

ANÁLISE ESTRUTURAL DE PÓRTICOS PLANOS DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS DE CONCRETO CONSIDERANDO A DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES

Anamaria Malachini Miotto Soares ¹ & João Bento de Hanai ²

RESUMO

Os sistemas pré-fabricados vêm conquistando espaço em todo o Brasil. Dentre eles, os pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto com sistema estrutural para telhado de duas águas, comumente denominados de galpões, tem sido amplamente aplicados. Os galpões, como a maioria das estruturas pré-moldadas de concreto, apresentam suas ligações, em maior ou menor grau, deformáveis. Portanto, este artigo refere-se ao estudo da deformabilidade à flexão de uma de suas ligações: a ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador, e da sua influência na distribuição dos esforços solicitantes destas estruturas. Neste sentido, foram realizadas simulações numéricas, com o emprego do Método dos Elementos Finitos e ensaios físicos. Através do ensaio físico realizado no modelo da ligação viga-pilar foi possível determinar sua deformabilidade à flexão e observar seu modo de ruptura. As simulações numéricas foram realizadas tanto para obter teoricamente o valor da deformabilidade à flexão da ligação em análise, como para avaliar sua influência no comportamento estrutural dos galpões pré-moldados.

Palavras-chave: pré-moldado de concreto; ligações; pórticos planos; deformabilidade.

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, os sistemas pré-fabricados vêm conquistando espaço. Este avanço consolida o consenso de que sistemas de componentes (fundações, pilares, vigas, lajes, cobertura, fechamento lateral, etc.) atendem, de modo satisfatório e eficiente, às exigências de economia, prazo e qualidade técnica requeridas por edificações destinadas a várias funções, em especial as que contemplam amplos espaços, como no caso de edifícios industriais.

Os galpões de elementos pré-fabricados de concreto, com sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas (Figura 1), têm sido amplamente aplicados em todo o Brasil, apresentando muito boa funcionalidade e competitividade econômica. Normalmente são destinados a indústrias, depósitos comerciais,

¹ Mestre em Engenharia de Estruturas, EESC-USP, anamaria@sc.usp.br

² Professor Titular do Departamento de Engenharia de Estruturas da EESC-USP, jbhanaei@sc.usp.br

almoxarifados, oficinas, construções rurais, etc. Estas construções caracterizam-se por serem edificações térreas, com grandes dimensões em planta, sem apoios intermediários. Tais características facilitam a modulação e a tipificação destas construções, justificando a grande parcela que elas representam no universo das construções pré-fabricadas.

O sistema construtivo tem sido disseminado enormemente, sobretudo entre os fabricantes que já produziam elementos leves, como elementos pré-fabricados para lajes de forro e piso.

Dada a grande responsabilidade que se passa a assumir em estruturas que podem atingir até 30 m de vão, há necessidade de uma definição mais clara dos métodos de análise estrutural e o esclarecimento dos fabricantes e usuários sobre os cuidados imprescindíveis a serem tomados no projeto, na execução, no uso e na manutenção dessas construções.



Figura 1 - Sistema estrutural de pórticos para telhado de duas águas.

Os pórticos, juntamente com os elementos portantes secundários, formam o esqueleto resistente do sistema construtivo, no qual são fixados os elementos de cobertura e fechamento lateral. Decompondo-se o pórtico pelos nós, tem-se elementos retos – vigas e pilares. A união destes elementos normalmente é considerada pelos projetistas na forma de ligações perfeitamente rígidas ou de ligações perfeitamente articuladas. No entanto, normalmente, as ligações entre elementos pré-moldados de concreto se comportam, de um modo mais realista, como sendo *ligações deformáveis*, cujo comportamento é diferente para cada forma ou mecanismo de ligação. A consideração da deformabilidade das ligações é muito importante para que a análise estrutural esteja o mais próximo possível do comportamento real da estrutura.

É dentro deste contexto que se insere a pesquisa desenvolvida por SOARES (1998). Pelo seu desenvolvimento, buscou-se uma avaliação mais verossímil do comportamento do sistema estrutural de pórticos planos de elementos pré-fabricados de concreto, considerando a deformabilidade de suas ligações, o que poderá, inclusive, proporcionar melhoramentos para os sistemas construtivos existentes comercialmente. Para isto, foram realizados ensaios físicos e simulações numéricas (com o emprego do Método dos Elementos Finitos) para o estudo da deformabilidade das ligações e da sua influência na magnitude e na distribuição dos esforços solicitantes.

É sabido que as ligações entre o *pilar e a fundação*, entre a *viga e o pilar* e entre as *vigas* são todas, em maior ou menor grau, parcialmente rígidas. Para o desenvolvimento de uma análise aprofundada sobre o comportamento de um sistema construtivo deve ser realizado um estudo de todas as ligações nele presentes e suas influências no comportamento deste sistema. A pesquisa desenvolvida por SOARES (1998), contudo, teve como limitação de abrangência, o estudo apenas da ligação *viga-pilar executada através de consolo e chumbador* (Figura 2), usualmente empregada nas estruturas dos galpões. A ligação viga-viga foi tratada como uma articulação e os pilares foram considerados engastados na fundação.



Figura 2 - Ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador.

Muitos trabalhos relacionados à rigidez parcial das ligações entre elementos pré-moldados de concreto foram e estão sendo desenvolvidos no exterior. No Brasil, contudo, esta linha de pesquisa ainda está em fase inicial.

Wilson e Moore, que em 1917 realizaram testes para determinar a rigidez de ligações viga-pilar rebitadas em estruturas metálicas, são considerados os pioneiros no estudo das ligações semi-rígidas.

No âmbito das estruturas pré-moldadas de concreto cita-se, como precursor, o programa de pesquisa experimental em ligações de estruturas pré-moldadas de concreto realizado na década de 60 pela Portland Cement Association (PCA). Depois dele outros estudos foram realizados. Dentre eles convém mencionar o projeto PCI-SFRAD (Specially Funded Research and Development), fundado em 1986 com um programa de pesquisa intitulado "*Moment Resistant Connections and Simple Connections*". Em 1990 a indústria de pré-moldados da França (French Precast Concrete Industry) iniciou um programa de pesquisa intitulado: "*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*".

Ensaio relacionados à ligação em estudo não foram encontrados na literatura. No entanto, ENGSTROM (1985) realizou testes em modelos em escala natural, da *ligação viga-pilar articulada realizada com apoio da viga sobre o pilar com elastômero não fretado e chumbador*. Esta ligação é semelhante a em estudo. FERREIRA (1997) em seu trabalho de Doutorado, que se encontra em andamento, está realizando ensaios de cisalhamento, flexão e torção em modelos desta ligação.

Existe também uma grande preocupação por parte dos pesquisadores em se estudar não só o comportamento das ligações semi-rígidas, mas a influência de sua rigidez parcial na estabilidade das estruturas pré-moldadas de concreto. Isto porque na maioria das vezes, as ligações viga-pilar nestas estruturas são consideradas

articulações e na verdade elas possuem, em maior ou menor grau, uma certa rigidez. LINDBERG & KERONEN (1992) desenvolveram um estudo da estabilidade de pórticos pré-moldados de concreto comumente utilizados para a execução de indústrias e galpões comerciais, cujas ligações viga-pilar são executadas com aparelhos de apoio de elastômero. VIRDI & RAGUPATHY (1992) realizaram uma série de ensaios em estruturas pré-moldadas de concreto para estudar sua estabilidade, utilizando 5 tipos de ligações viga-pilar diferentes. ELLIOTT et alii (1992) realizaram 14 ensaios, em escala natural, em ligações laje-viga-pilar para obter seus diagramas momento-rotação. Com a rigidez parcial das ligações determinada, os autores desenvolveram um estudo teórico para avaliar a influência da semi-rigidez das ligações na estabilidade da estrutura.

2 ESTUDO EXPERIMENTAL

2.1 Considerações iniciais

O estudo experimental realizado por SOARES (1998) consistiu na execução de dois ensaios. Primeiramente realizou-se um ensaio de arrancamento em chumbador inserido no concreto, visando a observação de sua deformabilidade à tração. Posteriormente, um modelo da ligação em análise foi ensaiado com o objetivo de observar seu comportamento e sua deformabilidade à flexão.

No presente artigo apenas foi descrito o ensaio realizado no modelo da ligação viga-pilar.

2.2 Ensaio do modelo da ligação viga-pilar (EML)

2.2.1 Características do modelo

Confeccionou-se um modelo simétrico (Figura 3) pela facilidade de montagem e execução do ensaio e por este fato não prejudicar a análise dos resultados.

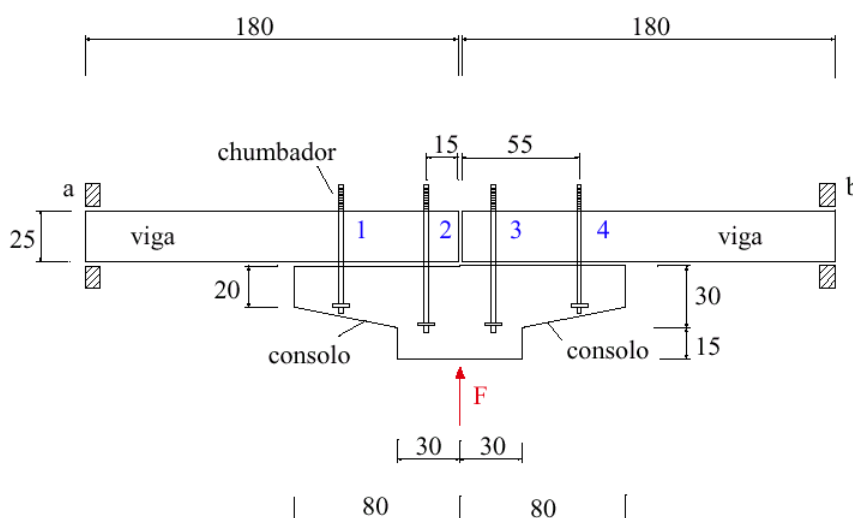
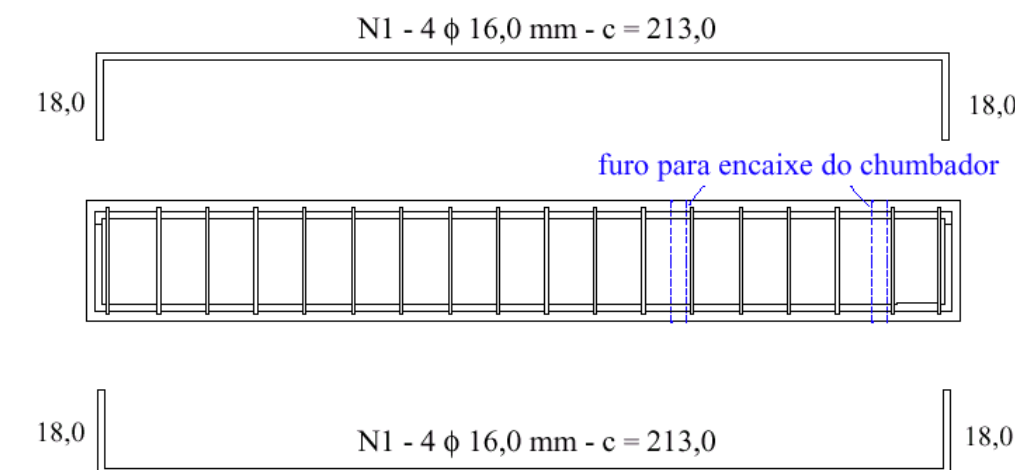


FIGURA 3 - Modelo utilizado no ensaio da ligação viga-pilar (dimensões em cm).

