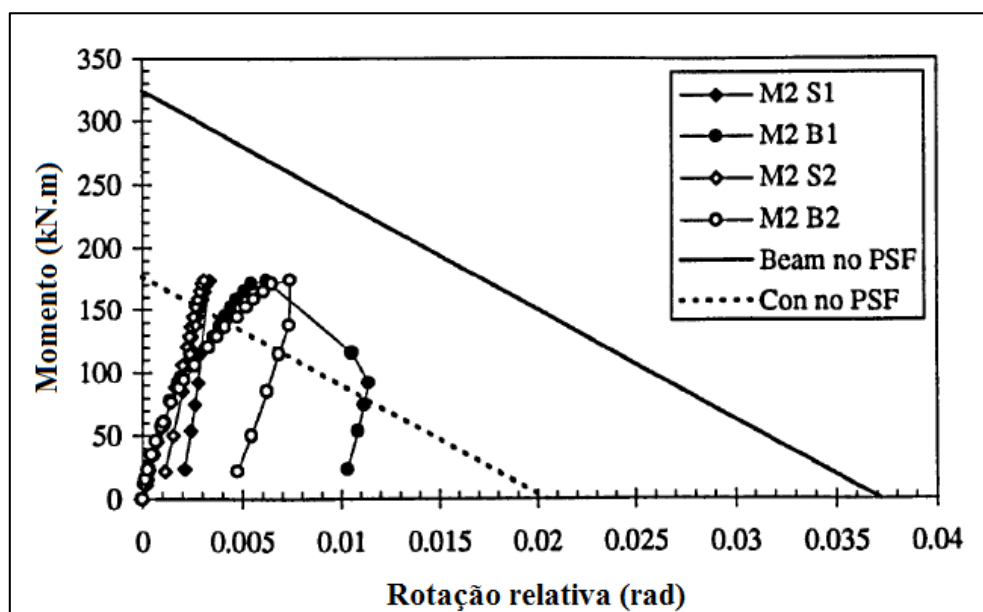
Ensaio	C1		C2		C3		C4		C5						
	M _r	M _{pico}	M _{pico}	M _{pico}	M _{pico}	M _{pico}	M _u	M _{Rd}	M _{viga}	M _r	M _u	M _u	M _{Rd}	M _u	M _{viga}
Ref.	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m	kN.m						
TW1(A)	24,59	71,13	72,36	75,00	118,72	238,78	252,58	340,28	0,10	0,95	0,70				
	23,05	72,78	71,24	72,65	118,38	237,01	252,58	338,01	0,10	0,94	0,70				
TW1(B)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-				
TW1(C)	9,29	26,20	25,90	25,50	41,90	74,78	85,51	161,59	0,12	0,87	0,46				
	9,07	25,60	25,50	25,50	41,60	76,34	85,51	160,30	0,12	0,89	0,48				
TW2	34,84	70,19	70,55	70,78	115,15	156,43	240,62	321,89	0,22	0,65	0,49				
TB1(A)	23,32	72,01	72,53	71,97	117,19	191,34	201,89	323,09	0,12	0,95	0,59				
	23,90	70,96	71,07	70,81	115,38	188,21	201,89	322,15	0,13	0,93	0,58				
TB1(B)	24,23	58,04	58,00	58,61	96,05	183,60	218,31	337,91	0,13	0,84	0,54				
	23,02	56,48	56,77	57,43	95,10	183,60	218,31	337,91	0,13	0,84	0,54				
TB1(C)	15,42	57,00	58,08	57,92	96,50	177,48	205,34	323,68	0,09	0,86	0,55				
	15,57	56,40	57,61	57,01	94,41	177,48	205,34	323,68	0,09	0,86	0,55				
TB2	28,48	55,58	56,46	56,49	58,02*	54,92	200,89	314,48	0,49	0,29	0,18				

* M_u = 58,02 kN.m no ensaio TB2 no ciclo 4 (C4)

Fonte: GÖRGÜN (1997)

Figura 2.25: Curvas momento-rotação para TB1(B) e TB1(C) - GÖRGÜN (1997).

a) momento-rotação para TB1(B)



b) momento-rotação para TB1(C)

Fonte: GÖRGÜN (1997)

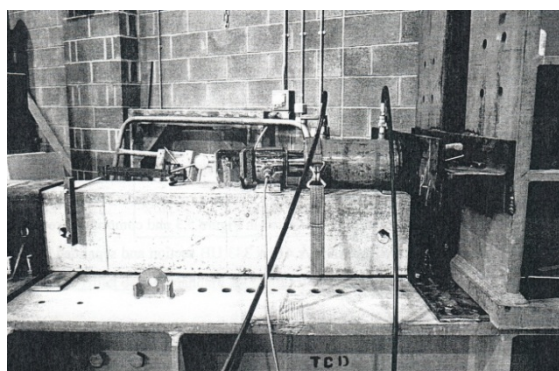
GÖRGÜN (1997) concluiu que o efeito da laje e das barras laterais elevou o momento último resistente em 215%, a rotação em 46% e a rigidez em 105% comparado com as ligações sem laje. O autor também ressalta que a curva momento-rotação da ligação deve cruzar a curva *beam-line* antes de chegar ao momento último, assim, a ligação possui capacidade rotacional suficiente para ser

utilizada. A resistência a flexão de ligações viga-pilar em estruturas pré-moldadas de concreto depende da tipologia da ligação e onde ela se localiza no pórtico. Ligações duplas alcançam a capacidade total porque a armadura negativa está totalmente ancorada nas lajes, enquanto que as ligações simples são limitadas pela própria resistência já que a armadura negativa não está totalmente ancorada.

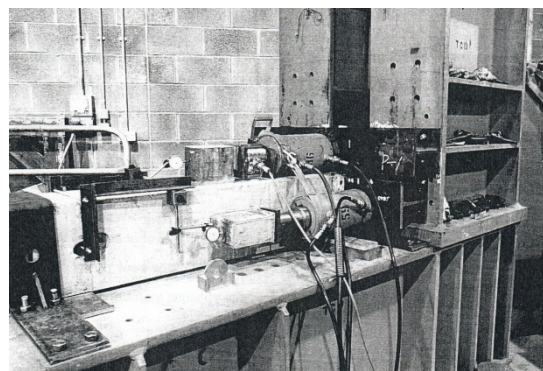
O objetivo principal de O'FLANNERY (1998) foi corrigir deficiências nos modelos analíticos existentes para o cálculo da ligação com tarugo metálico (modelo estadunidense e inglês) propondo dois outros métodos de cálculo que consideravam diferentes distribuições de tensão sob e sobre o perfil metálico no concreto do pilar. Por meio de ensaios de pilar isolado, o autor retificou alguns detalhes típicos de execução para cada variação tornando o processo industrial o mais prático e econômico possível (de acordo com suas análises). Os ensaios de ligação viga-pilar com tarugo metálico realizados pelo autor objetivaram:

- Checar arranjo e procedimento de ensaio para segurança e desempenho: ensaio piloto (Figura 2.26);
- Avaliar repetibilidade de ensaio e avaliar estatisticamente o fator de correção;
- Verificar capacidade da ligação sem armadura adicional;
- Avaliar a contribuição da armadura adicional na capacidade da ligação;

Figura 2.26: Configuração padrão para os ensaios do consolo – O'FLANNERY (1998).



a) Simples

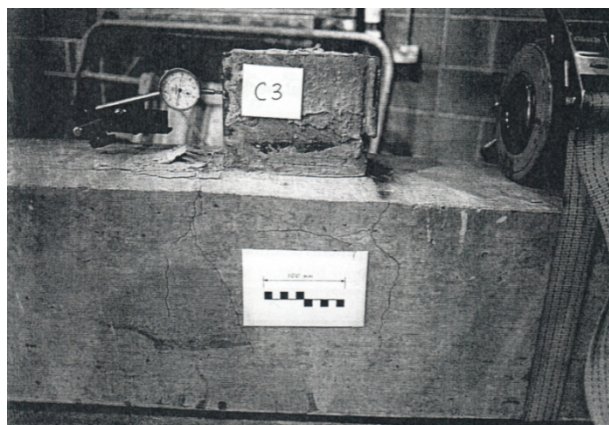


b) Múltiplos consolos

Fonte: O'FLANNERY (1998)

- Examinar a influência da rigidez do perfil na capacidade da ligação;
- Determinar a importância das fissuras laterais como um modo de falha (Figura 2.27);
- Analisar capacidade da ligação com perfis a 90° com e sem chapa de continuidade entre os perfis dentro do concreto (Figura 2.28);
- Analisar capacidade da ligação com perfis a 180° (Figura 2.29);
- Analisar capacidade da ligação com perfis em três faces do pilar com e sem chapa de continuidade entre os perfis dentro do concreto (Figura 2.30).

Figura 2.27: Configuração padrão para ensaios do consolo simples– O'FLANNERY (1998).



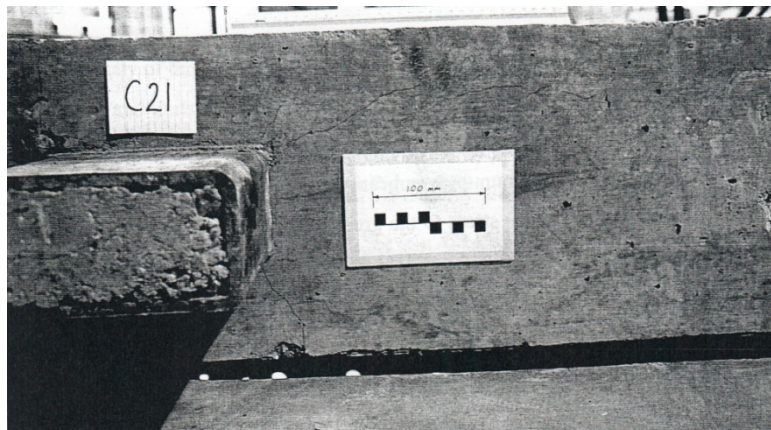
Fonte: O'FLANNERY (1998)

Figura 2.28: Ensaio com perfis à 90°– O'FLANNERY (1998).



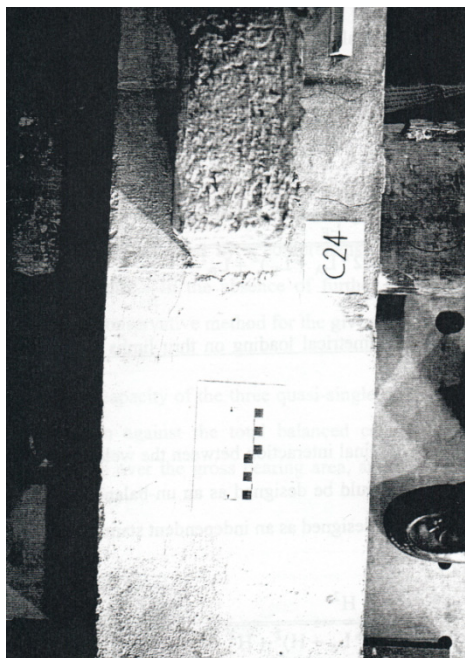
Fonte: O'FLANNERY (1998)

Figura 2.29: Ensaio com perfis à 180° – O'FLANNERY (1998).



Fonte: O'FLANNERY (1998)

Figura 2.30: Ensaio com perfil em três faces do pilar (na foto, esquerda, direita e frontal) – O'FLANNERY (1998).



Fonte: O'FLANNERY (1998)

As características de cada ensaio estão apresentadas na Tabela 2-5. A armadura adicional é soldada nas laterais do perfil metálico dentro do concreto para conferir maior resistência ao pilar, usualmente ancoradas acima e abaixo do tarugo.

Tabela 2-5: Modelos ensaiados por O'FLANNERY (1998).

Modelo	H (mm)	Seção <i>billet</i>	Tipo de ligação	Armadura adicional	Estribo c/c
C1	400	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 32mm	240
C2A	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	240
C2B	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	240
C2C	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	240
C3	300	200 x 100 x 10 F	1 W	-	240
C4	300	200 x 100 x 6,3 U	1 W	-	240
C5	300	100 x 100 x 5 U	1 W	-	240
C6	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	240
C7	400	200 x 100 x 6,3 U	1 W	-	240
C8	400	100 x 100 x 5 U	1 W	-	240
C9	300	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 16mm	240
C10	300	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 20mm	240
C11	300	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 25mm	240
C12	300	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 32mm	240
C13	400	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 16mm	240
C14	400	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 20mm	240
C15	400	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 25mm	240
C16	400	200 x 100 x 10 F	1 W	2 ϕ 32mm	240
C17	300	200 x 100 x 10 F	2 W 90 S	-	240
C18	300	200 x 100 x 10 F	2 W 90 U	-	240
C19	400	200 x 100 x 10 F	2 W 90 S	-	240
C20	400	200 x 100 x 10 F	2 W 90 U	-	240
C21	300	200 x 100 x 10 F	2 W 180	-	240
C22	400	200 x 100 x 10 F	2 W 180	-	240
C23	300	200 x 100 x 10 F	3 W S	-	240
C24	300	200 x 100 x 10 F	3 W U	-	240
C25	400	200 x 100 x 10 F	3 W S	-	240
C26	400	200 x 100 x 10 F	3 W U	-	240
C29	300	200 x 100 x 10 F	1 W	-	50
C30	300	200 x 100 x 10 F	1 W	-	100
C31	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	50
C32	400	200 x 100 x 10 F	1 W	-	100

H = pilar quadrado de dimensão H

A x B x C F = perfil de seção vazada retangular preenchido com concreto

A x B x C U = perfil de seção vazada retangular/quadrada não preenchida

1 W = perfil em uma direção

2 W 90 = perfis à 90° (S – chapa de cont., U – sem chapa de cont.)

2 W 180 = perfis à 180°

3 W = perfis em três direções (S – chapa de cont., U – sem chapa de cont.)

Fonte: O'FLANNERY (1998)

As principais conclusões de O'FLANNERY (1998) foram:

- O consolo metálico embutido (tarugo metálico) deve ser projetado considerando a excentricidade do perfil com o pilar de forma conservadora. Deste modo, garante-se a ocorrência de falha dúctil quando o concreto não confinado do pilar romper (região do cobrimento);
- A armadura adicional não melhora consideravelmente a capacidade do consolo, mas reduz a deformação do tarugo enrijecendo a junta contra giros;
- Estribos concentrados abaixo e acima do perfil evitam fissuras laterais as quais são as primeiras a aparecerem, porém, não aumentam a capacidade de carga. Houve indícios de que esses estribos podem resultar em leve redução da capacidade de carga devido a regiões fracas (concreto do cobrimento) sob altas tensões;
- Ligar um tarugo ao outro por meio de uma chapa soldada entre eles não contribui substancialmente para o comportamento estrutural.

ELLIOTT (2002) também descreve as ligações viga-pilar com Consolo Metálico Embutido, mas de forma sucinta em relação a ELLIOTT (1996). As informações contidas neste livro foram atualizadas da edição anterior.

Os manuais FIB (2011) e PCI (2010) contém o modelo analítico atual para o dimensionamento da ligação com tarugo metálico. De 2002 até a data desta pesquisa não foram encontrados estudos aprofundados sobre esta ligação viga-pilar. Aqueles que se aproximaram foram estudos desta ligação com mudanças, principalmente, no detalhamento gerando patentes de produtos comerciais de uso corrente no Reino Unido, e menos frequente nos EUA. (ANEXO A)

2.4 Exemplo de aplicação

Esta pesquisa foi realizada através da parceria universidade-empresa com a USICON – Construções Pré-Fabricadas. A empresa cedeu os elementos dos

ensaios (pilar, tarugo metálico, vigas e elemento de apoio) cujo projeto foi desenvolvido por meio de pesquisa acadêmica, juntamente com a fábrica. A proposta foi proporcionar a aplicação da ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido, utilizando o tarugo metálico, para uma obra típica do Brasil.

A aplicação ocorreu na obra do Instituto Inova no Parque Ecotecnológico Damha, na cidade de São Carlos/SP,. Para a produção dos pilares em formas metálicas modificou-se o detalhamento do consolo metálico embutindo-o após desforma: um nicho foi deixado no pilar para a colocação posterior do perfil metálico com graute (Figura 2.31).

Figura 2.31: Aplicação do tarugo metálico embutido em pilar circular.



a) Nicho do pilar



b) Grauteamento do perfil metálico

Fonte: Próprio autor

O tarugo metálico utilizado no estudo experimental desta pesquisa foi concretado junto com o pilar, pois, a forma era de madeira, evitando então etapas posteriores de grauteamento. Não existem diferenças nas considerações de cálculo para perfis colocados depois da concretagem do pilar, apenas mudanças no processo de execução.

Os pilares utilizados na obra possuem seção circular e não continham luvas para passagem da armadura negativa. Considerou-se a ligação como rotulada mesmo com a solda entre a viga e o pilar, por meio de cantoneira, para estabilidade temporária (Figura 2.32).

Figura 2.32: Estabilidade temporária da ligação por meio de cantoneira soldada ao pilar.



Fonte: Próprio autor

A pesquisa-projeto-produção realizada nesta parceria universidade-empresa conseguiu estudar soluções que viabilizassem a concepção da ligação viga-pilar com tarugo metálico. O processo de produção dos pilares circulares determinado para a ligação não interferiu nas formas metálicas que foram utilizadas para a moldagem (Figura 2.33). Com a utilização do nicho foi possível evitar recortes na forma aumentando a velocidade de produção do pilar e até de liberação dele para a obra, já que o consolo pode ser padronizado e obter um rápido processo de grauteamento.

Figura 2.33: Montagem de obra pré-moldada com ligação viga-pilar com tarugo metálico.



a) Montagem dos pilares



b) Montagem das vigas



c) Viga solidarizada: ligação grauteada

Fonte: Próprio autor

3 MODELOS ANALÍTICOS

3.1 Histórico

Apesar de cada modelo de cálculo ser diferente um do outro, os possíveis mecanismos de ruptura representados por eles é basicamente o mesmo:

- Falha no concreto do pilar;
- Falha no Consolo Metálico Embutido (tarugo metálico) ao cisalhamento ou à flexão;
- Contribuição da armadura adicional na resistência do concreto do pilar.

As maiores diferenças encontradas entres os modelos analíticos está na consideração da distribuição de tensões sob e sobre o perfil metálico e nos coeficientes de segurança aplicados. Em BACHEGA (2010) observou-se variações na contribuição da armadura adicional cerca de 100% entre um método e outro, mostrando as diferentes considerações existentes para cada modelo de cálculo.

3.1.1 Método PCI (1971)

O primeiro modelo analítico de cálculo de uma ligação viga-pilar com tarugo metálico foi publicado em PCI (1971)¹. As etapas de cálculo sugeridas pelo Método PCI (Figura 3.1) são:

- Cálculo da força P_W resistida pela armadura adicional, com diâmetros arbitrados;
- Cálculo da largura b_p do tarugo metálico tal que a força residual $P_U' = P_U - P_W$ possa ser suportada pelo concreto logo abaixo do consolo;
- Dimensionamento do perfil metálico embutido de acordo com a largura b_p definida anteriormente, considerando momento fletor e força cortante atuantes no estado limite último.

¹PCI (1971) apud O'FLANNERY (1998)

(adicionando o coeficiente de segurança $\phi = 0,90$ para minoração da resistência do aço). A resistência do concreto é minorada em $f_c = 0,85f'_c$.

No esquema geométrico, a distância L_A define o ponto de aplicação de carga da ligação e a distância L_E define o comprimento do tarugo dentro do pilar, ambas as medidas são arbitradas. A força resistente P_W das barras soldadas é calculada pela Eq. 3-1 e a força residual máxima resistida pelo consolo metálico pela Eq. 3-2.

$$P_W = (3f_y A_S) / (3 + 4L_V / L_E) \quad \text{Eq. 3-1}$$

$$P_{U_{MAX}}' = (f_c b_p L_E) / (3 + 4L_V / L_E) \quad \text{Eq. 3-2}$$

Para validar o conjunto formado pelo tarugo metálico e pelas barras soldadas faz-se uma comparação entre as resistências encontradas (Eq. 3-3).

$$P_W / P_{U_{MAX}}' = (3f_y A_S) / (f_c b_p L_E) \quad \text{Eq. 3-3}$$

Para valores entre 50% a 150% de $P_W / P_{U_{MAX}}'$ considera-se que o modelo é aceitável. Se $P_W < 0,50P_{U_{MAX}}'$ então o aproveitamento das barras soldadas é antieconômico e se $P_W > 1,50P_{U_{MAX}}'$ as barras ficam responsáveis pela maior parte da resistência, criando um ponto crítico na concepção da ligação.

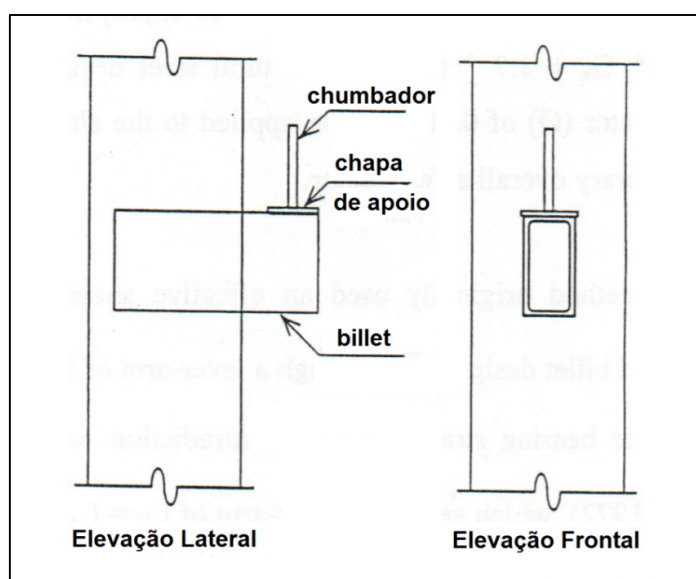
Com o valor de $P_{U_{MAX}}'$ dimensiona-se o perfil metálico comparando a força cortante e o momento fletor resistentes. A excentricidade do carregamento L_V é considerada como sendo:

$$L_V = L_A + L_E / 6 \quad \text{Eq. 3-4}$$

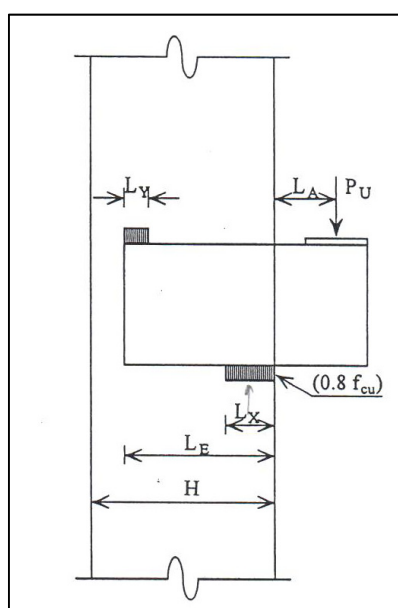
3.1.2 Método RU (1972)

O método RU foi assim chamado, pois, foi o primeiro método vindo do Reino Unido. Este método não considera a armadura adicional, mesmo se baseando no Método PCI. O tarugo metálico resiste a todo o esforço solicitante (Figura 3.2a) **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 3.2: Considerações do Método RU (1972).



a) Esquema geométrico



b) Distribuição de tensões

Fonte: CP110 apud O'FLANNERY (1998)

As etapas de cálculo são:

- Cálculo da largura b_p do tarugo metálico tal que a força de cálculo P_U possa ser suportada pelo concreto logo abaixo do inserto;
- Dimensionamento do tarugo metálico de acordo com a largura b_p definida, considerando o momento fletor e a força cortante atuantes no estado limite último.

Este método considera as ações majoradas em $1,4G_K + 1,6Q_K$ tanto para o cálculo do concreto armado como para o cálculo do perfil metálico.

A distribuição de tensões do Método RU possui um comportamento diferente em relação ao método PCI (Figura 3.2b). Equilibrando a força aplicada P_U com a dimensão do tarugo, encontra-se o valor de L_X :

$$L_X = P_U / (f_c b_p) \quad \text{Eq. 3-5}$$

E equilibrando as tensões no interior do tarugo através do binário que surge, encontra-se o valor de L_Y :

$$L_Y = (2L_E - L_X - \sqrt{(2L_E - L_X)^2 - 4L_X(2L_A + L_X)}) / 2 \quad \text{Eq. 3-6}$$

Limita-se o valor de L_X para que não haja sobreposição de tensões acima e abaixo do inserto metálico, então:

$$L_{X_{MAX}} = 0,6(L_E - L_Y/2) \quad \text{Eq. 3-7}$$

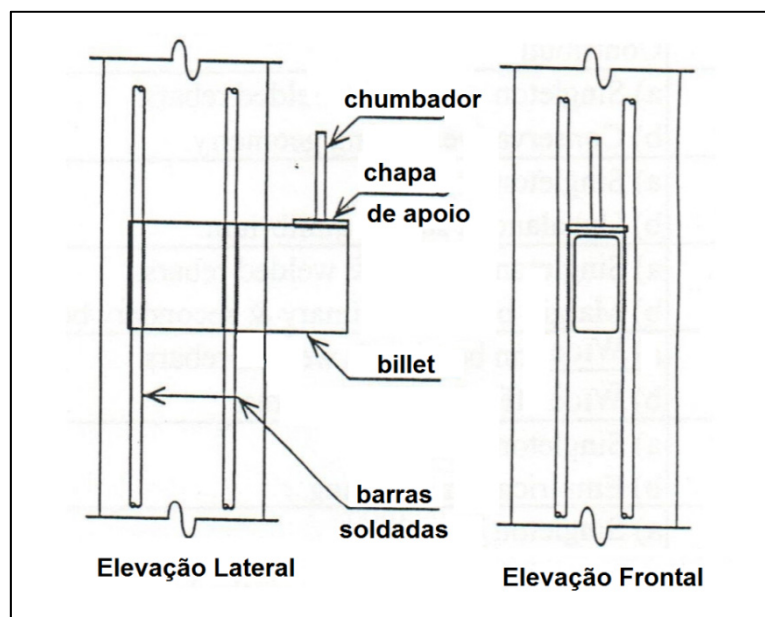
Com a geometria definida, dimensiona-se o perfil metálico considerando a excentricidade L_V dada por:

$$L_V = L_A + L_X/2 \quad \text{Eq. 3-8}$$

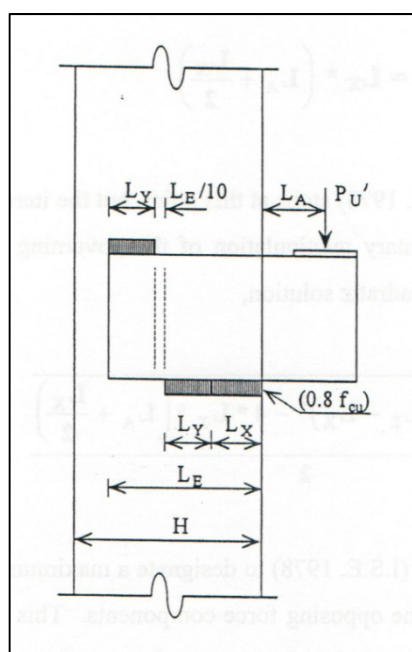
3.1.3 Método ISE (1978)

Este método foi publicado no *Structural joints in precast concrete* pelo *Institution of Structural Engineers* (ISE) em 1978, por isso, ele foi chamado de Método ISE (Figura 3.3).

