



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO

ESCOLA POLITÉCNICA

Curso de Engenharia Civil

Departamento de Estruturas

MODELAGEM NUMÉRICA DE LIGAÇÃO
VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS:
COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

Luís Fernando Elyas Cerqueira da Silva

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadora: Flávia Moll de Souza Judice, D.Sc.

Co-Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeilda, D.Sc.

Rio de Janeiro

AGOSTO de 2013

MODELAGEM NUMÉRICA DE LIGAÇÃO
VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS:
COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

Luís Fernando Elyas Cerqueira da Silva

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Aprovado por:

Prof^a. Flávia Moll de Souza Judice
D.Sc., Professor Adjunto, POLI/UFRJ (Orientador)

Prof^a. Maria Cascão Ferreira de Almeida
D.Sc., Professor Adjunto, POLI/ UFRJ, DES (Co-Orientador)

Prof. Benjamin Ernani Diaz
D.Sc., Professor Emérito, POLI/UFRJ, DES

Prof. Henrique Innecco Longo
D.Sc., Professor Associado, POLI/UFRJ, DES

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
AGOSTO de 2013

Cerqueira, Luís Fernando Elyas

Modelagem Numérica de Ligação Viga-Pilar em Estruturas Pré-Moldadas: Comparação Numérico-Experimental/ Luís Fernando Elyas Cerqueira – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2013.

XIV, 100 p: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Flávia Moll de Souza Judice

Co-Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Projeto de Graduação – UFRJ/POLI/Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 99-101.

1. Pré-moldado. 2. Ligação viga-pilar. 3. Ligação semi-rígida. 4. Modelo Numérico I. Judice, Flávia Moll de Souza. II. Almeida, Maria Cascão Ferreira. III. Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Engenharia Civil. IV. Título.

Aos meus pais, Alexandre e Silvia, por sempre estarem ao meu lado.
Aos meus irmãos, Matheus, Alexandre e Gabriel, pelos momentos de alegria.
À toda minha família que sempre me apoiou.
Aos meus amigos e namorada, pelo incentivo sem medida.
In memorium a Ana Maria, pelo eterno amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre ao meu lado.

As minhas orientadoras Flávia Moll e Maria Cascão Ferreira de Almeida e ao professor Benjamin Ernani Diaz, no enorme apoio no desenvolvimento do presente trabalho e por estarem presentes nos momentos de desespero e alegria no avanço deste projeto.

A todos os professores que me passaram o conhecimento para que eu me tornasse engenheiro. Em especial aos professores Eduardo Batista, Elaine Garrido Vazquez, Fernando A.B. Danziger, Henrique Innecco Longo, Michèle Pfeil, Ricardo Valeriano e Sergio Hampshire.

Agradeço a toda minha família que sempre me apoiou e esteve presente nos momentos bons e ruins. Em especial a meu pai, Alexandre Cerqueira, que foi e sempre será meu ídolo e exemplo de estudo e integridade moral, “se eu for metade do homem que ele é, já serei grande”; e à minha mãe, Silvia Dunley, meu anjo da guarda que me deu amor, carinho, dedicação e principalmente me ensinou que a partir da bondade e amor ao próximo podemos conquistar a felicidade.

Aos meus irmãos, Matheus, Alexandre e recentemente, Gabriel, pelo carinho e amizade. Aos meus primos Alexandre, Taíssa e Emanuelle.

À minha namorada, Lívia, por estar presente literalmente em todos os segundos da minha vida acadêmica, com xerox do caderno, anotações, trabalhos e tensão pré e pós prova. Além disso, foi minha melhor amiga, minha companheira, paciente, compreensiva, fazendo de mim um homem melhor.

Aos meus amigos (Erlon, Matheus, Igor, Alexandre, Bernardo, Thiago, Nelson, Marcela, Mayara, carol, Raisia, Rafaella, Danielli e Karine), que estiveram juntos comigo todo esse tempo, pelas conversas, brincadeiras, risos e principalmente pela amizade. Em especial ao Erlon, por sempre estar presente não só nos bons momentos, mas nos ruins também, me apoiando, aconselhando, sendo um bom amigo.

Ao laboratório de estruturas – LABEST, por disponibilizar os computadores para a geração dos resultados dos modelos numéricos, a fim de acelerar o processo de modelagem e análise dos resultados.

Aos engenheiros Naje Abud, Luiz Augusto Santos e Felipe Alves Marcelo por terem contribuído de forma ampla na minha formação como engenheiro.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

MODELAGEM NUMÉRICA DE LIGAÇÃO
VIGA-PILAR EM ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS:
COMPARAÇÃO NUMÉRICO-EXPERIMENTAL

Luís Fernando Elyas Cerqueira da Silva

Agosto/2013

Orientadora: Flávia Moll de Souza Judice

Co-Orientadora: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Curso: Engenharia Civil

O objetivo desse trabalho consiste na análise numérica de ligações viga-pilar em edifícios pré-moldados de galpões empregando o programa SAP 2000. A análise de ligação de estruturas pré-moldadas é de suma importância para o desenvolvimento e ampliação do uso deste tipo de tipologia estrutural. Os modelos experimentais deste tipo de ligações, desenvolvidos e estudados por MIOTTO (2002), foram aqui modelados. Foi proposto um modelo numérico para a análise não linear da ligação viga-pilar utilizando o programa comercial SAP 2000. A análise foi realizada de acordo com a norma NBR 9062 – projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Os resultados numéricos foram comparados com os resultados experimentais realizados por MIOTTO (2002). Os resultados numéricos da análise não linear do modelo final adotado, utilizando o programa SAP, se mostraram razoavelmente compatíveis com o comportamento experimental observado por MIOTTO (2002). De acordo com o esperado, o modelo se comporta de forma mais rígida que a estrutura real. Algumas melhorias podem ser implementadas no modelo desenvolvido no programa SAP, no entanto, a falta de elementos de contato é atualmente uma grande limitação à simulação da interface de contato entre as barras de aço e o concreto, assim como da interface de contato entre as várias partes de concreto do modelo.

Palavras-Chave: estruturas de concreto, concreto pré-moldado, ligação viga-pilar, análise numérica, ligação semi-rígida.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Civil Engineer.

NUMERICAL MODELING OF PRECAST
BEAM-TO-COLUMN CONNECTION:
COMPARATIVE NUMERICAL-EXPERIMENTAL

Luís Fernando Elyas Cerqueira da Silva

August/2013

Advisor: Flávia Moll de Souza Judice

Co- Advisor: Maria Cascão Ferreira de Almeida

Course: Civil Engineering

The aim of this work is the numerical analysis of beam-column connections in precast building sheds employing the program SAP 2000. Linkage analysis of precast structures is of paramount importance for the development and expansion of the use of this type of structural typology. Experimental models of this kind of connections developed and studied by MIOTTO (2002) have been modeled here. A model was proposed for a non-linear analysis of beam-column connection using the commercial program SAP 2000. The analysis was performed according to the Brazilian code NBR 9062 - design and implementation of structures for precast concrete. The numerical results were compared with the experimental results reported by MIOTTO (2002). The numerical results of the non linear analysis of the final adopted SAP model displayed a reasonable agreement with the experimental behavior observed by MIOTTO (2002). As expected the model is more rigid than the actual structure. Improvements could be implemented to the SAP model, however the lack of any contact element is nowadays a strong limitation in the simulation of the contact interface between the steel bars and concrete, as well as the contact interface between the various concrete parts of the model.

Keywords: concrete structures, precast concrete, beam-column connection, numerical analysis, semi-rigid connection.

Sumário

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2	OBJETIVOS E METODOLOGIA.....	2
1.3	APRESENTAÇÃO DO TRABALHO	2
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1	DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES	4
2.2	CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES.....	8
2.2.1	CLASSIFICAÇÃO QUANTO A RIGIDEZ	8
2.2.2	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À RESISTÊNCIA	13
2.3	DETERMINAÇÃO DA CURVA MOMENTO FLETOR - ROTAÇÃO.....	15
2.3.1	APROXIMAÇÃO A UMA CURVA (“CURVE FITTING”).....	15
2.3.2	ANÁLISE VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	15
2.3.3	MODELOS MECÂNICOS	16
2.3.4	MODELOS ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS	16
2.3.5	MÉTODO DOS COMPONENTES	17
2.4	ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA.....	24
3	ANÁLISE NUMÉRICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR	58
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	58
3.2	GEOMETRIA DA LIGAÇÃO	59
3.3	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	59
3.4	ARMADURAS EMPREGADAS.....	61
3.4.1	ARMADURA DA VIGA PRÉ-MOLDADA.....	61
3.4.2	ARMADURA DO CONSOLO	62
3.4.3	ARMADURA EQUIVALENTE	64
3.5	ANÁLISE NÃO LINEAR.....	65
3.6	DETERMINAÇÃO DA CURVA MOMENTO FLETOR-ROTAÇÃO.....	68
3.7	MODELO NUMÉRICO PELO SAP 2000	69

3.7.1	DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS	69
3.7.2	MODELO NUMÉRICO 1	70
3.7.3	MODELO NUMÉRICO 2	74
3.7.4	MODELO NUMÉRICO 3	78
3.7.5	MODELO NUMÉRICO 4	81
3.7.6	MODELO NUMÉRICO 5	86
3.8	COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS NUMÉRICOS	93
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS	94
4.1	CONCLUSÕES	94
4.2	TRABALHOS FUTUROS	97
5	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	99

Lista de Figuras

Figura 2.1 - Deformabilidade ao momento fletor de ligação [EL DEBS (2000)]	4
Figura 2.2 - Curvas momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)].....	5
Figura 2.3 - Parâmetros da curva momento fletor-rotação [BERNUZZI <i>et al.</i> (1991a)]..	6
Figura 2.4 - Linearização das curvas momento fletor – rotação [BALDISSERA (2006)]	6
Figura 2.5 - Rigidez considerada em projeto [EUROCODE 3 (2010)]	7
Figura 2.6 - Curva momento fletor-rotação para uma ligação viga-pilar [EUROCODE 3 (2010)]	8
Figura 2.7 - Tipos de ligação viga-pilar quanto à rigidez: a) ligação articulada; b) ligação rígida; e c) ligação semi-rígida.....	9
Figura 2.8 - Classificação do comportamento da ligação quanto a rigidez [EUROCODE 3 (2010)].....	10
Figura 2.9 - Relação momento fletor-rotação na ligação viga-pilar [NBR 9062 (2006)]	12
Figura 2.10 - Classificação das ligações quanto a resistência [SAWASAKI (2010)]....	14
Figura 2.11 - Limite quanto à resistência total [EUROCODE 3 (2010)]	14
Figura 2.12 - Regiões e zonas do Modelo Mecânico [COST C1 (1996)]	18
Figura 2.13 - Numeração das molas e dos grupos [COST C1 (1996)]	18
Figura 2.14 - Detalhamento do Modelo Mecânico [COST C1 (1996)]	19
Figura 2.15 - Modelo mecânico para ligações mistas [Eurocode 3 (2010)]	20
Figura 2.16 - Modelo de molas para ligação viga-pilar-laje com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)].....	21
Figura 2.17 - Modelo de molas para determinação da mola efetiva com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)]	22
Figura 2.18 - Modelo de molas para determinação da mola equivalente com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)]	22
Figura 2.19 - Ligações analisadas por DOLAN, STANTON e ANDERSON (1987)	25
Figura 2.20 - Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (1992) (tipo 1).....	28
Figura 2.21 - Esquema da ligação do tipo 2 [CHEFDEBIEN (1998)].....	28
Figura 2.22 - Ligações viga-pilar comuns na Inglaterra [ELLIOT <i>et al.</i> (1998)].....	30
Figura 2.23 - Modelo Ensaiado [ELLIOTT <i>et. al.</i> (1998)]	30
Figura 2.24 - Ligações viga-pilar estudadas por CHEFDEBIEN (1998).....	31
Figura 2.25 - Modelos ensaiados por CHEFDEBIEN (1998).....	32
Figura 2.26 - Curvas momento fletor-rotação obtidas por CHEFDEBIEN (1998)	33
Figura 2.27 - Ligação viga-pilar com almofada de elastômero - FERREIRA (1999)	34
Figura 2.28 - Ligação viga-pilar com chapa soldada - FERREIRA (1999)	34