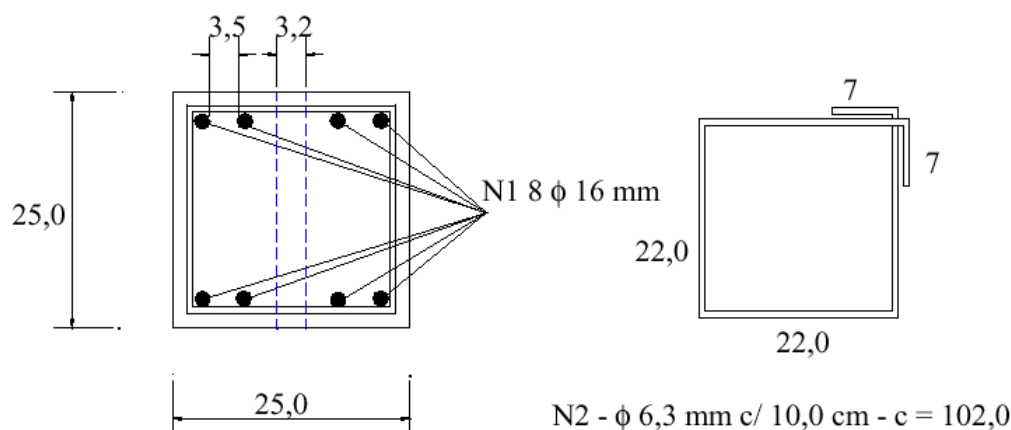
As dimensões do modelo e o posicionamento e o comprimento dos chumbadores foram definidos com base em plantas de fôrma da *Empresa CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto* e também através da observação de galpões já executados.

A espessura das peças foi de 25,0 cm e o diâmetro dos chumbadores foi de 19,05 mm, adotado em função da prática. Para ancorar os chumbadores no concreto utilizou-se também uma ancoragem mecânica que consistiu em uma chapa de aço, de 16,0 mm de espessura, soldada nas barras a aproximadamente 3,0 cm de suas extremidades.

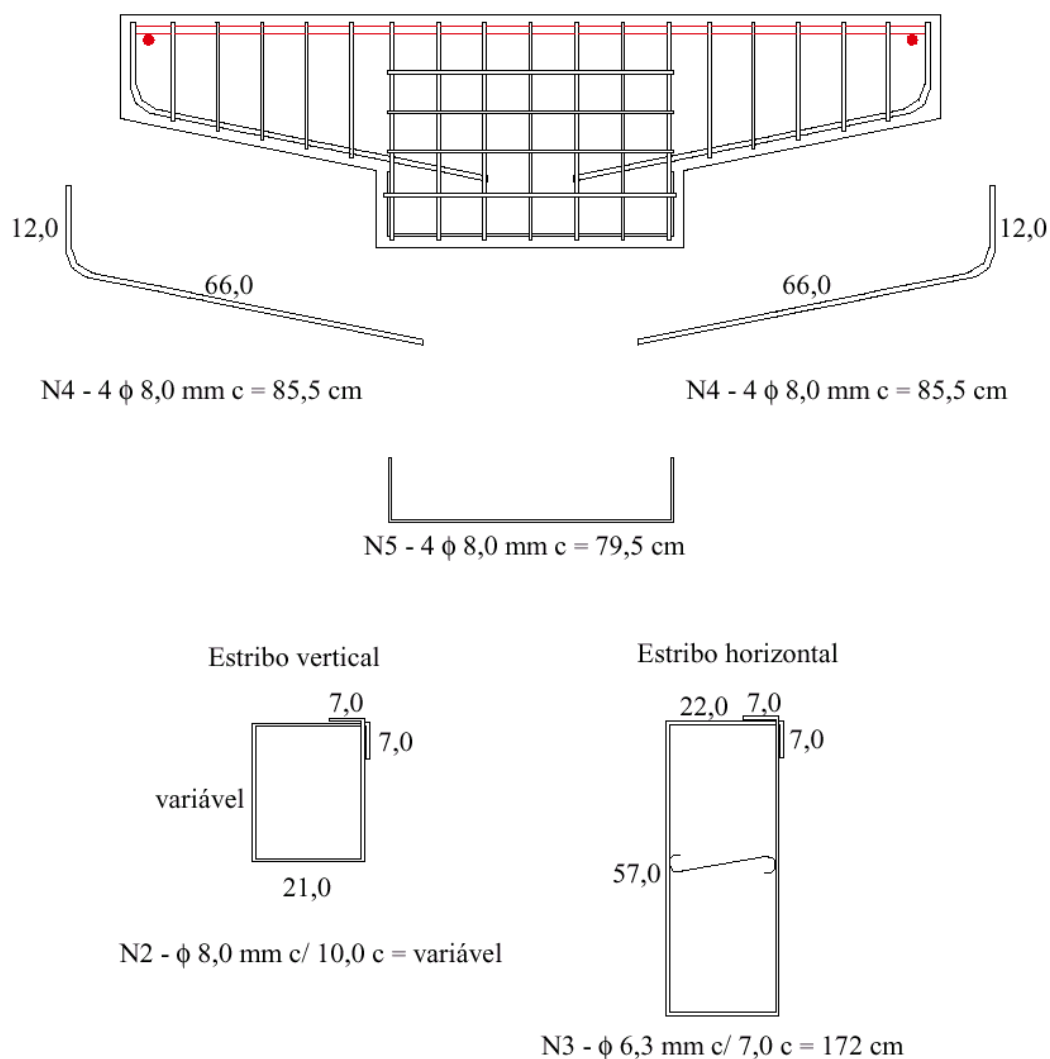
O modelo foi dimensionado para um esforço último que comumente ocorre na prática e de tal forma que a ruptura ocorresse na região da ligação (consolo/chumbadores). A armadura adotada está detalhada na Figura 4. O cobrimento adotado foi de 1,5 cm em todas as peças. O aço utilizado para a armadura convencional tem características de aço CA 50 A.



Seção Transversal

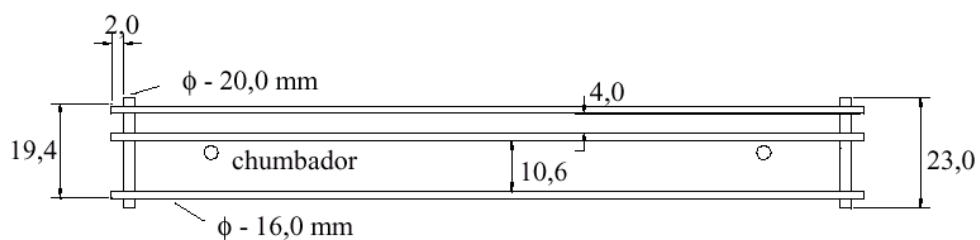


(a) - Detalhamento da armadura das vigas.

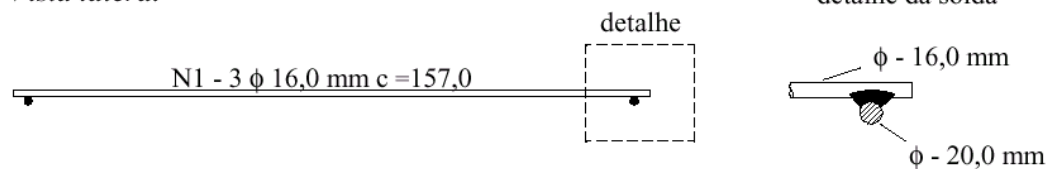


Detalhe da armadura de flexão - N1

Vista superior



Vista lateral



(b) - Detalhamento da armadura do consolo.

FIGURA 4 - Detalhamento da armadura do modelo da ligação.

2.2.2 Esquema de ensaio

Duas ilustrações do esquema de ensaio são dadas na Figura 5. O carregamento foi aplicado de baixo para cima com o auxílio de um macaco hidráulico com capacidade de 600 kN. A força aplicada por este equipamento foi transmitida para a base do consolo através de uma chapa metálica. A base do consolo foi comprimida pela chapa metálica, fazendo este, por sua vez, solicitar as vigas com extremidades apoiadas no pórtico de reação, ocasionando a flexão da ligação. Para apoiar as vigas no pórtico de reação utilizaram-se placas de neoprene.

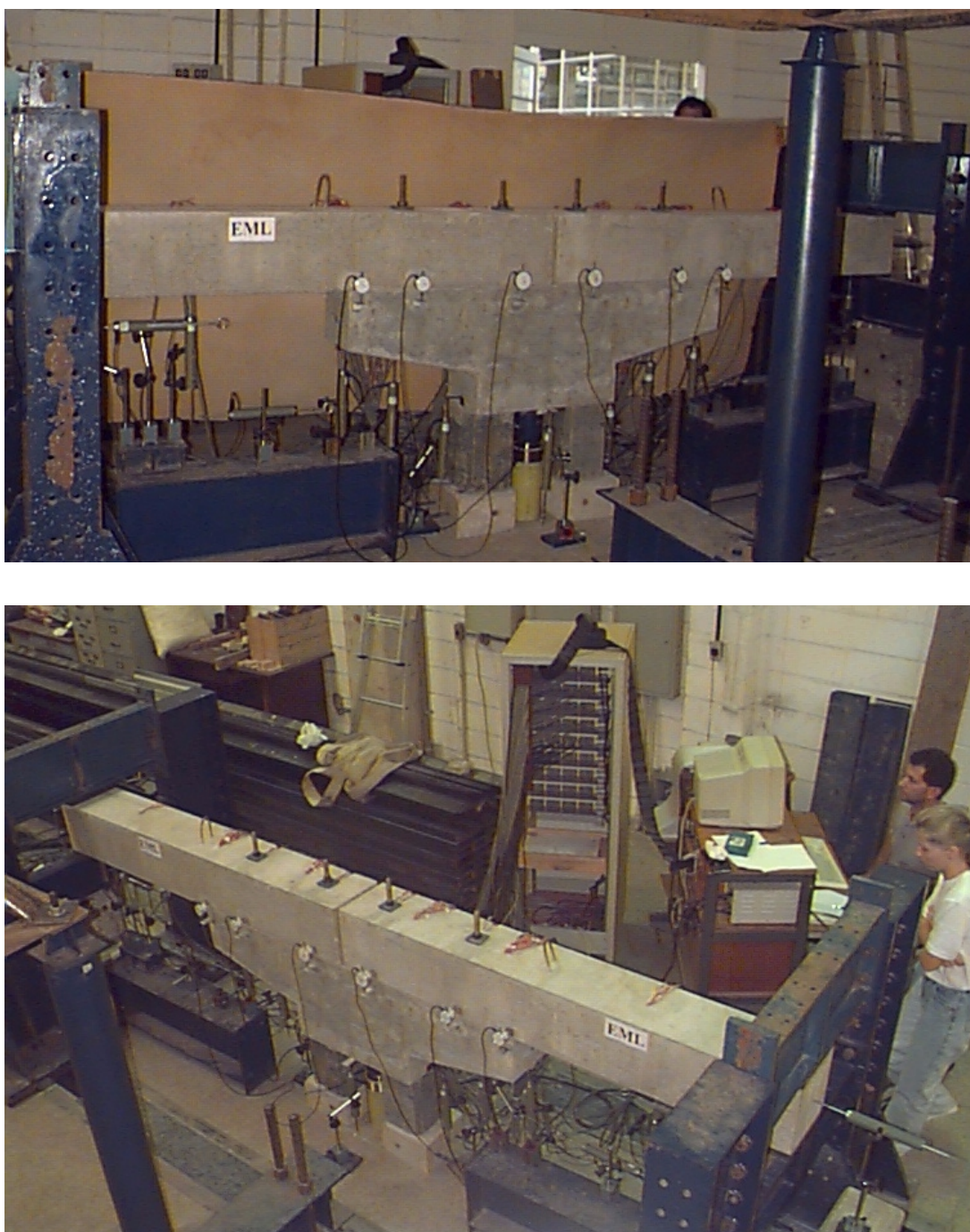


FIGURA 5 - Esquema de ensaio.

2.2.3 Materiais

O traço, “slump” (medida do abatimento do tronco de cone) e o consumo de materiais do **concreto** utilizado estão apresentados na Tabela 1. As propriedades mecânicas do concreto encontram-se nas Tabelas 2 e 3.

Tabela 1 - Concreto utilizado na confecção do modelo.

Material	Consumo (kg/m ³)
cimento CP-II-E-32	350,0
areia seca	875,0
brita 1	1085,0
água	192,5
Traço em peso	1:2,5:3,1 a/c=0,55
Slump (cm)	0,60

TABELA 2 - Módulo de elasticidade longitudinal do concreto.

Módulo de Elasticidade Longitudinal (MPa) - valores médios	
E_{co} (tangente na origem)	E_c (secante a $0,4f_{cl}$)
23665	18854 ¹

TABELA 3 - Resistência à compressão simples.