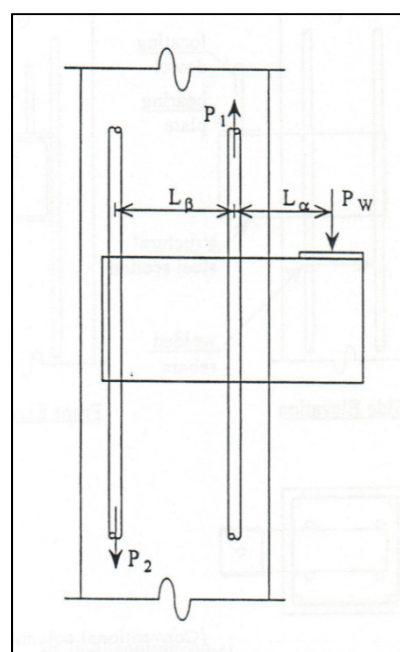
Figura 3.3: Considerações do Método ISE (1978).



a) Esquema geométrico



b) Distribuição de tensões



c) Esquema com armadura adicional

Fonte: ISE apud O'FLANNERY (1998)

Parecido com o Método PCI, o Método ISE possui também três etapas:

- Cálculo da força P_W resistida pela armadura adicional, com diâmetros arbitrados;
- Cálculo da largura b_p do tarugo metálico tal que a força residual $P_U' = P_U - P_W$ possa ser suportada pelo concreto logo abaixo do consolo;
- Dimensionamento do perfil metálico embutido de acordo com a largura b_p definida anteriormente, considerando momento fletor e força cortante atuantes no estado limite último.

O Método ISE considera uma minoração de $0,87f_y$ da tensão de escoamento do aço das barras soldadas da armadura adicional, ao invés de 100% da tensão, como utilizado no Método PCI. A força que as barras soldadas resistem P_W vale:

$$P_W = 0,87f_y A_S (L_\beta / (L_\alpha + L_\beta)) \quad \text{Eq. 3-9}$$

Calcula-se a distância L_X usando P_U' para o carregamento, já que a outra parcela de P_U está sendo resistida pela armadura adicional. Posteriormente, calcula-se o valor de L_Y equilibrando-se o binário resistente da ligação com o momento induzido pela força P_U'

$$L_X = P_U' / (f_c b_p) \quad \text{Eq. 3-10}$$

$$L_Y = (L_E - L_X - \sqrt{(L_E - L_X)^2 - 4L_X(L_A + L_X/2)})/2 \quad \text{Eq. 3-11}$$

A distância L_X é limitada à:

$$L_X + 2L_{Y_{MAX}} = 0,9L_E \quad \text{Eq. 3-12}$$

Resultando em um valor de $L_{X_{MAX}}$ e de $P_{U'_{MAX}}$ de:

$$L_{X_{MAX}} = 2\sqrt{(L_A + 0,5L_E)^2 + 0,2475L_E^2} - 2L_A - L_E \quad \text{Eq. 3-13}$$

$$P_{U'_{MAX}} = f_c b_p L_{X_{MAX}} \quad \text{Eq. 3-14}$$

O dimensionamento do tarugo metálico também considera a excentricidade L_V (Equação 3-8), porém, neste método a força aplicada pode ser reduzida para uma força de serviço com seus respectivos fatores de segurança.

3.1.4 Método Marcakis & Mitchell (1980)

Este método possui a mesma sequencia de cálculo do Método PCI, porém, com algumas diferenças (Figura 3.4):

- É considerada a largura efetiva do tarugo metálico;
- A linha neutra é determinada segundo nova geometria adotada;
- A excentricidade L_V é calculada pela nova geometria.

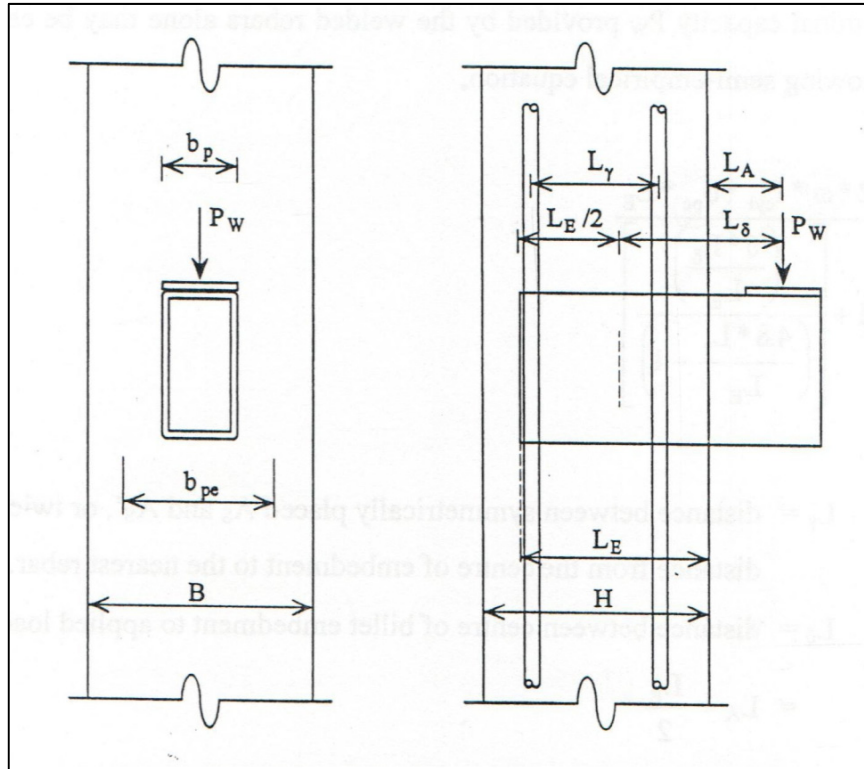
A área de aço da armadura adicional é expressa em termos de taxa de armadura ω :

$$\omega = (A_s f_y) / (b_{pe} L_E f_{ck}) \quad \text{Eq. 3-15}$$

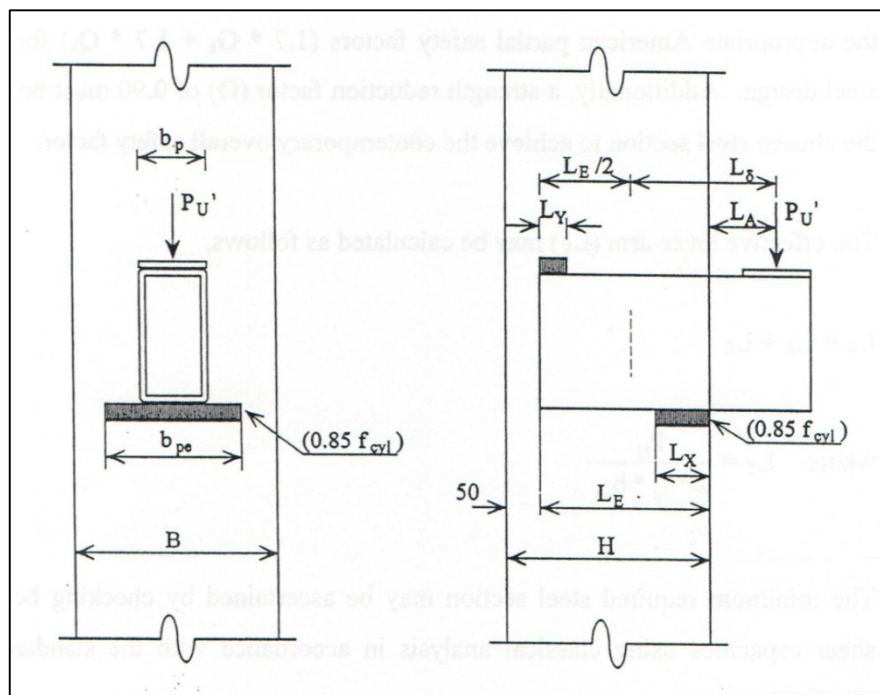
Onde b_{pe} vale:

$$b_{pe} = \min \left[\begin{array}{l} 2,5b_p \\ B - 2c_{obr.} \end{array} \right] \quad \text{Eq. 3-16}$$

Figura 3.4: Considerações do Método Marcakis & Mitchell (1980).



a) Esquema com armadura adicional



b) Distribuição de tensões

Fonte: Marcakis & Mitchell apud O'FLANNERY (1998)

A força resistente da armadura adicional, então, vale:

$$P_W = (2\omega f_{cyl} b_{pe} L_E) / (1 + [(6L_\delta / L_E) / ((4,8L_\gamma / L_E) - 1)]) \quad \text{Eq. 3-17}$$

Substituindo a Eq. 3-15 em Eq. 3-17, tem-se:

$$P_W = (2A_S f_y) / (1 + [(6L_\delta / L_E) / ((4,8L_\gamma / L_E) - 1)]) \quad \text{Eq. 3-18}$$

Para o dimensionamento do tarugo metálico a força residual máxima resistida por ele $P_{U'_{MAX}}$ e sua excentricidade L_V valem, respectivamente:

$$P_{U'_{MAX}} = (f_c b_{pe} L_E) / [1 + (3,6L_\delta / L_E)] \quad \text{Eq. 3-19}$$

$$L_V = L_A + L_Z \quad \text{Eq. 3-20}$$

Onde L_Z vale:

$$L_Z = P_U / (2f_c b_{pe}) \quad \text{Eq. 3-21}$$

O valor da tensão f_c é considerado como sendo $f_c = 0,85f'_c$.

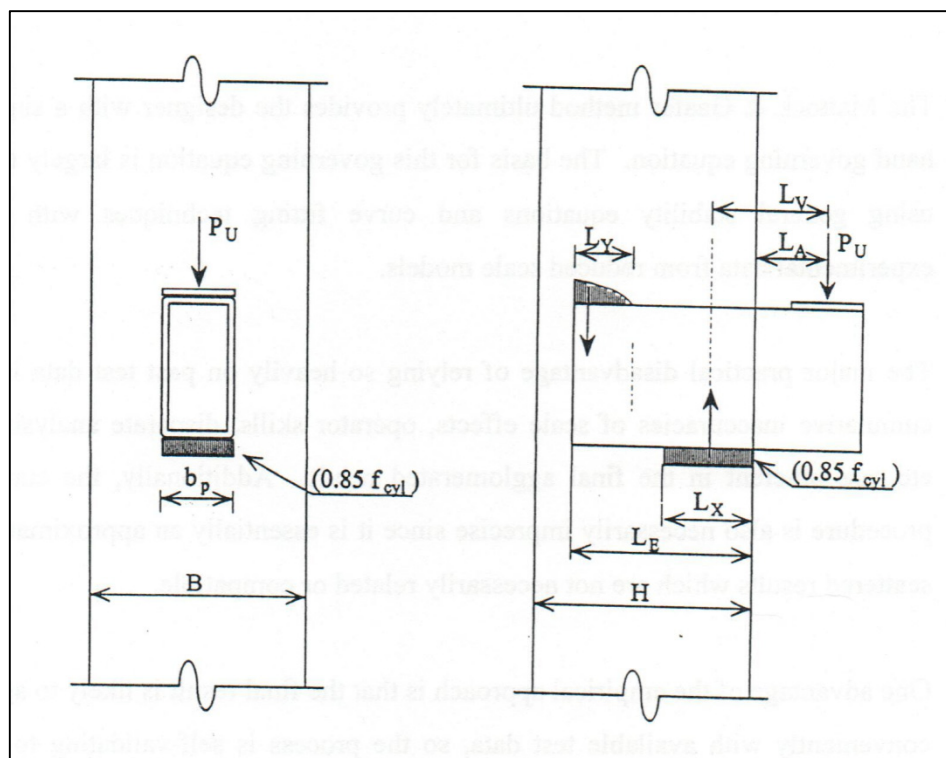
3.1.5 Método Mattock & Gaafar (1982)

O Método Mattock & Gaafar difere-se do Método PCI por considerar menores diferenças entre a área efetiva de apoio e a Linha Neutra, por considerar uma análise empírica em sua formulação e por não utilizar a armadura adicional (Figura 3.5). Por se tratar de um modelo com base empírica de ensaios em escala reduzida, vários erros são indiretamente considerados no cálculo como: habilidade do operador, efeitos de escala e modelos analíticos não generalizados. Os autores calcularam a força de solicitação última máxima que o apoio resiste.

$$P_{U_{MAX}} = (K_1 \sqrt{B/b_p} \sqrt{f_{ck}} b_p L_E) / (0,88 L_A/L_E) \quad \text{Eq. 3-22}$$

Onde $K_1 = 1,75$ para unidades do S.I.

Figura 3.5: Distribuição de tensões considerada pelo Método Mattock & Gaafar (1982).



Fonte: Mattock & Gaafar apud O'FLANNERY (1998)

A carga de serviço aplicada no consolo deve ser majorada em $1,7G_K + 1,7Q_K$ para o cálculo do perfil metálico (adicionando o coeficiente de segurança $\phi = 0,90$ para minoração da resistência do aço).

A excentricidade efetiva L_V pode ser calculada como:

$$L_V = L_A + L_Z \quad \text{Eq. 3-23}$$

O modelo analítico concebido oferece duas maneiras de se determinar o valor da excentricidade interna (dentro do concreto) L_Z : L_{Z1} (Eq. 3-24) e L_{Z2} (Eq. 3-25).

$$L_{Z1} = P_U / (2f_b b_p) \quad \text{Eq. 3-24}$$

Onde f_b é igual a:

$$f_b = 4,5 \sqrt{f_{ck}} (B/b_p)^{0,66} \quad \text{Eq. 3-25}$$

e

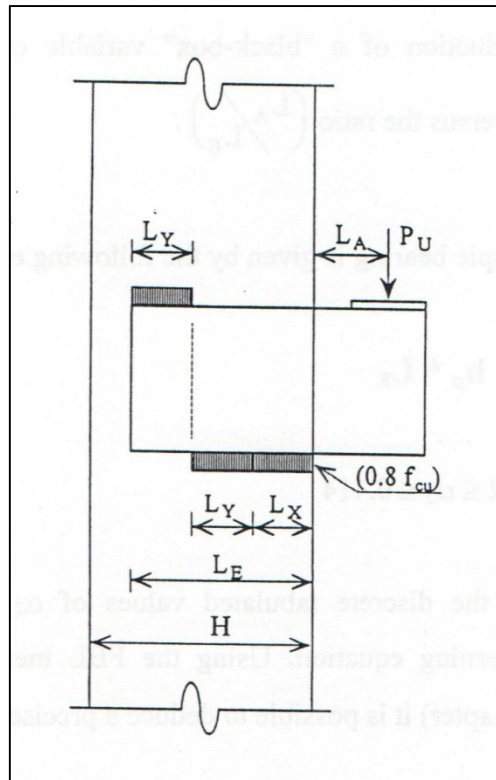
$$L_{Z2} = L_E / K_2 \quad \text{Eq. 3-26}$$

Onde $K_2 = 7$ para $L_A/L_E = 0,20$ e $K_2 = 12$ para $L_A/L_E = 0,75$ (valores intermediários podem ser interpolados).

Dimensiona-se o tarugo metálico ao cisalhamento e à flexão finalizando o modelo de cálculo.

3.1.6 Método Holmes & Martin (1983)

Este método é parecido com o Método ISE, mas sem a limitação dos 10% entre as tensões abaixo e acima do inserto metálico. Calcula-se a carga última resistida pelo apoio considerando a nova geometria (Figura 3.6).

Figura 3.6: Distribuição de tensões considerada pelo Método Holmes & Martin (1983).

Fonte: Holmes & Martin apud O'FLANNERY (1998)

$$P_U = \alpha_2 0,8 f_{cu} b_p L_E$$

Eq. 3-27

Onde, normalmente, $0,162 \leq \alpha_2 \leq 0,414$.

Os valores de α_2 são encontrados em uma tabela confrontando-se com valores de L_A/L_E . A dedução da fórmula de α_2 através desta tabela é:

$$\alpha_2 = L_E / \left(2L_A + L_E + \sqrt{(2L_A + L_E)^2 + L_E^2} \right)$$

Eq. 3-28

O cálculo do tarugo metálico é idêntico ao realizado no Método ISE, mas sem a restrição dos 90% de L_E .

3.2 Modelos analíticos considerados

Após O'FLANNERY (1998), não foi encontrado referências que tratassem do cálculo do tarugo metálico de forma detalhada. Todas as contribuições para o refinamento do modelo analítico foram resumidas em dois manuais de recomendação:

- PCI (2010) – Estados Unidos;
- FIB (2011) – Europa.

Para o dimensionamento da ligação viga-pilar com o tarugo metálico foram utilizadas as formulações estadunidense PCI (2010), sistema de unidade Imperial, e europeia FIB (2011), sistema de unidade Internacional. O Brasil utiliza o Sistema Internacional (SI) de medidas e, portanto, todos os resultados obtidos das formulações do PCI foram convertidos.

Em ambos os métodos, a falha da ligação é prevista no concreto do pilar ou no perfil metálico embutido. A força máxima resistente de cálculo do concreto vale V_{Rdc} . A falha no tarugo pode ocorrer devido a ruptura do perfil ao cisalhamento ou à flexão. O valor da força cortante resistente de cálculo do perfil vale $V_{Rd,cis}$ e $V_{Rd,fle}$ para o cisalhamento e para a flexão, respectivamente. Se houver armadura adicional, soma-se ao V_{Rdc} o valor da força cortante $V_{Rd,ad}$ proporcionado pelas barras soldadas ao consolo metálico resultando na força cortante resistente de cálculo total $V_{Rdc,total}$ para o concreto do pilar. O menor valor de força cortante resistente de cálculo define a resistência da ligação.

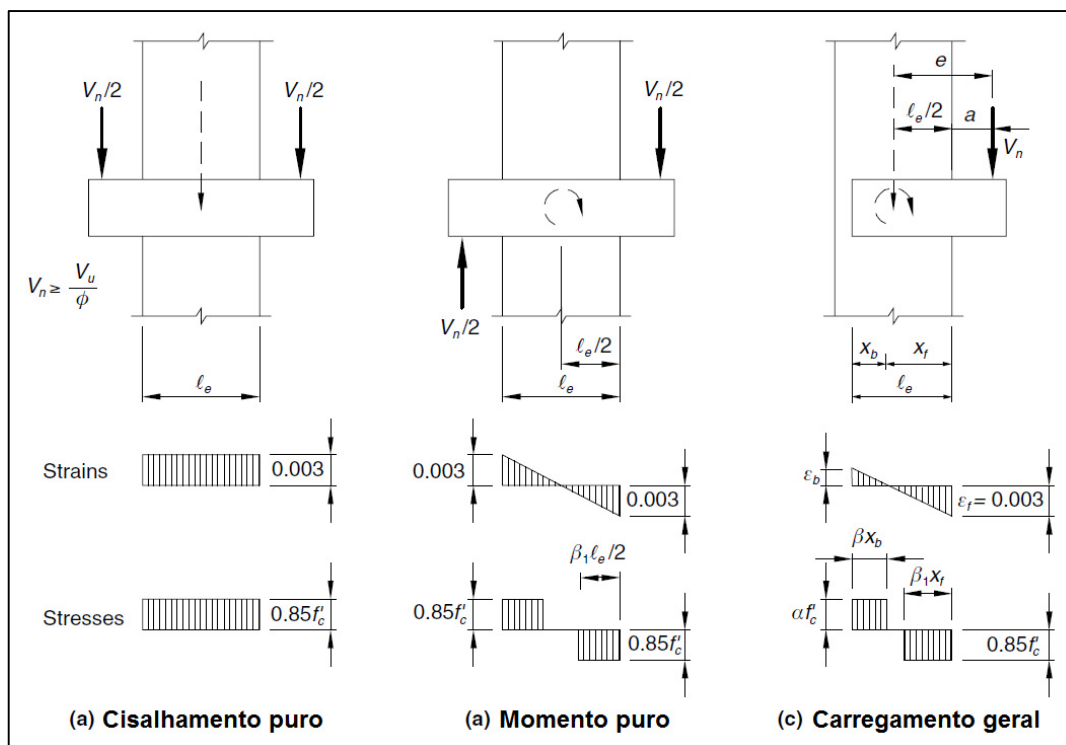
3.2.1 Método PCI (2010)

O modelo analítico considerado por PCI (2010), em sua 7ª edição do manual, possui as características representadas na Figura 3.7.

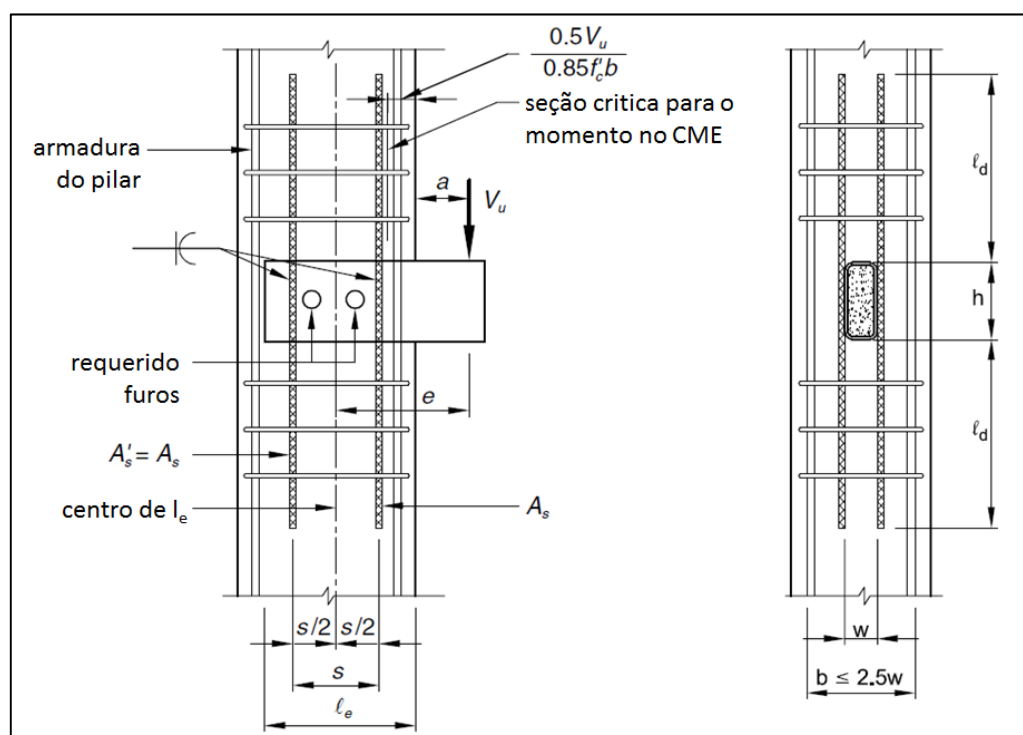
A força cortante resistente de cálculo para o concreto vale:

$$V_{Rdc} = (0,85f_{cd}b_{pe}L_E)/(1 + 3,6e/L_E) \quad \text{Eq. 3-29}$$

Figura 3.7: Modelo considerado para o cálculo - PCI (2010).



a) Modelo do comportamento do tarugo metálico no concreto



b) Detalhamento típico

Fonte: PCI (2010)

onde,

$$e = a + L_E/2 \quad \text{Eq. 3-30}$$

A armadura adicional do perfil (barras soldadas) acrescenta uma força cortante resistente no concreto de:

$$V_{Rd,ad.} = (2A_S f_y) / [1 + ((6e/L_E)/(4,8s/L_E) - 1)] \quad \text{Eq. 3-31}$$

Desde que as barras estejam ancoradas acima e abaixo do perfil metálico, pode-se duplicar a área da seção transversal A_S para $2A_S$, segundo PCI (2010). Aplicando o coeficiente de segurança $\phi = 0,75$, tem-se a resistência total do concreto do pilar:

$$\phi V_n = 0,75(V_{Rdc} + V_{Rd,ad.}) \quad \text{Eq. 3-32}$$

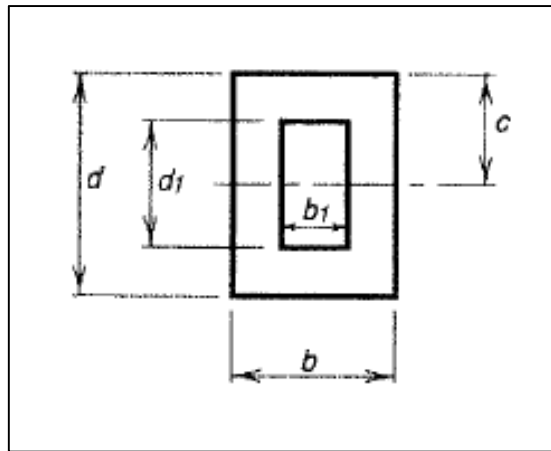
E para o perfil metálico, com $\phi = 0,90$, vale:

$$V_{Rd,cis.} = \phi(0,6F_y)ht \quad \text{Eq. 3-33}$$

$$V_{Rd,fle.} = (\phi Z_p F_y) / (a + 0,5V_U / (0,85f_{ck} b_{pe})) \quad \text{Eq. 3-34}$$

Para o módulo de deformação plástica do aço Z_p , o PCI (2010) recomenda a seguinte formulação para perfis retangulares vazados (Figura 3.8):

$$Z_p = (bd^2 - b_1 d_1^2) / 4 \quad \text{Eq. 3-35}$$

Figura 3.8: Módulo de deformação plástica para perfis retangulares vazados.