Figura 2.29 - Modelo de ligação viga-pilar analisado por SOARES (1998)	35
Figura 2.30 - Curva momento fletor-rotação da ligação de SOARES (1998).....	36
Figura 2.31 - Ligação viga-pilar pré-moldado estudada por BALDISSERA (2006)	36
Figura 2.32 - Geometria do modelo I (pilar interno) de BALDISSERA(2006)	37
Figura 2.33 - Geometria do modelo E (pilar externo) de BALDISSERA(2006)	37
Figura 2.34 - Vista em perspectiva da ligação da viga no consolo [BALDISSERA(2006)].....	38
Figura 2.35 - Curva momento fletor-rotação do modelo I para momento negativo [BALDISSERA(2006)].....	39
Figura 2.36 - Curva momento fletor-rotação do modelo E para momento negativo [BALDISSERA(2006)].....	39
Figura 2.37 - Ligação estudada por SAWASAKI (2010).....	40
Figura 2.38 - Média das curvas momento fletor-rotação dos modelos [SAWASAKI(2010)].....	41
Figura 2.40 - Modelo 1 deformado após carregamento nas extremidades da viga [SAWASAKI (2010)].....	42
Figura 2.41 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 1 [SAWASAKI (2010)]	43
Figura 2.42 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 2 [SAWASAKI (2010)]	43
Figura 2.43 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 3 [SAWASAKI (2010)]	44
Figura 2.44 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 4 [SAWASAKI (2010)]	44
Figura 2.45 - Ligação viga-pilar Nº1 [MIOTTO (2002)]	45
Figura 2.46 - Ligação viga-pilar Nº2 [MIOTTO (2002)]	45
Figura 2.47 - Modelo básico realizado por MIOTTO (2002)	48
Figura 2.48 - Curva momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)].....	48
Figura 2.49 - Curva momento fletor-rotação variando diâmetro do chumbador [MIOTTO (2002)]	49
Figura 2.50 - Curva momento fletor-rotação variando espessura do aparelho de apoio [MIOTTO (2002)]	50
Figura 2.51 - Curva momento fletor-rotação variando a resistência do concreto [MIOTTO (2002)]	50
Figura 2.52 - Deformação variando o comprimento do consolo [MIOTTO (2002)]	51
Figura 2.53 - Curva momento fletor-rotação variando a altura da viga [MIOTTO (2002)]	51

Figura 2.54 - Armadura da viga pré-moldada [MIOTTO (2002)].....	53
Figura 2.55 - Armadura do consolo [MIOTTO (2002)].....	53
Figura 2.56 - Concretagem da viga pré-moldada [MIOTTO (2002)]	53
Figura 2.58 – Esquema (em cm) dos modelos 1.2 e 1.3 [MIOTTO (2002)]	54
Figura 2.59 – Ensaio experimental dos modelos 1.2 e 1.3 [MIOTTO (2002)].....	55
Figura 2.60 - Moldagem da almofada de apoio do modelo 1.3 [MIOTTO (2002)].....	55
Figura 2.61 - Almofadas de apoio do modelo 1.3 [MIOTTO (2002)].....	56
Figura 2.62 - Curva momento fletor-rotação do modelo 1.2 – numérico <i>versus</i> experimental [MIOTTO (2002)]	56
Figura 2.63 - Curva momento fletor-rotação do modelo 1.3 – numérico <i>versus</i> experimental [MIOTTO (2002)]	57
Figura 3.1 - Geometria e dimensões (em cm) do modelo (MIOTTO, 2002).....	59
Figura 3.2 - Propriedades do concreto adotadas no SAP 2000.....	60
Figura 3.3 - Características físicas do aço da armadura	60
Figura 3.4 - Características mecânicas do aço do chumbador.....	61
Figura 3.5 - Armadura da viga pré-moldada (dimensões em cm) [MIOTTO (2002)]....	62
Figura 3.6 - Armaduras dos consolos (dimensões em cm) [MIOTTO (2002)].....	63
Figura 3.7 – Distribuição das armaduras dos consolos (dimensões em cm) [MIOTTO (2002)].....	64
Figura 3.8 - Curva tensão <i>versus</i> deformação do concreto C 37,5.....	66
Figura 3.9 - Análise não linear do elemento de casca.....	67
Figura 3.10 - Análise não linear, método P-Delta.....	67
Figura 3.11 - Parâmetros para obtenção da curva momento fletor-rotação.....	68
Figura 3.12 - Curva momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)].....	69
Figura 3.13 - Discretização do modelo em elementos finitos	70
Figura 3.14 - Modelo estrutural 1 (plano xz).....	70
Figura 3.15 - Modelo estrutural 1	71
Figura 3.16 - Argamassa de apoio como elemento de barra.....	71
Figura 3.18 – Modelo 1: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad).....	72
Figura 3.19 – Modelo 1: Tensões limite no modelo (kN/m ²)	73
Figura 3.20 – Modelo 1: Comparações da curva momento fletor-rotação	74
Figura 3.21 - Modelo estrutural 2 (plano xz).....	75
Figura 3.22 - Argamassa como elemento de casca nas regiões comprimidas	75
Figura 3.23 - Modelo 2: Deformação da estrutura na ruptura (cm e rad).....	76
Figura 3.24 – Modelo 2: Tensões limite (kN/m ²).....	76
Figura 3.25 – Modelo 2: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN/m).....	77
Figura 3.26 – Modelo 2: Comparações da curva momento fletor - rotação	77

Figura 3.28 - Modelo 3: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad)	79
Figura 3.29 – Modelo 2: Tensões limite (kN/m ²).....	79
Figura 3.30 – Modelo 2: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN/m).....	79
Figura 3.32 - Modelo estrutural 4 (plano xz).....	82
Figura 3.33 - Detalhe da ligação do chumbador com o concreto do modelo 4	82
Figura 3.34 - Modelo 4: Deformação da estrutura na ruptura (cm e rad).....	83
Figura 3.35 – Modelo 4: Tensões limite no modelo (kN/m ²)	83
Figura 3.36 – Modelo 4: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN/m).....	84
Figura 3.37 – Modelo 4: Gráfico curva momento fletor - rotação.....	85
Figura 3.38 - Modelo estrutural 5 (plano xz).....	86
Figura 3.39 - Seção transversal da viga pré-moldada: i) armadura dimensionada; ii) armadura equivalente; iii) armadura equivalente majorada	87
Figura 3.40 - Modelo 5: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad)	88
Figura 3.41 – Modelo 5: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN/m).....	88
Figura 3.42 – Modelo 5: Tensões limite no modelo (kN/m ²)	89
Figura 3.43 - Fluxo de tensões no modelo	90
Figura 3.44 - Detalhes do fluxo de tensões.....	90
Figura 3.45 - Detalhes do fluxo de tensões nos pontos de concentração.....	91
Figura 3.46 - Modelo 5: Gráfico curva momento fletor – rotação.....	92
Figura 3.47 - Gráfico curva momento fletor – rotação dos modelos	93

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Classificação da ligação viga-pilar segundo Eurocode 3 (2010) e NBR 8800 (2008)	10
Tabela 2.2 - Valores limites na classificação quanto a rigidez [GOMES et al (1998)]..	11
Tabela 2.3 - Resumo dos limites das classificações das ligações quanto a rigidez.....	13
Tabela 2.5 - Momentos previstos e medidos [DOLAN, STANTON e ANDERSON (1987)]	26
Tabela 2.6 - Características do modelo de CHEFDEBIEN (1998).....	32
Tabela 2.7 - Resultados dos ensaios de CHEFDEBIEN (1998)	33
Tabela 2.11 - Modelos simulados por MIOTTO (2002)	47
Tabela 2.13 - Resumo do programa experimental da ligação viga-pilar N ^o 1 estudada por MIOTTO (2002)	52
Tabela 3.1 - Diâmetro equivalente das armaduras longitudinais	65
Tabela 3.2 - Diâmetro equivalente das armaduras transversais.....	65
Tabela 4.1 - Quadro resumo dos momentos fletores e das deformações da ligação comparando os com os de MIOTTO (2002)	96

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A construção civil foi sempre, historicamente, caracterizada pelo desperdício de materiais, pelos baixos índices de produtividade e pela dificuldade de garantir que o produto final tenha a qualidade requerida. Dentro deste contexto, a utilização de estruturas pré-moldadas propicia tanto um acréscimo da produtividade construtiva como um melhor controle da qualidade, visando garantir assim as características definidas em projeto e uma maior velocidade de execução.

Segundo VASCONCELLOS (2002), não se pode afirmar a época exata em que a pré-moldagem teve início, no entanto, esta pode ser atrelada à invenção do concreto armado por Joseph Monier em 1867.

O futuro da construção civil está cada vez mais caminhando para as estruturas pré-moldadas. Grandes obras exemplificam esta tendência, entre elas a construção do estaleiro e da base naval para submarinos nucleares em Itaguaí, Rio de Janeiro. Nesta obra, da qual tive o prazer de fazer parte do grupo de profissionais que executaram o projeto estrutural, foram investidos cerca de 8 bilhões de reais e praticamente toda a tipologia estrutural foi de pré-moldado, a fim de garantir a qualidade do material e aumentar a velocidade construtiva.

Pode-se notar que a ampliação do mercado de pré-moldados apresenta certas limitações, tais como os elevados custos do transporte e dos equipamentos de elevação das cargas e, segundo BALDISSERA (2006), principalmente da necessidade de promover ligações entre os vários elementos que compõem a estrutura.

A norma brasileira NBR 9062:2006 – Projetos e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado, que trata deste assunto, define estrutura pré-moldada como elemento moldado previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura.

Segundo ORDONEZ *et al.* (1974), a influência das ligações nas construções de estrutura de concreto pré-moldado é de tal importância que especialistas no assunto afirmam que as dificuldades associadas ao projeto e à execução acabam por frear a preferência dessa solução estrutural em relação a métodos construtivos convencionais.

Portanto, dentre as linhas de pesquisa sobre concreto pré-moldado, o estudo das ligações é de suma importância, pois o comportamento estrutural de concreto pré-moldado está fortemente relacionado às suas ligações, já que nelas ocorrem as

maiores concentrações de tensões, merecendo assim pesquisas e estudos aprofundados para melhor garantir o comportamento local e global da estrutura.

1.2 OBJETIVOS E METODOLOGIA

Este trabalho objetiva a análise da ligação entre vigas e pilares pré-moldados, bastante utilizados em galpões com sistemas estruturais de pórticos.

Especificamente, os objetivos do presente trabalho são:

- i) Conceituação teórica da deformabilidade da ligação em estruturas de concreto pré-moldado;
- ii) Definição dos vários métodos existentes para determinar a curva momento fletor-rotação;
- iii) Apresentação de uma revisão bibliográfica destas ligações pré-moldadas;
- iv) Desenvolvimento de modelo numérico para uma análise não linear com emprego do programa SAP 2000, baseado no Método dos Elementos Finitos, para avaliação do comportamento deste tipo de ligações;
- v) Comparação dos resultados numéricos com os obtidos experimentalmente por outros autores.

1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho foi dividido em quatro capítulos, cujos conteúdos são apresentados a seguir.

O capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica. Nele, a conceituação teórica das ligações pré-moldadas é apresentada, assim como as classificações das ligações quanto à rigidez e à resistência. Também são abordados alguns aspectos associados aos comportamentos observados, aos métodos para determinação da curva momento fletor-rotação.

No capítulo 3 são definidas a geometria da ligação viga-pilar a ser estudada; as características dos materiais; as armaduras da viga e do consolo; a análise não-linear a ser efetuada e a determinação da curva momento fletor-rotação a partir do modelo

estrutural. Em seguida descrevem-se as etapas da modelagem no SAP 2000, apresenta-se o modelo discretizado em elementos finitos, a caracterização dos elementos que compõem a ligação, a definição do carregamento atuante e os resultados obtidos. A partir do resultado da deformabilidade da ligação, define-se a curva momento fletor-rotação comparando-a com as obtidas por outros autores.

As conclusões das análises e comparações efetuadas são apresentadas no capítulo 4, onde também propõem-se alguns temas para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo é apresentada uma síntese sobre o conceito de deformabilidade das ligações em estruturas de concreto pré-moldado. É definido como é feita a classificação da ligação quanto à rigidez e resistência e, também como se determinam as curvas momento fletor-rotação. Além disso, são apresentados os estudos encontrados na literatura que abordam o tema ligações pré-moldadas.

2.1 DEFORMABILIDADE DAS LIGAÇÕES

O estudo da deformabilidade das ligações é de suma importância, pois particularmente nas estruturas pré-moldadas, há a necessidade do conhecimento do comportamento estrutural de uma ligação viga-pilar. Os escritórios de projeto de engenharia atribuem a ligação como articulada ou rígida em vista de simplificação de cálculo. No entanto, seu comportamento pode ser considerado como semi-rígido e suas variações devem ser estudadas, tanto em termos de suas deformações como da transmissão de esforços.