Tensão de ruptura (MPa) - valores médios	
f_{c60}	f_{t60}
35,8	2,2

O **aço** utilizado na confecção dos *chumbadores* foi o SAE 1020. Suas características mecânicas foram obtidas através de ensaios de tração, conforme recomenda a NORMA ASTM A 370 (1992). O módulo de elasticidade (E_s), as resistências de escoamento (f_y) e de ruína (f_u) e a deformação a partir da qual o material atinge o escoamento (ε_y), estão indicados na Tabela 4.

TABELA 4 - Propriedades mecânicas do chumbador (valores médios).

E_s (MPa)	f_y (MPa)	ε_y (‰)	f_u (MPa)
200185	248,0	1,24	427,5

O **aço** empregado na confecção da *armadura* foi do tipo CA 50 A. Suas características mecânicas encontram-se na Tabela 5.

¹ O módulo de elasticidade secante do concreto foi determinado para uma tensão equivalente a 40% da tensão de ruptura do concreto.

Tabela 5 - Propriedades mecânicas dos aços da armadura (valores médios).

Diâmetro (mm)	E (MPa)	f_y (MPa)	ε_y (‰)	f_u (MPa)
6,3	209876	654,3	5,122	789,7
8,0	209823	531,7	2,53	617,3
10,0	198547	553,6	2,79	679,0
16,0	200717	537,6	2,68	848,6

2.2.4 Instrumentação

Toda a armadura longitudinal e transversal do modelo foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência uniaxiais. Nos chumbadores também foram colados extensômetros elétricos de resistência. Desta forma, pôde-se fazer um controle da solicitação de toda a armadura e dos chumbadores e uma análise de sua deformação nos pontos considerados importantes.

A *armadura de flexão do consolo* foi instrumentada em 7 pontos. Um deles no ponto médio do consolo, outros dois nas extremidades das barras da armadura e os demais, nos pontos onde se encontravam os chumbadores (seções A, B e C, D, E, F e G, respectivamente, da Figura 6).

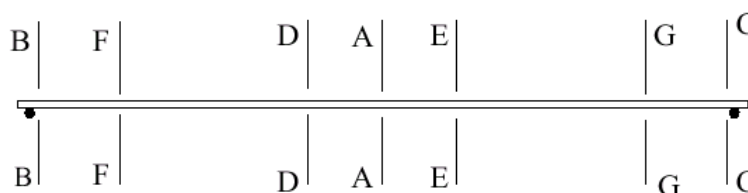


FIGURA 6 - Seções instrumentadas da armadura de flexão do consolo.

Os *chumbadores* 2 e 3 (mais tracionados) foram instrumentados em 4 seções (A, B, C e D). A posição exata dos extensômetros está mostrada na Figura 7.

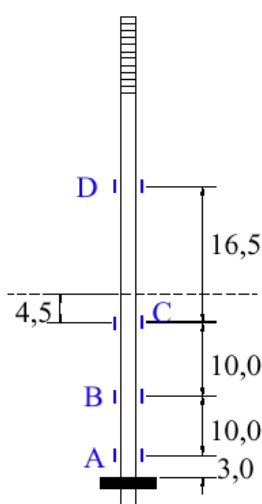


FIGURA 7 - Posição dos extensômetros nos chumbadores 2 e 3.

² As barras de 6,3 mm apresentaram características de aço CA 60.

Transdutores de deslocamento foram posicionados para possibilitar a avaliação completa dos deslocamentos do modelo. Relógios comparadores foram utilizados com a finalidade de medir os deslocamentos relativos entre o consolo e a viga. Foram colocados relógios comparadores nas duas faces do modelo para permitir a observação de uma possível rotação do mesmo fora de seu plano.

O posicionamento dos transdutores de deslocamentos e relógios comparadores está representado na Figura 8. Nela só a metade do modelo é apresentada uma vez que a instrumentação foi simétrica.

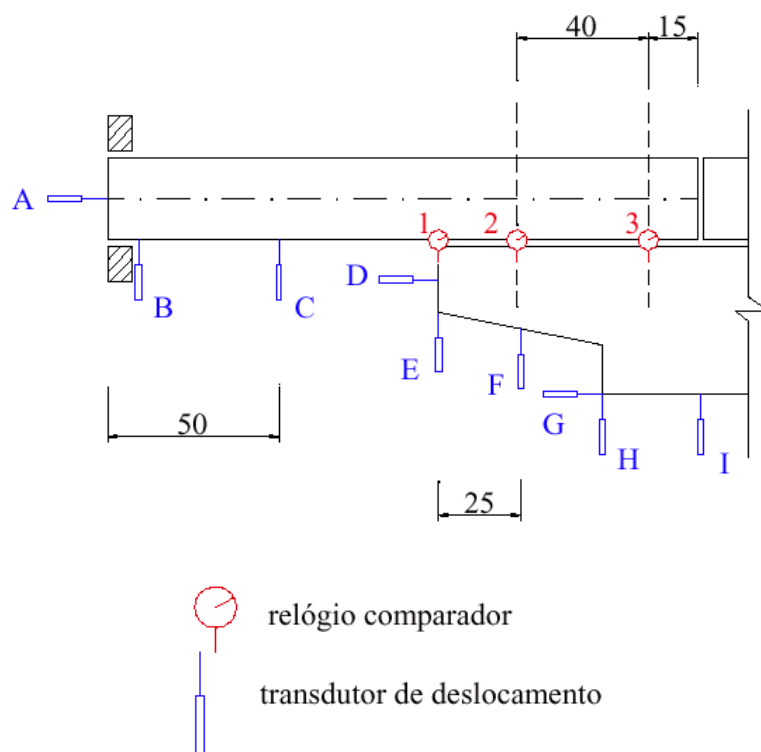


FIGURA 8 - Instrumentação externa do modelo.

2.2.5 Procedimento de ensaio

Primeiramente realizou-se quatro ciclos de carga e descarga para observar as acomodações do conjunto modelo/estrutura de reação. Nesta fase do ensaio a força atingiu 24 kN³, aproximadamente 25% da força prevista para a ruptura, sendo aplicada em etapas de 2,0 kN. Desta forma, também foi possível observar a influência da repetitividade do carregamento no comportamento em serviço da ligação.

Depois levou-se o modelo à ruína. A ruína ocorreu para uma força de aproximadamente 95 kN. Esta força foi alcançada, primeiramente através de incrementos de força de 2,0 kN (até aproximadamente 26,0 kN) e posteriormente em etapas de 5,0 kN.

A leitura e a gravação dos deslocamentos, deformações e força foram realizadas, para cada etapa de carregamento, com o auxílio do sistema de aquisição de dados.

³ Quando um determinado valor do carregamento aplicado no ensaio for citado no texto, deste já terá sido descontado o peso-próprio do modelo, exceto quando mencionado o contrário.

2.2.6 Apresentação e análise dos resultados

Convém mencionar que, durante a análise dos resultados experimentais foram descontadas as fases de carregamento referentes ao peso-próprio do modelo. As acomodações ocorridas no ensaio, que também ocorrem na prática, são peculiares a cada sistema de montagem e variam significativamente de um processo construtivo para outro, sendo, portanto, desconsideradas na análise dos resultados. Contudo, considerou-se oportuna a inclusão destas etapas nas descrições dos deslocamentos do modelo, fornecidos pelo transdutores de deslocamentos e relógios comparadores.

Sendo o modelo simétrico, nas análises utilizou-se a média entre os valores obtidos do lado esquerdo de seu eixo de simetria com aqueles do lado direito. Valores médios também foram admitidos nas seções onde se localizaram mais de um instrumento de medição do mesmo tipo.

a - Fissuração do modelo

A primeira fissura visível apareceu quando a força aplicada no ensaio atingiu 46 kN. Porém, quando os resultados foram analisados concluiu-se que a força que provoca as primeiras micro-fissuras, não visíveis, no concreto é da ordem de 26,0 kN. A partir desta etapa de carregamento o modelo assume um comportamento não-linear. A ruína do modelo ocorreu devido ao escoamento dos chumbadores 2 e 3 (Figura 3), para uma força de 95 kN. Este valor é bastante próximo ao previsto teoricamente. Na Figura 9 foi representada a configuração das fissuras depois de terminado o ensaio.

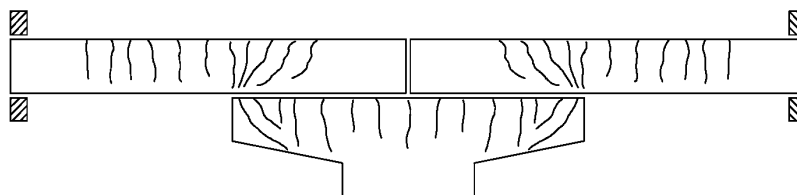


FIGURA 9 - Representação do modelo fissurado.

b - Comportamento dos chumbadores

No Gráfico 1 está representada a relação entre a força (F) aplicada no ensaio, mostrada na Figura 3, e a força atuante nos chumbadores 2 e 3, obtidas experimentalmente e através de um cálculo analítico. O método analítico proposto encontra-se em anexo.

Com base nos resultados experimentais percebe-se que os valores da força atuante nos chumbadores 2 e 3 obtidos através do modelo analítico são um pouco maiores que os obtidos experimentalmente. Esta pequena diferença pode ser justificada, em parte, pelo fato de que o método analítico é simplificado e não retrata fielmente o comportamento do modelo ensaiado. Contudo, ressalta-se que o método analítico está a favor da segurança.

O Gráfico 2 representa a relação entre a força atuante e a deformação, nas seções A, B, C e D dos chumbadores 2 e 3 (ver Figura 7).

Com base no Gráfico 2 percebe-se que ambos os chumbadores 2 e 3 escoaram na seção C, ou seja, a estricção da seção transversal da barra ocorreu aproximadamente em seu ponto médio.

O escoamento dos chumbadores 2 e 3 ocorreu para uma força média em torno de 67 kN. Este valor equivale a uma força (F) aplicada no consolo de 95 kN, que é considerada a força que provocou a ruína do modelo.

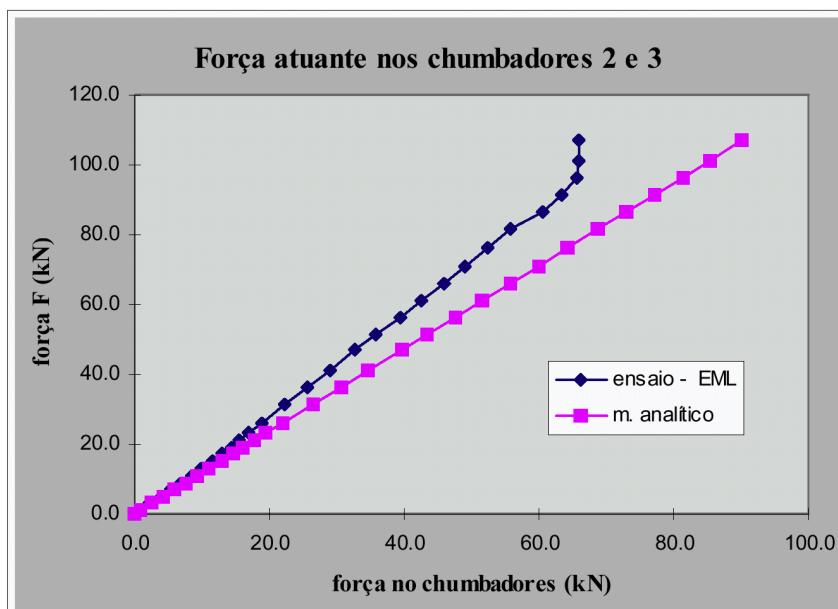


GRÁFICO 1 - Força (F) x força atuante nos chumbadores 2 e 3.