Fonte: AISC (2005)

O módulo plástico é dividido pelo fator de forma S_f que considera a relação entre o momento plástico e o momento fletor no início do escoamento:

$$Z_p \rightarrow Z_p/S_f \quad \text{Eq. 3-36}$$

onde,

$$S_f = (3d/2)[(bd^2 - b_1d_1^2)/(bd^3 - b_1d_1^3)] \quad \text{Eq. 3-37}$$

3.2.2 Método FIB (2011):

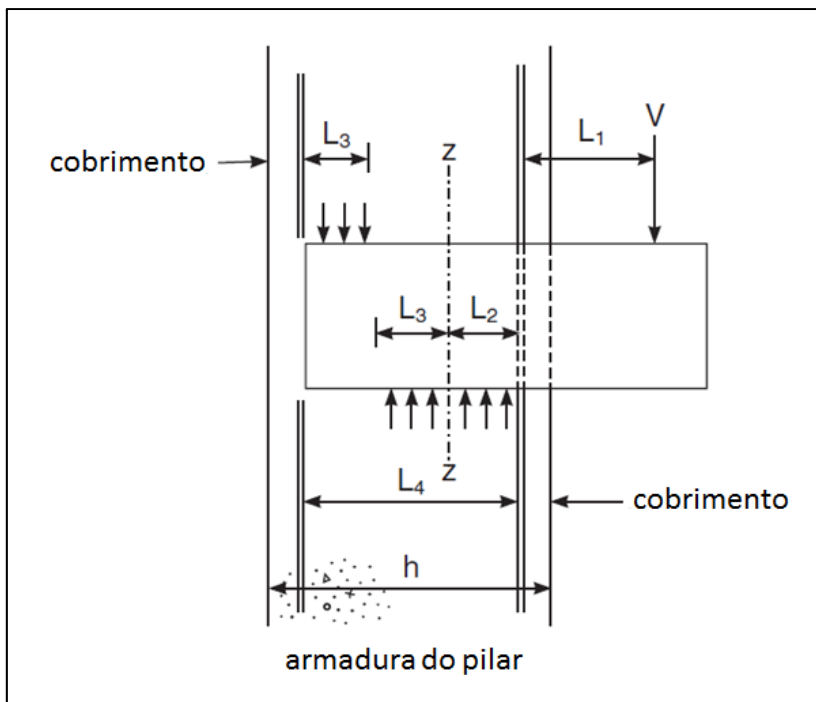
O modelo analítico considerado pela FIB (2011) possui as características representadas na Figura 3.9.

A força cortante resistente de cálculo para o concreto vale:

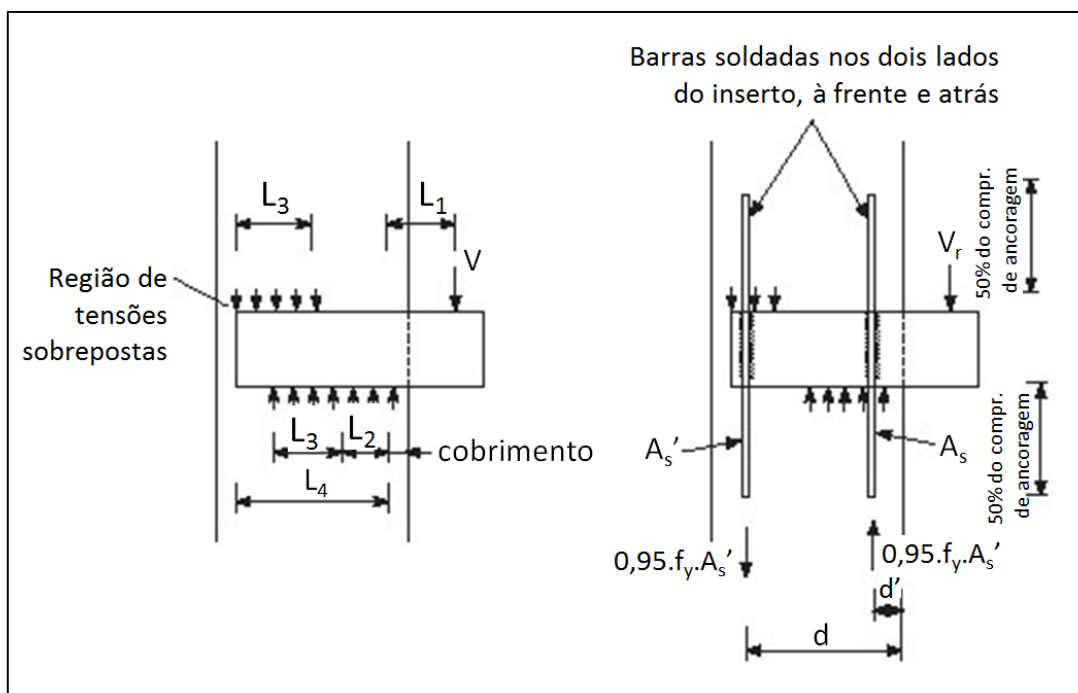
$$V_{Rdc} = 0,85 v f_{cd} b_p x \quad \text{Eq. 3-38}$$

onde,

Figura 3.9: Modelo considerado para o cálculo - FIB (2011).



a) Modelo de funcionamento do tarugo metálico no concreto



b) Armadura adicional quando há sobreposição de tensões no concreto

Fonte: FIB (2011)

$$\nu = 1 - \left(f_{ck,graute} / 250 \right) \quad \text{Eq. 3-39}$$

Para o concreto logo abaixo do perfil utiliza-se $x = L_2 + L_3$ e para o concreto logo acima $x = L_3$.

E para o perfil metálico vale:

$$V_{Rd,cis.} = 0,6F_y h t \quad \text{Eq. 3-40}$$

e

$$V_{Rd,fle.} = (S_{xx} F_y) / (L_1 + 0,5L_2) \quad \text{Eq. 3-41}$$

onde,

$$L_1 = a + \text{cobr.} \quad \text{Eq. 3-42}$$

$$L_2 \rightarrow 0,25L_2^2 + (0,5L_4 + L_1)L_2 - 0,2475L_4^2 = 0 \quad \text{Eq. 3-43}$$

$$L_4 = H_2 - 2\text{cobr.} \quad \text{Eq. 3-44}$$

L_2 é aceito quando $L_2 < L_{2,tarugo}$. Encontra-se o valor de $L_{2,tarugo}$ equilibrando o momento resistente M_R do perfil metálico com o momento atuante M_{ZZ} .

$$M_R = S_{XX} F_y \quad \text{Eq. 3-45}$$

$$M_{ZZ} = 0,8f_{ck} b_p L_2 (L_1 + 0,5L_2) \quad \text{Eq. 3-46}$$

3.3 Exemplo numérico

O cálculo do tarugo metálico (*billet*) foi realizado considerando os métodos PCI (2010) e FIB (2011), os mais atuais até o momento dessa pesquisa. A Tabela 3-1 resume as equações, utilizadas por cada método, que representam as forças cortantes resistentes de cálculo, para cada modo possível de falha da ligação, e a força cortante resistente de cálculo da armadura adicional.

Tabela 3-1: Equações para o dimensionamento do tarugo metálico.

Equação	PCI (2010)	FIB (2011)
Concreto	$V_{Rdc} = \frac{0,85f_{cd}b_{pe}L_E}{1 + 3,6 e/L_E}$	$V_{Rdc} = 0,85vf_{cd}b_{p,x}$
Falha <i>Billet</i>	Cisalhamento $V_{Rd,cis.} = \phi(0,6F_y)ht$	$V_{Rd,cis.} = 0,6F_yht$
	Flexão $V_{Rd,fle.} = \frac{\phi Z_p F_y}{\alpha + 0,5V_U / (0,85f_{ck}b_{pe})}$	$V_{Rd,fle.} = \frac{S_{xx} F_y}{L_1 + 0,5L_2}$
Armadura adicional	$V_{Rd,ad.} = \frac{2A_s f_y}{1 + [(6e/L_E)/(4,8s/L_E) - 1]}$	$V_{Rd,ad.} = \frac{2A_s 0,95f_y (d - d')}{d + L_1 - cobr.}$

Fonte: PCI (2010) e FIB (2011)

O esquema da ligação adotado é representado na Figura 3.11. Outras informações importantes para o cálculo encontram-se na Tabela 3-2. O Consolo Metálico Embutido é um perfil retangular vazado formado por chapas soldadas sem armadura adicional. Optou-se pela ausência das barras soldadas por ser um detalhe mais simples e por não ser obrigatória.

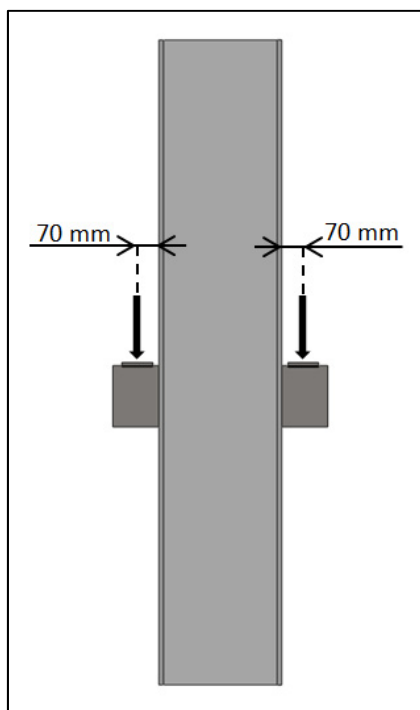
A resistência do concreto f_{ck} é encontrada através de ensaios de corpos-de-prova cilíndricos f'_c pelo PCI (2010) e por corpos-de-prova cúbicos f_{cu} pela FIB (2011). A norma brasileira NBR 6118, item 8.2.4, prevê ensaios de corpos-

de-prova cilíndricos para a determinação da resistência característica do concreto, portanto, adequando o valor f_{cu} :

$$f_{cu}/f_{ck} = f_{cu}/f'_c = 1,25$$

Eq. 3-49

Figura 3.11: Esquema do exemplo numérico.



Fonte: Próprio autor

Tabela 3-2: Valores arbitrados para o exemplo numérico.

Variável	Valor	Unidade	Valor	Unidade
f_{ck}	50	N/mm ²	7252	psi
$f_{ck,graute}$	49	N/mm ²	7107	psi
F_y	250	N/mm ²	36258	psi
V_U	500	kN	112,4	kip
H	400	mm	15,75	in
cobr.	25	mm	0,98	in
a	70	mm	2,76	in
h	200	mm	7,87	in
b_p	100	mm	3,94	in
t	9,53	mm	0,38	in

Fonte: Próprio autor

FIB (2011) considera f_{cd} como o menor dos valores:

$$f_{cd} = 0,80f_{cu} = 0,80 \cdot 1,25f_{ck} \quad \text{Eq. 3-50}$$

$$f_{cd} = (1,5f_{cu})/(1 + 2b_p/H) = (1,5 \cdot 1,25f_{ck})/(1 + 2b_p/H) \quad \text{Eq. 3-51}$$

A resistência do concreto do pilar é dada como se segue:

$$\begin{aligned} V_{Rdc} &= (0,85f_{cd}b_{pe}L_E)/(1 + 3,6e/L_E) \\ &= (0,85 \cdot 6526/1000 \cdot 9,84 \cdot 13,78)/(1 + 3,6 \cdot 9,65/13,78) \\ &= 213,7 \text{ kip} = 950,7 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$f_{cd} = 0,90 \cdot f_{ck} = 0,90 \cdot 50 = 45 \text{ N/mm}^2 = 6526 \text{ psi}$$

$$b_{pe} = \min \left[\frac{2,5 \cdot 100}{400 - 2 \cdot 25} \right] = \min \left[\frac{250}{350} \right] = 250 \text{ mm} = 9,84 \text{ in}$$

$$L_E = 400 - 2 \cdot 25 = 350 \text{ mm} = 13,78 \text{ in}$$

$$e = a + 0,5L_E = 70 + 0,5 \cdot 350 = 245 \text{ mm} = 9,65 \text{ in}$$

$$\phi V_n = 0,75 (950,7 + 0) = 713,1 \text{ kN}$$

e

$$V_{Rdc} = 0,85 \nu f_{cd} b_p x = 0,85 \cdot 0,80 \cdot 50 \cdot 100 \cdot 205,8 = 703,1 \text{ kN}$$

$$\nu = 1 - (50/250) = 0,80$$

$$f_{cd} = 0,80 \cdot 1,25f_{ck} = 0,80 \cdot 1,25 \cdot 40 = 40 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = (1,5 \cdot 1,25f_{ck})/(1 + 2b_p/H) = (1,5 \cdot 1,25 \cdot 40)/(1 + 2 \cdot 100/400) = 50 \text{ N/mm}^2$$

$$x = L_2 + L_3 = 96,5 + 109,2 = 205,8 \text{ mm}$$

As resistências para o tarugo valem:

$$V_{Rd,cis.} = \phi(0,6F_y)ht = 0,90 \cdot (0,6 \cdot 36258/1000) 5,50 = 107,6 \text{ kip} = 478,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,cis.} = 0,6F_yht = 0,6 \cdot 250 \cdot 3548 = 531,8 \text{ kN}$$

$$ht \rightarrow 0,93ht = 0,93 \cdot 2 \cdot 7,87 \cdot 0,38 = 5,50 \text{ in}^2 = 3548 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,fle.} &= (\phi Z_p F_y) / (a + 0,5V_U / (0,85f_{ck}b_{pe})) \\ &= (0,90 \cdot 16,30 \cdot 36258 / 1000) / (2,76 + 0,5 \cdot 112,4 / (0,85 \cdot 7252 \cdot 9,84)) \\ &= 130,5 \text{ kip} = 580,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Z_p = (3,94 \cdot 7,87^2 - 3,19 \cdot 7,12^2) / 4 = 16,30 \text{ in}^3 = 267151 \text{ mm}^3$$

$$V_{Rd,fle.} = (S_{xx}F_y) / (L_1 + 0,5L_2) = (267151 \cdot 250) / (115 + 0,5 \cdot 96,5) = 409,1 \text{ kN}$$

$$S_{xx} = Z_p = 267151 \text{ mm}^3$$

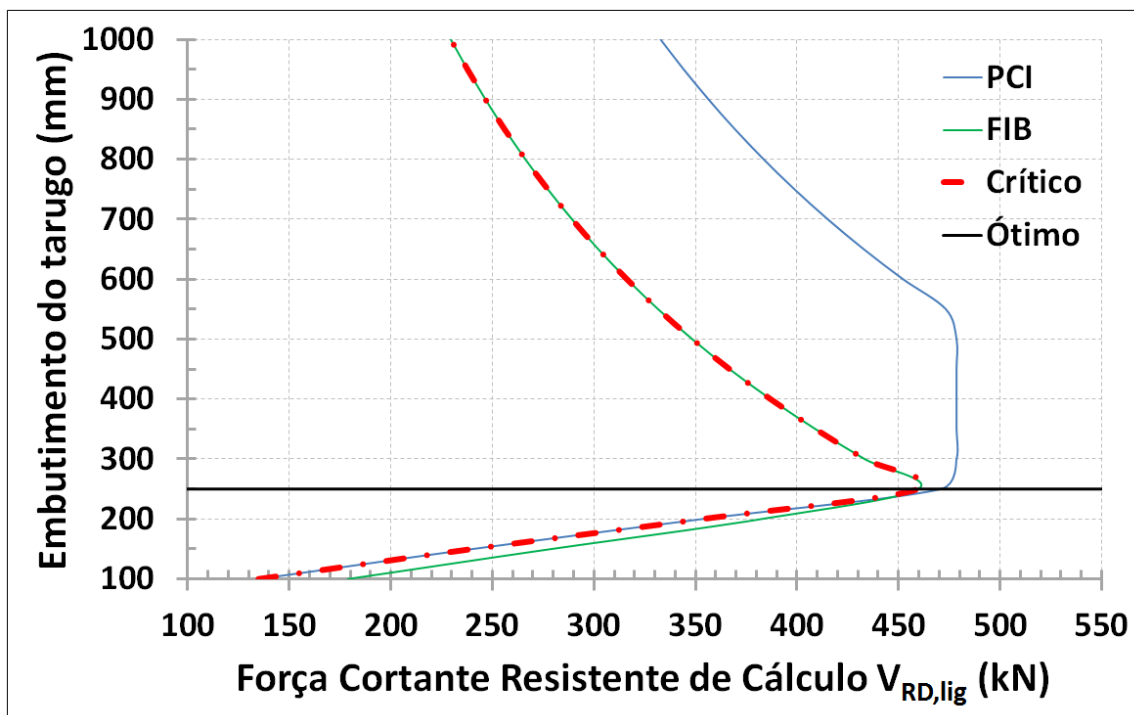
$$L_1 = a + \text{cobr.} + \text{folga} = 70 + 20 + 25 = 115 \text{ mm}$$

$$L_2 = 96,5 \text{ mm}$$

Os valores para a cortante resistente de cálculo da ligação $V_{Rd,lig.}$ foram obtidos variando-se o comprimento de embutimento L_E do perfil metálico (Figura 3.12). É importante dizer que o método FIB (2011) considera o cálculo onde $L_E \leq 300 \text{ mm}$, pois, para os valores seguintes ocorre $L_2 > L_{2,tarugo}$ na qual o manual recomenda a troca da seção do perfil. Nota-se também que para um mesmo comprimento de embutimento encontram-se modos de falha diferentes para cada método. Considerando o exemplo mencionado, para um embutimento de 400 mm o método FIB (2011) condiciona a ligação pela falha do perfil metálico quanto à flexão e o método PCI (2010) pela falha no perfil metálico quanto ao cisalhamento.

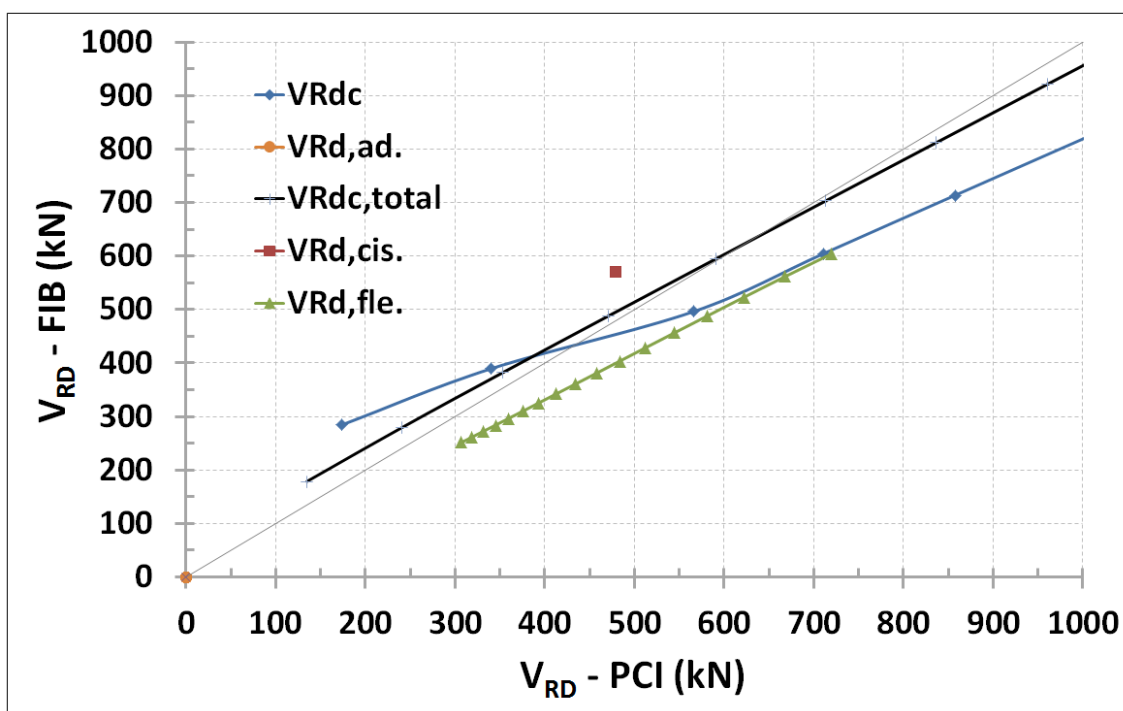
Os dois métodos possuem um ponto ótimo de dimensionamento em $L_E = 250 \text{ mm}$. Para o Método PCI (2010) o ponto ótimo se encontra no intervalo $250 \text{ mm} \leq L_E \leq 550 \text{ mm}$, pois, nesta faixa a falha é por cisalhamento no perfil metálico e continua até que a flexão se torne o condicionante. As relações $V_{Rd,PCI} / V_{Rd,FIB}$ mostram a diferença dos valores obtidos entre os dois métodos (Figura 3.13).

Figura 3.12: Valores de $V_{Rd,lig}$ na variação do embutimento do perfil metálico.



Fonte: Próprio autor

Figura 3.13: Gráfico das relações $V_{Rd,PCI}/V_{Rd,FIB}$.



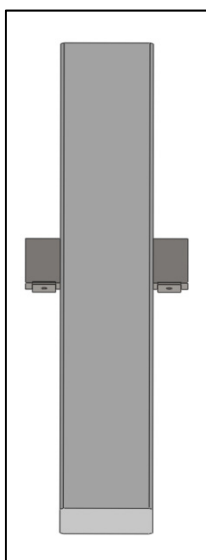
Fonte: Próprio autor

4 ESTUDO EXPERIMENTAL

Ensaio foram realizados para análise do comportamento estrutural da ligação viga-pilar com tarugo metálico. De acordo com a literatura, determinaram-se dois tipos de ensaios:

- Ensaio do Consolo Metálico Embutido no pilar isolado (sem vigas), modelo PI (Figura 4.1);

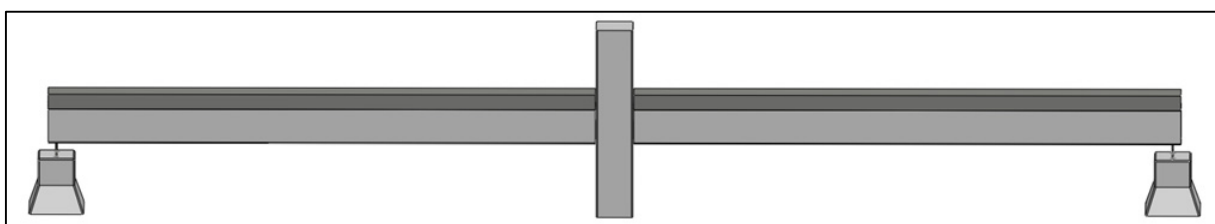
Figura 4.1: Esquema de ensaio do modelo PI.



Fonte: Próprio autor

- Ensaio da ligação (pilar + vigas), modelo LI (Figura 4.2).

Figura 4.2: Esquema de ensaio do modelo LI.



Fonte: Próprio autor

Desenvolveu-se uma nova forma de ensaio não observada na literatura: pilar central com ligação com tarugo metálico e vigas de aproximadamente seis metros de comprimento. A novidade no arranjo de ensaio foi proporcionada, além do comprimento total de 12.800 mm (12,8 m) que permitiu a observação da redistribuição dos esforços na viga, pela medição direta da reação de apoio na extremidade oposta à ligação do tarugo para a determinação do momento atuante. O ensaio de consolo com o pilar isolado também foi realizado para observar o comportamento do perfil metálico no concreto do pilar sem a influência da viga.

GÖRGÜN (1997) realizou ensaios de ligações utilizando vigas em balanço com 2.500 mm (2,5 m) de comprimento para apoiar lajes alveolares. O autor também realizou ensaios de cisalhamento com vigas menores e capa de concreto ao invés de lajes. A proposta dos ensaios da presente pesquisa foi realizar o ensaio da ligação de GÖRGÜN (1997), porém, considerando a viga o mais próximo possível de uma viga em uma situação real.

A instrumentação utilizada no ensaio da ligação também não foi observada na literatura:

- Clinômetros nas vigas e no pilar para medição do giro relativo: a inclusão de clinômetros permite a medição direta do giro dos elementos;
- Extensômetros de base removível na viga e na capa para medição da abertura de fissura: procurou-se determinar de forma mais precisa qual força no atuador provocou a primeira fissura;
- Células de carga na extremidade da viga oposta à ligação para medição da reação de apoio: com a medição direta da reação de apoio conseguiu-se determinar o momento atuante de forma mais precisa.

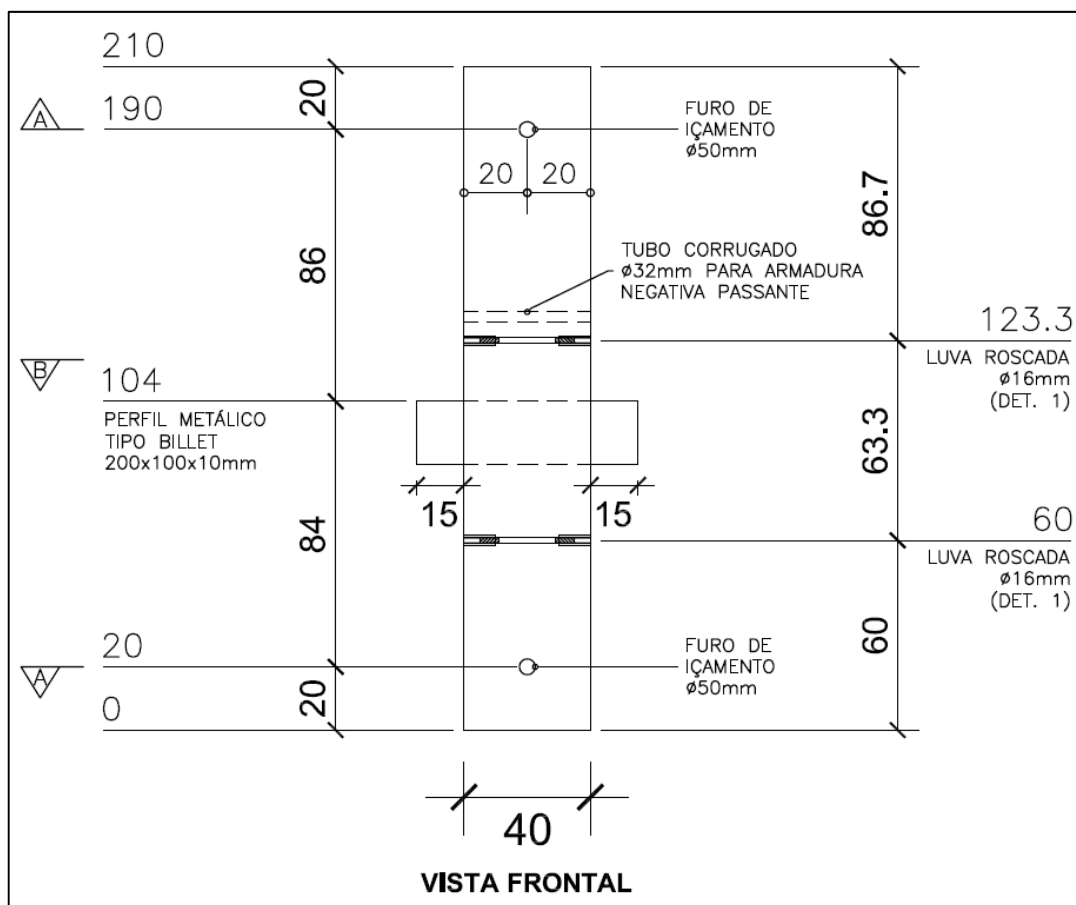
4.1 Detalhamento dos Elementos Ensaaiados

Foram utilizados para os ensaios três elementos de concreto pré-moldado (pilar, viga e elemento de apoio) e o perfil metálico embutido (tarugo). As peças foram detalhadas a seguir.