Segundo EL DEBS (2000), a deformabilidade da ligação é definida como o deslocamento relativo entre os elementos da ligação provenientes de um esforço aplicado na direção do deslocamento. Assim, a deformabilidade ao momento fletor de uma ligação viga-pilar corresponde à rotação da viga em relação à forma indeformada do nó, conforme pode ser observado na Figura 2.1. No item a) pode ser observada a representação da ligação viga-pilar com a aplicação de um momento fletor atuante; no item b) é ilustrada a ligação como sendo indeformável; e no item c) a ligação deformável.

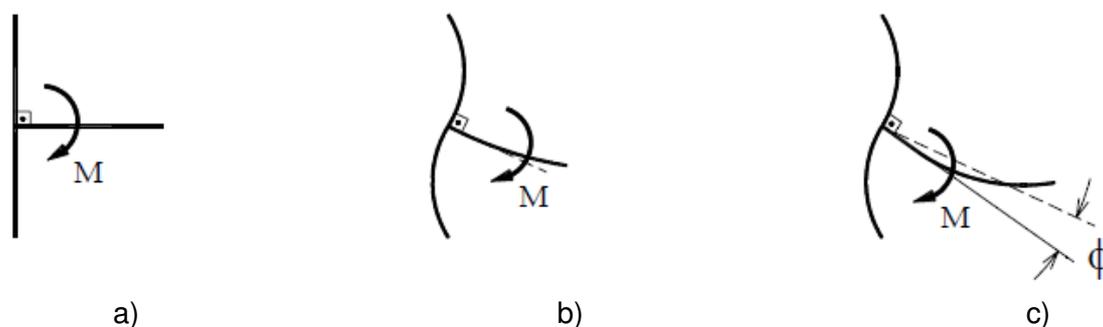


Figura 2.1 - Deformabilidade ao momento fletor de ligação [EL DEBS (2000)]

A partir da análise da representação da ligação apresentada na Figura 2.1, pode ser estabelecida a deformabilidade e a rigidez da ligação, conforme as equações a seguir.

- Deformabilidade da ligação

$$D_m = \frac{\phi}{M} \quad (2.1)$$

- Rigidez da ligação

$$K_m = \frac{M}{\phi} \quad (2.2)$$

Onde,

D_m é a deformabilidade ao momento fletor da ligação;

K_m é a rigidez ao momento fletor da ligação;

ϕ é a rotação da ligação;

M é o momento fletor atuante na ligação.

Para representar a deformabilidade ao momento fletor de uma ligação é utilizada a relação momento fletor-rotação ou simplesmente momento-rotação. Na Figura 2.2 são mostradas as curvas momento fletor-rotação de uma ligação perfeitamente articulada, semi-rígida e perfeitamente rígida.

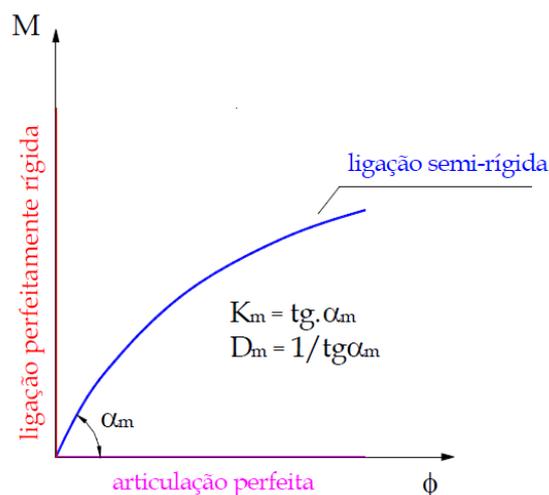


Figura 2.2 - Curvas momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)]

Para melhor conhecimento do comportamento da ligação semi-rígida, deve-se avaliar a curva momento fletor-rotação em projetos de engenharia. Segundo

BERNUZZI *et al.* (1991a), os parâmetros que podem caracterizar o comportamento de uma ligação semi-rígida sob momento fletor, considerando carregamento monotônico, podem ser observados na Figura 2.3.

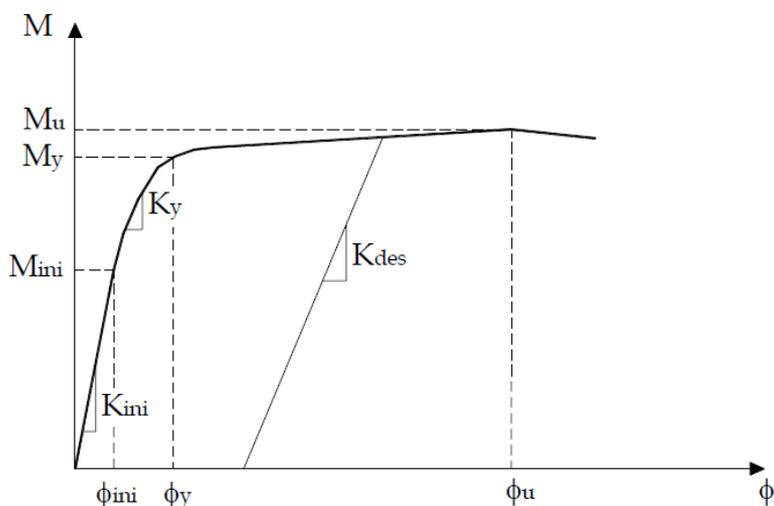


Figura 2.3 - Parâmetros da curva momento fletor-rotação [BERNUZZI *et al.* (1991a)]

As ligações semi-rígidas, na maioria dos casos, possuem um comportamento não linear. Segundo BALDISSERA (2006), com o objetivo de simplificar o processo de cálculo, projetam-se estruturas de concreto pré-moldado com a linearização da curva momento fletor-rotação, tornando-as bilineares ou trilineares, conforme pode ser observado na Figura 2.4.

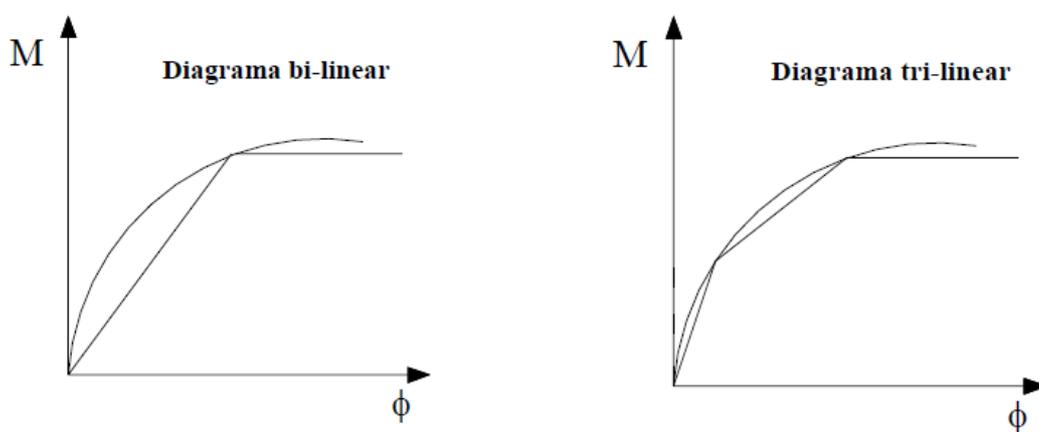


Figura 2.4 - Linearização das curvas momento fletor – rotação [BALDISSERA (2006)]

Como pode ser observado a partir da análise do diagrama trilinear, nota-se que este representa uma aproximação melhor do que o diagrama bilinear, conduzindo a uma melhor correspondência com o comportamento da ligação.

Em vista da falta de normas que tratem especificamente de ligações semi-rígidas, foi utilizado como base o Eurocode 3 que trata de ligações não-rígidas entre apoio e viga, mesmo sendo uma norma que trata de estruturas de aço.

Os gráficos da Figura 2.5 ilustram os critérios estabelecidos pelo Eurocode 3 (2010). Segundo esta norma, para a linearização de curvas momento fletor-rotação, a rigidez da ligação (S_j) deve ter valor igual à rigidez inicial ($S_{j,ini}$) da curva momento fletor-rotação não linear se, e somente se, o momento solicitante de projeto ($M_{j,Ed}$) for inferior a $2/3$ do momento resistente de projeto ($M_{j,Rd}$). Quando este valor for maior que $2/3$ do momento resistente, a rigidez fictícia é dada em função da rigidez inicial reduzida de um fator η segundo a seguinte fórmula:

$$K = \frac{(S_{j,ini})}{\eta} \quad (2.3)$$

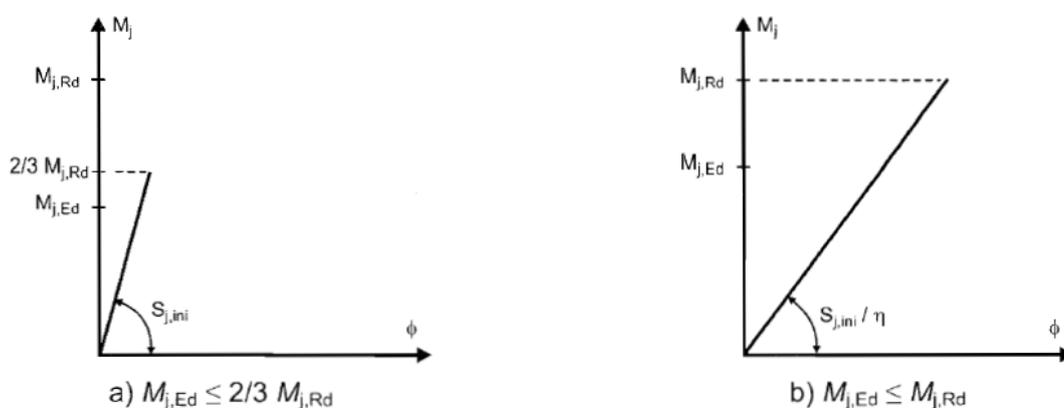


Figura 2.5 - Rigidez considerada em projeto [EUROCODE 3 (2010)]

A curva momento fletor-rotação proposta pelo Eurocode 3 (2010) para determinação da capacidade rotacional de uma ligação é ilustrada na Figura 2.6, onde a) definição da ligação; b) modelagem da ligação; e c) desenvolvimento da curva momento fletor-rotação da ligação.

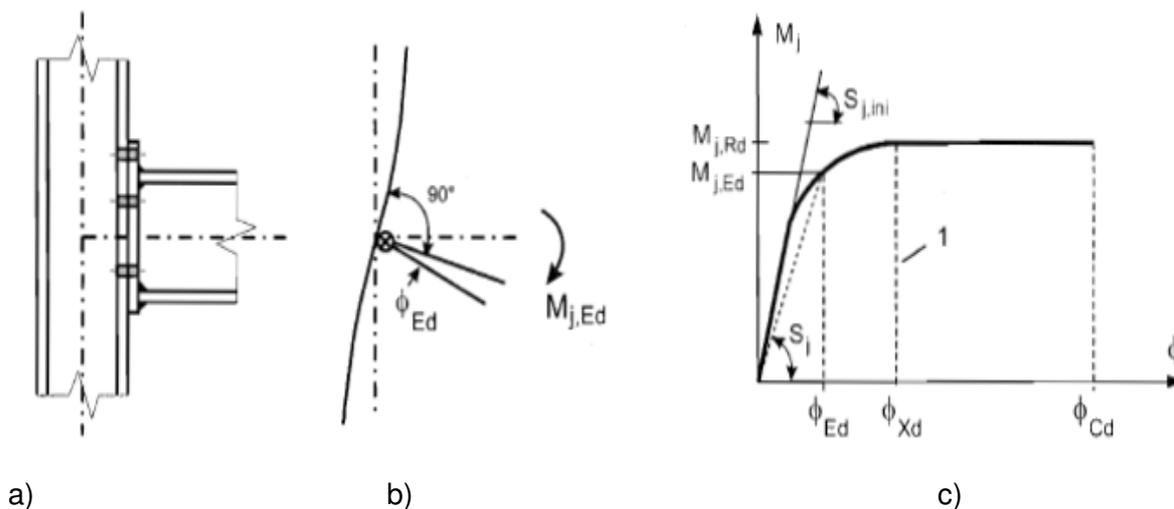


Figura 2.6 - Curva momento fletor-rotação para uma ligação viga-pilar [EUROCODE 3 (2010)]

2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

As ligações podem ser classificadas em dois tipos: quanto à rigidez, podendo ser articulada, semi-rígida ou rígida; e à resistência, podendo ser articulada, de resistência parcial ou de resistência total.

Estas classificações baseiam-se nas especificações das normas de estruturas metálicas e, segundo BALDISSERA (2006), melhor caracterizam o tipo de ligação a ser adotado em estruturas pré-moldadas.