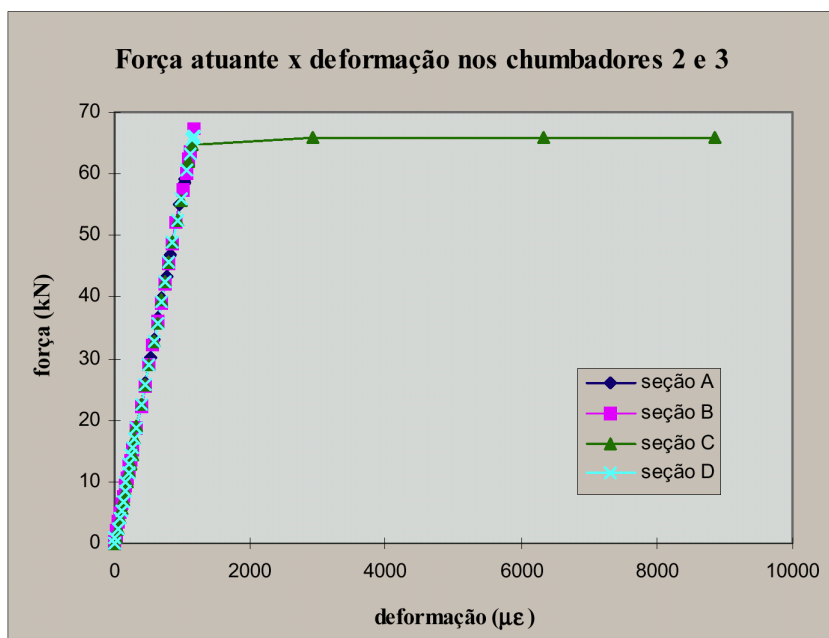


Gráfico 2 - Força atuante nos chumbadores 2 e 3 em função de sua deformação.

c - Comportamento da armadura de flexão do consolo

Com base nos resultados obtidos constatou-se que as regiões da armadura de flexão do consolo mais solicitadas foram as seções D e E, representadas na Figura 6. Desta forma, representou-se graficamente apenas o comportamento destas seções.

No Gráfico 3 foi representada a relação entre a força atuante na armadura de flexão do consolo e a força (F) aplicada no ensaio, obtida experimentalmente e através do método analítico proposto. Observando-se o Gráfico 3 percebe-se que até a força de fissuração do modelo (aproximadamente 26,0 kN) a armadura foi pouco solicitada, pois o concreto ainda resistia à tração. Após a fissuração, nota-se que as retas teórica e experimental ficam aproximadamente paralelas, porém existe uma pequena diferença entre os valores. Esta pequena diferença pode ser justificada, em parte, pelo fato de que o método analítico é simplificado. Contudo, ressalta-se novamente que o método analítico está a favor da segurança.

De acordo com o Gráfico 3 nota-se que a armadura de flexão do consolo não atinge sua tensão de escoamento, permanecendo no regime linear.

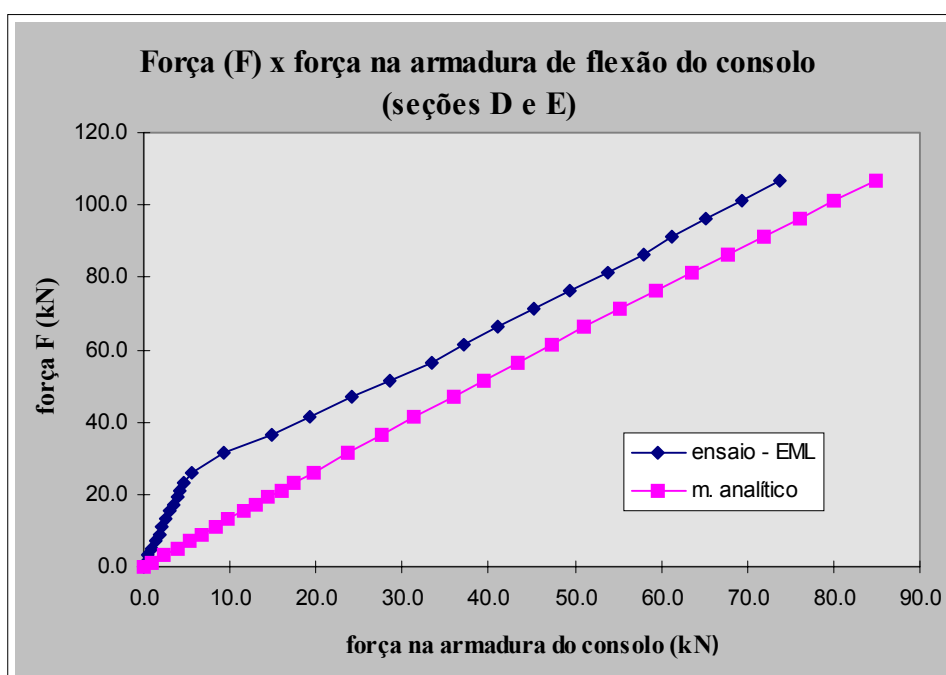


Gráfico 3 - Força (F) x força atuante na armadura de flexão do consolo (seções D e E).

d - Leituras dos transdutores de deslocamentos

Com os valores das leituras dos transdutores de deslocamento foram traçados gráficos que ilustram a relação entre a força (F) aplicada no ensaio e o deslocamento do modelo. Estes gráficos tiveram um comportamento semelhante em todas as seções instrumentadas (ver Figura 8). No Gráfico 4 é mostrada esta relação para a seção C.

No Gráfico 4 foram representados todos os ciclos de carregamento para permitir a visualização das acomodações ocorridas durante a execução do ensaio. Neles as leituras negativas correspondem às fases de carregamento referentes ao peso-próprio do modelo.

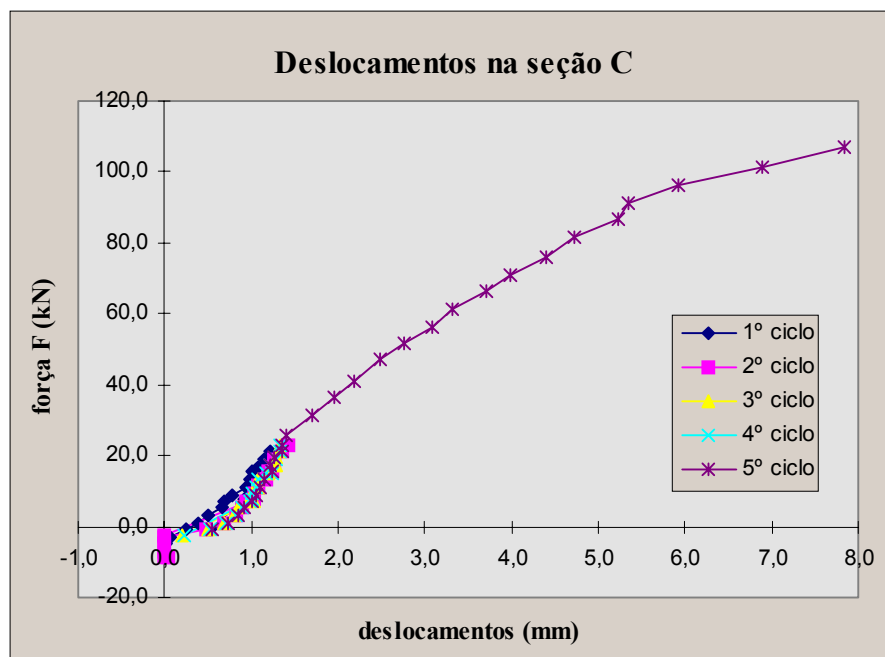


Gráfico 4 - Deslocamentos da seção C.

De acordo com os resultados percebe-se que até o carregamento se igualar ao peso-próprio do modelo, praticamente não houve deslocamentos no modelo. Depois ocorre um aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo. Conclui-se, portanto, que nesta fase do ensaio houve acomodações relativamente grandes do modelo e possivelmente dos equipamentos de ensaio.

Em todos os gráficos traçados também é visível o instante em que ocorre a fissuração do modelo. Ultrapassado o carregamento de fissuração a inclinação da reta sofre uma mudança, caracterizando a diminuição da rigidez da estrutura.

Para possibilitar uma comparação da deformação do modelo obtida experimentalmente simulou-se, com o auxílio do programa de computador LUSAS (1995), o modelo ensaiado através do esquema representado na Figura 10.

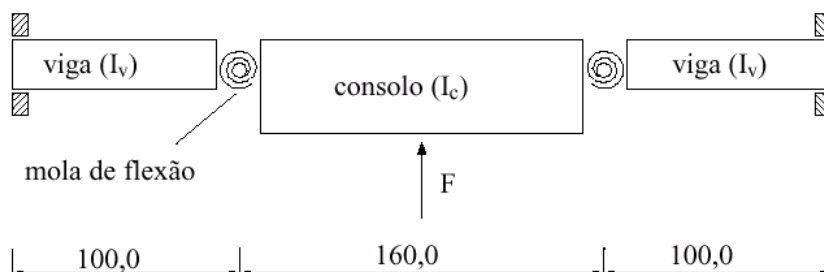


Figura 10 - Modelo simulado (dimensões em cm).

Na simulação, as vigas e o consolo foram considerados como sendo elementos de viga (BEAM) e as molas de flexão foram simuladas através do elemento de ligação (JPH3). Este elemento possui uma mola de rotação em torno de z que

representou a ligação semi-rígida. Desta forma, o coeficiente de rigidez da mola de rotação em z (K_z) corresponde à rigidez da ligação.

O momento de inércia do consolo (I_c) foi determinado sem a consideração da contribuição das vigas apoiadas sobre ele. Desta forma, $I_c \cong 1,0E - 03 m^4$ e $I_v \cong 3,3E - 04 m^4$. Os elementos de viga (BEAM) foram considerados de concreto com módulo de elasticidade igual ao do modelo ensaiado.

Foi realizada uma análise linear, contudo, para cada força aplicada no modelo simulado, utilizou-se a respectiva rigidez da ligação (apresentadas no item f deste artigo) como coeficiente de rigidez da mola de flexão.

Os Gráficos 5, 6, 7 e 8 representam a deformação do modelo ensaiado obtida experimentalmente e numericamente, para forças (F) iguais a 21,1 kN ($K_z = 14085$ kN.m/rad), 26,0 kN ($K_z = 14085$ kN.m/rad), 71,1 kN ($K_z = 8960$ kN.m/rad), e 101,1 kN ($K_z = 4643$ kN.m/rad), respectivamente. Apenas as duas primeiras forças são inferiores àquela que provoca a fissuração do modelo. Os deslocamentos foram tomados nos pontos referentes às seções C, E, F, H e I, representadas na Figura 8.

De acordo com os Gráficos 5 e 6 os valores numéricos são bastante próximos dos valores experimentais. Isto ocorre porque os elementos se encontram em regime linear. Observando-se o Gráfico 5 percebe-se que o modelo sofreu uma rotação de corpo rígido em seu plano, segundo este gráfico o ponto de rotação é a extremidade esquerda do consolo. De acordo com o Gráfico 6 este ponto é deslocado para o ponto médio do consolo.

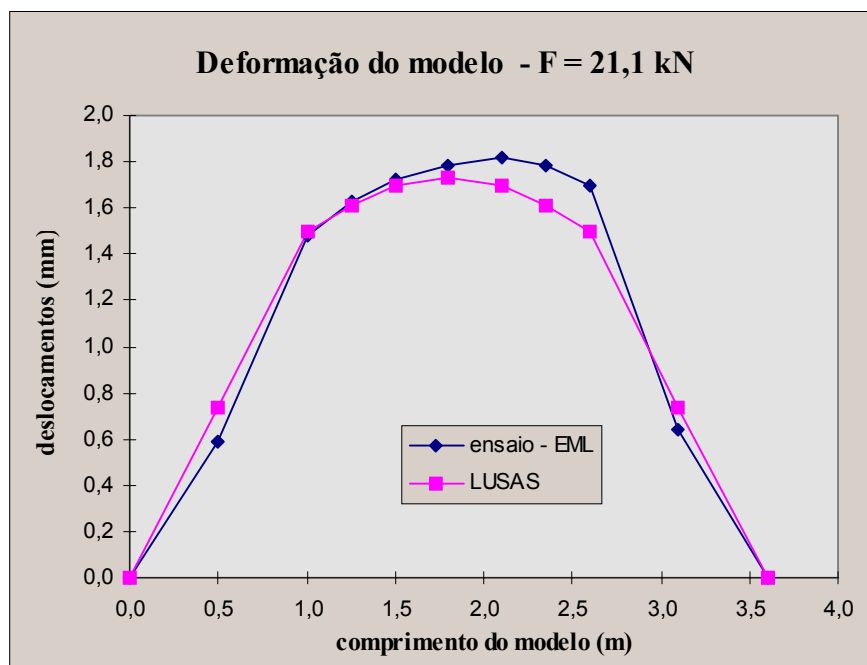


Gráfico 5 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 21,1$ kN.