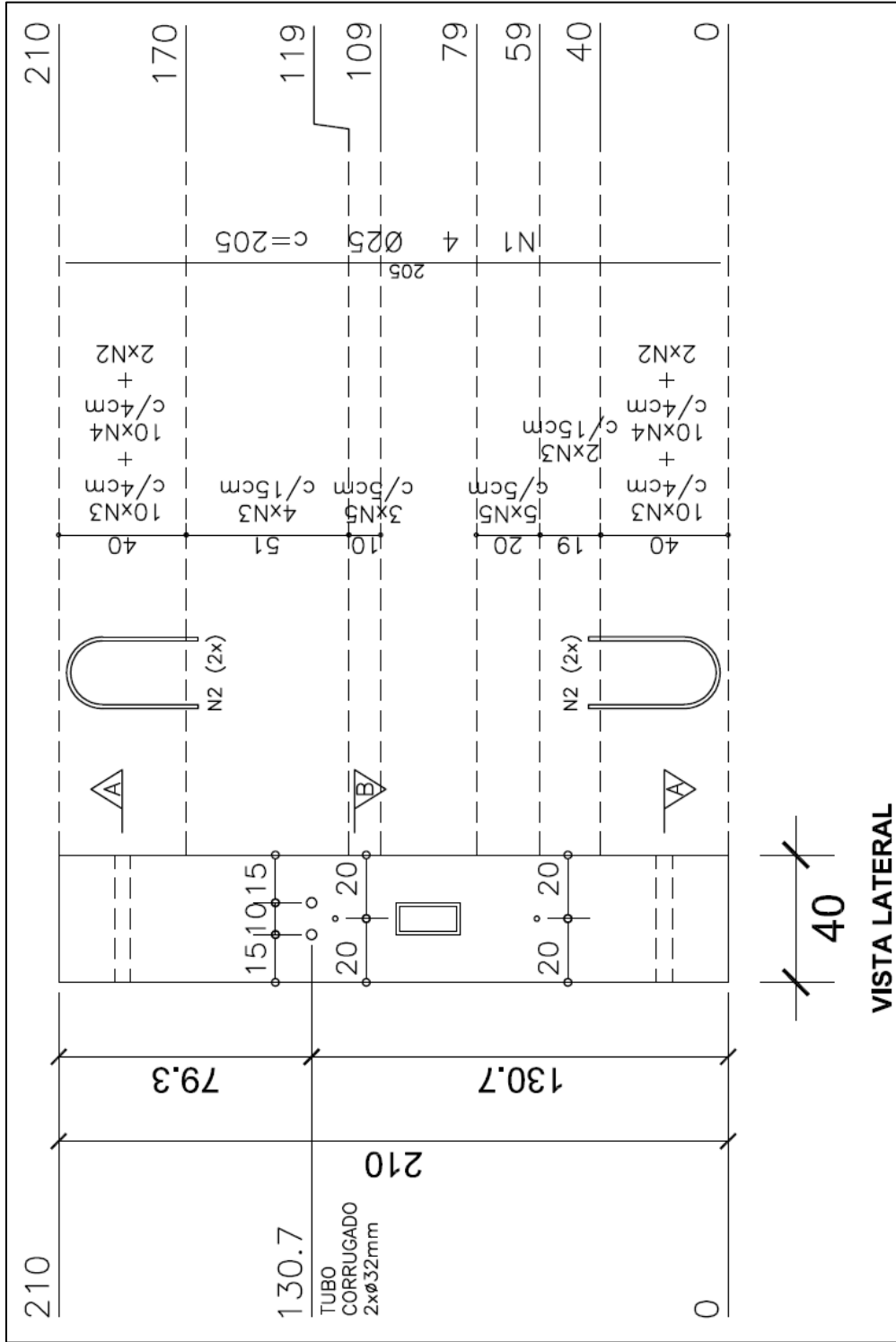
4.1.1 Pilar

O detalhamento do pilar de concreto armado foi baseado em GÖRGÜN (1997). Possui seção quadrada 400 mm x 400 mm (Figura 4.3).

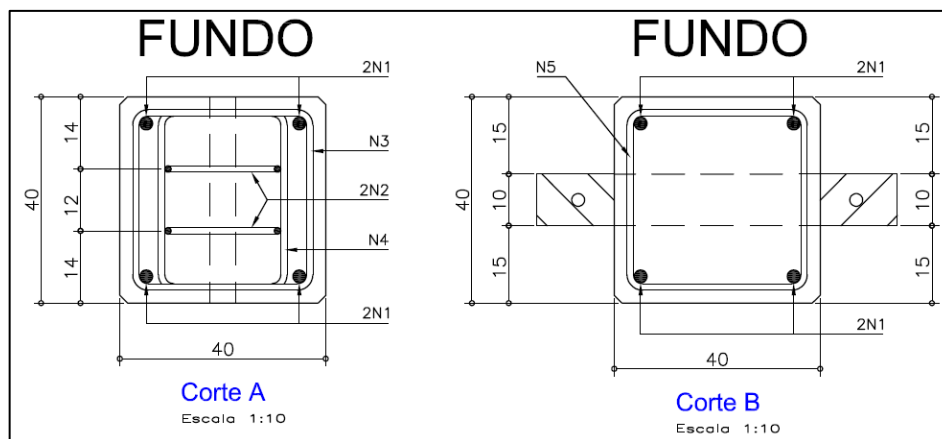
Figura 4.3: Detalhamento do pilar (medidas em centímetros).



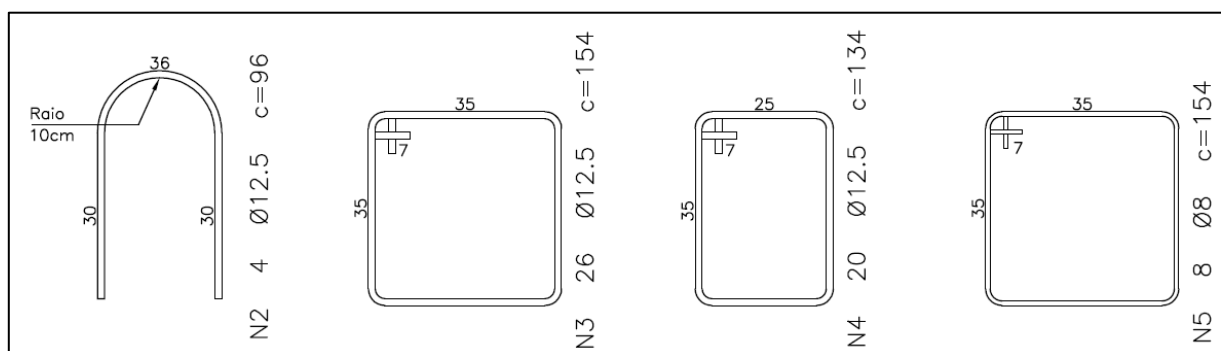
a) Forma do pilar.



b) Armação do pilar



c) Cortes do pilar



d) Estribos

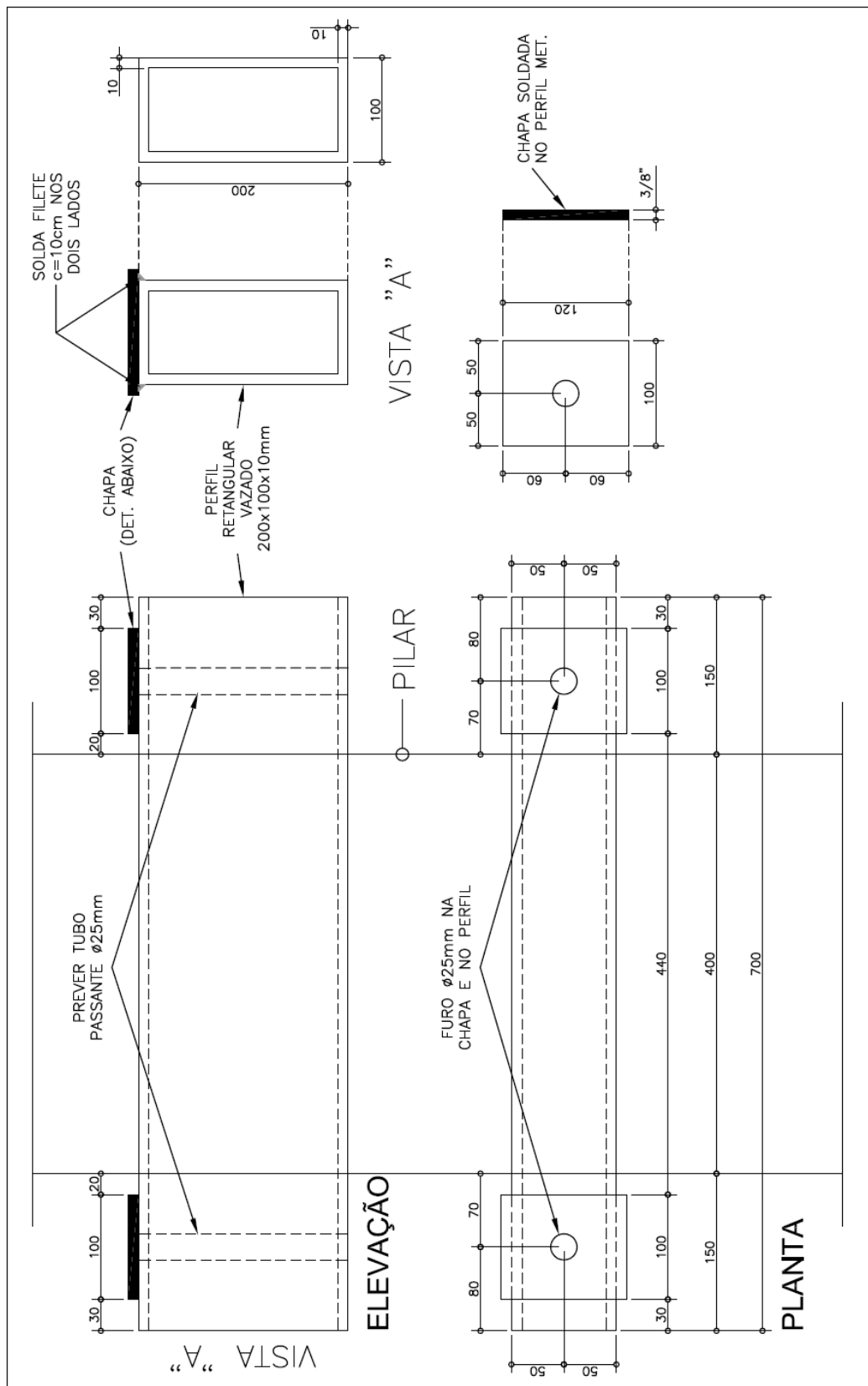
Fonte: Próprio autor

4.1.2 Tarugo Metálico

O Consolo Metálico Embutido possui seção retangular vazada de dimensões 200 mm x 100 mm x 9,53 mm de altura, largura e espessura, respectivamente. Formado por chapas soldadas, tem comprimento total de 700 mm (Figura 4.4). O perfil foi preenchido com concreto, antes da colocação na forma para concretagem do pilar, para garantir melhor distribuição de tensões e evitar a flambagem do perfil (O'FLANNERY,1998). Nota-se também a presença de uma chapa de apoio soldada em cima do consolo para acomodação da viga. O consolo foi do tipo duplo a 180°.

Optou-se por não utilizar armadura adicional para tornar o detalhe da ligação mais simples, visto que a presença das barras soldadas não é obrigatória.

Figura 4.4.: Detalhamento do tarugo metálico.

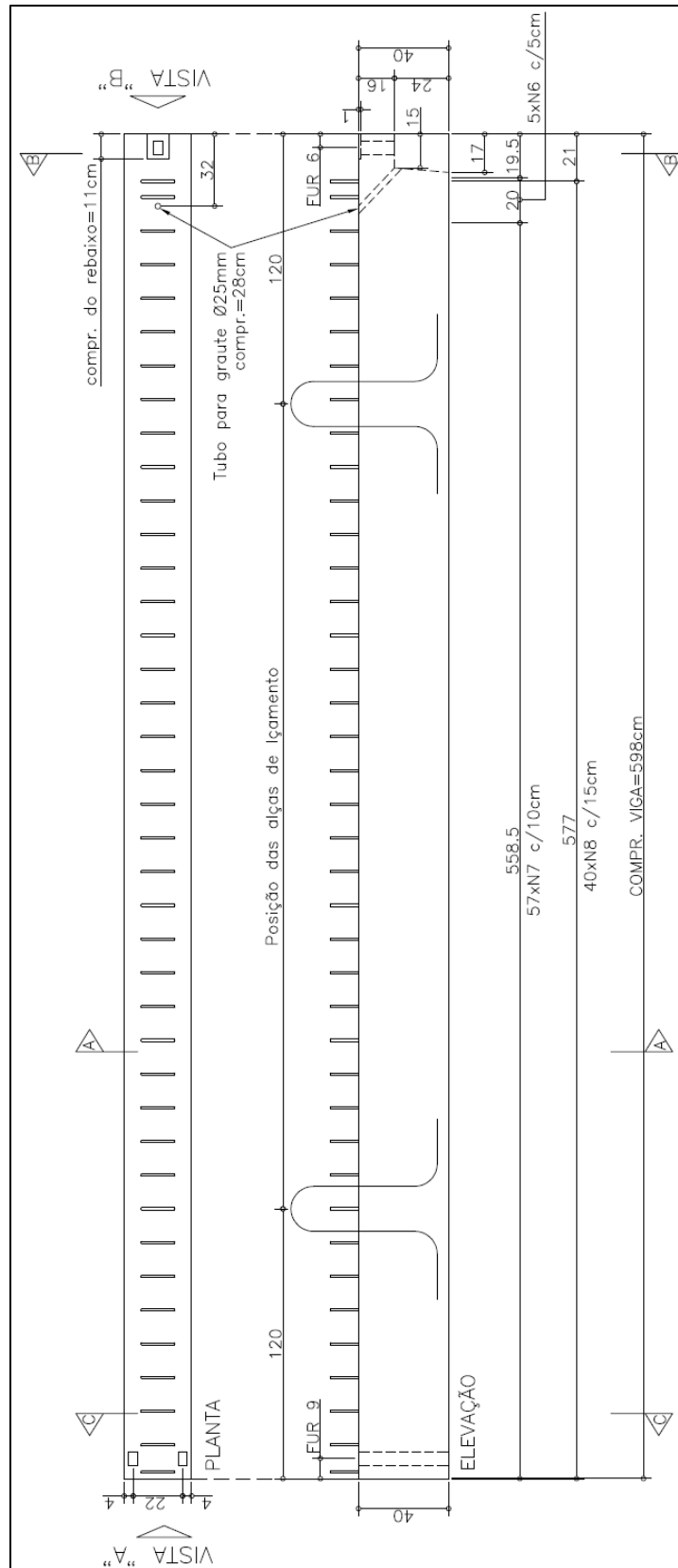


Fonte: Próprio autor

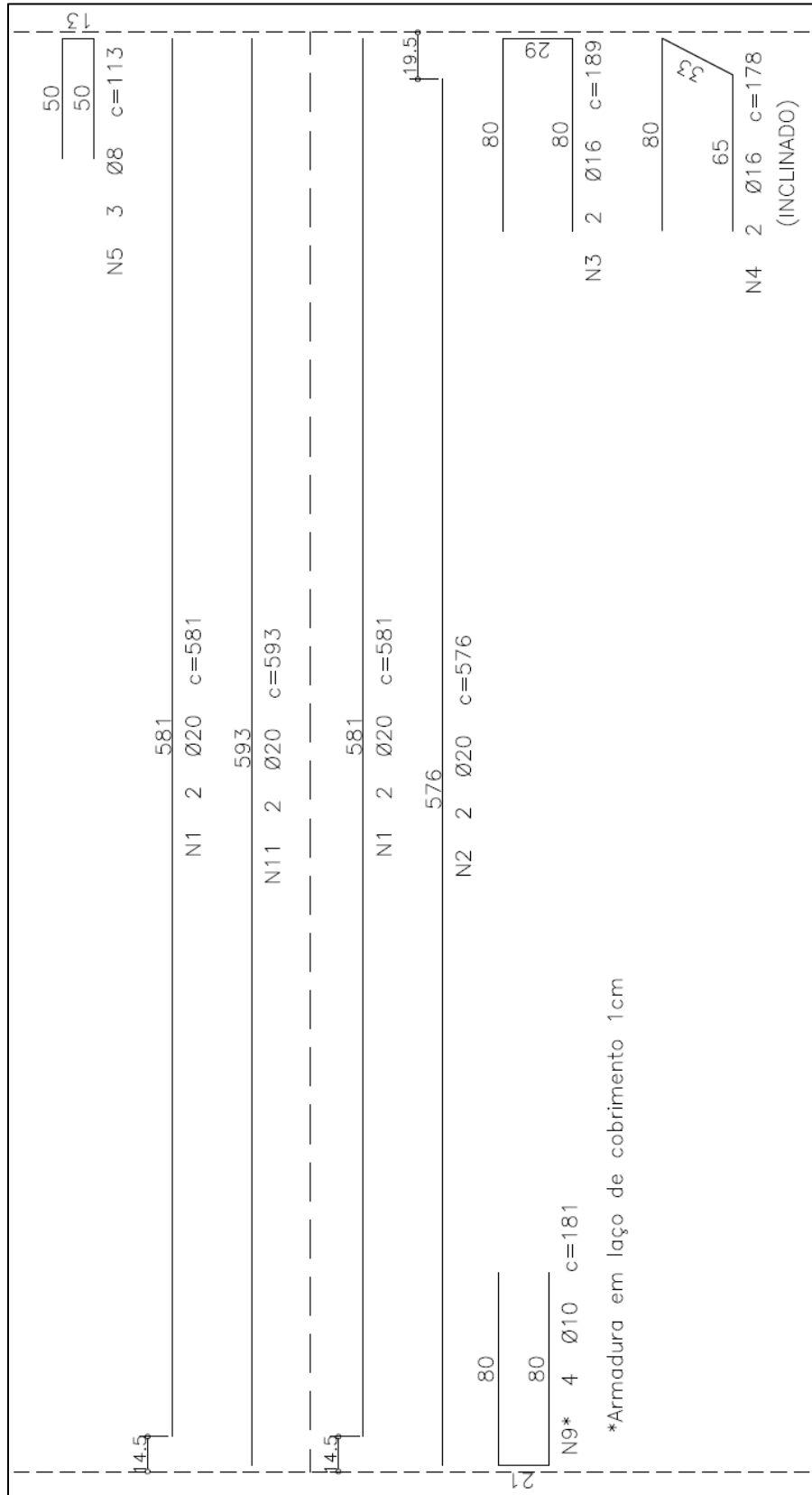
4.1.3 Viga

Para o ensaio da ligação foram utilizadas duas vigas de concreto armado (Figura 4.5). A extremidade da viga que possui a ligação com o tarugo recebeu estribos contra fissuração, armação diagonal lateral nas abas e chapa de apoio onde os tirantes foram soldados. Também foi colocado quatro barras em formato “U” na extremidade da viga que apoia no elemento de apoio para reforço na região onde ficou a célula de carga para medição da reação de apoio.

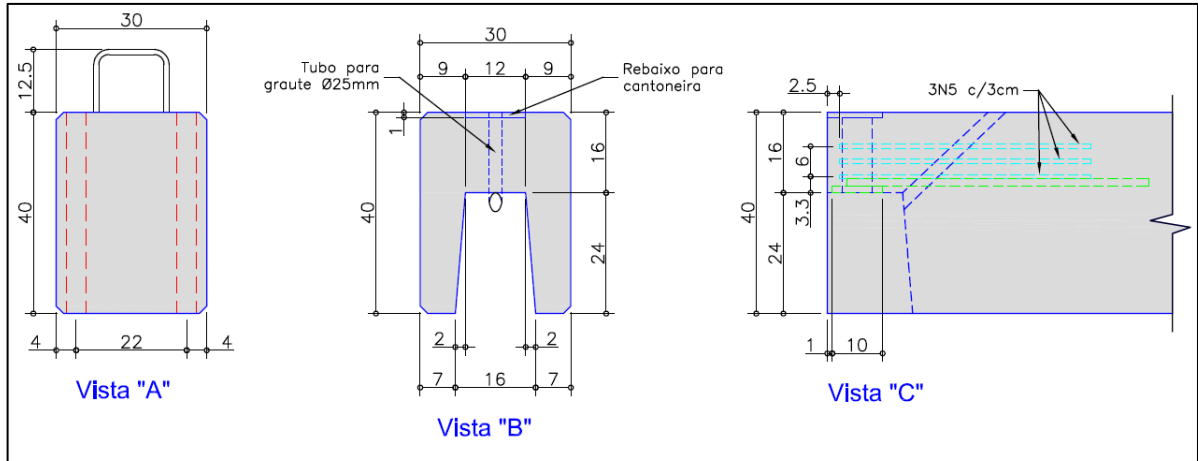
Figura 4.5: Detalhamento da viga (medidas em centímetros).



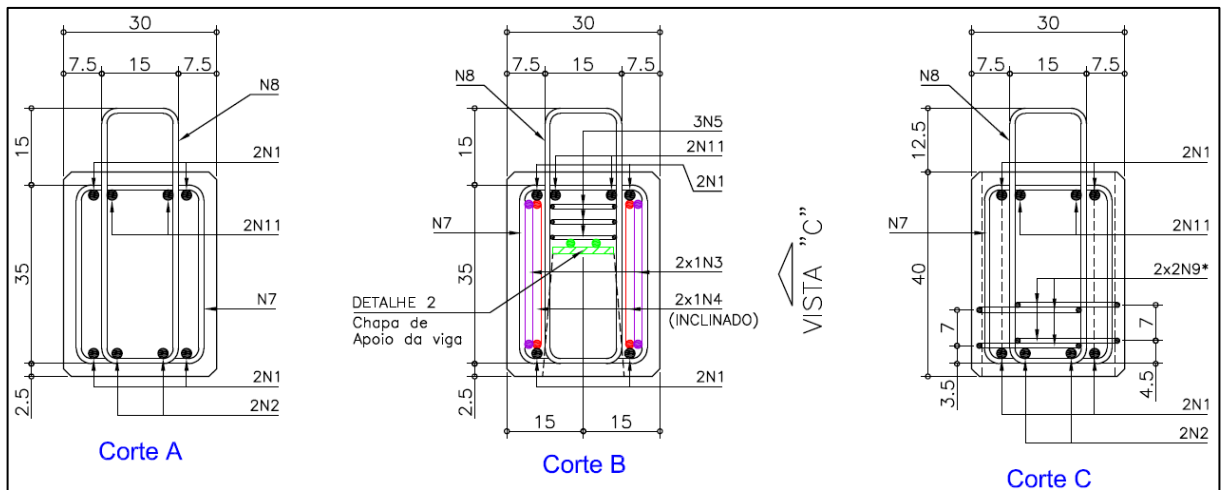
a) Forma da viga.