2.2.1 CLASSIFICAÇÃO QUANTO A RIGIDEZ

As ligações podem ser classificadas quanto à sua rigidez em articulada, semi-rígida e rígida. De acordo com AGUIAR (2010), as ligações definidas como perfeitamente articuladas não transferem momento fletor da viga para o pilar e as rotações relativas não são restringidas, assim, para valores pequenos de momento fletor apresentam grande rotação. Já a ligação perfeitamente rígida é o extremo oposto, onde o momento fletor atuante é totalmente transferido da viga para o pilar e há a restrição total das rotações relativas entre os elementos que compõem a ligação, além da garantia da continuidade da estrutura.

A ligação definida como semi-rígida apresenta comportamento intermediário, de modo que a ligação possui rigidez parcial, com restrição parcial das rotações relativas e transmissão parcial do momento fletor. Os três tipos de ligação podem ser observados nos pórticos na Figura 2.7.



a)



b)



c)

Figura 2.7 - Tipos de ligação viga-pilar quanto à rigidez: a) ligação articulada; b) ligação rígida; e c) ligação semi-rígida

O Eurocode 3 (2010) e a norma brasileira NBR 8800 (2008) definem como ligações articuladas aquelas com rigidez $S_j < 0,5 \cdot E \cdot I_b / L_b$, e para ligações definidas como rígidas, $S_j > K_b \cdot E \cdot I_b / L_b$. Sabendo que para estruturas indeslocáveis $K_b = 8$ e caso o valor de $K_b / K_c > 0,1$, tem-se que $K_b = 25$. Quando o valor de K_b / K_c for menor que 0,1; a ligação é considerada como semi-rígida. Assim, os limites podem ser resumidos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Classificação da ligação viga-pilar segundo Eurocode 3 (2010) e NBR 8800 (2008)

ZONA	COMPORTAMENTO	RIGIDEZ
1	Rígido	$S_j > K_b \times E \times I_b / L_b$
2	Semi-rígido	$K_b / K_c < 0,1$
3	Articulado	$S_j < 0,5 \times E \times I_b / L_b$

Onde,

S_j é a rigidez da ligação;

I_b é o momento de inércia da viga;

I_c é o momento de inércia do pilar;

L_b é o vão da viga;

L_c é a altura do pilar;

K_b é a razão entre I_b e L_b ;

K_c é a razão entre I_c e L_c ;

E é o módulo de elasticidade.

Com o diagrama momento fletor-rotação ilustrado na Figura 2.8 a seguir, pode ser verificado as zonas onde são determinadas que tipo de comportamento estrutural a ligação apresenta.

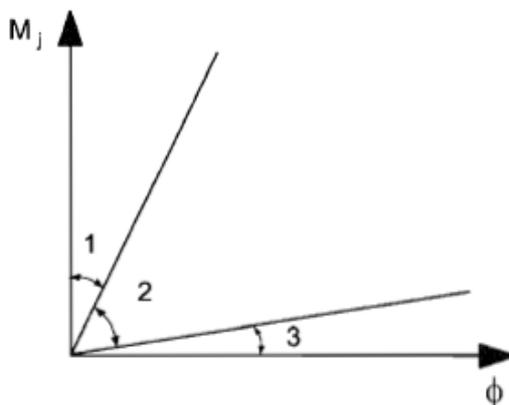


Figura 2.8 - Classificação do comportamento da ligação quanto a rigidez [EUROCODE 3 (2010)]

Segundo GOMES *et al.*, trabalhos divulgados por diversos autores apresentam limites distintos para a classificação da rigidez da ligação. A Tabela 2.2 resume algumas propostas de valores limites encontrados na literatura.

Tabela 2.2 - Valores limites na classificação quanto a rigidez [GOMES et al (1998)]

AUTORES	LIMITES PARA CLASSIFICAÇÃO DE LIGAÇÃO RÍGIDA
Bjorhovede, Colson, Brozzeeti	$E \times I_b / 2d$
Bijlaard, Steenhuis	$E \times I_b / d$ (Pórticos deslocáveis) $E \times I_b / 2,5d$ (Pórticos deslocáveis)
Tschemmernegg, Hunter	$3E \times I_b / 4d$
Mazzolani, De Matteis, Mandara	$E \times I_b / d$
Tschemmernegg, Huber	$E \times I_b / b_j$ $E \times I_b / 3b_j$

* d é a profundidade; b_j é a largura do pilar e I_b é o momento de inércia da viga

Além do Eurocode 3 e da norma brasileira NBR 8800, há ainda duas normas americanas que classificam a ligação quanto à rigidez: AISC/LFRD (1986) e AISC/ASD (1989). A norma AISC/LFRD (1986) classifica as ligações em *Fully Restrained* (ligações perfeitamente rígidas) e *Partial Restrained* (parcialmente rígida). Já a norma AISC/ASD (1989) classifica as ligações em tipo 1, ligações rígidas; tipo 2, ligações articuladas; tipo 3, ligações semi-rígidas.

Segundo a norma AISC/ASD (1989), as ligações rígidas (tipo 1) são assim classificadas porque permitem rotações relativas até, no máximo, 10% da correspondente à situação de perfeitamente articulada e o ângulo entre os elementos de análise mantêm-se inalterados. Já as ligações articuladas (tipo 2) são assim classificadas por permitirem rotações relativas superiores a 80% da correspondente à situação perfeitamente articulada. E por último, a ligação semi-rígida (tipo 3) é aquela em que a rotação relativa varia de 10% a 80% da correspondente à situação de perfeitamente articulada. Assim, a tabela a seguir mostra de uma forma mais clara que as classificações da ligação dependem de sua rotação relativa

Já a norma brasileira NBR 9062 (2006) define como limite de rigidez aos momentos fletores de ligações semi-rígidas os seguintes valores:

$$\frac{0,5 \times (EI)_{sec}}{L_{ef}} < S_j \leq \frac{20 \times (EI)_{sec}}{L_{ef}} \quad (2.4)$$

Onde,

$(EI)_{sec}$ é a rigidez secante da viga;

L_{ef} é o vão efetivo entre apoios;

S_j é a rigidez secante.

Segundo a norma NBR 9062 (2006), a resposta não linear das ligações pode ser feita com base na análise linear utilizando a rigidez secante (S_{sec}). Sua obtenção pode ser feita a partir da análise do gráfico da Figura 2.9.

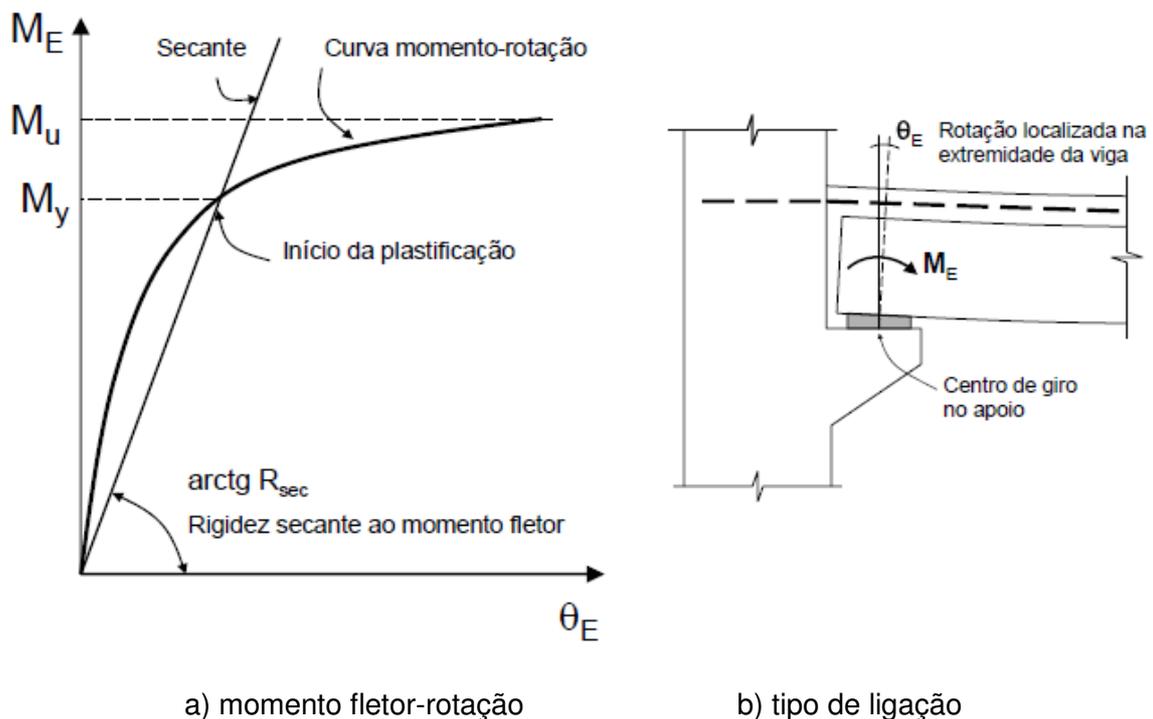


Figura 2.9 - Relação momento fletor-rotação na ligação viga-pilar [NBR 9062 (2006)]

A Tabela 2.3 resume os limites propostos para cada tipo de segundo o Eurocode 3 (2010), a NBR 8800 (2003), a NBR 9062 (2006) e a AISC/ASD (1989), onde as variáveis foram definidas com a mesma letra a fim de garantir uma melhor visualização comparativa.

Tabela 2.3 - Resumo dos limites das classificações das ligações quanto a rigidez

NORMA		TIPO DE LIGAÇÃO		
		ARTICULADA	SEMI-RÍGIDA	RÍGIDA
EUROCODE 3	E.C.*	$S_j \leq 0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$0,5 \frac{EI}{L} < S_j < 8 \frac{EI}{L}$	$S_j \geq 8 \frac{(EI)_{sec}}{L}$
	E.N.C.**	$S_j \leq 0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L} < S_j < 25 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$S_j \geq 25 \frac{(EI)_{sec}}{L}$
NBR 8800	E.C.*	$S_j \leq 0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L} < S_j < 8 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$S_j \geq 8 \frac{(EI)_{sec}}{L}$
	E.N.C.**	$S_j \leq 0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L} < S_j < 25 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$S_j \geq 25 \frac{(EI)_{sec}}{L}$
NBR 9062		$S_j \leq 0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$0,5 \frac{(EI)_{sec}}{L} < S_j < 20 \frac{(EI)_{sec}}{L}$	$S_j \geq 20 \frac{(EI)_{sec}}{L}$
AISC/ASD		$\phi \geq 80\%^{***}$	$10\% < \phi < 80\%^{***}$	$\phi \leq 10\%^{***}$

* Estrutura contraventada; ** Estrutura não contraventada; *** da ligação perfeitamente articulada

2.2.2 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À RESISTÊNCIA

Segundo o Eurocode 3 (2010), as ligações podem ser classificadas em ligações articuladas, de resistência parcial e resistência total.

As ligações articuladas são projetadas para transferir apenas esforços normal e cortante, garantindo que haja rotação relativa entre a viga e o pilar.

Já as ligações com resistência parcial possuem resistência menor que a resistência dos elementos da ligação e as ligações com resistência total possuem resistência, no mínimo, igual à resistência que compõe a ligação. De acordo com o Eurocode 3 (2010), o parâmetro limitante que define qual o tipo de ligação é o

momento de plastificação de cálculo da viga ($M_{p,Rd}$), como pode ser observado no diagrama momento fletor-rotação da Figura 2.10.

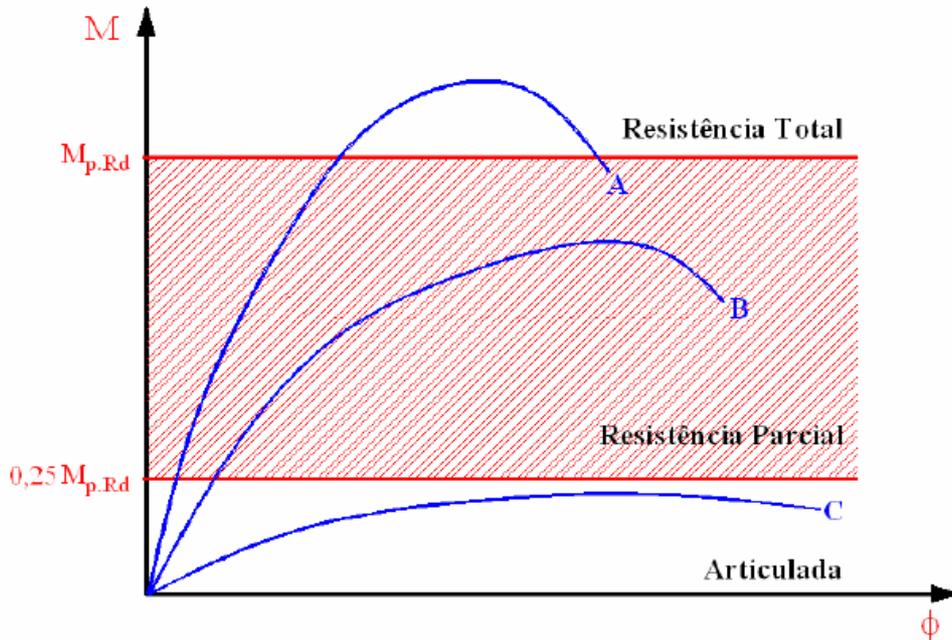


Figura 2.10 - Classificação das ligações quanto a resistência [SAWASAKI (2010)]

Como pode ser observada na Figura 2.10, a curva A representa uma ligação de resistência total, a curva B representa uma ligação de resistência parcial e a curva C representa uma ligação articulada. Nota-se que o limite máximo para que a ligação seja considerada como articulada é $0,25 \times M_{p,Rd}$ e, para que seja definida como ligação de resistência total, deve ter valor acima de $M_{p,Rd}$.