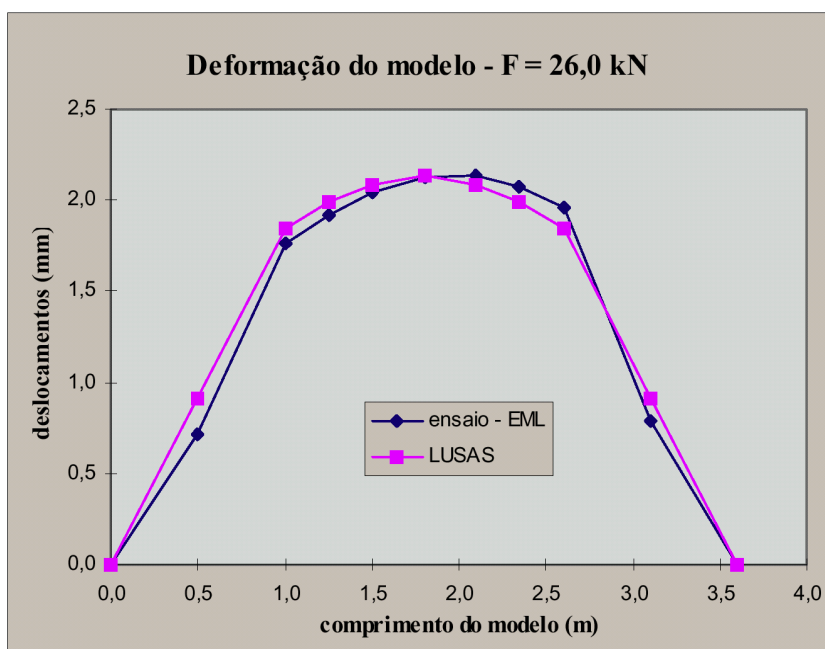


Gráfico 6 - Deformação do modelo ensaiado para F = 26,0 kN

Nos Gráficos 7 e 8 a rotação de corpo rígido sofrida pelo modelo não é visível face à ordem de grandeza dos valores de deslocamentos. Nestes gráficos os valores numéricos não são próximos aos valores experimentais, devido à fissuração do concreto que ocasionou a perda de rigidez do modelo. Este comportamento não-linear, conforme já adiantado, não foi considerado na análise numérica.

Contudo, para a fase linear, o modelo apresentado na Figura 10 representa adequadamente o comportamento da estrutura ensaiada.

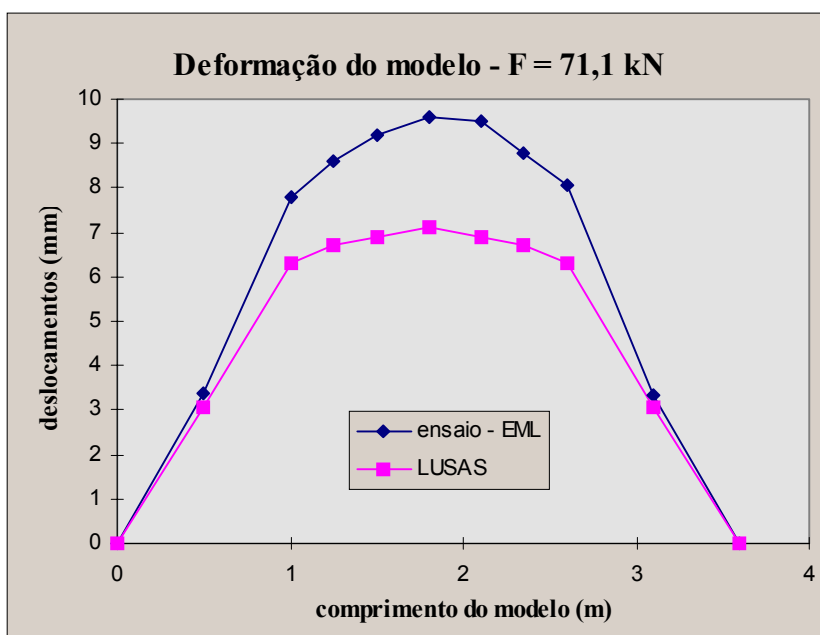


Gráfico 7 - Deformação do modelo ensaiado para F = 71,1 kN.

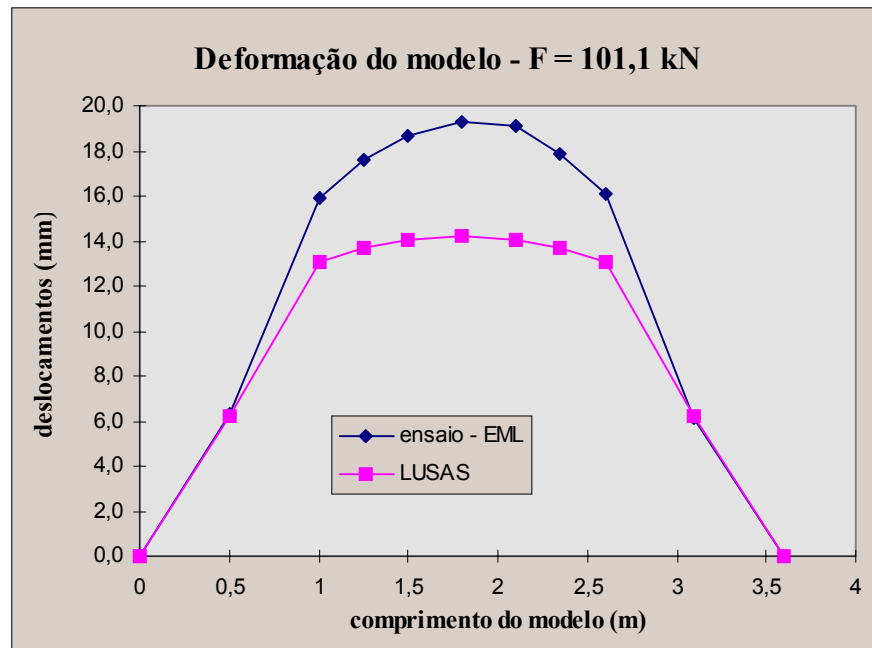


Gráfico 8 - Deformação do modelo ensaiado para $F = 101,1 \text{ kN}$.

e - Leitura dos relógios comparadores

A Figura 11 mostra a deformação da viga em relação ao consolo para um carregamento de aproximadamente 85 kN e na Figura 12 a região do relógio comparador de n.º 3 (Figura 8) foi ampliada.

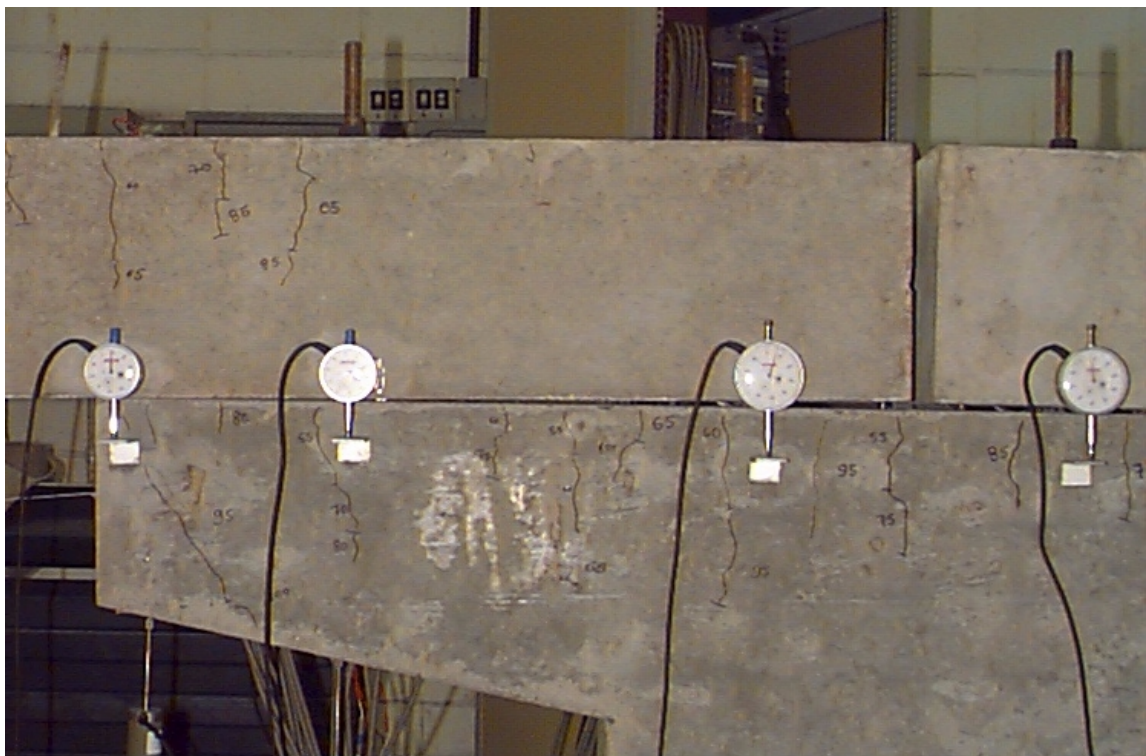


Figura 11 - Observação da junta viga-consolo.

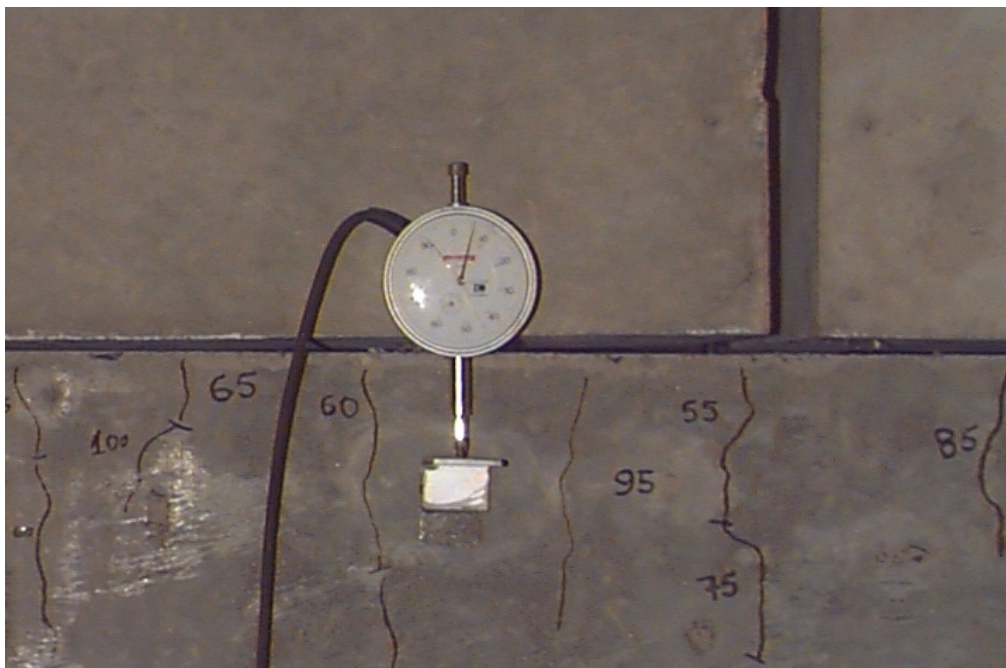


Figura 12 - Separação da junta viga-consolo (ampliação).

Nos Gráficos 9, 10 e 11 estão representadas as leituras do deslocamento relativo entre a viga e o consolo fornecidas pelos relógios comparadores de números 1, 2 e 3, respectivamente. Nestes gráficos foram lançados todos os ciclos de carregamento para permitir a visualização das acomodações ocorridas durante a execução do ensaio. Neles as leituras negativas das forças referem-se às etapas de carregamento equivalentes ao peso-próprio do modelo e os valores negativos dos deslocamentos indicam que houve uma aproximação das superfícies do consolo e da viga e, portanto, os valores positivos indicam um afastamento destas superfícies.