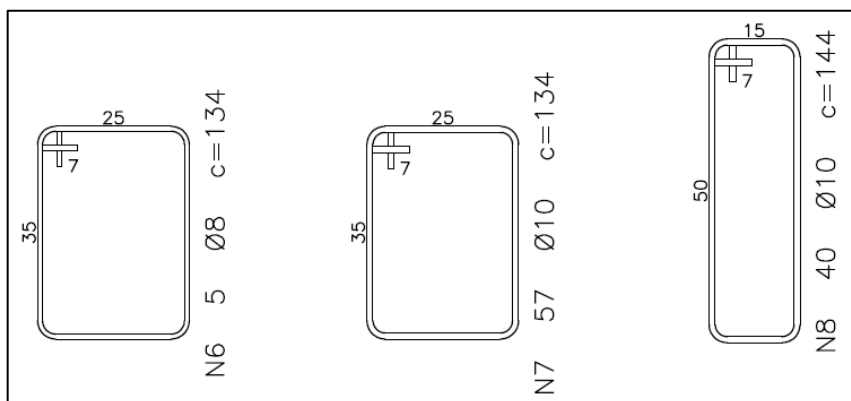
b) Armação da viga



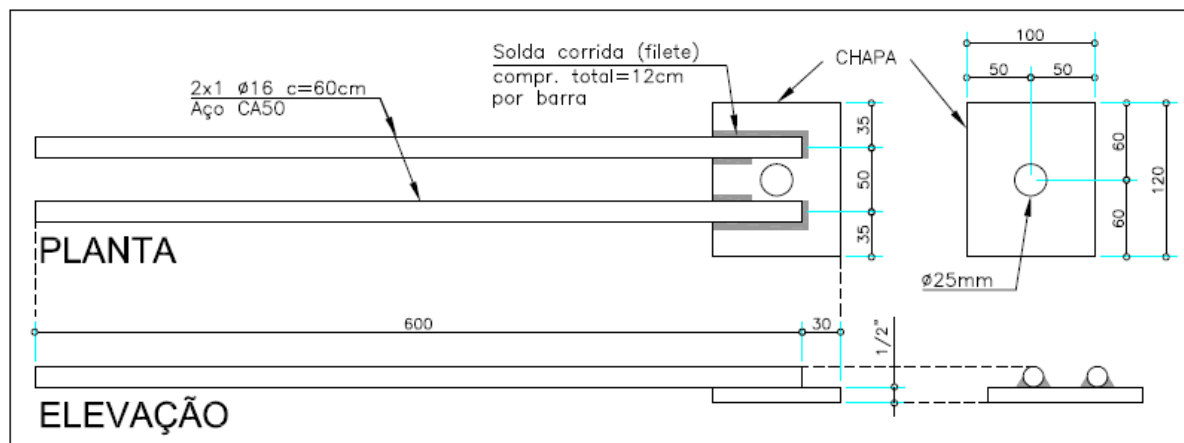
c) Vistas da viga



d) Cortes da viga



e) Estribos



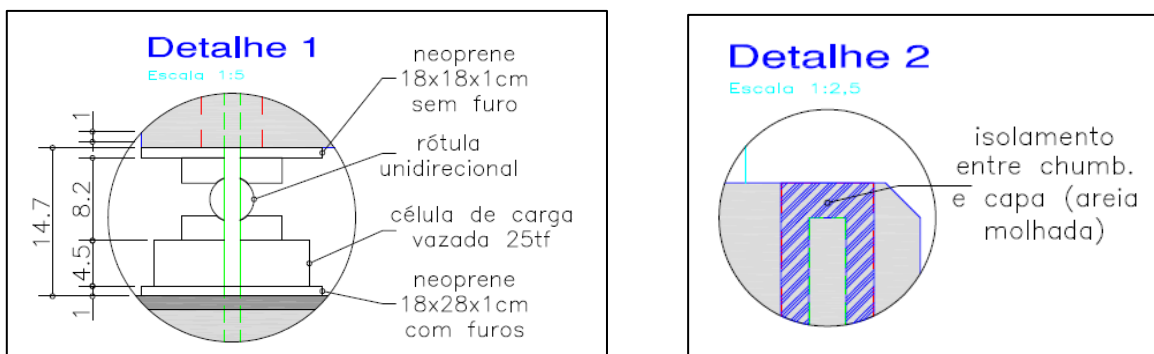
f) Chapa de apoio (medidas em milímetros)

Fonte: Próprio autor

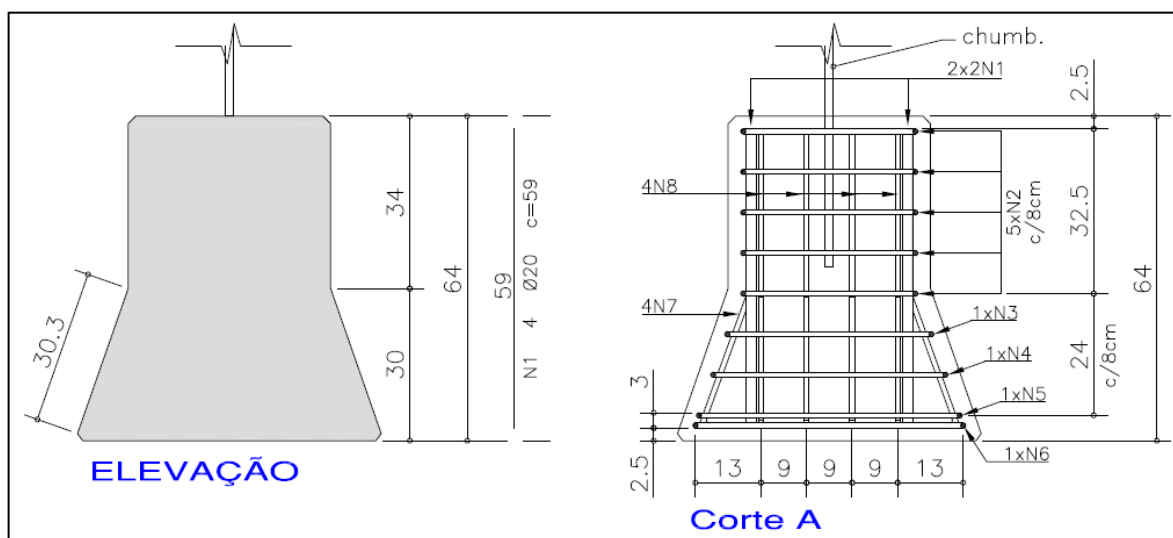
4.1.4 Elemento de apoio

Viga em balanço foi utilizada para o ensaio de GÖRGÜN (1997). A proposta desta pesquisa foi apoiar a extremidade da viga para representar melhor uma situação real. Isto possibilitou a colocação da célula de carga para medição da reação de apoio.

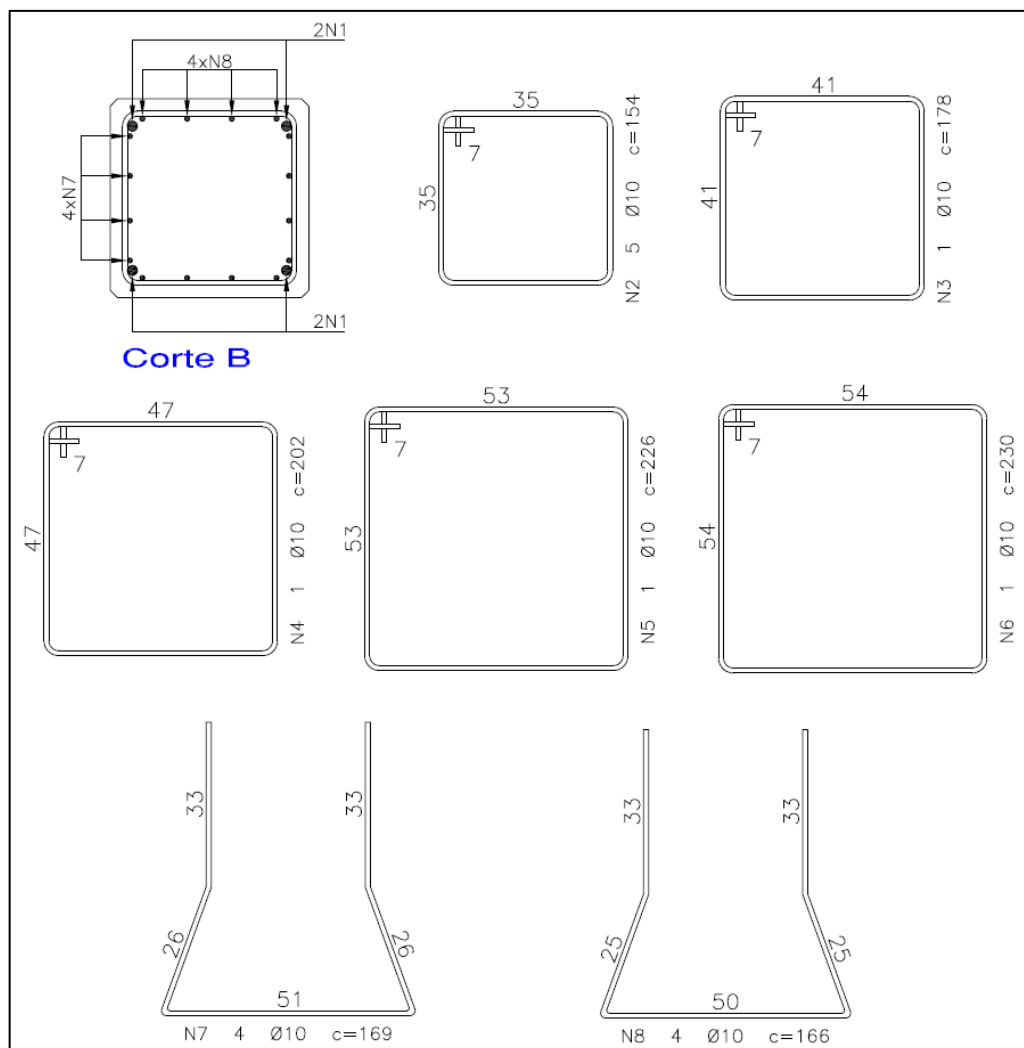
A ligação da extremidade não solidarizada da viga (Figura 4.6) foi concebida com dois chumbadores não grauteados. Os dois chumbadores lado a lado evitaram um possível tombamento da viga e não foram solidarizados para que a desmontagem da viga fosse facilidade ao término do ensaio.



a) Forma do elemento de apoio.



b) Armação do elemento de apoio



c) Estribos do elemento de apoio

Fonte: Próprio autor

4.1.5 Confeção dos elementos

O pilar de concreto foi moldado em forma de madeira e o tarugo metálico foi concretado junto com o pilar através de um recorte na forma (Figura 4.7). A seção do consolo metálico foi montada por chapas soldadas em aço ASTM A-36, formando a seção retangular (Figura 4.8) e as vigas concretadas em forma metálica (Figura 4.9). O elemento de apoio foi concretado em forma de madeira, com base alargada para manter em equilíbrio o apoio da viga durante o ensaio (Figura 4.10).

Figura 4.7: Tarugo metálico colocado na forma do pilar.



Fonte: Próprio autor

Figura 4.8: Consolo Metálico Embutido – Tarugo Metálico.



a) Elevação



b) Perfil preenchido com concreto

Fonte: Próprio autor

Figura 4.9: Forma e armação da viga.



a) Pista de concretagem



b) Armação da extremidade da viga



c) Tirantes soldados na chapa de apoio da viga

Fonte: Próprio autor

Figura 4.10: Forma e armação do elemento de apoio.



a) Forma com base alargada



b) Armação do elemento de apoio



c) Elemento de apoio concretado

Fonte: Próprio autor

4.2 Métodos e arranjo dos ensaios

Como visto no item 1.3, a proposta desta pesquisa foi realizar um ensaio do Consolo Metálico Embutido no pilar para estudar seu comportamento no concreto; realizar também um ensaio da ligação viga-pilar com tarugo metálico para estudar o comportamento da ligação na presença de armadura negativa e vigas apoiadas nas extremidades opostas.

4.2.1 Modelo PI

O modelo PI, o primeiro ensaio realizado, foi feito com o pilar isolado (sem vigas) de cabeça para baixo no centro do pórtico de reação e os atuadores foram posicionados embaixo dos consolos. Aplicou-se argamassa de regularização para posicionar o pilar e sua cabeça foi travada com vigas metálicas fixadas no pórtico. Foram posicionadas as vigas de suporte do atuador e montado o esquema de ensaio (Figura 4.11). Este ensaio teve caráter exploratório e serviu para conhecer como o tarugo metálico se associa ao pilar.

Figura 4.11: Montagem do ensaio PI.



a) Argamassa de regularização



b) Travamento da cabeça do pilar



c) Esquema do ensaio PI montado

Fonte: Próprio autor

4.2.2 Modelo LI

O modelo LI foi composto pelo pilar, pelos elementos de apoio e pelas vigas. Posicionou-se o pilar, novamente com a argamassa de regularização e, logo após, os elementos de apoio. Montou-se o esquema de medição da reação de apoio e, posteriormente, as vigas. Depois de colocadas as barras da armadura negativa de 16 mm de diâmetro, grautearam-se as ligações das vigas para executar a concretagem da capa. O modelo foi pintado de branco para facilitar a visualização de fissuras. (Figura 4.12)

Figura 4.12: Montagem do ensaio LI.



a) Posicionamento do pilar



b) Posicionamento dos apoios



c) Aparato de medição da reação de apoio



d) Montagem das vigas



e) Colocação da armadura negativa



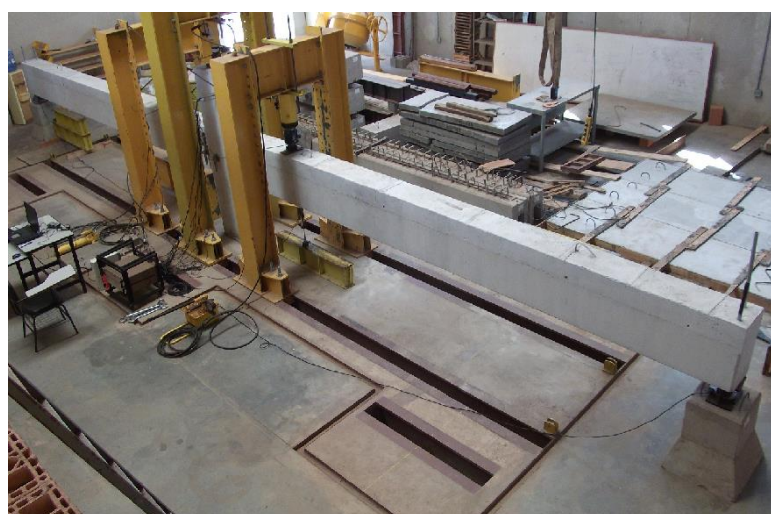
f) Grauteamento da ligação



g) Concretagem da capa da viga



h) Pintura de vigas e pilar



i) Esquema do ensaio LI montado

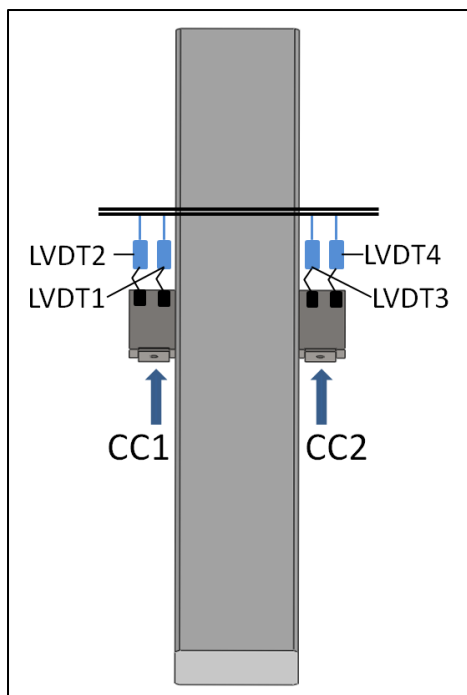
Fonte: Próprio autor

Com este modelo realizou-se um ensaio de força cortante (ruptura ao cisalhamento) de um pórtico para estudar o comportamento da ligação com tarugo metálico e das vigas conectadas a ele.

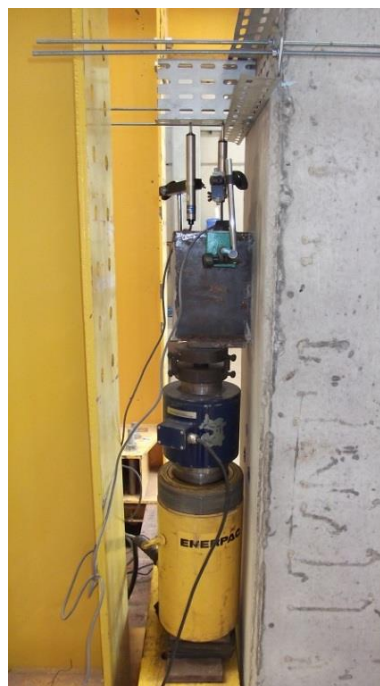
4.3 Instrumentação e procedimento para medições

Foram colocados vários instrumentos de medição nos dois arranjos de ensaio, PI e LI (Tabela 4-1), para conhecer forças, deformações, giros e esforços atuantes nos modelos. Utilizaram-se células de carga e transdutores para a montagem do ensaio PI (Figura 4.13). Os atuadores aplicaram o carregamento de baixo para cima e os transdutores, apoiados no próprio perfil metálico por bases magnéticas, mediram o deslocamento do tarugo utilizando como ponto de referência a canaleta fixada ao pilar.

Figura 4.13: Instrumentação do modelo PI.



a) Esquema do ensaio PI



b) Detalhe da instrumentação

Fonte: Próprio autor

Tabela 4-1: Instrumentos utilizados nos ensaios.

Ensaio	Instrumento de Medição	Nomenclatura	Capacidade	Especificação
PI	Célula de Carga	CC1	1000 kN	80805
		CC2	1000 kN	80804
	Transdutor	LVDT1	25 mm	4453
		LVDT2	50 mm	4440
		LVDT3	25 mm	4450
		LVDT4	50 mm	4399
LI	Célula de Carga	CC1	1000 kN	80805
		CC2	1000 kN	80804
		CC3	500 kN	80809
		CC4	250 kN	42605
		CC5	250 kN	80806
	Clinômetros	CL1	5°	42901
		CL2	5°	42903
		CL3	1°	42902
	Extensômetro de Base Removível	EBR1	2 mm	80810
		EBR2	2 mm	80811
		EBR3	2 mm	80812
		EBR4	2 mm	42611
	Extensômetro Elétrico - <i>Strain Gage</i>	SG1	5 mm	-
		SG2	5 mm	-
		SG3	5 mm	-
		SG4	5 mm	-
		Transdutor	LVDT1	50 mm
	LVDT2		50 mm	330045
	LVDT3		50 mm	4398
LVDT4	50 mm		4399	
LVDT5	50 mm		4440	
LVDT6	25 mm		4450	
LVDT7	25 mm		4437	
LVDT8	25 mm		4438	
LVDT9	25 mm		4453	

Fonte: Próprio autor

Para o modelo de ensaio LI foram utilizadas cinco células de carga: uma no pilar para estabilizá-lo; uma em cada viga, a uma distância de aproximadamente 2,5 vezes a altura da viga (1.245 mm), para aplicação do

carregamento; e duas células de carga para medição direta da reação de apoio entre a viga e o elemento de apoio (Figura 4.14).

Figura 4.14: Atuadores e células de carga - LI.



a) Células de carga no pilar e nas vigas

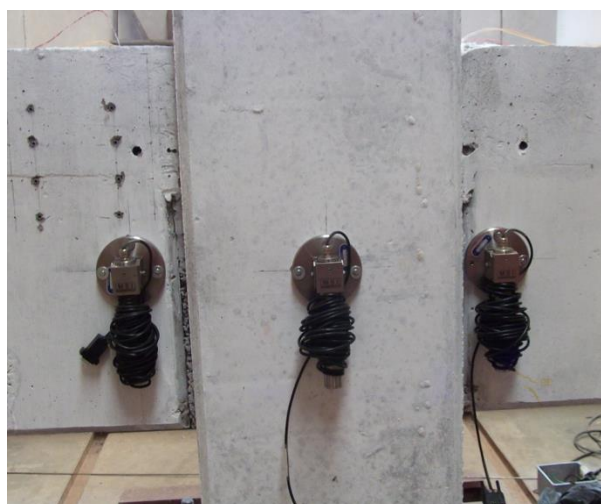


a) Célula de carga entre a viga e o elemento de apoio

Fonte: Próprio autor

Os clinômetros foram colocados no centro de rotação da ligação e no centro do pilar para medir o giro relativo dos elementos (Figura 4.15).

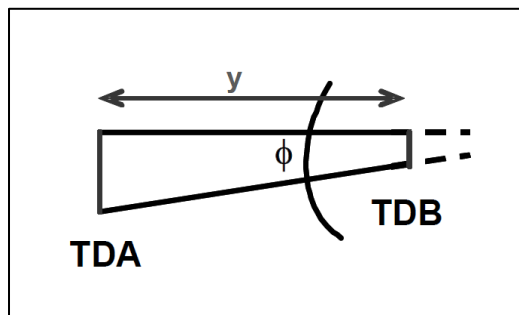
Figura 4.15: Clinômetros - LI.



Fonte: Próprio autor

Transdutores também foram colocados para medir indiretamente a rotação da ligação (Figura 4.16) segundo a Eq. 4-1.

Figura 4.16: Giro da ligação por meio de transdutores (medição horizontal).



a) Esquema de medição

. Fonte: CATOIA (2007)



b) Transdutores

Fonte: Próprio autor

TDA e TDB são medidas dos transdutores e y é a distância entre eles.

$$\phi = (TDA - TDB)/y$$

Eq. 4-1

Extensômetros elétricos (*strain gages*), colocados nas barras passantes da armadura negativa próximo ao pilar (Figura 4.17), mediram a deformação das barras possibilitando conhecer em qual momento de carregamento do ensaio ocorreu o escoamento da armadura negativa.

Figura 4.17: Extensômetros elétricos *strain gages* na armadura negativa.



Fonte: Próprio autor

Extensômetros de base removível foram colocados na viga e na capa para medir a abertura de fissuras equivalente no concreto (Figura 4.18).

Figura 4.18: Extensômetros de base removível.



Fonte: Próprio autor

Foram colocados transdutores logo abaixo do ponto de aplicação de força e, para uma das vigas, colocados transdutores abaixo do perfil metálico, no meio do vão e no apoio oposto a ligação (extremidade não solidarizada). (Figura 4.19)

Os esquemas detalhados da instrumentação para o ensaio LI estão representados na Figura 4.20 e Figura 4.21.

Figura 4.19: Transdutores inferiores (medição vertical) - LI.

a) Ponto de aplicação de carga



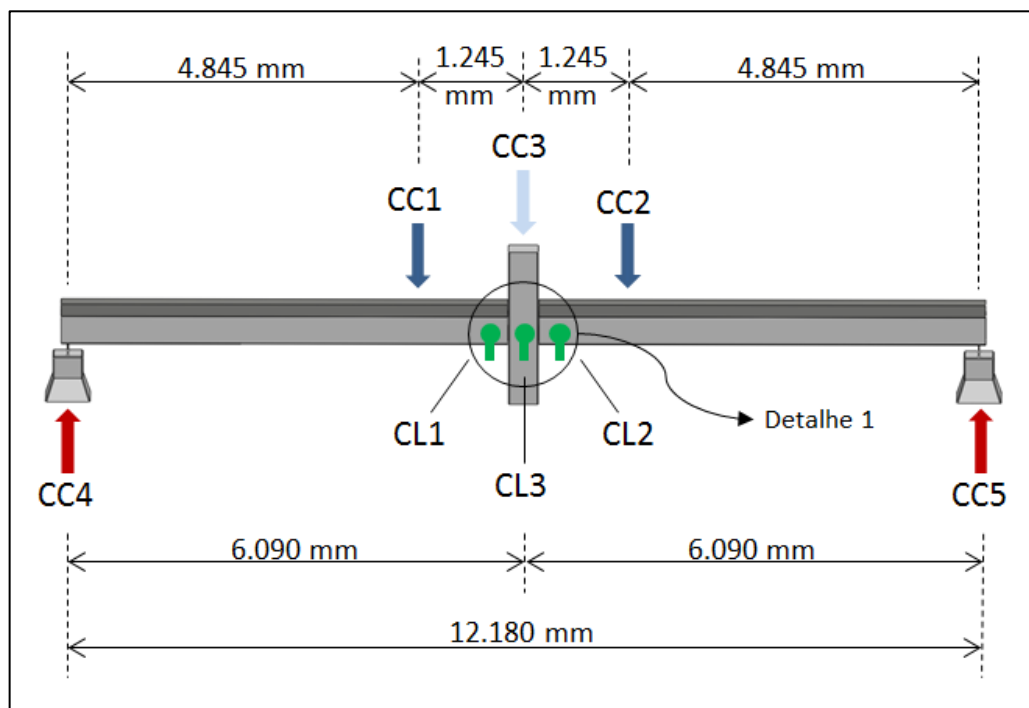
b) Próximo ao elemento de apoio



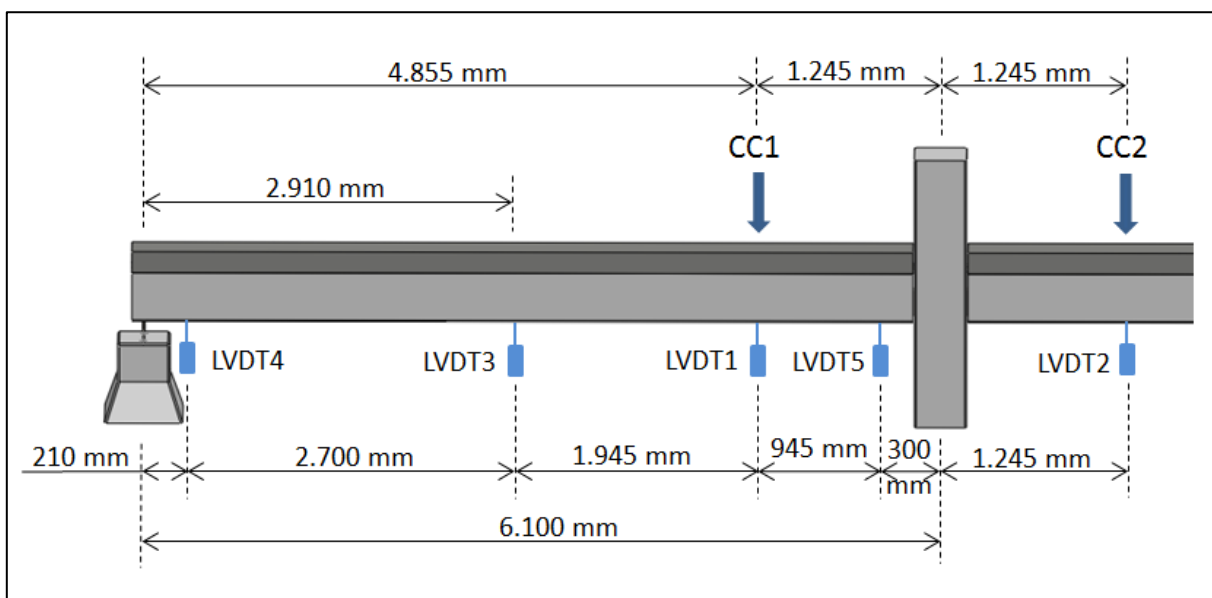
c) No meio do vão da viga e abaixo do perfil metálico

Fonte: Próprio autor

Figura 4.20: Posicionamento de atuadores, células de carga e transdutores verticais - LI.