Segundo o Eurocode 3 (2010), nas ligações de resistência total, os momentos resistente e de plastificação de projeto são definidos conforme mostra a Figura 2.11.



Figura 2.11 - Limite quanto à resistência total [EUROCODE 3 (2010)]

A partir da Figura 2.11, tem-se que:

$M_{j,Rd}$ é o momento resistente de projeto da ligação;

$M_{b,pl,Rd}$ é o momento de plastificação de projeto da viga;

$M_{c,pl,Rd}$ é o momento de plastificação de projeto do pilar.

2.3 DETERMINAÇÃO DA CURVA MOMENTO FLETOR - ROTAÇÃO

Segundo MIOTTO (2002), a forma mais indicada para a determinação da resistência e da deformabilidade de uma ligação de elementos pré-moldados é por meio da realização de ensaios, no entanto, isto requer tempo e apoio financeiro, tornando, portanto, os resultados laboratoriais limitados a estudos científicos e acadêmicos.

Segundo JASPART & MAQUOI (1992), na ausência de resultados experimentais recomenda-se o emprego de modelos matemáticos, entre eles: aproximação a uma curva (“curve fitting”), análise via método dos elementos finitos, modelos mecânicos e modelos analíticos simplificados.

2.3.1 APROXIMAÇÃO A UMA CURVA (“CURVE FITTING”)

Esse método consiste na aproximação da curva momento fletor-rotação, permitindo associar os coeficientes da representação matemática com os parâmetros físicos da ligação dos elementos pré-moldados. Essa aproximação é obtida por análise numérica ou por ensaios.

Por se tratar de uma aproximação por calibração numérica, pode haver mudanças significativas na curva, já que depende dos parâmetros geométricos e mecânicos, da contribuição de cada elemento e do tipo da ligação.

2.3.2 ANÁLISE VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Este método consiste na análise numérica com base no Método dos Elementos Finitos para determinação da curva momento-rotação. A partir da análise de

elementos finitos, pode-se simular o comportamento não-linear e tridimensional das ligações e como os elementos interagem entre si.

Assim, a construção da curva momento fletor-rotação é feita a partir da análise da deformabilidade da ligação a partir de um carregamento atuante no modelo computacional.

2.3.3 MODELOS MECÂNICOS

A partir de modelos mecânicos, esse método consegue reproduzir a ligação e cada elemento que compõe a estrutura. Para obter a curva momento fletor-rotação, combinam-se elementos rígidos e deformáveis de acordo com o comportamento de cada elemento da ligação. O comportamento global da ligação nada mais é do que a associação de cada elemento isolado.

2.3.4 MODELOS ANALÍTICOS SIMPLIFICADOS

Esse método pode ser entendido como uma simplificação do modelo mecânico. Para determinação da curva momento fletor-rotação da ligação é necessária uma representação matemática baseada em seus valores característicos, tais como: momento resistente de projeto, deformabilidade inicial, momento de plastificação, entre outros. A definição desses valores característicos depende das propriedades mecânicas e geométricas da ligação.

A deformabilidade inicial obtida analiticamente deve ser avaliada a partir da ligação como uma associação de mecanismos individuais de cada elemento, ou seja, a deformação da ligação será igual à combinação das deformações de cada componente.

A verificação da validação desse método é feita a partir da comparação do resultado do modelo analítico com ensaios. Nota-se que quanto mais simples é a ligação, mais preciso é o resultado de análise.

2.3.5 MÉTODO DOS COMPONENTES

A determinação da deformabilidade da ligação através de uma análise individual de cada elemento que contribui para o comportamento global da ligação baseia-se no Método dos Componentes ou *Component Method*.

Segundo COST C1 – “*Composite steel-concrete joints in braced frames for buildings*” (1996), a aplicação deste método consiste na definição dos componentes ativos da ligação, na avaliação das características de deformação e de resistência de cada componente individual e na associação desses componentes para avaliação do comportamento da ligação como um todo.

Para quantificar a interação entre os componentes que compõem a ligação, há dois tipos de aproximações: mecânica e analítica. A aproximação mecânica gera resultados com uma maior precisão, no entanto, a aproximação analítica é a mais utilizada em projeto.

Os modelos mecânico e analítico simplificados apresentados nos itens 2.3.3 e 2.3.4 requerem o estudo do método dos componentes para sua aplicação.

- **APROXIMAÇÃO MECÂNICA GERAL**

Essa aproximação pode ser aplicável ao modelo mecânico, e tem como objetivo determinar uma representação física do comportamento local da ligação de cada componente através da adoção de molas.

A partir do momento em que a ligação recebe carregamentos, cada componente integrante desta ligação estará sujeito a esforços de compressão, tração ou cisalhamento gerando suas respectivas deformações (Δ). O comportamento real de cada componente da ligação pode ser expresso em função de curvas força-deslocamento de comportamento não linear.

Para representar a configuração da ligação por molas é necessário conhecer as características força-deslocamento de cada componente. Nas Figuras 2.12 a 2.14 são representadas as características do modelo mecânico de Innsbruck para viga-pilar-laje mistas (pilar e viga metálicos e laje de concreto), o qual foi desenvolvido por pesquisadores da Universidade de Innsbruck. Nesse modelo, cada componente

enrijecedor da ligação é simulado como uma mola. Na Tabela 2.4 estão apresentados os grupos, zonas e regiões do modelo.

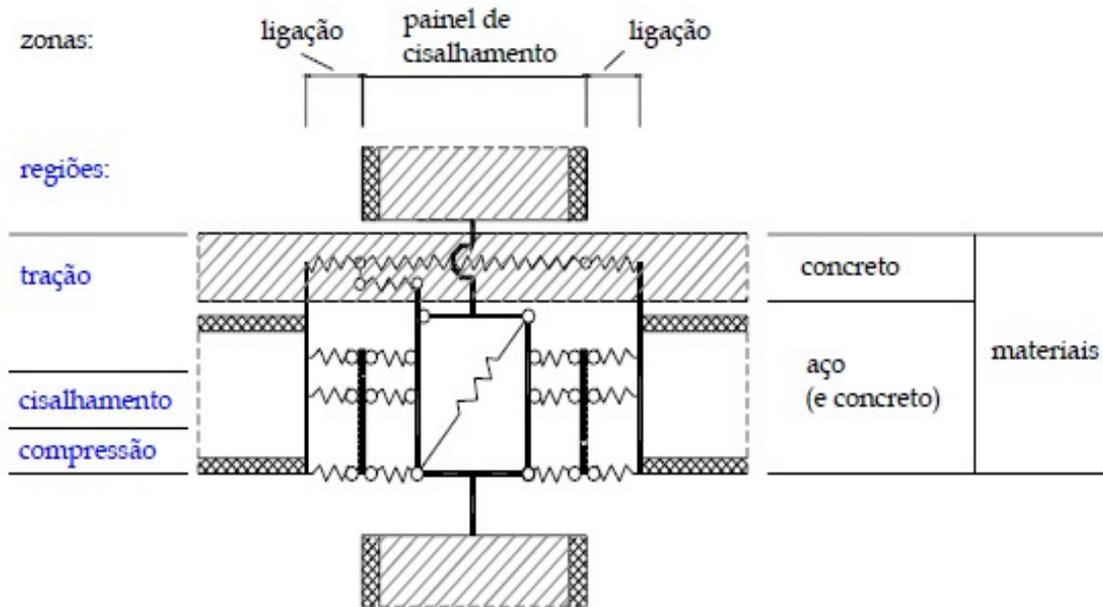


Figura 2.12 - Regiões e zonas do Modelo Mecânico [COST C1 (1996)]

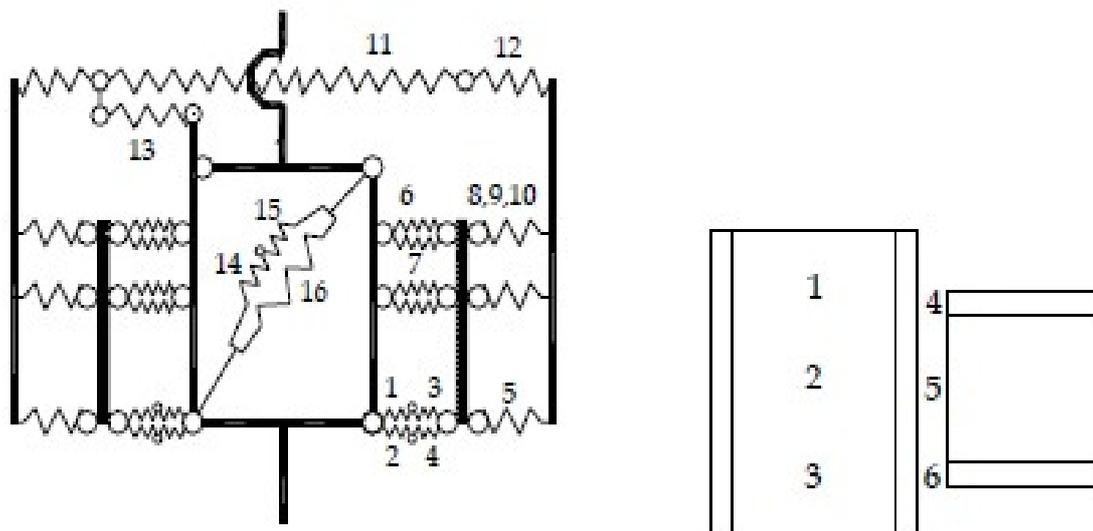


Figura 2.13 - Numeração das molas e dos grupos [COST C1 (1996)]

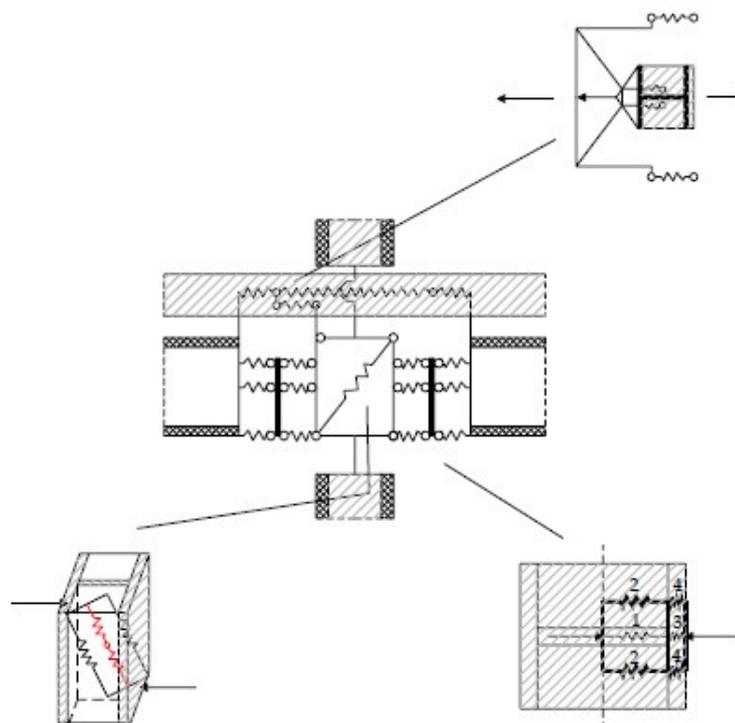


Figura 2.14 - Detalhamento do Modelo Mecânico [COST C1 (1996)]

Tabela 2.4 - Modelo Mecânico de Innsbruck [COST C1 (1996)]

Nº	Componente	zona	região	grupo
1	Painel interior	painel	compressão	3
2	Concreto de encamisamento	painel	compressão	3
3	Painel exterior (mesa do pilar + efeitos locais)	painel	compressão	3
4	Efeito do concreto de encamisamento na mola exterior	painel	compressão	3
5	Mesa da viga (efeitos locais), chapa de contato e de extremidade	ligação	compressão	6
6	Inclinação do painel, parte da mesa, raio do filete	painel	tração	1
7	Enrijecedor à tração	painel	tração	1
8	Mesa do pilar (enrijecida) ao momento fletor	ligação	tração	4
9	Chapa de extremidade ao momento fletor, alma da viga à tração	ligação	tração	4
10	Parafusos à tração	ligação	tração	4
11	Armadura (dentro do painel) à tração	painel / ligação	tração	1 / 4
12	Escorregamento da viga mista (interação incompleta)	painel / ligação	tração	1 / 4
13	Redireção das forças desbalanceadas	painel / ligação	tração	1 / 4
14	Painel ao cisalhamento	painel	cisalhamento	2
15	Painel ao momento fletor	painel	cisalhamento	2
16	Capa de concreto solicitada ao cisalhamento	painel	cisalhamento	2

Para avaliar o comportamento da ligação, aplica-se um conjunto de forças na extremidade da viga e do pilar. Com o incremento do carregamento, os esforços atuantes irão se distribuir entre cada componente da ligação de acordo com a matriz de rigidez tangente. Esse método requer conhecimento de análise matricial das estruturas e, conseqüentemente, o uso de computador para resolver as inúmeras equações.