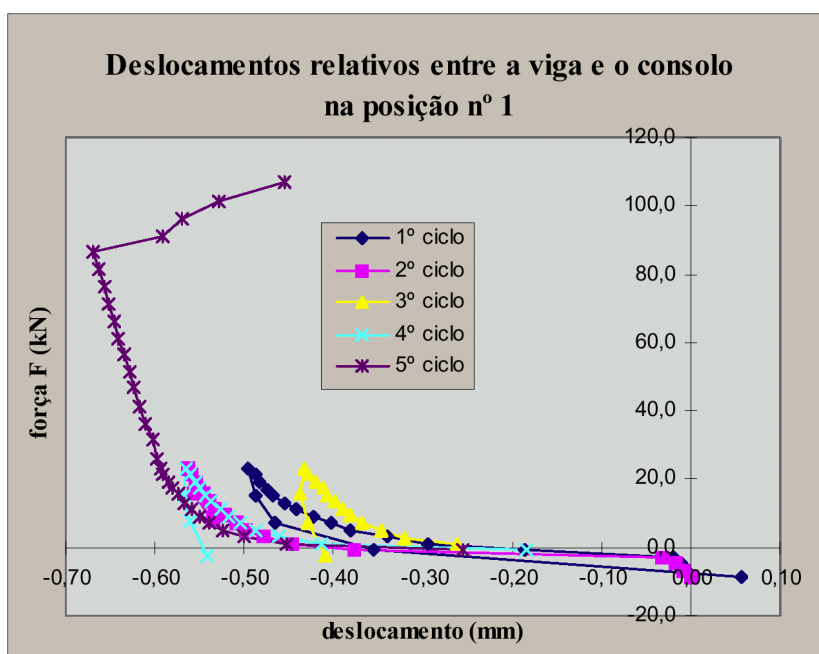


Gráfico 9 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição n.º 1.

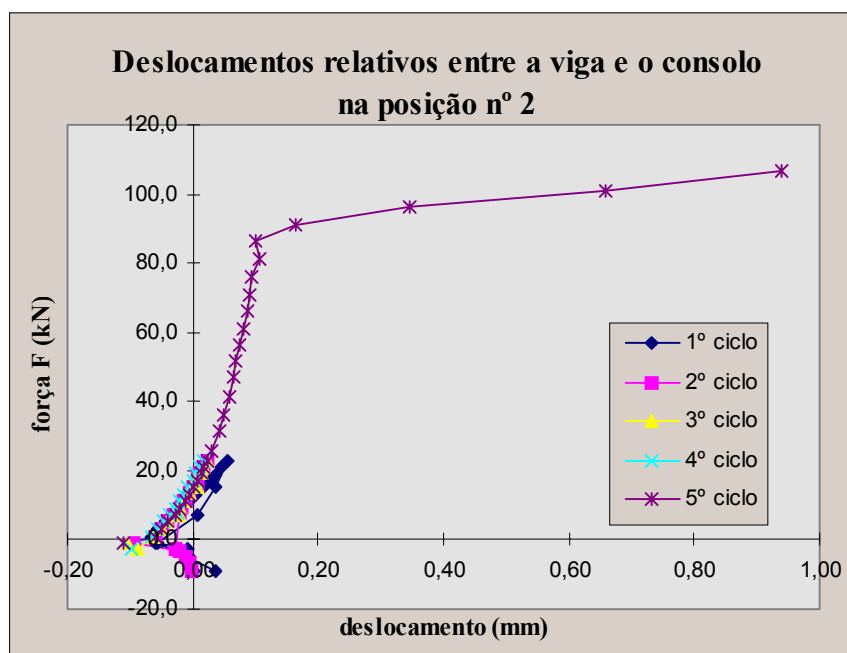


Gráfico 10 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição n.º 2.

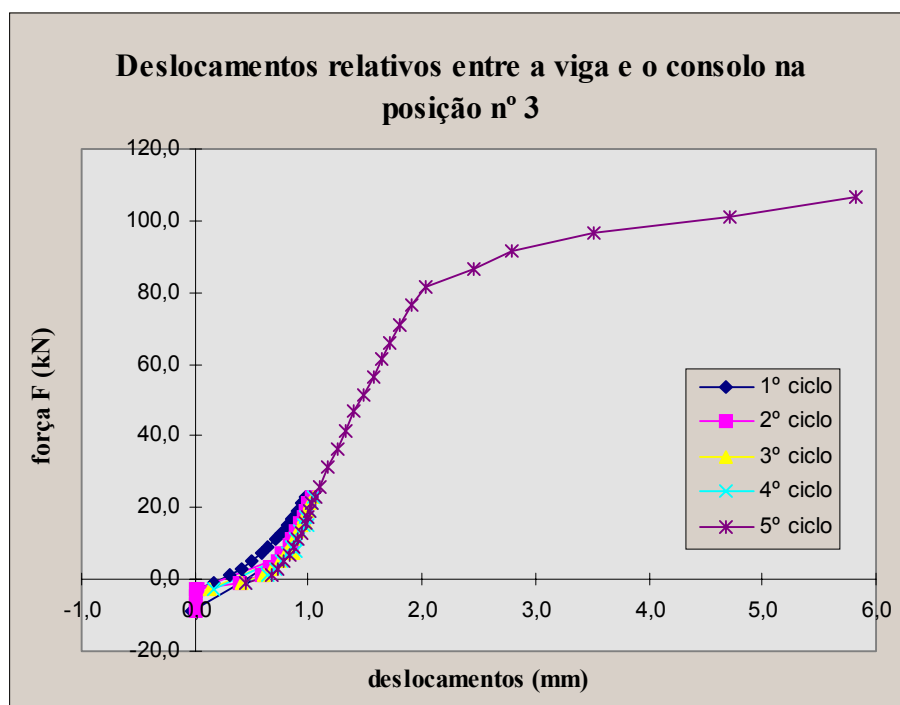


Gráfico 11 - Deslocamentos relativos entre a viga e o consolo na posição n.º 3.

De acordo com o Gráfico 9, até um carregamento próximo ao referente ao peso-próprio do modelo praticamente não houve deslocamentos relativos entre a viga e o consolo. Depois ocorre um aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo. Nesta fase do ensaio, provavelmente, houve acomodações relativamente grandes do modelo e possivelmente dos equipamentos de ensaio. Cabe ressaltar que para cada ciclo de carregamento as acomodações

tiveram intensidades diferentes. Este fato comprova a dificuldade em se considerar as acomodações na análise dos resultados.

Observando-se o Gráfico 9 percebe-se que até um carregamento em torno de 20,0 kN, houve além das acomodações, citadas anteriormente, uma espécie de compactação dos materiais nas superfícies do consolo e da viga. Depois ocorreu uma deformação linear devido à compressão destas superfícies. Por último, a partir do carregamento de aproximadamente 85 kN as superfícies tenderam a se afastar, o que é caracterizado pela mudança de direção na curva. Sabendo-se que o relógio comparador n.º 1 situava-se a aproximadamente 3,0 cm da extremidade do consolo e tendo em vista os resultados obtidos no ensaio, constata-se que o comportamento descrito se estende a uma região e não apenas ao ponto de extremidade do consolo.

Segundo o Gráfico 10, até o carregamento equivalente ao peso-próprio do modelo, as superfícies da viga e do consolo se aproximaram. Depois de equilibrado o peso-próprio, estas superfícies começam a se afastar muito lentamente. Quando o carregamento atinge aproximadamente 85 kN, os deslocamentos aumentam significativamente.

Observando-se o Gráfico 11 nota-se que até um carregamento próximo ao referente ao peso-próprio do modelo não houve deslocamentos relativos entre a viga e o consolo. Depois ocorre um aumento nos deslocamentos sem um aumento significativo na força aplicada no modelo, como consequência das acomodações do modelo e dos equipamentos de ensaio. Os deslocamentos, então, voltam a ser pequenos, até atingir a força de aproximadamente 85 kN. Ultrapassado este nível de carregamento ocorre um aumento nos deslocamentos relativos entre a viga e o consolo, caracterizando a diminuição da rigidez do modelo.

f - Deformabilidade da ligação viga-pilar em análise

Vale lembrar que para a determinação da deformabilidade da ligação ensaiada foram descontadas as leituras dos instrumentos referentes ao carregamento equivalente ao peso-próprio do modelo e às acomodações do modelo e do equipamento de ensaio. Este tratamento nos resultados foi realizado para permitir a comparação com as análises teóricas.

A deformabilidade da ligação foi determinada com base nas leituras fornecidas pelos transdutores de deslocamento e relógios comparadores.

No Gráfico 12 foi representado o *diagrama momento-rotação* da ligação viga-pilar executada através de consolo e chumbador em análise. Observando-se o diagrama momento-rotação percebe-se que a rigidez inicial, ou melhor, rigidez tangencial da ligação, considerada até a carga de fissuração do modelo, é de aproximadamente 14085 kN.m/rad. A partir deste carregamento o valor da rigidez da ligação diminui com o aumento da força aplicada.

O Gráfico 12 comprova o comportamento não-linear da ligação ensaiada. No entanto, o diagrama momento-rotação pode ser simplificado a uma aproximação trilinear, utilizada por muitos autores para representar o comportamento não-linear das ligações entre elementos pré-moldados de concreto.

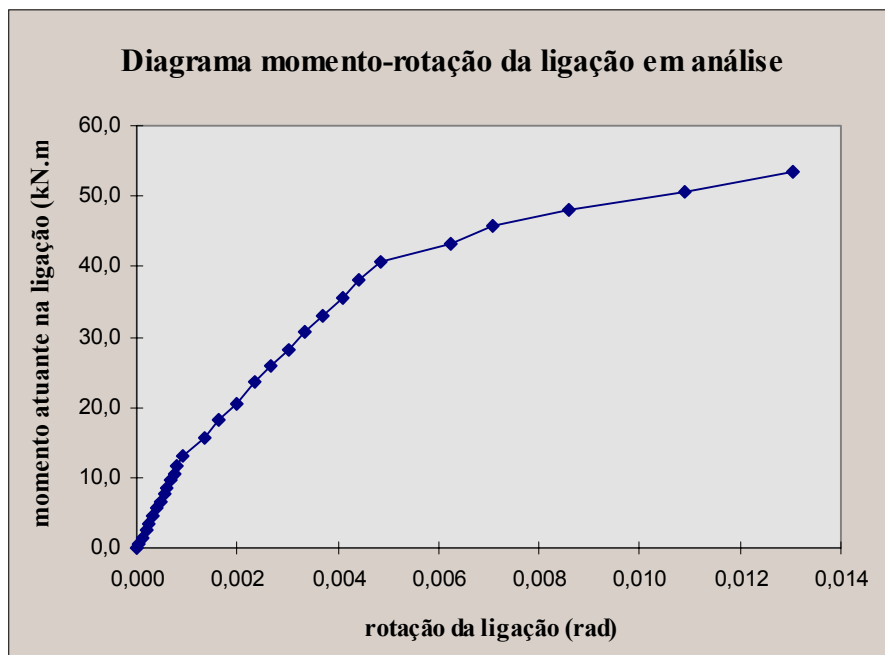


Gráfico 12 - Diagrama momento-rotação da ligação viga-pilar em estudo.

A deformabilidade da ligação em análise foi determinada teoricamente de três maneiras diferentes. Na primeira os elementos de concreto foram considerados infinitamente rígidos, depois a deformabilidade da ligação foi obtida através do procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993) e por último, foram realizadas simulações numéricas com o auxílio do programa LUSAS (1995). No Gráfico 13 as relações momento-rotação obtidas experimental e teoricamente foram representadas.

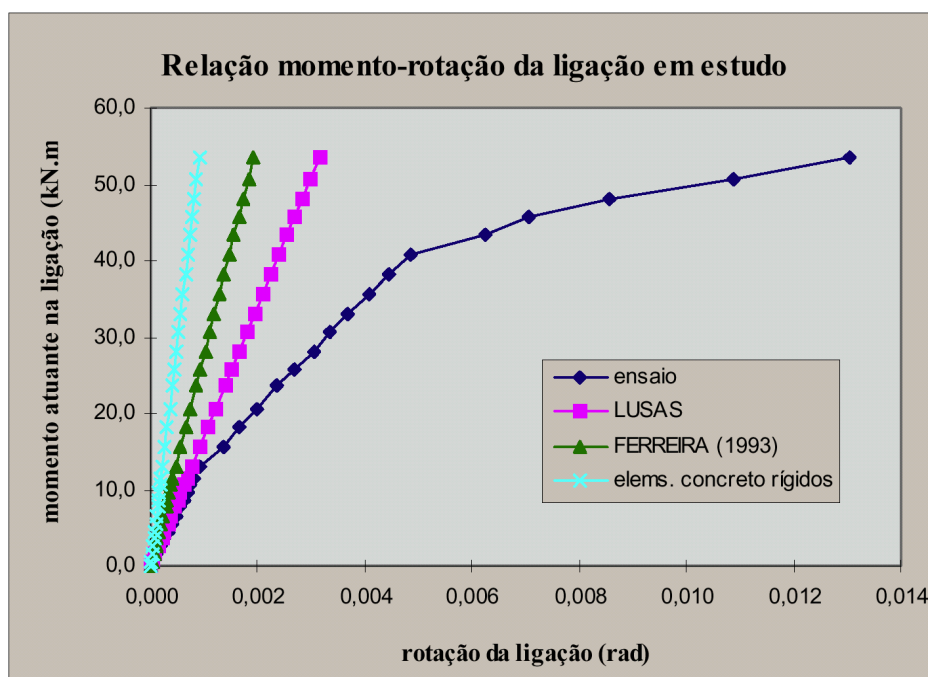


Gráfico 13 - Diagrama momento rotação da ligação viga-pilar em estudo (comparação).