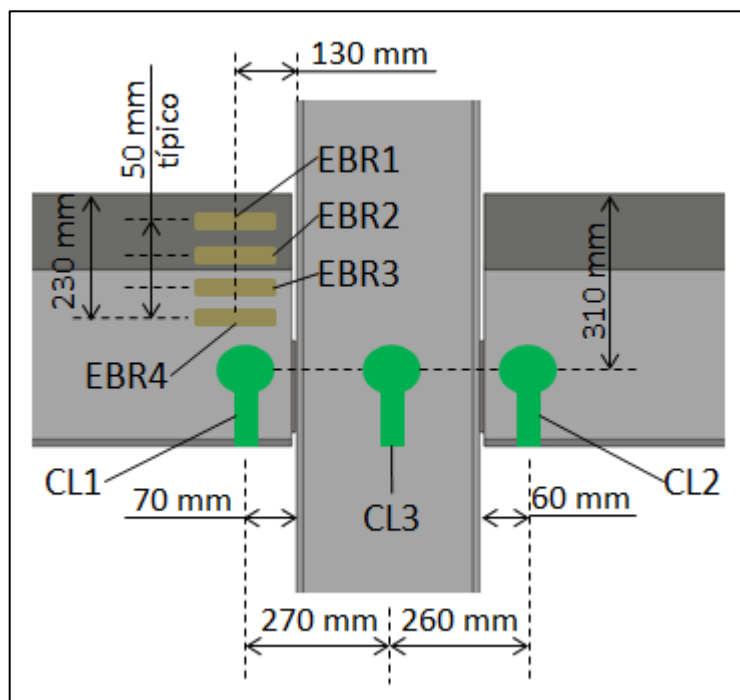
a) Vista geral do ensaio



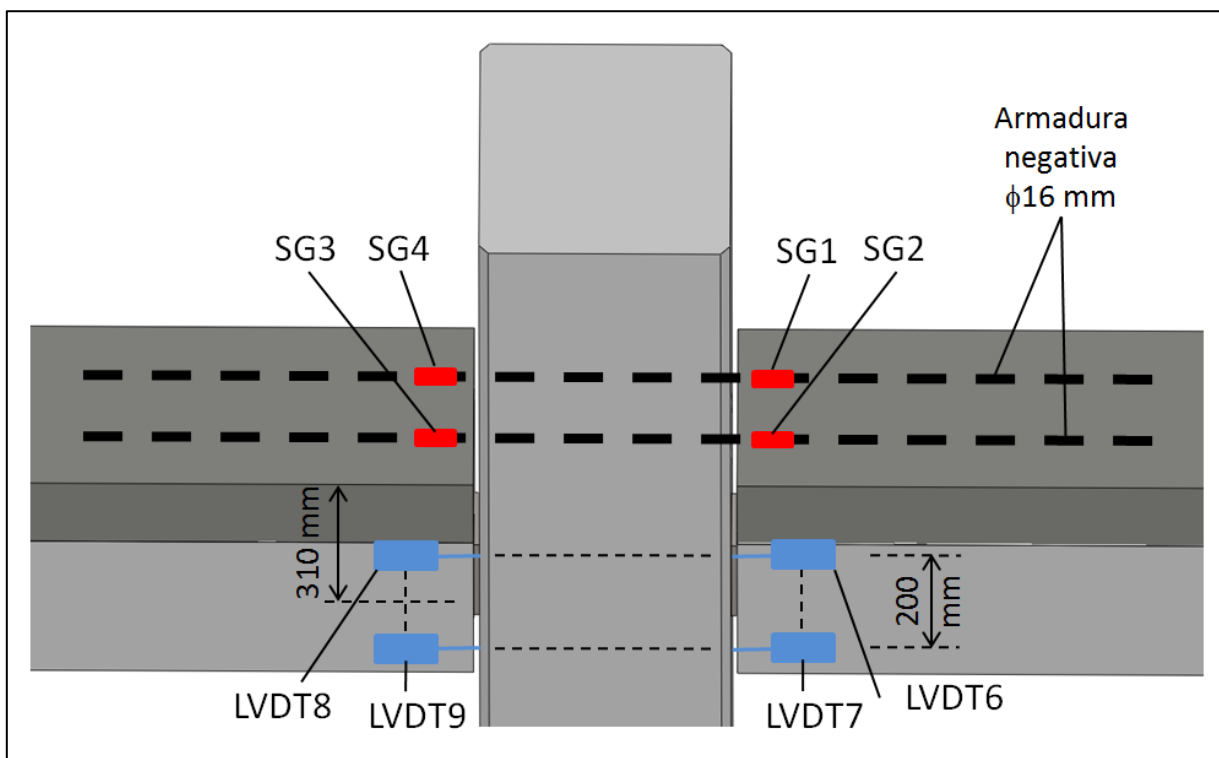
b) Transdutores verticais

Fonte: Próprio autor

Figura 4.21: Detalhe 1 da instrumentação - LI.



a) Detalhe 1: vista frontal

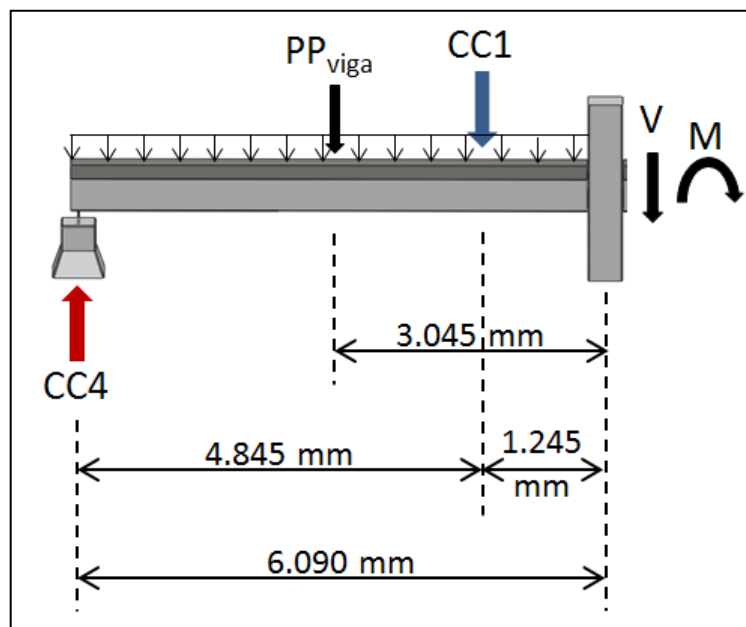


b) Detalhe 1: vista do fundo

Fonte: Próprio autor

Com os valores do carregamento CC1 e CC2 e da reação de apoio CC4 e CC5 calculou-se a força cortante e o momento fletor atuantes (Figura 4.22).

Figura 4.22: Esquema estrutural para cálculo dos esforços.



Fonte: Próprio autor

$$V = CC1 - CC4 + 12,6$$

Eq. 4-2

$$M = 6090 \cdot CC4 - 1245 \cdot CC1$$

Eq. 4-3

Para o momento atuante na outra viga substituiu-se CC1 e CC4 por CC2 e CC5, respectivamente. O valor de 12,6 na Eq. 4-2 representa o peso próprio da viga e ele foi incluso na equação, pois, a célula de carga foi zerada antes do ensaio, ou seja, os valores obtidos por CC4 e CC5 não consideraram o peso próprio da viga. O momento fletor não considerou o peso próprio da viga porque a concretagem da capa ocorreu depois que a viga se apoiou no tarugo, ou seja, a atuação do momento fletor na viga devido ao peso próprio ocorreu anteriormente.

4.4 Caracterização do concreto

Foram ensaiados nove corpos-de-prova (Figura 4.23) para a determinação da resistência à compressão média do concreto f_{cm} e seis para a determinação do módulo de deformação elástica médio E_{cm} para os concretos dos pilares e das vigas. Para a capa estrutural foram sete para f_{cm} e dois para E_{cm} ; e o graute da ligação foram ensaiados três para f_{cm} (Tabela 4-2).

Todos os corpos-de-prova foram cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de comprimento.

Tabela 4-2: Valores de f_{cm} e E_{cm} e para os concretos.

Concreto	f_{cm}	E_{cm}
	N/mm ²	N/mm ²
PILAR - PI	34,9	-
PILAR - LI	50,9	38256
Vigas	45,4	37595
Capa	34,9	29521
Graute	55,1	-

Fonte: Próprio autor

Figura 4.23: Ensaio de corpos-de-prova cilíndricos para os concretos.



a) Determinação do f_{cm}



b) Determinação de E_{cm}



c) Confinamento do corpo-de-prova por neoprene



d) Aspecto típico do rompimento

Fonte: Próprio autor

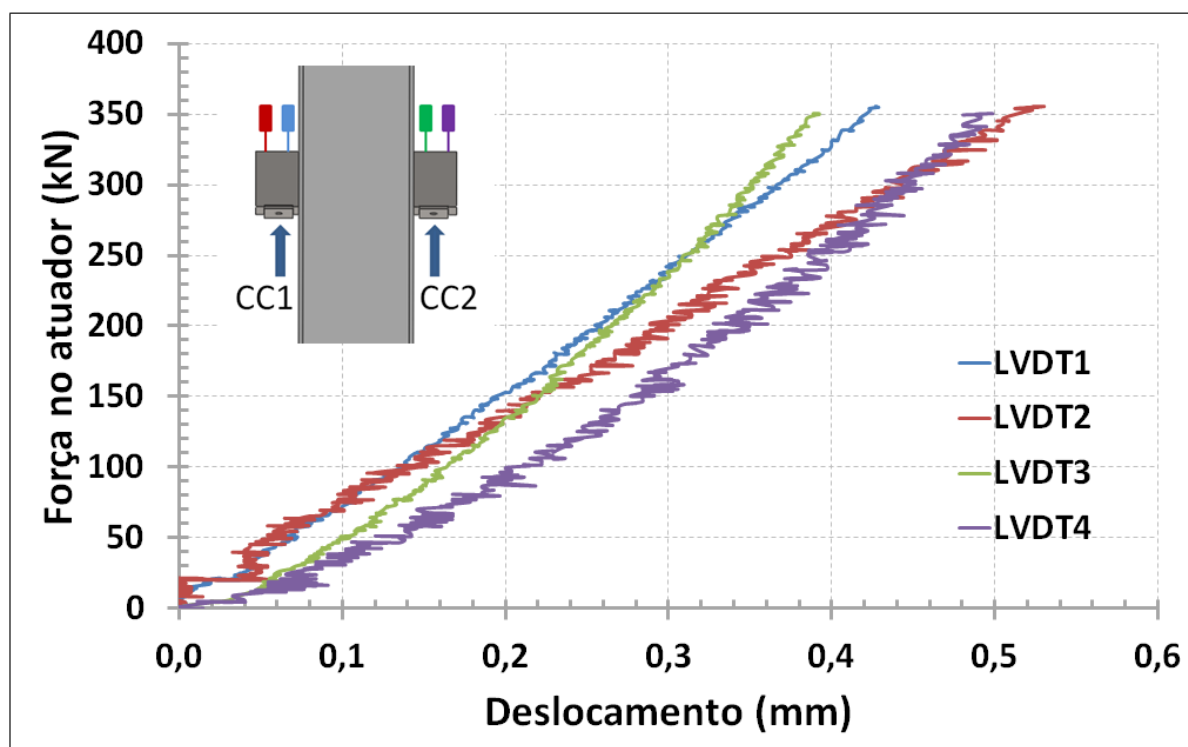
4.5 Resultados experimentais

4.5.1 Pilar isolado

O modelo de ensaio PI foi um teste preliminar para entender o comportamento do Consolo Metálico Embutido no concreto do pilar. Chegou-se a mais de 700 kN de carregamento em cada consolo sem fissuração no concreto e menos de 1 mm de deformação nos perfis metálicos, sem qualquer ruptura durante o ensaio. O'FLANNERY (1998) atingiu 0,40 mm e 0,42 mm em 350 kN para o ensaio de consolo de mesma configuração cujo valores obtidos se aproximaram aos dele (Figura 4.24).

O ensaio foi interrompido, pois, o pórtico de reação não suportava cargas maiores que as atingidas. Segundo os modelos de cálculo PCI (2010) e FIB (2011), o ensaio do consolo chegaria a uma carga de 1000 kN.

Figura 4.24: Resultado do ensaio PI.

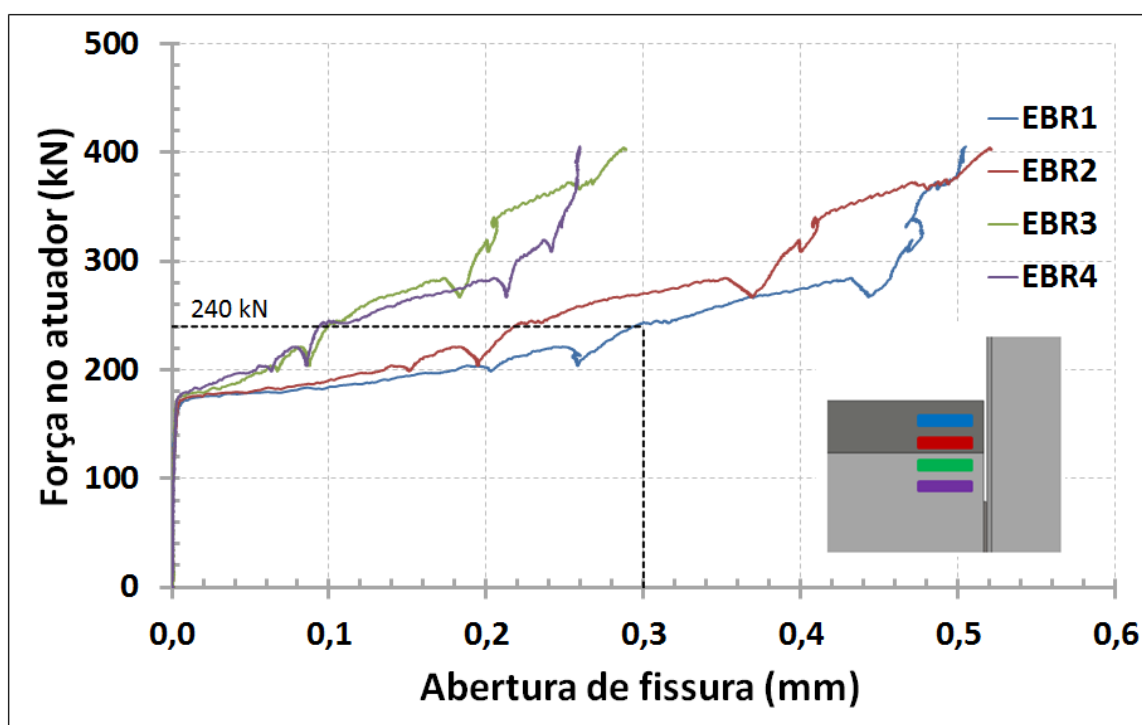


Fonte: Próprio autor

4.5.2 Ligação (pórtico)

Os extensômetros de base removível mediram a abertura de fissura na região da ligação onde era esperada a atuação do momento negativo (Figura 4.25).

Figura 4.25: Medição da abertura de fissura pelos extensômetros de base removível.



Fonte: Próprio autor

Pode-se observar que o concreto da capa (EBR1) começou a fissurar quando o carregamento atingiu 175 kN. As primeiras fissuras estão representadas na Tabela 4-3 onde existe 0,3 mm de fissura para uma carga de 243,9 kN. Definiu-se, portanto, a carga de serviço $P_{serviço} = 240 \text{ kN}$. A abertura de fissura na interface pilar-viga provavelmente foi maior que 0,3 mm para um carregamento de 240 kN.

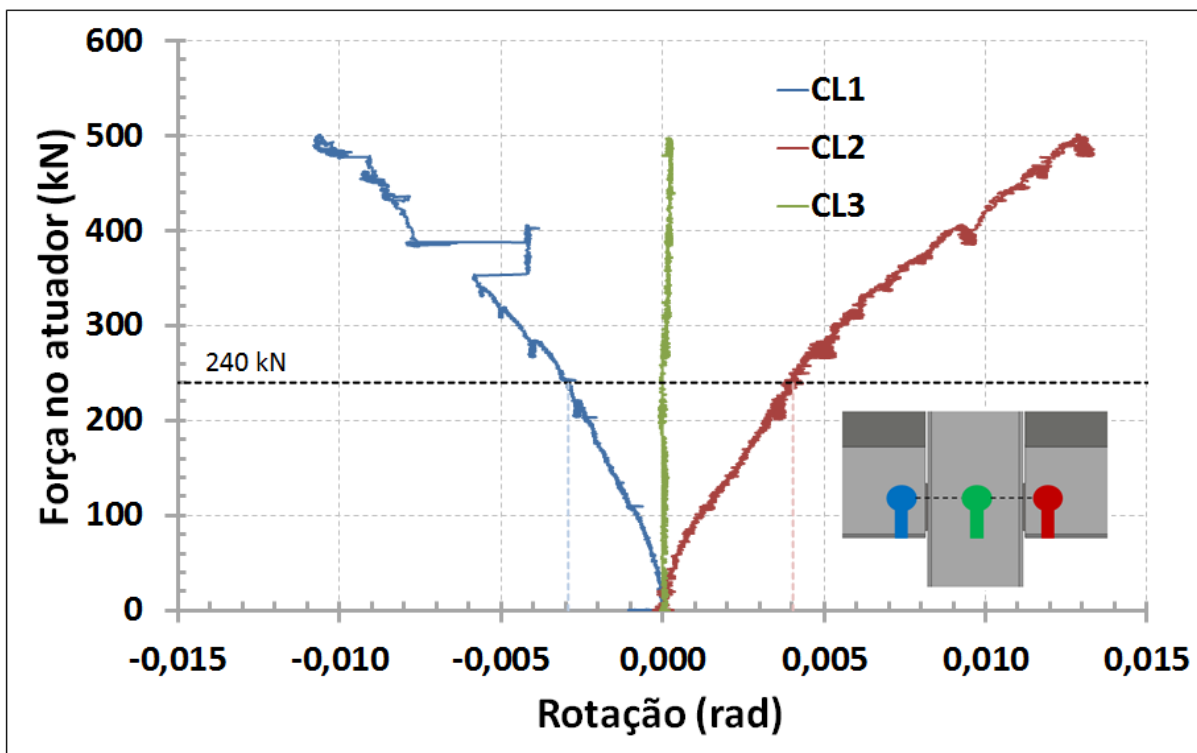
Tabela 4-3: Abertura de fissuras.

Carga kN	Fissura mm
184,5	0,1
202,7	0,2
243,9	0,3
274,9	0,4

Fonte: Próprio autor

A rotação da ligação e do pilar medidas pelos clinômetros está representada na Figura 4.26.

Figura 4.26: Rotação do pilar e das vigas medidas diretamente pelos clinômetros.



Fonte: Próprio autor

Ocorreu descolamento da capa de concreto da viga sob o carregamento de 352,7 kN, observado claramente na descontinuidade da curva CL1. O pilar, representado pela curva CL3, praticamente não girou.

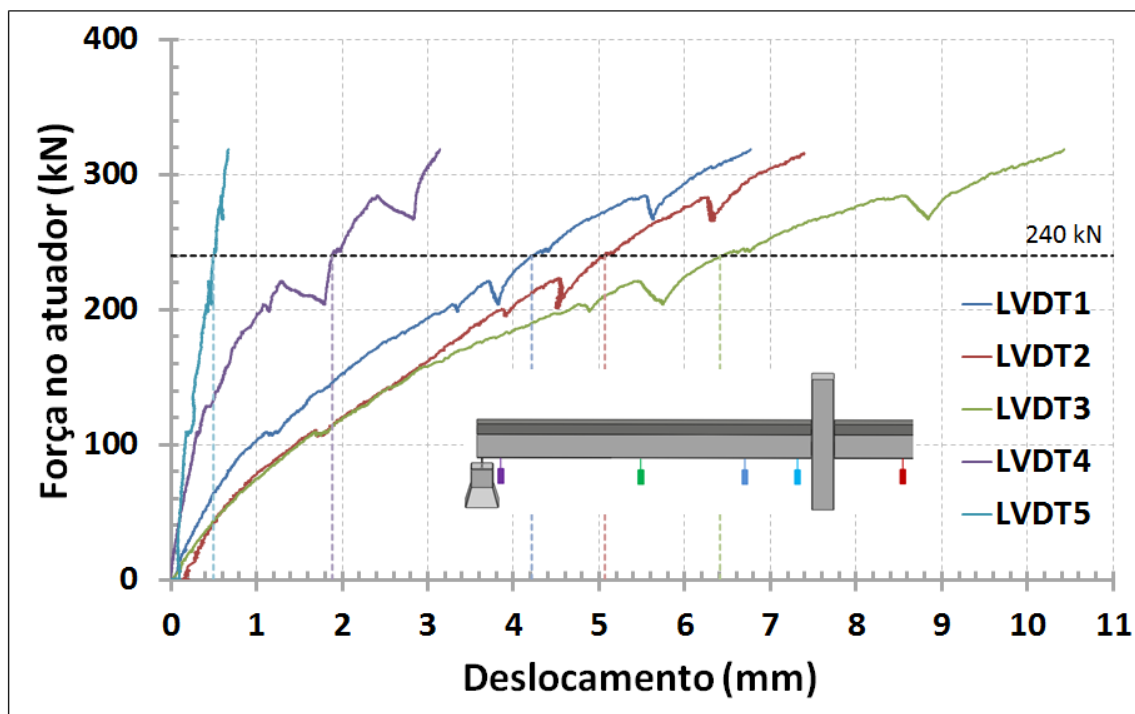
Na Figura 4.27 identificou-se que o tarugo metálico deslocou-se para baixo menos de um milímetro (LVDT5). Já o transdutor localizado no meio da viga (LVDT3) registrou mais de 10 mm de deslocamento, maior deslocamento entre todos os transdutores verticais. Os transdutores localizados abaixo dos pontos de aplicação de carga (LVDT1 e LVDT2) tiveram comportamentos similares registrando deslocamentos em torno de sete milímetros. O transdutor próximo ao elemento de apoio (LVDT4) registrou pouco mais de três milímetros de deslocamento, situação intermediária entre os deslocamentos do tarugo e do ponto de aplicação de carga.

Os transdutores horizontais realizaram as medições mostradas na Figura 4.28. Através destes valores foi possível encontrar a rotação da ligação

utilizando a Eq. 4-1 $\phi = (TDA - TDB)/y$

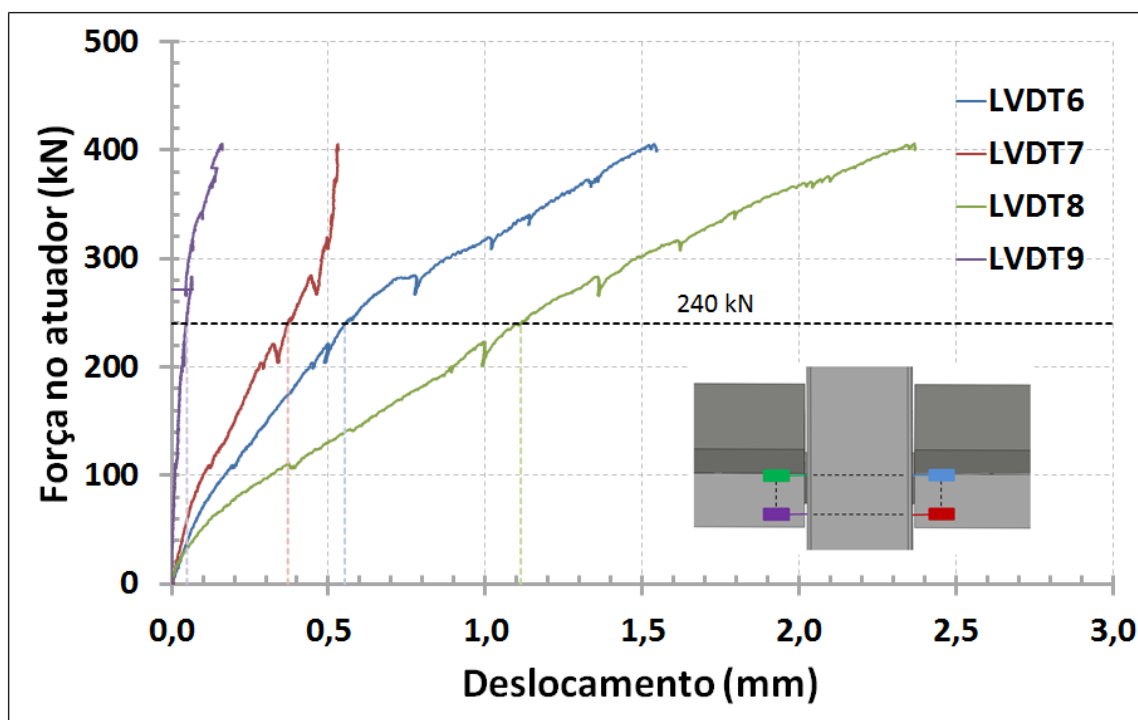
Eq. 4-1.

Figura 4.27: Resultados obtidos dos transdutores verticais.



Fonte: Próprio autor

Figura 4.28: Resultados obtidos dos transdutores horizontais.

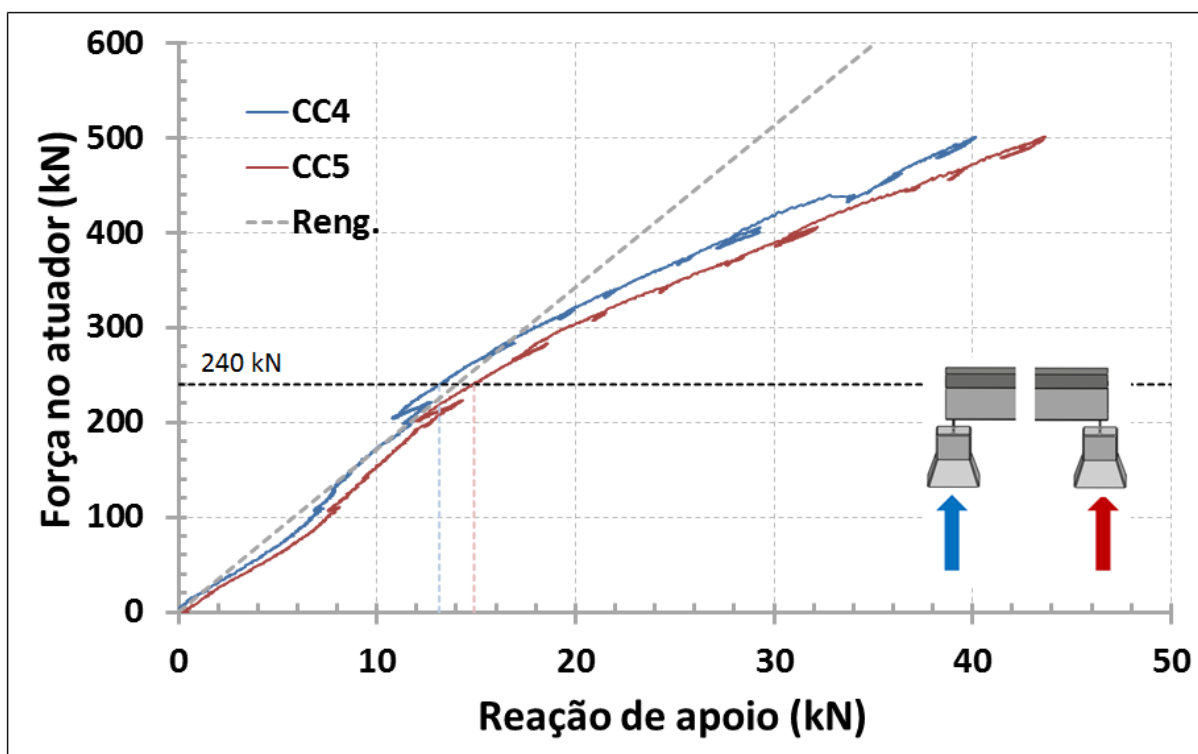


Fonte: Próprio autor

A reação de apoio foi medida diretamente das células de carga entre a viga e o elemento de apoio (Figura 4.29). A reta tracejada representa a reação de apoio da análise elástica considerando a ligação com engastamento perfeito. As duas extremidades não solidarizadas das vigas tiveram reações de apoio parecidas, 40,2 kN e 43,7 kN da esquerda e da direita, respectivamente.