- **PROCEDIMENTOS ANALÍTICOS**

Essa aproximação pode ser aplicável ao modelo analítico simplificado e tem como objetivo determinar fórmulas analíticas desenvolvidas com o uso de modelos mecânicos que representam a rigidez dos componentes com o emprego de molas. Esse procedimento pode ser viável quando as molas possuírem comportamento linear correspondente à sua rigidez elástica.

A Figura 2.15 representa o modelo mecânico usado para avaliar a rigidez elástica de ligações mistas, segundo o Eurocode 3 (2010).

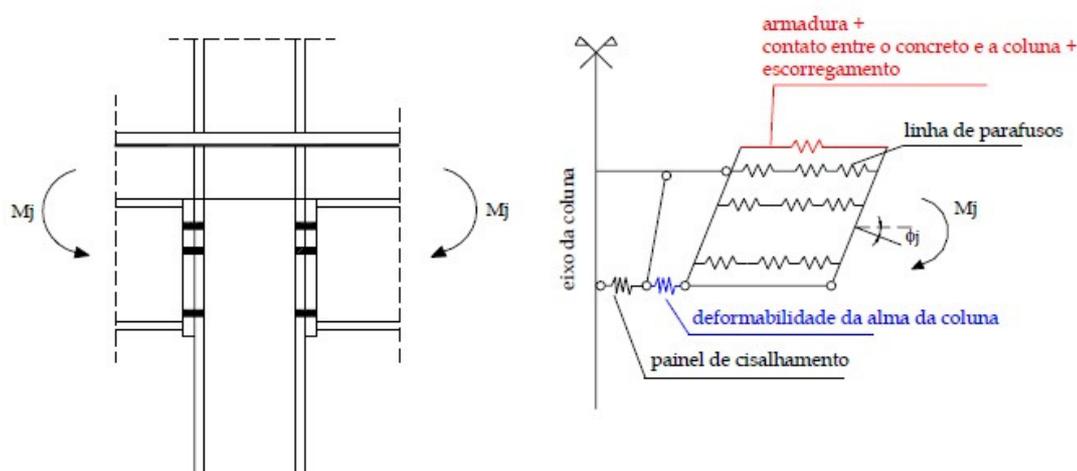


Figura 2.15 - Modelo mecânico para ligações mistas [Eurocode 3 (2010)]

O cálculo da rigidez de toda a ligação é feito a partir da rigidez elástica de cada componente que pertence à ligação, sendo seu comportamento estrutural representado por uma mola. Sendo assim, a rigidez de cada componente depende das seguintes características: módulo de elasticidade do material, força e deformação na mola, conforme mostra a Eq. (2.5).

$$F_i = K_i x E x \Delta_i \quad (2.5)$$

Onde,

F_i é a força na mola i ;

K_i é o coeficiente de rigidez do componente i ;

E é o módulo de elasticidade do material;

Δ_i é a deformação da mola;

Quando as forças de tração resultantes do momento aplicado são resistidas não apenas por uma camada de armadura, mas também por uma segunda camada de armadura ou por parafusos pertencentes à ligação metálica, o modelo de molas antes mencionado deve ser modificado a fim de atender a realidade da estrutura. Esse modelo de molas pode ser observado na Figura 2.16.

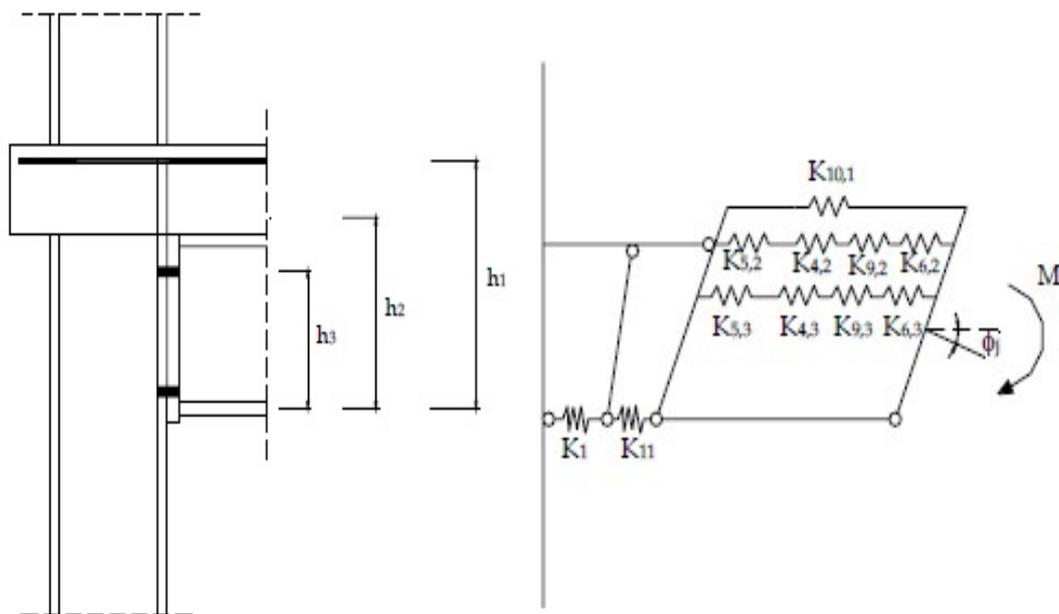


Figura 2.16 - Modelo de molas para ligação viga-pilar-laje com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)]

A Figura 2.17 mostra como é formada a mola efetiva para a linha de parafuso r , com um coeficiente de rigidez $K_{ef,r}$. Nesse modelo, a mola efetiva é determinada em função da deformação por tração da alma do pilar, da mesa do pilar em flexão, dos parafusos tracionados e da flexão da chapa.

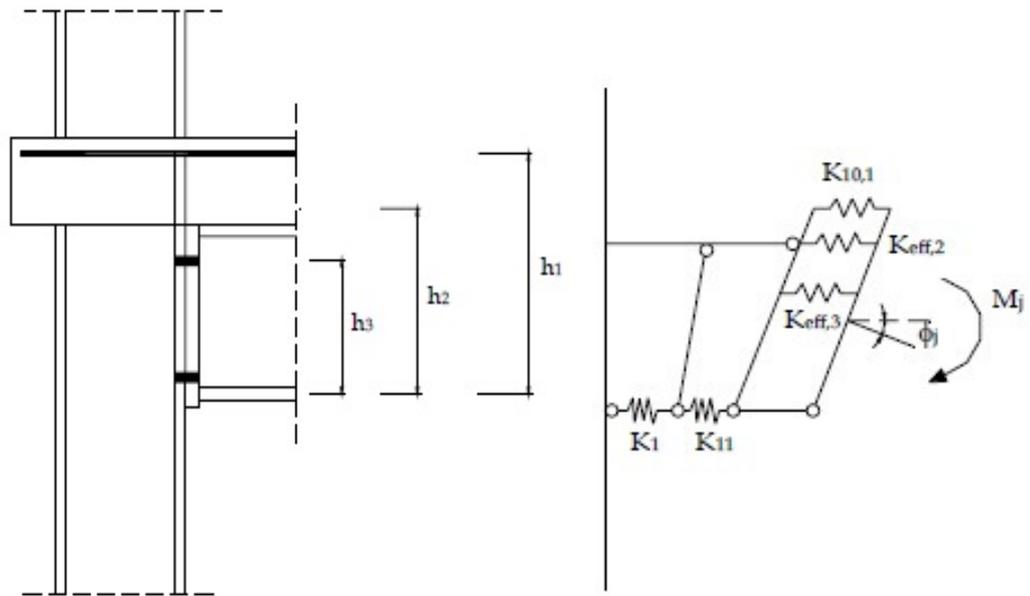


Figura 2.17 - Modelo de molas para determinação da mola efetiva com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)]

Na Figura 2.18 é apresentada a determinação de uma mola equivalente atuando no nível z que substitui as molas efetivas de cada linha de parafusos. O coeficiente de rigidez equivalente dessa mola efetiva é K_{eq} e pode ser denominado de K_{10} .

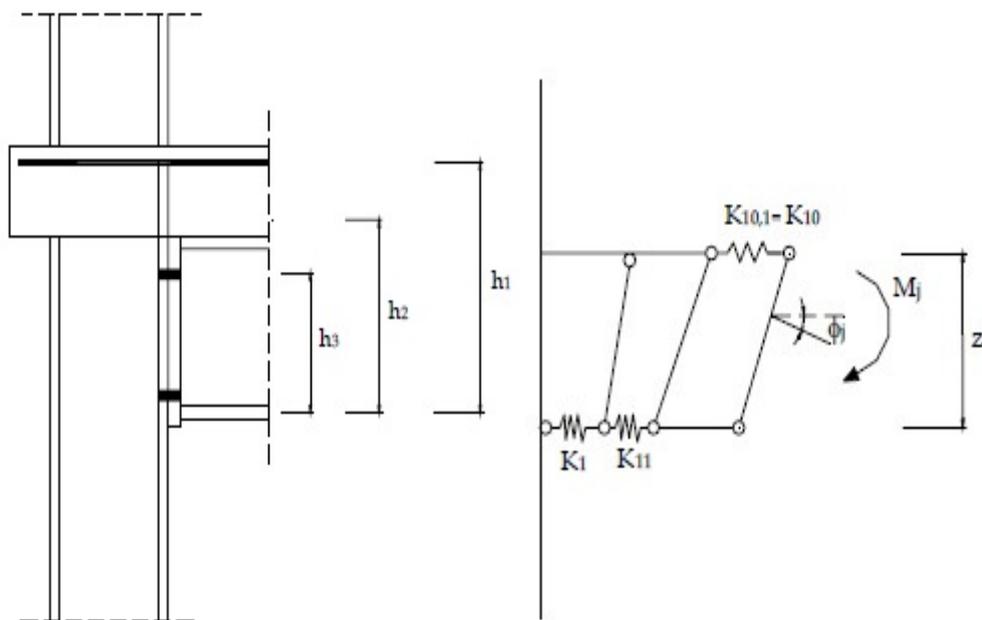


Figura 2.18 - Modelo de molas para determinação da mola equivalente com chapa soldada e duas linhas de parafuso [COST C1 (1996)]

A força em cada mola é igual a F_1 (alma do pilar solicitada ao cisalhamento), F_{10} (armadura longitudinal tracionada) e F_{11} (alma do pilar, não enrijecida, à compressão associada a uma chapa de contato).

O momento M_j atuante no modelo é obtido pelo produto entre a força aplicada (F) e o braço de alavanca (z), dado pela distância entre o centro de tração, determinado pelo nível das armaduras da laje, e o centro de compressão, determinado pelo centro da mesa inferior da viga. A rotação na ligação pode ser determinada em função da deformação das molas e do braço de alavanca (z), conforme mostra a Eq. (2.6).

$$\phi_j = \frac{(\Delta_1 + \Delta_{10} + \Delta_{11})}{z} \quad (2.6)$$

Onde,

ϕ_j é a rotação na ligação;

Δ_1 é a deformação da mola 1;

Δ_{10} é a deformação da mola 10;

Δ_{11} é a deformação da mola 11;

z é o braço de alavanca.