Com base no Gráfico 13 conclui-se que a simulação numérica forneceu valores bastante próximos aos experimentais quando o modelo se encontrava em regime linear. A partir da carga de fissuração aumenta-se a inclinação da reta experimental, caracterizando a perda de rigidez sofrida pela estrutura, o que não ocorre com as retas teóricas. Na simulação numérica foi realizada uma análise linear a qual não pode ser considerada depois de fissurada a peça, que assume um comportamento não-linear.

O Gráfico 13 mostra que tanto o procedimento proposto por FERREIRA (1993) e aquele que considera os elementos de concreto infinitamente rígidos subestimam o valor da deformabilidade da ligação em análise até mesmo na fase linear.

A título de comparação apresenta-se na Tabela 6 os valores obtidos para a rigidez da ligação segundo as 4 análises.

Tabela 6 - Rigidez da ligação (kN.m/rad) - todas as análises.

A	B	C	D	E	F
59326	27687	17055	14085	8960	4643

onde: A - elementos de concreto infinitamente rígidos;

B - procedimento analítico desenvolvido por FERREIRA (1993);

C - análise numérica com a utilização do programa LUSAS (1995);

D - fase linear do ensaio no modelo da ligação (EML);

E - fase em serviço do ensaio no modelo da ligação (EML);

F - momentos antes da ruptura do modelo da ligação (EML).

De acordo com a Tabela 6 percebe-se as diferenças entre os valores da rigidez da ligação em estudo fornecidos pelas 4 análises. Estas diferenças parecem grandes, porém, o importante a saber é a influência destes valores de rigidez das ligações no comportamento da estrutura dos galpões pré-moldados.

3 ESTUDO DO COMPORTAMENTO DOS GALPÕES PRÉ-MOLDADOS

Através da utilização do programa de computador LUSAS (1995), foram realizadas simulações do comportamento dos galpões sob a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar em análise. O esquema estático, carregamentos e dimensões da estrutura utilizados na análise dos pórticos, estão representados na Figura 13 e na Tabela 7. Na Tabela 8 encontram-se as características referentes aos elementos estruturais.

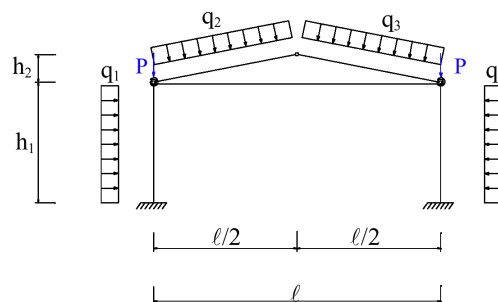


Figura 13 - Esquema estático

Tabela 7 - Dimensões e carregamento aplicado à estrutura em análise.

Exemplo	ℓ (m)	h_1 (m)	h_2 (m)	q_1 (kN/m)	q_2 (kN/m)	q_3 (kN/m)	q_4 (kN/m)	P (kN)
1	10	7	1	0	3,75	3,75	0	4,0
2	10	7	1	-0,72	2,72	2,72	-0,72	4,0
3	10	7	1	0,28	2,50	2,86	-0,58	4,0
4	16	7	1,6	0	3,75	3,75	0	7,0
5	16	7	1,6	0	1,94	2,56	0	7,0
6	20	8	2	0	3,75	3,75	0	12,0
7	20	8	2	-0,70	2,64	2,64	-0,7	12,0
8	20	8	2	0,312	2,33	2,96	-0,54	12,0

Tabela 8 - Características dos elementos estruturais.

Exemplo	Elemento	Área (m ²)	I (m ⁴)	Material	E (MPa)	ν
1/2/3	pilar	1,97 E-2	9,54 E-5	concreto	30000	0,2
	viga	1,70 E-2	7,13 E-5	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
4/5	pilar	3,35 E-2	4,32 E-4	concreto	30000	0,2
	viga	2,45 E-2	1,07 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3
6/7/8	pilar	4,94 E-2	7,42 E-4	concreto	30000	0,2
	viga	4,78 E-2	8,63 E-4	concreto	30000	0,2
	tirante	2,00 E-4	3,22 E-9	aço	200000	0,3

As dimensões da estrutura e dos elementos foram determinadas com base em plantas de fôrma da Empresa CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto (1996). Os exemplos 1, 2, 3, 6, 7 e 8 são galpões com fechamento lateral e os exemplos 4 e 5 são galpões abertos lateralmente.

Para analisar o comportamento da estrutura variou-se o valor da deformabilidade da ligação viga-pilar (representada por uma mola de flexão) de um valor muito grande para um muito pequeno. Assim, para valores de rigidez muito grandes a ligação se torna praticamente rígida e para valores de rigidez muito pequenos a ligação se torna praticamente articulada.

Para cada valor da deformabilidade da ligação foram selecionados os respectivos momentos fletores nas ligações viga-pilar, nas ligações pilar-fundação, a flecha na ligação viga-viga e a força de tração atuante no tirante. Com isto foram traçados os seguintes gráficos cujas formas são semelhantes para todos os exemplos.

O Gráfico 14 mostra o comportamento do momento fletor na ligação viga-pilar em função de sua deformabilidade à flexão. Através dele e dos demais gráficos traçados percebe-se que para valores de deformabilidade - $\lambda_\varphi > 0,1$ rad/kN.m a

ligação pode ser considerada uma articulação perfeita e para valores de $\lambda_{\varphi} < 0,00001$ rad/kN.m a ligação pode ser considerada perfeitamente rígida. Estes valores limites foram determinados através da observação dos exemplos estudados, adequando-se muito bem em todos eles.

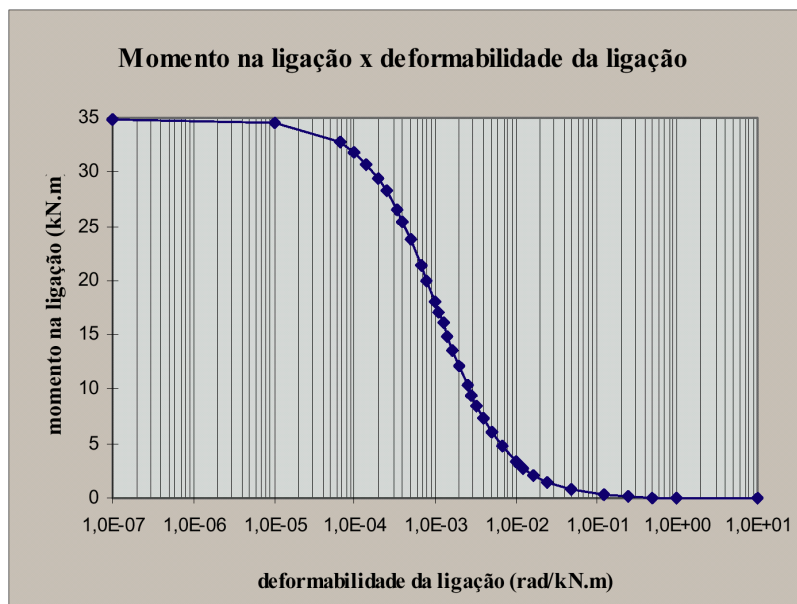


Gráfico 14 - Momento na ligação viga-pilar em função da sua deformabilidade (exemplo 4).

Semelhante comportamento pode ser observado no Gráfico 15 que representa a variação do momento fletor atuante na fundação, quando a ligação viga-pilar passa de perfeitamente rígida para perfeitamente articulada.

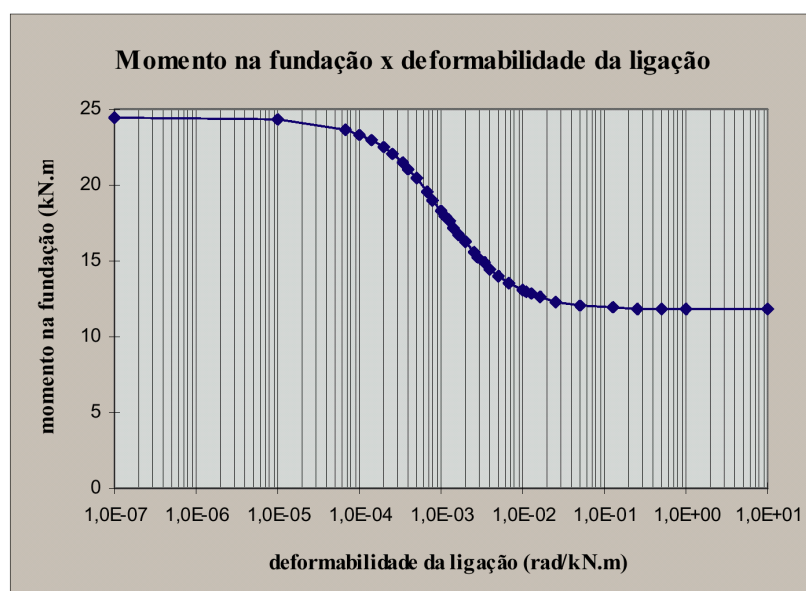


Gráfico 15 - Momento na fundação x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4).

Nos Gráficos 16 e 17 estão representados os comportamentos da flecha e do esforço normal atuante no tirante em função da deformabilidade da ligação viga-pilar.

Observando-se os resultados nota-se que tanto a flecha como o esforço normal atuante no tirante sofreram mais a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar nos exemplos de maiores vãos e aumentaram seus valores de acordo com o aumento da deformabilidade da ligação viga-pilar.

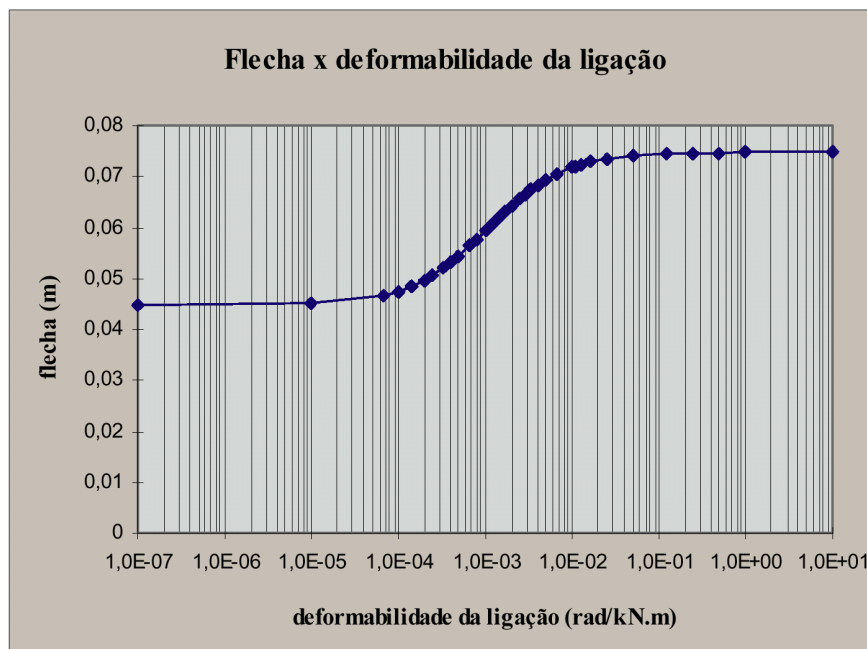


Gráfico 16 - Flecha na ligação viga-viga x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 4).