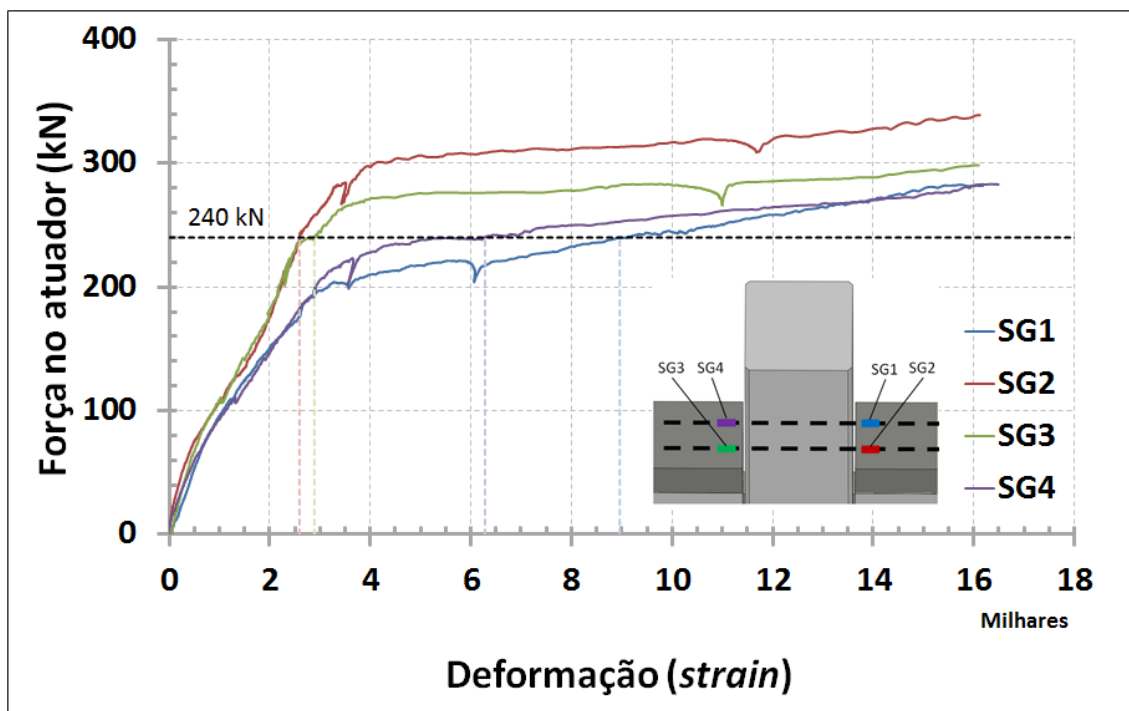
A armadura negativa escoou, como mostra a Figura 4.30. Uma das barras teve seu início de escoamento aos 200 kN de carga e a outra aos 250 kN. O resultado é coerente com as deformações registradas pelos extensômetros, pois, deles tirou-se a carga de serviço $P_{serviço} = 240 \text{ kN}$ que está no intervalo de escoamento da armadura negativa.

Figura 4.29: Resultados obtidos das células de carga dos elementos de apoio.



Fonte: Próprio autor

Figura 4.30: Resultados obtidos dos *strain gages*.



Fonte: Próprio autor

O ensaio LI pode ser então separado em quatro etapas (Tabela 4-4) ilustradas em Figura 4.31, Figura 4.32, Figura 4.33 e Figura 4.34.

Tabela 4-4: Comportamento do ensaio LI em quatro etapas.

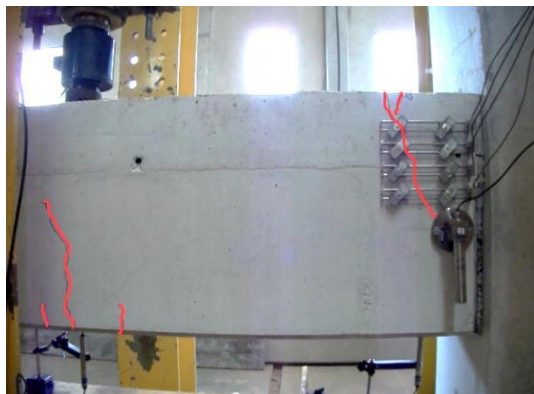
Etapa	Carga P kN	Comportamento estrutural
1ª	$P < 240$	Viga com fissuração aceitável $\leq 0,3$ mm de espessura
2ª	$240 \leq P \leq 350$	Viga e região da ligação fissuradas com deformações excessivas
3ª	$350 < P \leq 490$	Descolamento localizado da capa de concreto da viga
4ª	$P > 490$	Ruptura da capa de concreto da viga ao cisalhamento

Fonte: Próprio autor

Figura 4.31: 1ª Etapa do ensaio (início do ensaio).



Fonte: Próprio autor

Figura 4.32: 2ª Etapa do ensaio (fissuração).

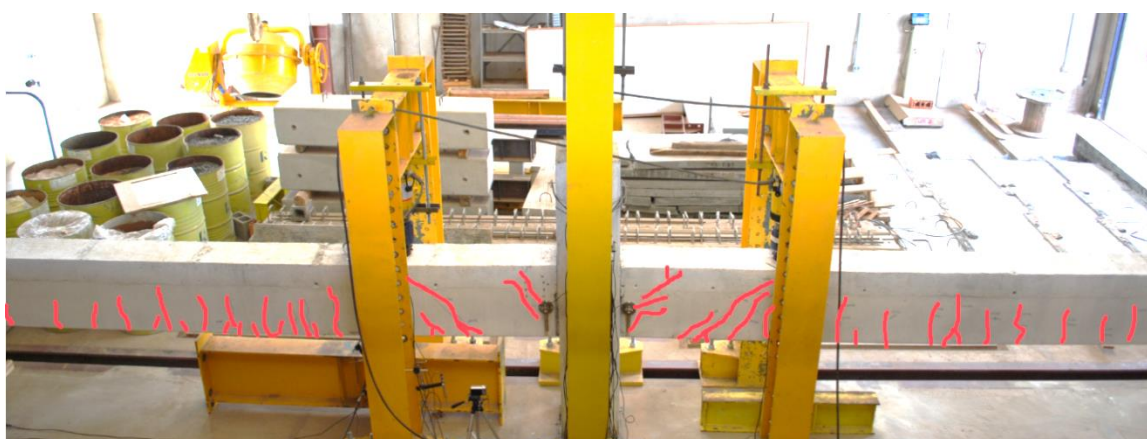
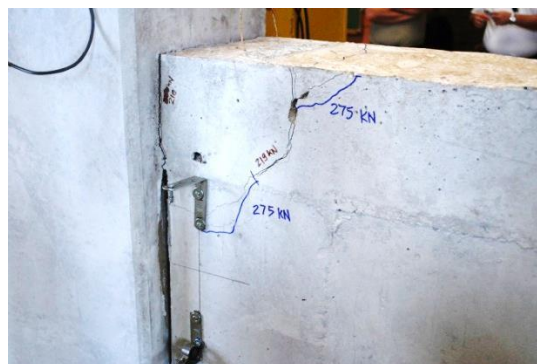
a) Fissuração abaixo do ponto de aplicação da carga e na ligação



b) Fissuração ao longo do comprimento da viga



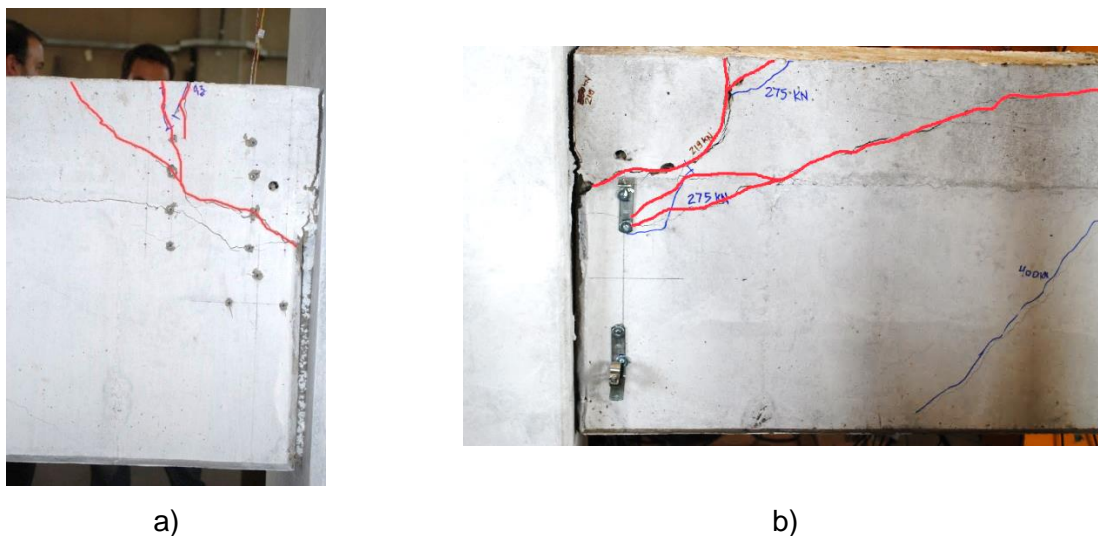
c) Destacamento entre o pilar e a capa de concreto



d) Fissuras de cisalhamento da aplicação de carga até o pilar e fissuras de flexão ao longo das vigas

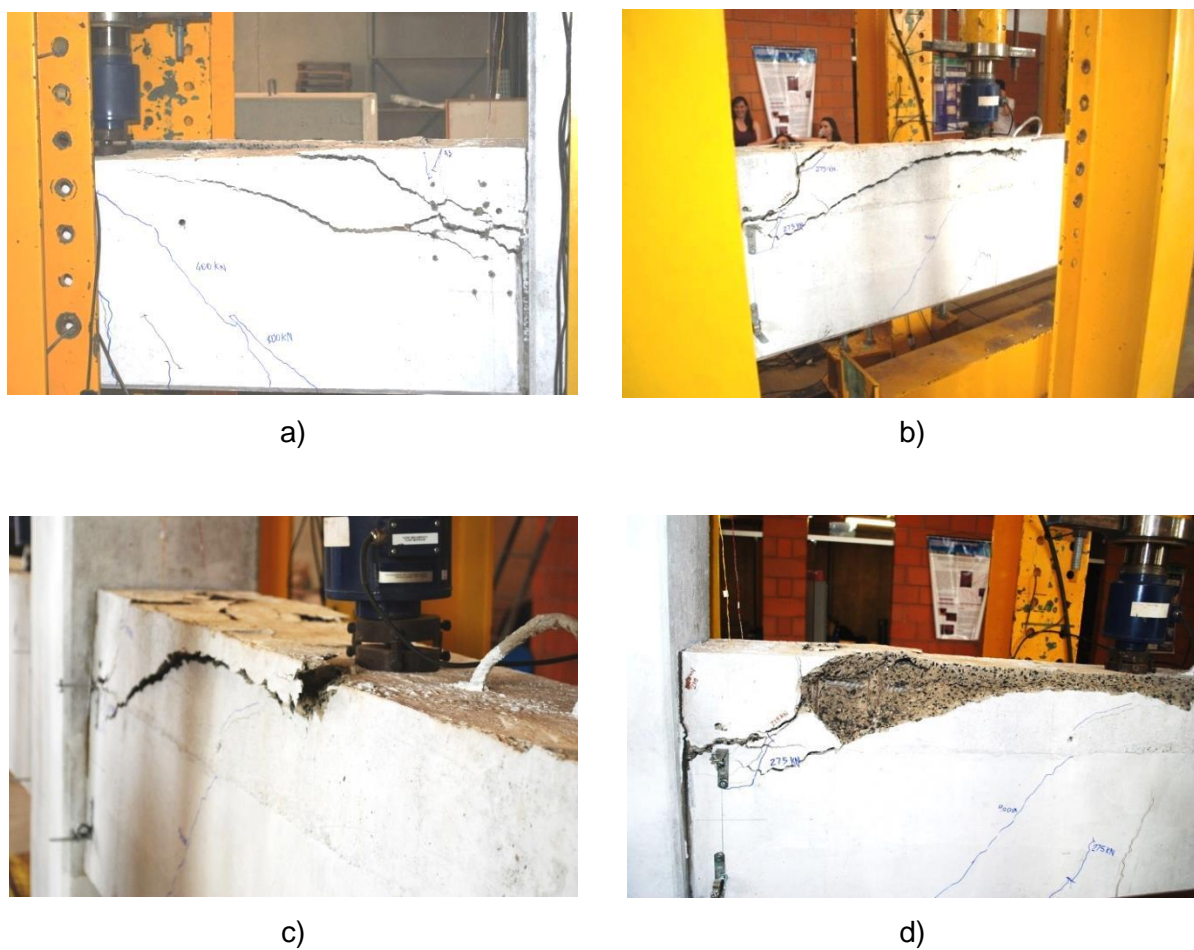
Fonte: Próprio autor

Figura 4.33: 3ª Etapa do ensaio (ruptura localizada).



Fonte: Próprio autor

Figura 4.34: 4ª Etapa do ensaio (ruptura da viga).



Fonte: Próprio autor

Definiu-se a ruptura quando a capa de concreto da viga se rompeu ao cisalhamento. Tentativas sucessivas foram feitas para que o atuador conseguisse mobilizar a viga, mas não houve aumento de carregamento após o descolamento da capa.

4.6 Análise dos resultados

Do modelo PI pode-se concluir que o tarugo metálico do pilar possuiu comportamento rígido pelo menos até 700 kN de carregamento sobre ele. Para o ensaio LI determinou-se que a ruptura ocorreu devido ao cisalhamento no concreto da capa da viga com força cortante última de $V_{U1} = 473,5 \text{ kN}$ e $V_{U2} = 470,2 \text{ kN}$, para as vigas da esquerda e da direita, respectivamente. Algumas observações comprovariam esta ruptura:

- Presença de concreto da capa não solicitado pelo carregamento após formação de fissuras inclinadas (cisalhamento) logo acima do consolo metálico. A falta de estribos pode explicar porque o bloco permaneceu inerte (Figura 4.35);

Figura 4.35: Bloco de concreto da capa não solicitado.



Fonte: Próprio autor

- Fissuras inclinadas chegando às barras da armadura superior da viga formando bielas comprimidas indicando região de concentração de tensões (Figura 4.36).

Figura 4.36: Bielas de concreto formadas na capa da viga.

a) Fissuras delimitando as bielas de concreto

b) Detalhe das bielas

Fonte: Próprio autor

Observou-se também aumento do giro da viga devido a deformação do aparelho de apoio neoprene (Figura 4.37).

Figura 4.37: Neoprene com deformação excessiva.

a) Durante o ensaio



b) Após o ensaio

Fonte: Próprio autor

A rotação do pilar foi medida diretamente e a rotação das vigas direta e indiretamente (Tabela 4-5). As medições diretas de rotação vieram dos clinômetros e as indiretas dos transdutores horizontais (com a utilização da Eq. 4-1).

Tabela 4-5: Instrumentos utilizados para cálculo da rotação.

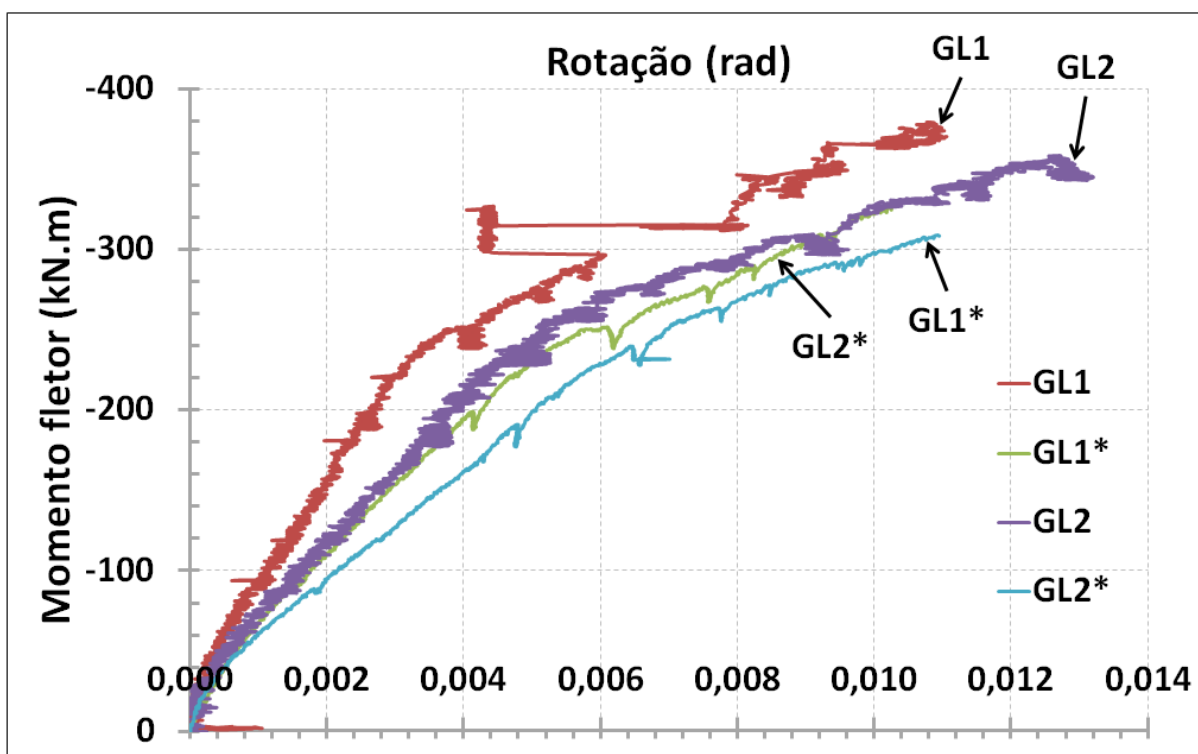
Rotação	Instrumentos utilizados
GP	CL3
GL1	CL1 e CL3
GL1*	LVDT6 e LVDT7
GL2	CL2 e CL3
GL2*	LVDT8 e LVDT9

GP = rotação do pilar. GL = rotação da ligação.

*rotação indireta calculada através dos transdutores horizontais

Fonte: Próprio autor

As rotações obtidas pelos transdutores foram maiores do que as rotações medidas pelos clinômetros (Figura 4.38). Esta diferença pode ser explicada pelo posicionamento do transdutor superior que estava numa região fissurada e, portanto, alterando o giro da ligação obtido através dele. O pilar praticamente não girou durante todo o ensaio.

Figura 4.38: Curva Momento-rotação da ligação.

Fonte: Próprio autor

Pode-se observar que houve grande diferença nos valores absolutos dos giros encontrados pelos diferentes instrumentos (Tabela 4-6).

Tabela 4-6: Valores dos giros para determinados níveis de carregamento.

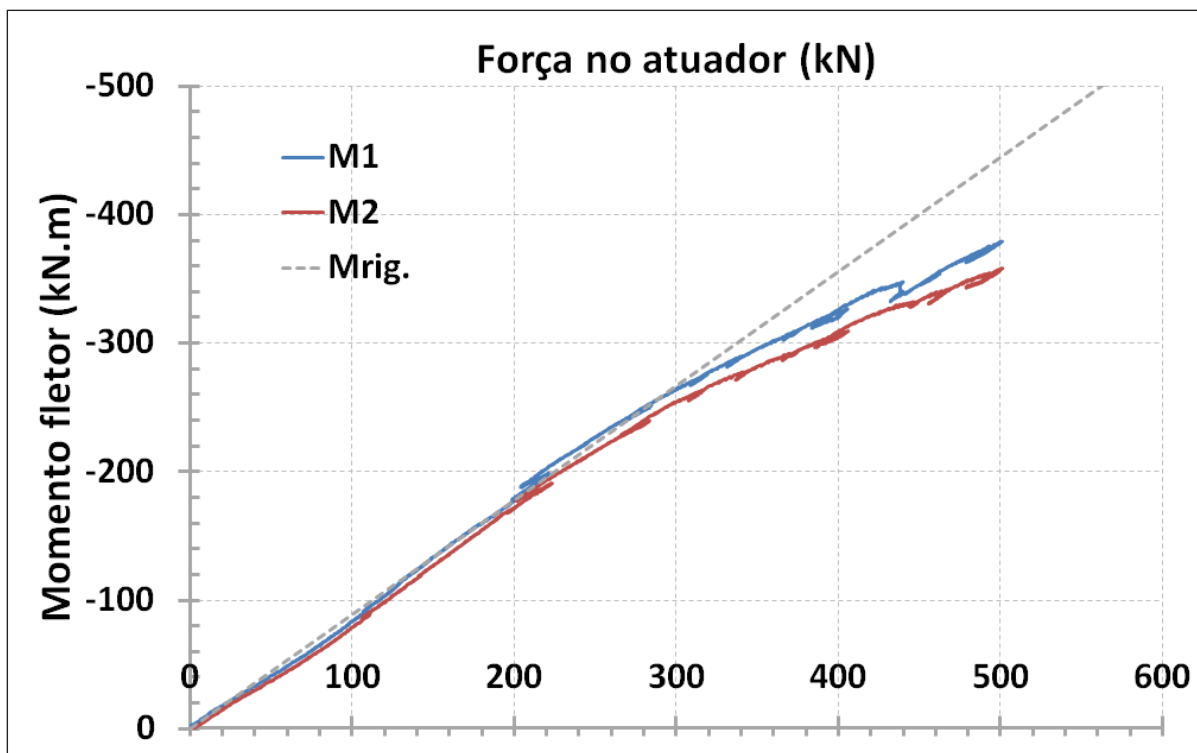
Força no atuador kN	GL1 rad	GL1* rad	$\frac{GL1}{GL1^*}$	GL2 rad	GL2* rad	$\frac{GL2}{GL2^*}$
100	7,64E-04	1,35E-03	56,6%	1,12E-03	1,52E-03	73,7%
200	2,25E-03	3,71E-03	60,6%	3,29E-03	4,27E-03	77,0%
300	4,58E-03	6,85E-03	66,9%	5,44E-03	7,09E-03	76,7%
400	4,33E-03	1,01E-02	42,9%	8,73E-03	1,08E-02	80,8%

Fonte: Próprio autor

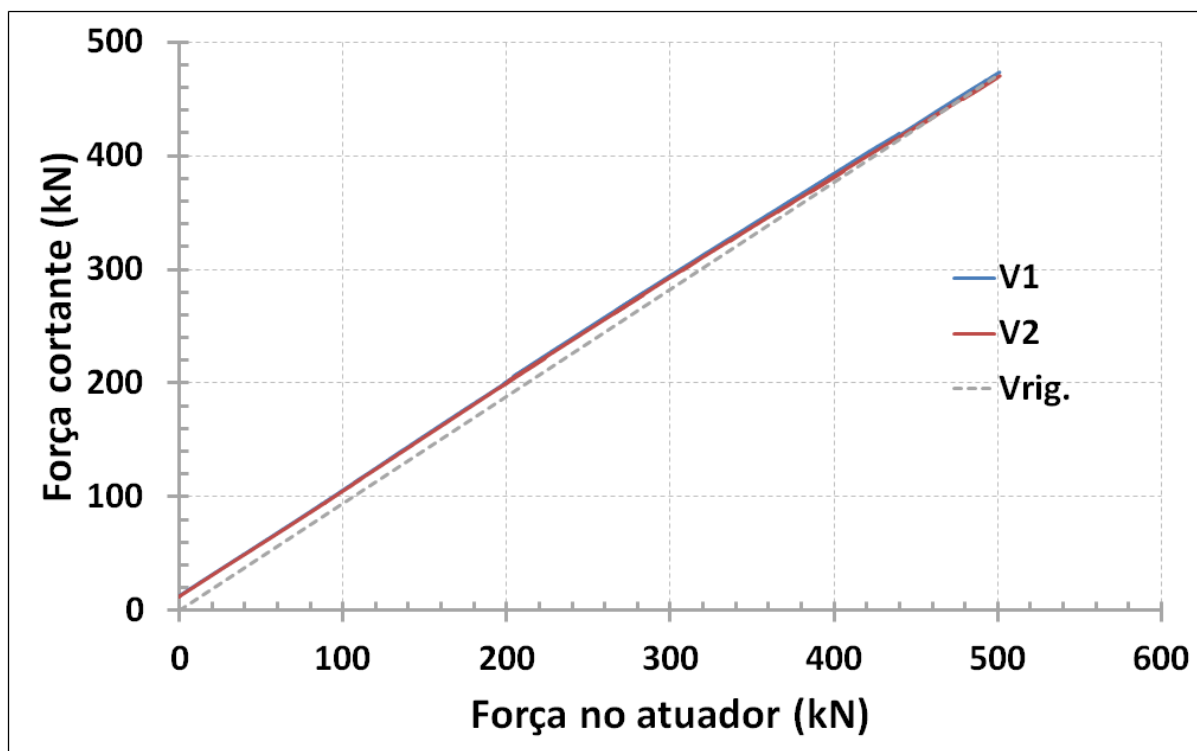
A rigidez da ligação não foi apresentada porque houve interferência nos resultados quando o neoprene deformou. Na ligação com o tarugo metálico mais a armadura negativa observou-se um comportamento rígido, para um carregamento de até 300 kN, e na extremidade oposta a ligação um comportamento de mola.

Calculou-se o parâmetro α_R para $P_{serviço} = 240 \text{ kN}$ obtendo-se os valores de 1,00 e 0,96 para as ligações da esquerda e da direita, respectivamente. O mecanismo de ruptura encontrado no ensaio foi de cisalhamento, não cabendo uma análise mais aprofundada do α_R , porém, pode-se dizer que a ligação ensaiada é rígida até um carregamento entre 240 kN e 300 kN.

Pode-se notar que, para o carregamento de serviço $P_{serviço} = 240 \text{ kN}$, os momentos fletores estão muito perto do momento fletor quando a ligação é considerada rígida (Figura 4.39).

Figura 4.39: Comparação do momento fletor de ensaio com o momento fletor rígido.

Fonte: Próprio autor

Figura 4.40: Comparação da força cortante de ensaio com a força cortante rígida.

Fonte: Próprio autor

Observou-se que o consolo metálico teve um comportamento de corpo rígido, já que a força cortante de ensaio foi maior do que a força cortante calculada como ligação rígida (Figura 4.40). A força cortante correspondente ao carregamento $P_{serviço} = 240 \text{ kN}$ foi de 239,5 kN e 238,3 kN para a esquerda e para a direita, respectivamente.

A curvatura da ligação não foi encontrada devido à posição dos extensômetros de base removível que estavam todos em região tracionada. Além disso, o grauteamento da ligação não foi satisfatório preenchendo parcialmente o nicho da viga (Figura 4.41), deixando de existir, portanto, uma região de compressão na parte inferior da viga logo abaixo do tarugo metálico.