Sendo assim, a rigidez inicial da ligação pode ser determinada analiticamente em função das variáveis já estabelecidas, conforme as Eq. (2.7) e (2.8).

$$K_{j,ini} = \frac{M_j}{\phi_j} = \frac{F x z}{\frac{\Delta_1}{z} + \frac{\Delta_{10}}{z} + \frac{\Delta_{11}}{z}} = \frac{F x z^2}{\frac{F}{E} x \left(\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{10}} + \frac{1}{K_{11}} \right)} \quad (2.7)$$

Logo,

$$K_{j,ini} = \frac{E x z^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (2.8)$$

2.4 ESTUDOS ENCONTRADOS NA LITERATURA

Segundo SAWASAKI (2010), o estudo de ligações em estruturas de concreto pré-moldado foi intensificado a partir da década de 60, onde o objetivo das pesquisas era o aumento da base de dados através da realização de um programa de pesquisa experimental desenvolvido pela Portland Cement Association (PCA). Segundo Ferreira (1999), o programa abrangeu estudos registrados em uma série de artigos denominados *Connections in Precast Structures* publicados no *PCI Journal*. Entre esses trabalhos, citam-se os estudos de continuidade em elementos pré-moldados em duplo T para pisos, de Rostasy (1962), a resistência do apoio no topo de pilares para vigas pré-moldadas, de Kris e Raths (1963) a ligação viga-viga e viga-pilar com fixação por meio de parafusos em dentes rebaixados, de Gaston e Kris (1964), a resistência em consolos, de Kris e Rath (1965) e as ligações por chapas metálicas em bases de pilares, de Lafraugh e Magura (1966).

Em 1986 foi criado o programa Precast Prestressed Concrete Institute – Specially Funded Research and Development Program 1 and 4 (PCI-SFRAD) com o objetivo de unir as informações sobre o estudo das ligações pré-moldadas. Os resultados obtidos foram publicados no *PCI Journal* com o título “*Moment Resistant Connections and Simple Connections*”. Foram ensaiadas dezesseis ligações viga-pilar para análise de resistência, ductilidade e rigidez, sendo oito ligações articuladas e oito ligações rígidas.

O programa de ensaio, a descrição dos modelos, os resultados obtidos e suas respectivas conclusões podem ser encontrados em várias publicações referentes ao programa PCI-SFRAD, como em DOLAN *et al.* (1987).

A Figura 2.19 ilustra os corpos-de-prova utilizados nos ensaios de ligação submetidos a carregamentos cíclicos equivalentes, forças laterais e carregamentos gravitacionais que fizeram parte do programa experimental do PCI.

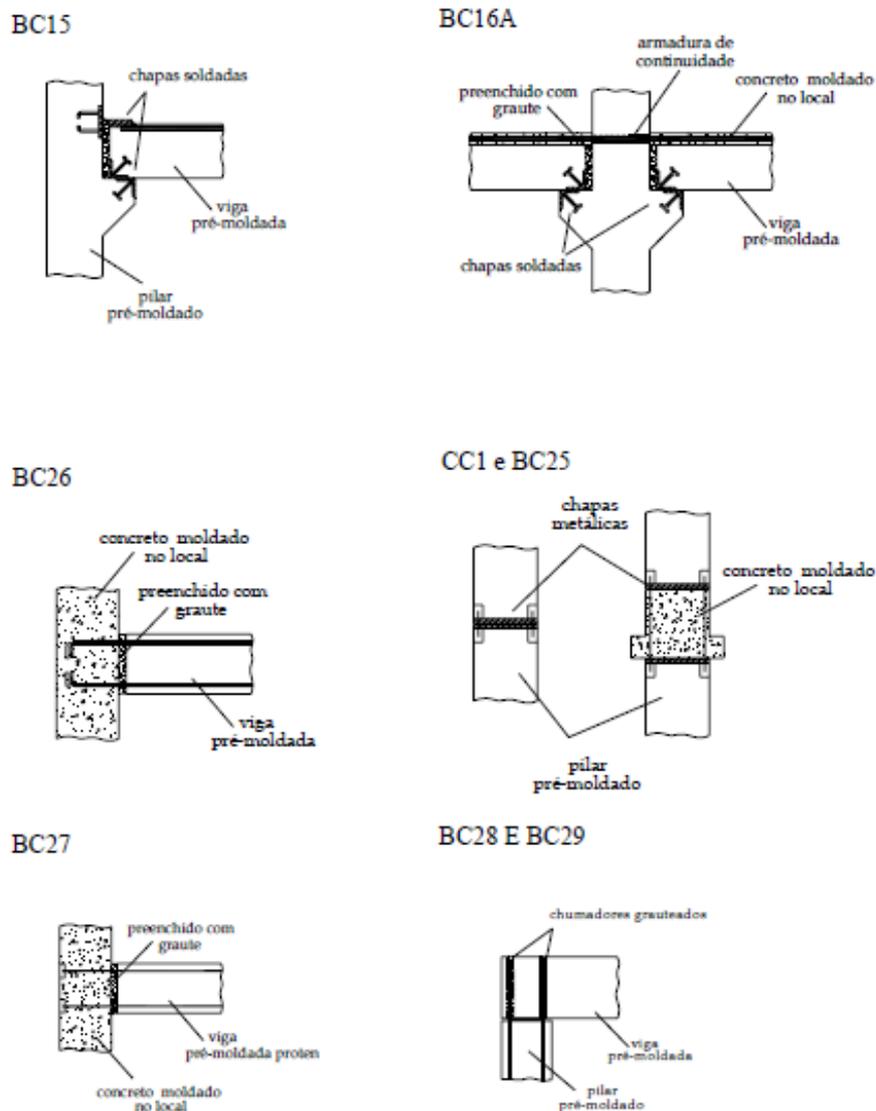


Figura 2.19 - Ligações analisadas por DOLAN, STANTON e ANDERSON (1987)

Segundo DOLAN *et al.* (2006), os resultados obtidos com a análise das ligações mostradas foram:

- A ligação BC15 é constituída por chapas soldadas e sua geometria pode ser observada na Figura 2.19. A capacidade resistente a momento fletor positivo é da ordem de 65 % da capacidade a momento fletor negativo;
- A ligação BC16A é constituída por chapas soldadas, armadura de continuidade, concreto moldado *in loco* e preenchimento com graute entre a viga pré-moldada e o pilar. Sua geometria também pode ser observada na Figura 2.19. Essa

ligação indicou capacidade resistente a momento fletor positivo da ordem de 30 % da capacidade a momento fletor negativo;

- As ligações BC25 e CC1 são constituídas por chapas metálicas e concreto moldado no local. Sua geometria também pode ser observada na Figura 2.19. Essas ligações indicaram capacidade resistente a momento fletor positivo de mesma magnitude da capacidade a momento fletor negativo;
- A ligação BC27 é constituída por viga pré-moldada protendida, concreto moldado in loco e preenchimento com graute no espaço entre a viga e o pilar. A geometria dessa ligação também pode ser observada na Figura 2.19. A partir do resultado observou-se uma boa rigidez inicial causada pela presença de cabos pós-tensionados, com equivalência a de um concreto com módulo de elasticidade, E_c , igual a 5100 MPa;
- As ligações BC28 e BC29 apresentam na ligação chumbadores grauteados. A geometria dessa ligação também pode ser observada na Figura 2.19. Essa ligação resiste a valores pequenos de momento fletor e sofrem elevadas deformações.
- As ligações BC15, BC16A, BC25, BC26, BC28 e BC29 apresentaram resistência última, no mínimo, igual à prevista para momento fletor negativo.

A Tabela 2.5 resume os valores dos momentos fletores obtidos e estimados para cada tipo de ligação, bem como a máxima rotação relativa observada nos exemplos ensaiados.

Tabela 2.5 - Momentos previstos e medidos [DOLAN, STANTON e ANDERSON (1987)]

TIPO DE LIGAÇÃO	MOMENTO NEGATIVO			MOMENTO POSTIVO	MÁXIMA ROTAÇÃO	
	MOMENTO DE PROJETO (kN.m)	PREVISTA (kN.m)	MEDIDA (kN.m)	MEDIDA (kN.m)	NEGATIVO (%)	POSITIVO (%)
BC15	161,34	215,12	246,87	163,82	3,7	1,20
BC16A	161,34	215,12	395,44	137,61	10,0	4,00

BC25	179,30	281,10	512,38	477,69	4,0	4,00
CC1	115,24	184,39	172,07	177,95	4,0	3,65
BC26	161,34	215,12	350,25	-	12,5	-
BC27	235,68	290,93	269,80	-	8,3	-
BC28	32,87	45,08	65,07	-	4,1	-
BC29	32,87	45,08	61,01	35,92	3,9	3,75

Em 1990 foi iniciado um programa de pesquisa denominado *PRESS - Precast Seismic Structural Systems*, onde os Estados Unidos e o Japão se uniram com o objetivo de viabilizar o uso de sistema de estruturas pré-moldadas em áreas que sofrem abalo sísmico. O estudo e desenvolvimento de ligações viga-pilar resistentes e dúcteis foi dividido em três partes: FASE I (projetos de caráter de definição de critérios e de diretrizes básicas), FASE II (projetos relacionados com o estudo do comportamento e ensaios de ligações) e FASE III (projetos relacionados a ensaios de estrutura de edifícios).

Nesse mesmo ano, teve início um outro programa de pesquisa intitulado "*Investigation of the Behaviour of the Semi-rigid Connections*" pelo Centro de Pesquisa da Indústria de Pré-moldados da França-CERIB (French Precast Concrete Industry Study and Research Center), tendo como objetivo o estudo da semi-rigidez das ligações entre elementos de concreto pré-moldado (ligação viga-viga, ligação viga-pilar e ligação pilar-fundação).

O programa foi descrito posteriormente por COMAR & DARDARE (1992) e por CHEFDEBIEN (1998). Nessa publicação são descritos os resultados obtidos dos ensaios realizados em ligação viga-pilar. As Figura 2.20 e Figura 2.21 utilizaram os corpos-de-prova empregados no programa experimental.

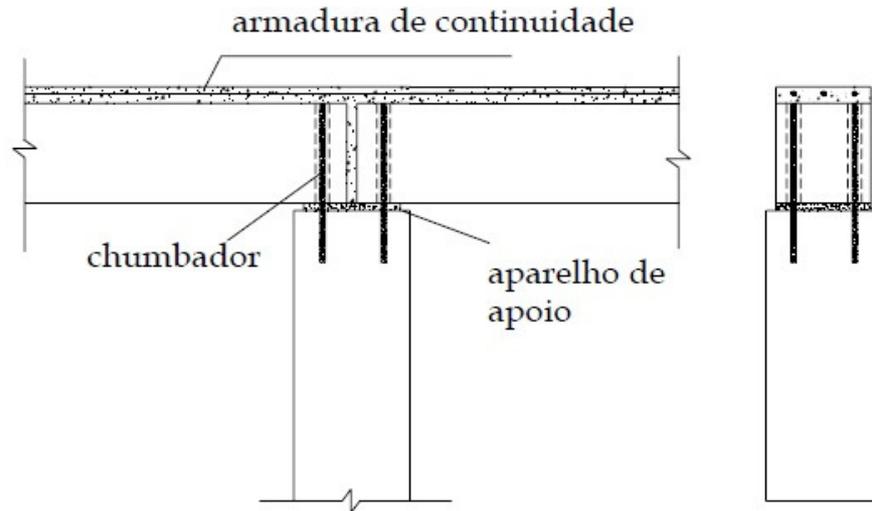


Figura 2.20 - Ligação viga-pilar ensaiada no CERIB (1992) (tipo 1)

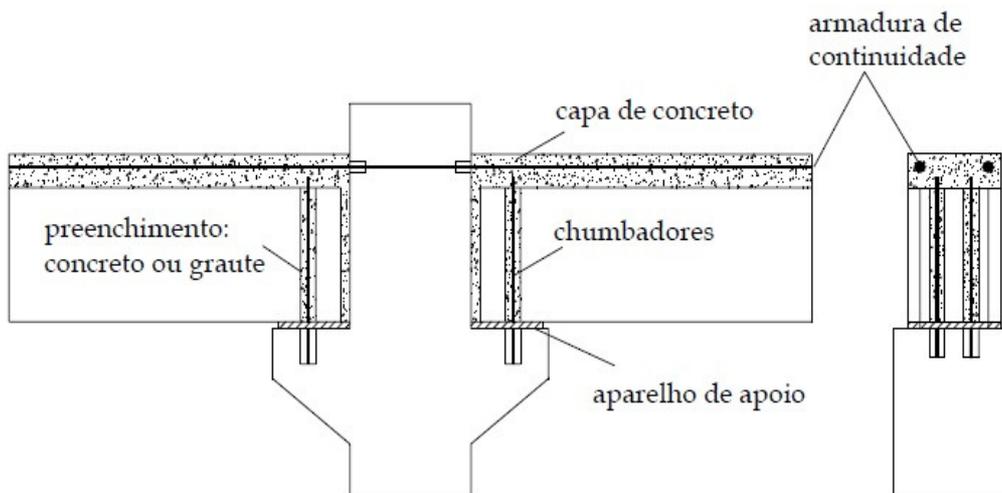


Figura 2.21 - Esquema da ligação do tipo 2 [CHEFDEBIEN (1998)]

Em 1991 foi criado o programa de pesquisa COST (European Cooperation in the Field of Scientific and Technical Research). Para estudar o comportamento das ligações, foi criada uma divisão chamada COST C1: “Control of the Semi-rigid Behavior of Civil Engineering Structural Connections”, responsável pelo estudo do comportamento semi-rígido das ligações estruturais existentes na engenharia civil.