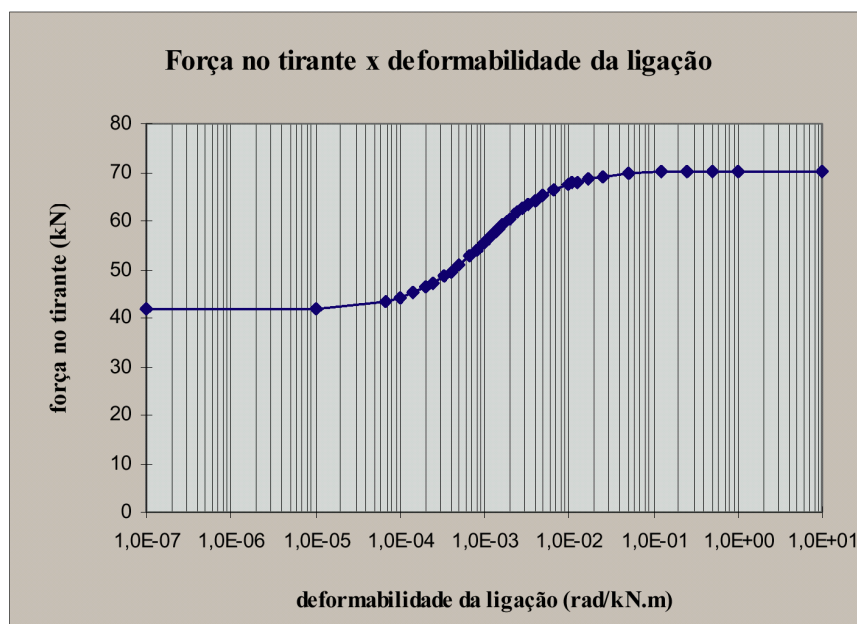


Gráfico 17 - Força normal no tirante x deformabilidade da ligação viga-pilar (exemplo 1).

Tendo em vista os valores obtidos para a deformabilidade da ligação (apresentados na Tabela 6) e os gráficos traçados a partir das simulações do

comportamento dos galpões sob a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar em análise, elaborou-se as Tabelas 9 e 10. Nelas são apresentadas as variações (aumentos ou reduções) nos valores dos momentos fletores nas ligações viga-pilar e nas ligações pilar-fundação, da flecha na ligação viga-viga e da força de tração atuante no tirante para os diferentes valores da deformabilidade à flexão da ligação, em relação à condição de engastamento total entre a viga e o pilar.

Tabela 9 - Redução nos momentos fletores.

momento fletor na ligação viga-pilar						momento fletor na fundação					
A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
-	5%	6%	6%	12%	19%	-	3%	3%	3%	6%	10%

Tabela 10 - Aumento da flecha e da força no tirante.

flecha na ligação viga-viga						força atuante no tirante					
A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
-	4%	4%	4%	8%	13%	-	4%	4%	4%	8%	13%

Nas Tabelas 9 e 10 as letras maiúsculas referem-se às seguintes considerações:

- A - elementos de concreto infinitamente rígidos;
- B - procedimento analítico desenvolvido por FERREIRA (1993);
- C - análise numérica com a utilização do programa LUSAS (1995);
- D - fase linear do ensaio no modelo da ligação (EML);
- E - fase em serviço do ensaio no modelo da ligação (EML);
- F - momentos antes da ruptura do modelo da ligação (EML).

De acordo com as Tabelas 9 e 10 percebe-se que quando os elementos de concreto são considerados infinitamente rígidos praticamente não há alteração nos valores dos momentos fletores na ligação viga-pilar e na fundação, nas flechas e na força atuante no tirante, com relação à condição de engaste perfeito.

Os valores da deformabilidade da ligação determinados a partir do desenvolvimento analítico proposto por FERREIRA (1993), da simulação numérica e para a fase linear do ensaio EML conduziram a variações aproximadamente iguais nos valores dos momentos na ligação viga-pilar e na fundação, nas flechas e na força atuante no tirante, com relação à condição de engaste perfeito.

As Tabelas 9 e 10 mostram que para o carregamento de serviço o momento na ligação viga-pilar é em torno de 12% menor daquele determinado com a consideração da ligação rígida. Por outro lado a flecha e a força atuante no tirante são aproximadamente 8% maiores.

Na ruptura o momento fletor atuante na ligação e o momento fletor atuante na fundação são em torno de 19% e 10% menores que aqueles determinados com a

consideração da ligação rígida, respectivamente. A flecha e a força atuante no tirante, por sua vez, são aproximadamente 13% maiores.

Recomenda-se que os valores percentuais apresentados nas Tabelas 9 e 10 sejam considerados como parâmetros de referência durante o dimensionamento e verificação dos pórticos, cabendo ao projetista a avaliação da influência destes valores e seus ajustes para adequação a cada caso de projeto dos galpões pré-moldados de concreto.

Destas análises pôde-se concluir que a deformabilidade da ligação obtida através da consideração dos elementos de concreto infinitamente rígidos conduz a valores muito baixos para a deformabilidade da ligação, que não condizem com o comportamento real da ligação. Os valores da deformabilidade da ligação determinados pelo procedimento analítico proposto por FERREIRA (1993), através das simulações numéricas e para a fase linear do ensaio EML são diferentes, porém suas influências no comportamento dos galpões são praticamente iguais. As deformabilidades da ligação nas fases de serviço e de ruptura do ensaio EML conduziram a variações mais significativas e mais realísticas nos valores dos esforços solicitantes e no deslocamento vertical da estrutura dos galpões pré-moldados de concreto.

4 CONCLUSÕES

Tendo em vista os resultados obtidos com o desenvolvimento da pesquisa foram estabelecidas algumas conclusões. São elas:

- O estudo da deformabilidade da ligação viga-pilar através das simulações numéricas comprovou que a análise linear de ligações entre elementos pré-moldados de concreto não é representativa do comportamento em serviço da ligação. Contudo, para a fase linear, o modelo simulado numericamente representou adequadamente a ligação em estudo. A simulação realizada no modelo da ligação viga-pilar, está detalhada em SOARES (1998). Estudos futuros podem levar a um modelo de análise não-linear que represente fielmente o comportamento da ligação.
- A ligação ensaiada apresentou um comportamento próximo ao de uma ligação rígida.
- Analisando-se os resultados do ensaio EML observou-se que o conjunto modelo/estrutura de reação sofreu acomodações significativas durante a aplicação do carregamento inicial, o que era previsível.
- O modelo analítico proposto previu, dentro de suas limitações, adequadamente as forças atuantes nos chumbadores 2 e 3 e na armadura de flexão do consolo.
- Pelas simulações realizadas na estrutura dos galpões pré-moldados ficou comprovado que, *para os casos analisados*, os valores de rigidez parcial da ligação viga-pilar superiores a 100.000 kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente rígida e valores inferiores a 10 kN.m/rad traduzem um comportamento de ligação perfeitamente articulada.
- As simulações numéricas realizadas nas estruturas dos galpões pré-moldados mostraram que a influência da deformabilidade da ligação viga-pilar deve ser considerada no projeto destes galpões. Com base nos resultados obtidos constatou-se que, para carregamento de serviço, a redução no momento fletor atuante na ligação viga-pilar é da ordem de 12%, com relação à condição de engastamento

perfeito. Cabe salientar que os resultados obtidos são restritos aos exemplos estudados e não levam em consideração as acomodações da estrutura, que ocorrem desde sua fase de montagem. Contudo, os valores apresentados nas Tabelas 10 e 11 podem ser consultados como parâmetros de referência para projeto.

5 AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fapesp, pela bolsa de Mestrado e auxílio financeiro concedido para a execução dos ensaios, assim como ao Prof. Toshiaki Takeya e aos técnicos do Laboratório de Estruturas da EESC-USP, pela consultoria e apoio na realização dos trabalhos experimentais.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1992). **ASTM 370 - Standard test methods of steel products.**

CSM - Componentes, Sistemas e Máquinas para Concreto (1996). **Formas para sistemas pré-moldados.** Jaguará do Sul. /folder/

ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G; MAHDI, A. (1992). Semi-rigid joint behaviour on Columns in precast concrete buildings. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. **Cost C1: Proceedings.** Strasbourg, France. p.282-294.

ENGSTROM, B. (1985). Bolted beam-column connections for precast structures. In: CONNECTIONS BETWEEN PRECAST CONCRETE ELEMENTS-VTT SYMPOSIUM, 62., 1985. **Proceedings.** Sweden, Nordic Seminar. p.71-87.

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

FERREIRA, M.A. (1997). **Estudo teórico e experimental de deformabilidade em ligações entre elementos pré-moldados de concreto.** São Carlos. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. /em andamento/.

LINDBERG, R; KERONEN A. (1992). Semi-rigid behaviour of a RC portal frame. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. **Cost C1: Proceedings.** Strasbourg, France. p.53-63.

LUSAS (1995). **Finite element system, version 11.** Survey, UK, FEA.

VIRDI, R. S. ; RAGUPATHY P. (1992). Tests on precast concrete subframes with semi-rigid joints. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. **Cost C1: Proceedings.** Strasbourg, France. p.120-132.

ANEXO - Método analítico proposto

O método analítico proposto é baseado em FERREIRA (1993). Segundo o método a força atuante nos chumbadores é determinada de acordo com a Figura a. A letra x simboliza a região de compressão do consolo. FERREIRA (1993) recomenda $x = 0,26(d_2 + d_3)$.

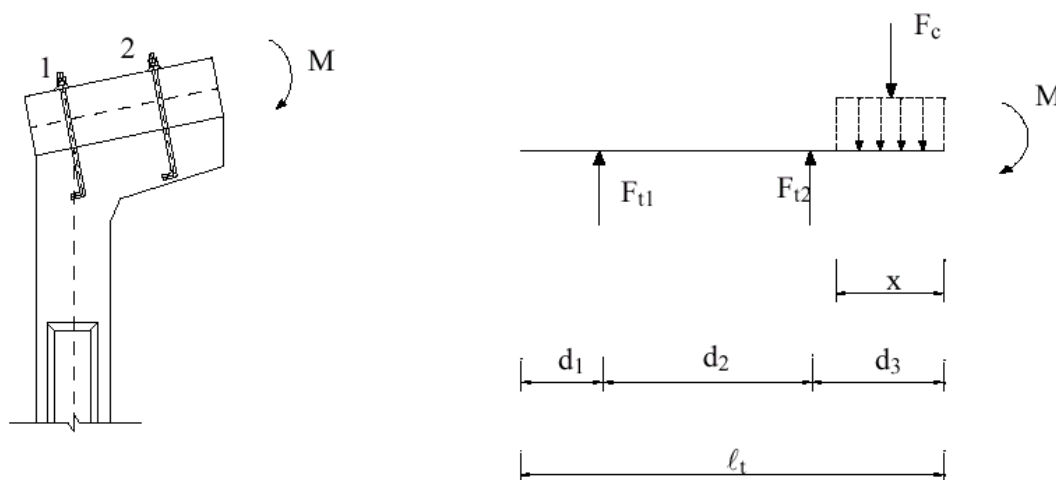


Figura a - Esquema estático - cálculo de F_{t1} , F_{t2} e F_c .

Para a determinação das forças F_{t1} e F_{t2} são necessárias três equações que são, segundo os sentidos arbitrados na Figura a:

Equação de equilíbrio de forças;

$$F_{t1} + F_{t2} - F_c = 0 \quad (1)$$

Equação de equilíbrio de momentos;

$$M - F_{t1} \cdot d_1 - F_{t2} \cdot (d_2 + d_1) + F_c \cdot (d_3 + d_2 + d_1 - \frac{x}{2}) = 0 \quad (2)$$

3) Equação de compatibilidade de deslocamentos;

A equação de compatibilidade de deslocamentos foi determinada considerando a viga um corpo rígido, ou seja, a deformação por flexão da viga foi desconsiderada. Esta aproximação foi feita para evitar a hiperestaticidade do problema. Desta forma, de acordo com a Figura a:

$$F_{t1} \cdot (d_3 - x) = F_{t2} \cdot (d_2 + d_3 - x) \quad (3)$$

Com os valores de F_{t1} e F_{t2} ficam determinadas as *forças atuantes nos chumbadores*. Com o valor de F_c somado ao esforço cortante que atua na ligação, determina-se a força vertical atuante no consolo e consequentemente, obtém-se a *força atuante na armadura de flexão do consolo*.