Figura 4.41: Nicho da viga – grauteamento parcial.



a) Viga da esquerda



b) Viga da direita

Fonte: Próprio autor

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Considerações Gerais

O presente trabalho apresenta os principais resultados de uma pesquisa para assimilação tecnológica de uma ligação com Consolo Metálico Embutido de uso corrente na Europa e EUA, visando sua aplicação no setor de pré-fabricados no Brasil. A pesquisa envolveu a revisão da literatura técnica, analisando os modelos teóricos e equações analíticas encontradas nas recomendações mais recentes dos manuais do PCI (EUA) e da FIB (Europa), com apresentação de exemplo numérico. Em seguida, foi realizado um estudo experimental exploratório envolvendo ensaios de um modelo de pilar isolado com dois consolos metálicos embutidos e um segundo modelo de uma parte da estrutura em escala real, com um elemento de pilar central com duas vigas de seis metros em cada lado, havendo continuidade da armadura negativa passando dentro de bainhas no pilar e preenchimento de uma camada de concreto sobre a viga pré-moldada (capa). Com base nos resultados dos ensaios foi feita uma comparação teórico-experimental para avaliação do desempenho estrutural das ligações estudadas. O desenvolvimento dos modelos ensaiados foi feito a partir de uma colaboração universidade-empresa, onde os modelos foram doados por uma empresa próxima a cidade de São Carlos. Após a conclusão dos ensaios, já na fase de análise dos resultados, surgiu a oportunidade de aplicação destes Consolos Metálicos Embutidos em uma obra que seria executada pela mesma empresa que doou os modelos na cidade de São Carlos, onde devido à ordem das cargas nos consolos foi possível a utilização de um consolo muito semelhante àquele que foi ensaiado nesta pesquisa. Desta forma, embora a presente pesquisa possua caráter exploratório, foi possível verificar tanto o desempenho quanto a construtibilidade desta ligação, onde ficou demonstrado o seu grande potencial para emprego no Brasil.

A importância da realização desta pesquisa está no fato de que a mesma traz um estudo de uma ligação com consolo metálico embutido que ainda não possui uso corrente no Brasil, mas que possui grande potencial de aplicação. Sendo assim, esta pesquisa contribuiu para a assimilação e disseminação de um conhecimento que ainda não está disponível na literatura técnica brasileira.

Com relação às pesquisas realizadas anteriormente, mesmo no exterior, a presente pesquisa traz a contribuição inédita no estudo experimental quando se decidiu ensaiar um modelo em escala real com um pilar central e duas vigas adjacentes de seis metros de comprimento, possibilitando avaliar o comportamento conjunto da ligação viga-pilar e não apenas o desempenho do consolo metálico isolado.

Embora não tenha sido um dos objetivos desta pesquisa, como impacto direto deste trabalho acadêmico, foi possível orientar e acompanhar a aplicação deste tipo de consolo metálico embutido em uma obra na cidade de São Carlos.

5.2 Cumprimento dos Objetivos

O objetivo principal deste estudo foi analisar o comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar específica com Consolo Metálico Embutido em estruturas pré-moldadas de concreto, com vistas à sua aplicação no setor de pré-fabricados no Brasil. Tanto o objetivo geral quanto os objetivos específicos foram todos cumpridos.

Primeiramente, foi realizada uma pesquisa sobre diferentes tipologias de ligações com consolos metálicos embutidos, com base na literatura técnica internacional, envolvendo tanto referências técnicas quanto catálogos de fabricantes de ligações. Após este estudo, foi selecionada uma ligação que emprega um tubo metálico (denominad tarugo metálico) preenchido com graute, a qual possui uso corrente no Reino Unido, mas também possui recomendações de modelos analíticos tanto no *PCI Design Handbook* (EUA) quanto no *Planning and Design Handbook on Precast Building Structures* da FIB (Europa), possibilitando assim sua aplicação no projeto. Neste contexto, foram feitas comparações teóricas de aplicação dos dois modelos.

Para a realização do estudo experimental, teve-se acesso a duas teses de doutorado que estudaram este tipo de consolo metálico, as quais foram realizadas na Inglaterra e Irlanda, sendo que estas pesquisas serviram como referencial acadêmico para a pesquisa experimental. Foram realizados ensaios de modelos físicos em escala real, onde foi possível observar os mecanismos de

deformação e os modos de falha na ligação estudada, permitindo avaliar o desempenho estrutural tanto do consolo metálico analisado quanto os mecanismos de resistência na extremidade da viga pré-moldada na região próxima ao apoio no consolo metálico.

5.3 Análises dos Resultados Experimentais

O ensaio do Modelo PI (Pilar Isolado) teve como objetivo analisar o comportamento do tarugo metálico no pilar. Chegou-se a carga de 700 kN diretamente no consolo metálico com deslocamento da ordem de 0,5 mm e sem fissuração aparente no concreto do pilar.

Os resultados do Modelo LI (Ligação) mostraram que o consolo metálico se comportou como rígido para força cortante entre 239,5 kN e 238,3 kN. O trecho da viga entre a aplicação da carga e o tarugo se comportou como viga em balanço com fissuras inclinadas, de fato a ruptura foi por cisalhamento na capa de concreto da viga. A armadura negativa contribuiu para este modo de falha, pois, ela ajudou na restrição da rotação da viga gerando uma região de concentração de tensões as quais a capa não suportou. Não havia estribos na capa de concreto logo acima do consolo metálico, tornando a região mais suscetível à ruptura. Pode-se dizer que existe um “elo” crítico para o projeto entre a armadura negativa e a região do consolo sem estribos. O detalhamento empregado foi diferente daquele utilizado na Irlanda e Inglaterra, onde não se tem a preocupação com a continuidade da armadura negativa como se faz no Brasil. Este problema foi minimizado no caso da aplicação na obra de São Carlos, através da adição de estribos em forma de “U” invertido.

Em virtude da grande deformabilidade da almofada de elastômero (neoprene) empregada na extremidade livre da viga e, ainda, devido ao fato do consolo metálico quase não ter deformado, a região da viga próxima à ligação viga-pilar funcionou como um trecho rígido que absorveu mais força cortante chegando a 473,5 kN, quando houve a ruptura da capa de concreto. Este efeito também foi agravado em virtude da maior proximidade da carga aplicada. Desta forma, a força cortante transferida para a região do consolo foi superior inclusive àquela obtida pela análise elástica (Figura 4.40), com engastamento perfeito na ligação viga-pilar. Por

esta razão, recomenda-se para ensaios futuros a não utilização de almofadas de elastômero na extremidade livre, mas também que a posição de aplicação da carga fique a uma distância de pelo menos 3 vezes a altura da viga da face do pilar. Embora este fato não tenha afetado a validade dos resultados do ensaio de cisalhamento, este efeito interferiu nas análises para avaliação das interações entre a rigidez da ligação viga-pilar e a rigidez da viga de concreto armado, onde não foi possível fazer uma estimativa adequada para o engastamento parcial efetivo da ligação viga-pilar.

O tarugo metálico não teve problemas com o embutimento no pilar nem com sua resistência ao cisalhamento e à flexão. O perfil metálico é o ponto forte da ligação por estar íntegro. O problema observado está na extremidade da viga que rompeu em uma carga muito inferior a resistência do seu apoio (tarugo).

5.4 Sugestões para Trabalhos Futuros

Com os resultados obtidos nesta pesquisa conseguiu-se identificar alguns pontos importantes a serem estudados que trariam análises mais detalhadas. O desempenho da ligação viga-pilar com tarugo metálico pode ser melhorado de várias formas, dependendo da necessidade do projeto: aumento da capacidade de carga, resistência a momentos fletores positivos e negativos, solicitação de ações horizontais, detalhes construtivos, aspectos estéticos e restrições no processo de produção.

5.4.1 Interface capa-viga

Verificou-se que a capa de concreto da viga na região da ligação rompeu-se ao cisalhamento. Como visto anteriormente, uma das possibilidades aplicáveis para evitar esta ruptura é a adição de estribos em forma de “U” invertido na capa da viga com a finalidade de fortalecer a resistência ao cisalhamento na região logo acima do consolo metálico. Outra forma é o aumento do diâmetro da armadura negativa, enrijecendo também a região quanto ao cisalhamento.

Para aplicações da ligação viga-pilar com tarugo metálico sem a utilização de armadura negativa, é possível adicionar os estribos “U” invertido como armadura de costura diminuindo a tensão de cisalhamento entre a capa e a viga. Também pode-se melhorar o detalhamento da extremidade da viga que apoia no tarugo utilizando-se caixas de cisalhamento (com perfis metálicos), dando-lhe maior resistência ao cisalhamento.

5.4.2 Flexão

A utilização de viga protendida poderia trazer melhores resultados na análise da semi-rigidez e deformação da ligação, pois, o momento de fissuração seria maior e as regiões tracionadas da ligação seriam alcançadas com carregamentos também maiores. Entretanto, a grande diferença nos resultados atribui-se aos apoios adequados da viga utilizando-se mesmas vinculações nas duas extremidades como chapa de apoio - chapa de apoio e não neoprene – chapa de apoio, eliminando a mola.

Com o ensaio do Modelo LI atualizado, pode-se analisar o desempenho semi-rígido da ligação viga-pilar com tarugo metálico na utilização desta tipologia. A presença do chumbador roscado na ligação faz com que sua resistência a momentos positivos não seja nula.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary**. ACI Committee 318. 1ª ed. Farmington Hills, 2011. 509 p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). **Steel Construction Manual**. 13. ed. Chicago, 2005. 2183 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DA CONSTRUÇÃO INDUSTRIALIZADA DE CONCRETO (ABCIC). **Anuário 2012: Pré-Fabricados de Concreto**. São Paulo. Prol Gráfica, 2012. 130 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2004. 225 p.

_____. **NBR 9062: Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. Rio de Janeiro, 2001. 37 p.

BACHEGA, L. A. **Projeto de ligação viga-pilar com inserto metálico em estruturas pré-moldadas de concreto**. 2010. 58 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2010.

B.S.ITALIA. Sistema di Sostegno. B.S.Italia Gruppo Styl-Comp. Itália. 2009. 8 p.

CATOIA, B. **Comportamento de vigas protendidas pré-moldadas com ligações semi-rígidas**. 2007. 215 p. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2007.

EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações**. 1. ed. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 2000. 441p.

ELLIOTT, K. S. **Multi-storey precast concrete framed structures**. 1. ed. Oxford: Blackwell Science Ltd., 1996. 601 p.

ELLIOTT, K. S. **Precast Concrete Structures**. 1. ed. Oxford: Butterworth Heinemann, 2002. 375 p.

ELLIOTT, K. S. **The Design and Construction of Precast Concrete Structures: Joints and connections**. Dublin: Próprio autor, 2007. 61 transparências de 19,05 cm x 25,4 cm.

ENGSTRÖM, B. **Structural connections for precast concrete buildings – Lecture 5: Transfer of bending and torsional moment**. São Carlos: Próprio autor, 2008. 52 transparências de 19,05 cm x 25,4 cm.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Structural Connections for Precast Concrete Buildings: Guide to Good Practice – BULLETIN 43**. Commission C6: Prefabrication: Task Group TG 6.2: Connections, 2008. 369 p.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Planning and Design Handbook on Precast Building Structures**. Commission on Prefabrication: TaskGroup TG 6.12, 2011. 277 p.

FERREIRA, M. A. **Estudo de deformabilidades de ligações para a análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto**. 1993. 166 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

FERREIRA, M. A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. 1999. 228 p. Tese (Doutorado em Estruturas) – Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

GÖRGÜN, H. **Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures**. 1997. 525 p. Tese (Doutorado) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade de *Nottingham*, Nottingham, 1997.

INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS (ISE). **Structural joints in precast concrete: Manual**. 1. ed. Londres, 1978. 21-26 p.

JVI Accessories Inc. BSF Precast Concrete Beam to Column Connection System: “The invisible corbel”. JVI Accessories Inc. USA. 1994. 4 p.

MARCAKIS, K. **Precast concrete connections with embedded steel members**. 1979. 135 p. Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Mecânica Aplicada da Universidade de *McGill*, Montreal, 1979.

MARCAKIS, K.; MITCHELL, D. Precast Concrete Connections With Embedded Steel Members. **Precast / Prestressed Concrete Institution Journal**, Chicago, v. 25, n. 4, July-August 1980.88-116 p.

MEADOW BURKE. Rapid-Lock Connections Plate System. Meadow Burke. Florida. 2006. 12 p.

O’FLANNERY, L. J. **Strength of precast concrete beam to column connections using embedded wide steel billets**. 1998. 347 p. Tese (Doutorado) – Universidade de Dublin, Dublin, 1998.

PEIKKO GROUP. Product Catalog 2009: Concrete Connections. Peikko Group. Canada. 2009. 32 p.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTION (PCI). **PCI Design Handbook: Precast and Prestressed Concrete**. 7. ed. Chicago, 2010. 776 p.

VASCONCELOS, A. C. de. **O concreto no Brasil: Pré-fabricação – Monumentos – Fundações**. V. III. 1 ed. Studio Nobel, 2002. 352 p.

7 BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: Segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. São Carlos. EdUFSCar, 2007. 367 p.

PRECAST / PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTION (PCI). **PCI Connections Manual**: for precast and prestressed concrete construction. 1. ed. Chicago, 2008. 498 p.

ANEXO A – PRODUTOS COMERCIAIS

Existem algumas empresas no exterior que desenvolveram produtos de ligações realizando ensaios de elementos ou protótipos por meio de parcerias com universidades. O desenvolvimento de conectores para ligações viga-pilar com Consolo Metálico Embutido possui forte relacionamento universidade-empresa. Algumas parcerias trouxeram novidades para o setor da construção pré-fabricada com produtos patenteados e catalogados para utilização.

A JVI (1994) apresenta uma ligação viga-pilar com chapa deslizante, com capacidades que variam até 1050 kN. As características desse tipo de ligação estão no item 2.2. A empresa também desenvolveu conectores metálicos para escadas e lajes.

Figura A.1: Catálogo JVI.

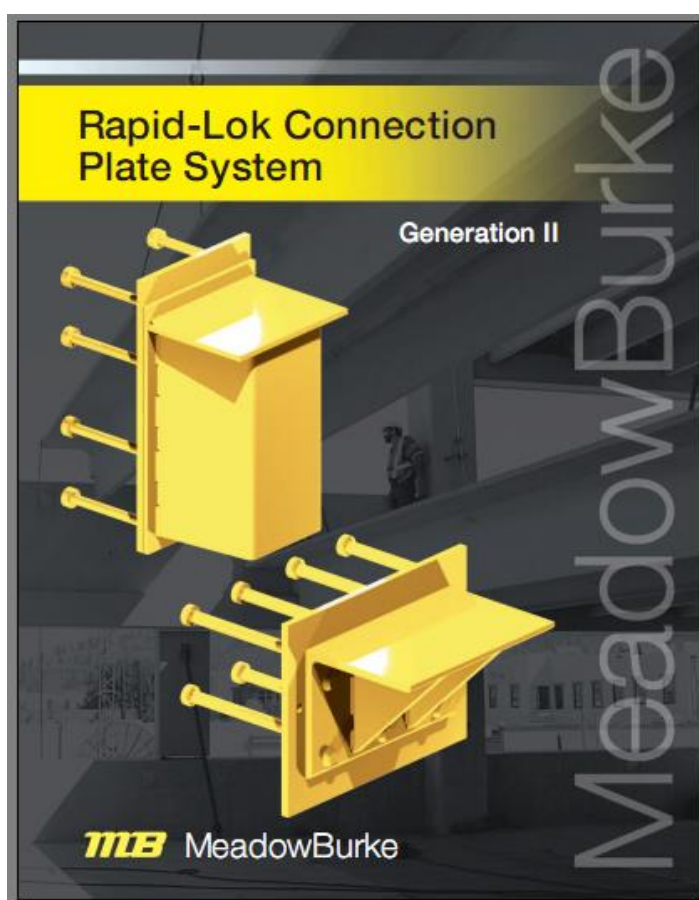


Fonte: JVI (1994)

Outro tipo de consolo metálico é apresentado em MEADOW BURKE (2006). O consolo é encaixado nos furos do inserto do pilar por meio de grapas em cantoneira ou caixa metálica, também catalogadas, variando suas dimensões chegando a carga máxima de 180 kN de projeto.

MEADOW BURKE (2006) recomenda o uso desse tipo de ligação para apoio de painéis tipo PI, principalmente em estruturas de galpões formados por painéis estruturais verticais.

Figura A.2: Catálogo MEADOW BURKE.

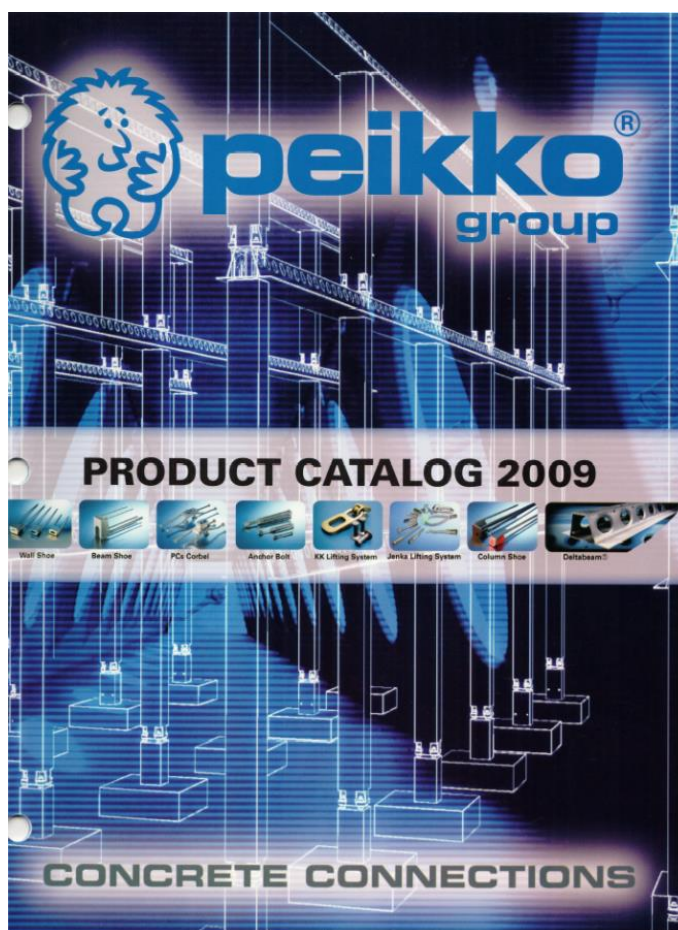


Fonte: MEADOW BURKE (2006)

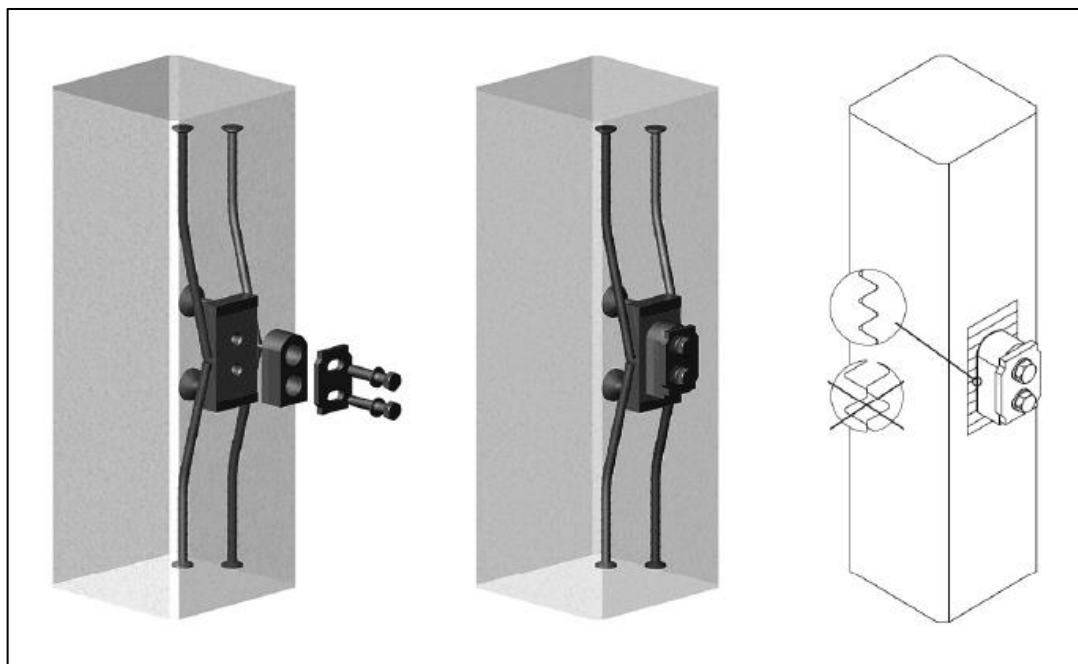
PEIKKO (2009) apresenta um tipo de ligação viga-pilar que utiliza conector metálico para apoio da viga. A ligação é formada por quatro partes: inserto, consolo, chapa niveladora (e parafusos) e extremidade da viga. O inserto metálico é concretado com o pilar e após a desforma o consolo é parafusado no inserto juntamente com a chapa niveladora. Marca-se a posição final do consolo e os parafusos são apertados até o torque estipulado para que o consolo fique no nível exato. Durante o aperto final dos parafusos o consolo se acomoda no inserto através de ranhuras dentadas.

Depois de montado o pilar, apoia-se a viga (extremidade com encaixe metálico) no consolo e a ligação temporária é executada. No catálogo encontram-se especificações das dimensões de todos os elementos da ligação e as capacidades máximas atingidas para cada uma, podendo chegar até 1500 kN.

Figura A.3: Catálogo PEIKKO.



Fonte: PEIKKO (2009)

Figura A.4: Ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido - PEIKKO.

a) Modelo da ligação



b) Aplicação em obra

Fonte: PEIKKO (2009)

A B.S.ITALIA (2009) possui um tipo de ligação também de encaixe, mas através de um nicho dentro do pilar. Esta tipologia de ligação pode ser usada tanto em pilares como em vigas e lajes, únicos ou em pares.

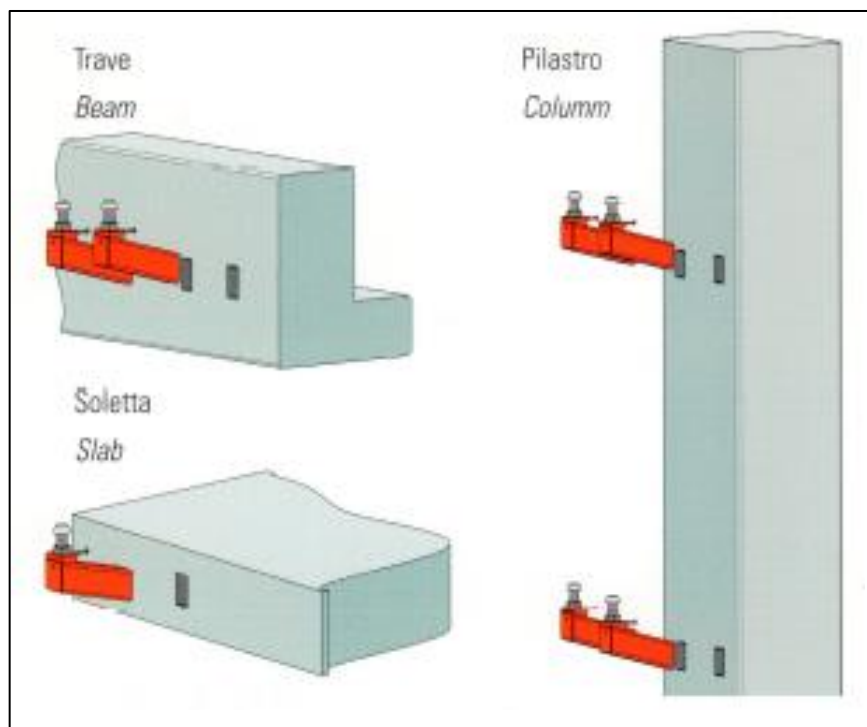
A ligação é recomendada principalmente para suporte de painéis e se adapta em estruturas de concreto e em estruturas metálicas. Também é utilizada em ligações painel-painel.

O Consolo Metálico Embutido é encaixado em um nicho, concretado juntamente com o pilar (ou parafusado em pilar metálico - nicho modificado), e os ajustes nas direções horizontal e vertical são realizados rosqueando a porca dos parafusos espaçadores.

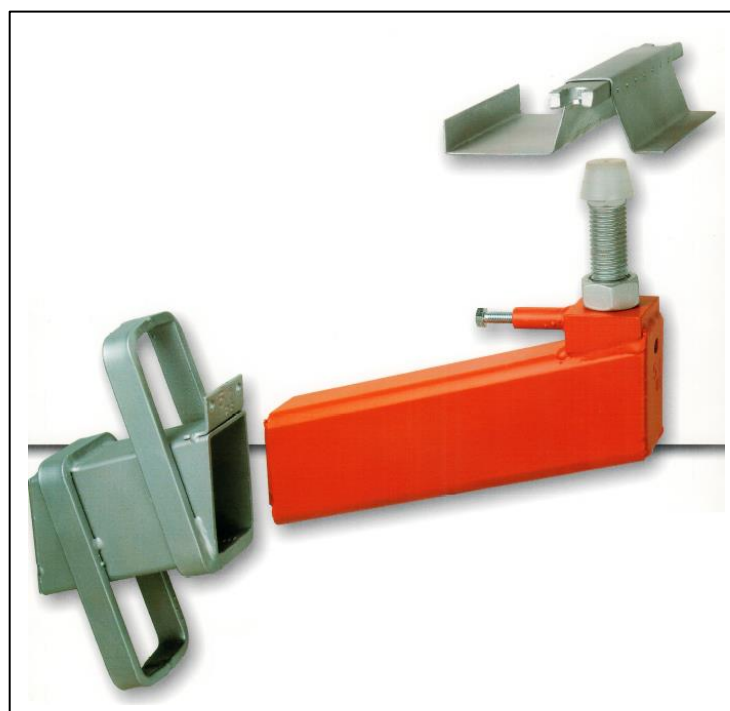
Figura A.5: Catálogo B.S.ITALIA.



Fonte: B.S.ITALIA (2009)

Figura A.6: Ligação viga-pilar com Consolo Metálico Embutido - B.S.ITALIA.

a) Aplicações da ligação



b) Detalhe do consolo metálico.

Fonte: B.S.ITALIA (2009)