Segundo SAWASAKI (2010), 22 países participaram do projeto e mais de 125 trabalhos foram desenvolvidos sobre estruturas de concreto, aço, madeira, mistas, projetos sísmicos, além de formação de base de dados e simulações numéricas.

O programa de pesquisa teve como objetivo principal o aumento de banco de dados sobre o comportamento de ligações, onde pode abranger uma maior gama de variação geométrica e carregamento atuante. Além disso, foi feita uma padronização da medição da rigidez da ligação a partir da análise de curvas momentos fletor-rotação a fim de obter uma melhor caracterização do modelo em estruturas de concreto pré-moldado.

ELLIOTT *et al.* (1998) e ELLIOTT *et al.* (2003) apresentam estudos sobre o comportamento das ligações semi-rígidas em estruturas de concreto pré-moldado. Esse estudo foi publicado em um artigo no COST C1, onde afirmava que na Inglaterra a análise do comportamento das ligações em estruturas de concreto pré-moldado começaram a partir de 1989. Os principais objetivos desenvolvidos nas Universidades de Nottingham e de Londres foram:

- Determinar o comportamento das ligações semi-rígidas de viga-pilar de concreto pré-moldado sendo atribuídos momentos fletores positivos e negativos, além de impor carregamentos cíclicos e monotônicos através de ensaios experimentais;
- Avaliar a estabilidade de estruturas não-contraventadas contendo ligações articuladas, semi-rígidas e rígidas;
- Validar os resultados obtidos para um programa de computador com análise estrutural em 3D, o qual foi desenvolvido em Londres.

O tipo mais comum de ligações utilizadas na Inglaterra pode ser vista na Figura 2.22. Pode ser observado em ELLIOTT *et al.* (1998) os resultados obtidos nos ensaios por ambas as faculdades, onde os ensaios realizados em escala natural das ligações viga-pilar-laje, conforme Figura 2.23, tornaram possível a geração da curva momento fletor-rotação da ligação.

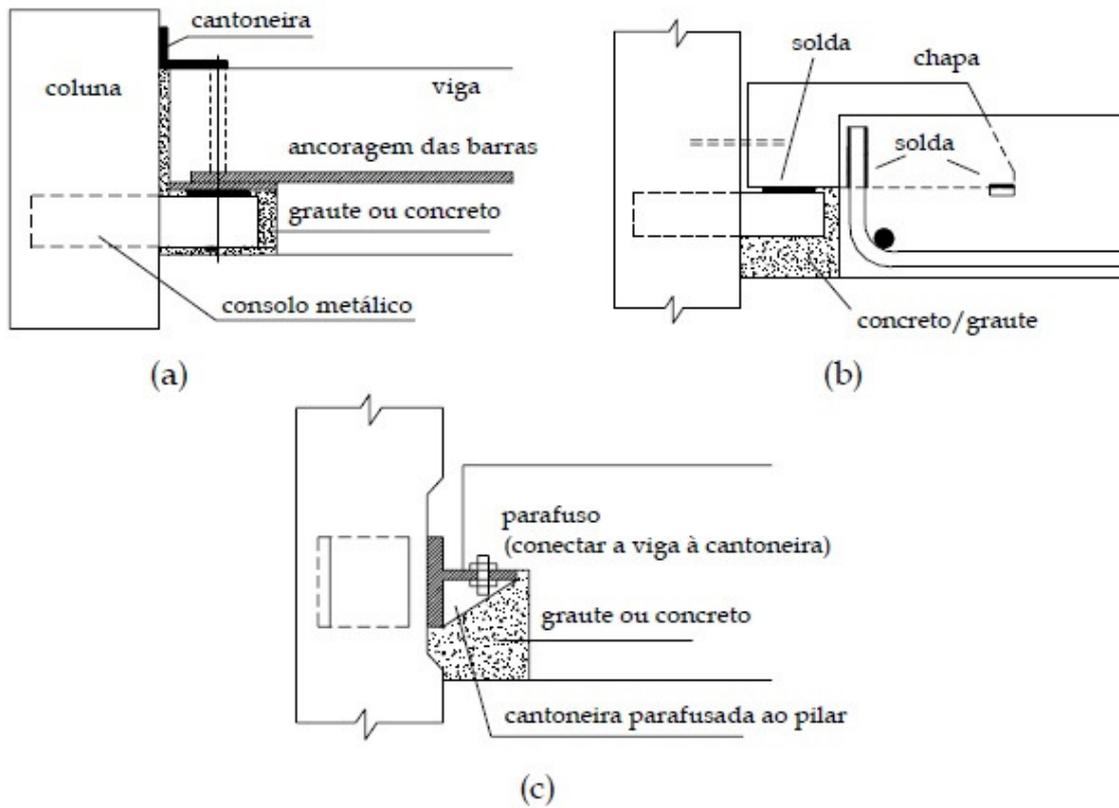


Figura 2.22 - Ligações viga-pilar comuns na Inglaterra [ELLIOT *et al.* (1998)]

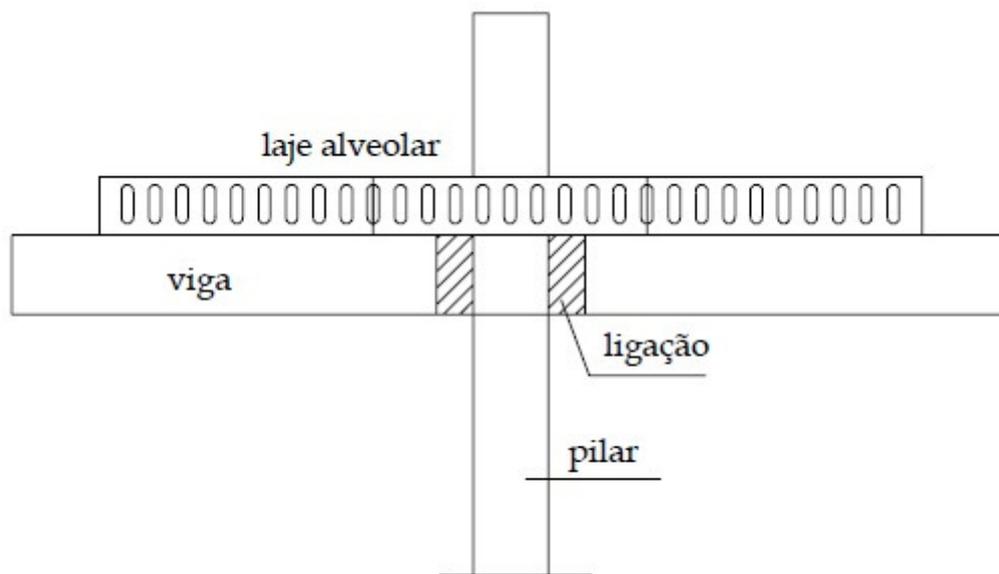


Figura 2.23 - Modelo Ensaiado [ELLIOTT *et al.* (1998)]

A partir dos estudos encontrados na Inglaterra, foram feitas as seguintes conclusões com relação ao estudo das ligações semi-rígidas de estruturas pré-moldadas:

- Resistência e rigidez ao momento fletor das ligações viga-pilar ensaiadas dependem diretamente do tipo de conector utilizado, da geometria da sub-estrutura e do tipo de carregamento;
- Resistência e rigidez do conector são limitados pela capacidade rotacional da viga.

Conforme mencionado anteriormente, CHEFDEBIEN (1998) descreveu seu trabalho sobre dois modelos de ligações viga-pilar mais utilizados na França para o objetivo de estudar o comportamento semi-rígido da ligação, a qual era considerada como rotulada em projetos de engenharia. Este trabalho foi promovido pelo CERIB “Study and Research Center of the French Precast Concrete Industry”.

As ligações estudadas são mostradas na Figura 2.24, onde os elementos que constituíam a ligação são: almofada de apoio, chumbadores e capa de concreto moldado in situ. Para avaliar a influência de cada elemento da ligação, foi feita uma variação da quantidade de armadura, preenchimento vertical e material do aparelho de apoio. A Tabela 2.6 irá mostrar essas variações para os seis tipos de ligações diferentes que foram estudadas por CHEFDEBIEN (1998).

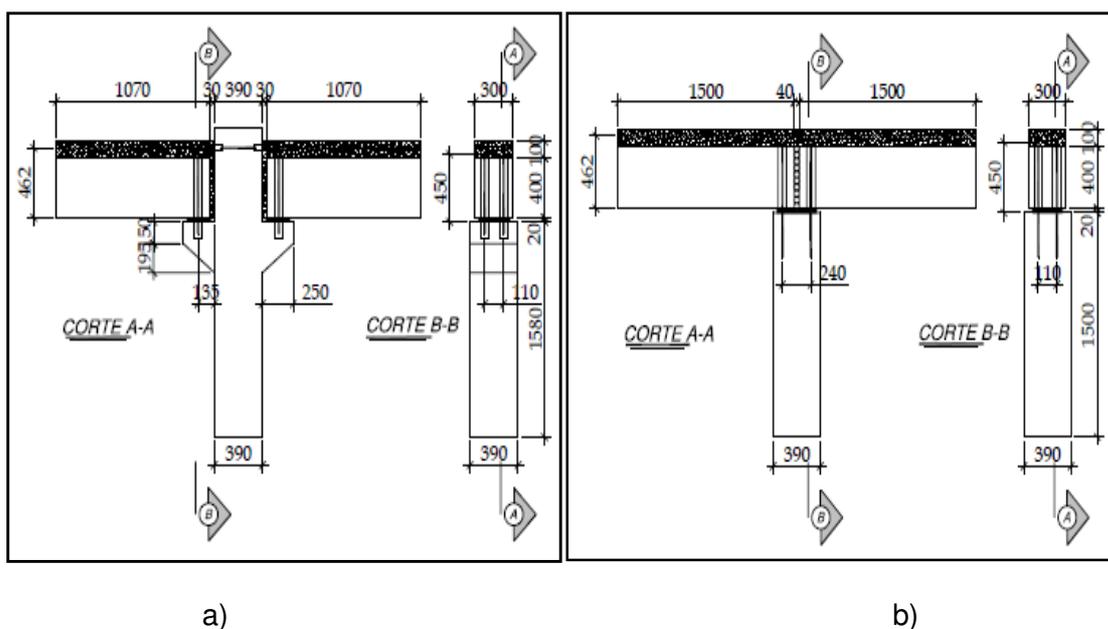


Figura 2.24 - Ligações viga-pilar estudadas por CHEFDEBIEN (1998)

Tabela 2.6 - Características do modelo de CHEFDEBIEN (1998)

MODELO	ALMOFADA DE APOIO	PREENCHIMENTO VERTICAL (CHUMBADOR)	ARMADURA DE CONTINUIDADE
BC1	Argamassa	Concreto	3 ϕ 12
BC2 & BC5	Argamassa	Concreto	3 ϕ 16
BC3	Neoprene	Poliestireno	3 ϕ 16
BC4	Argamassa	Poliestireno	3 ϕ 16
BC6	Argamassa	Concreto	2 ϕ 12

No ensaio realizado, todos os modelos sofreram carregamento simétrico e nos modelos BC1, BC2, BC3, BC4 e BC5 foi aplicado um carregamento vertical de 200 kN para simular os esforços provenientes de carregamentos de andares superiores. Para medir as rotações na ligação foram colocados transdutores nos pontos fundamentais para análise, na face do pilar e no ponto de carregamento. No modelo BC6 foram colocados transdutores adicionais no pilar, a fim de obter o valor da rotação da viga pré-moldada. A instrumentação tanto das ligações BC1 a BC5 e a ligação BC6 podem ser observadas na Figura 2.25 a seguir, onde é ilustrado o pontos de aquisição de dados bem como os valores e as locações dos carregamentos atuantes na estrutura.

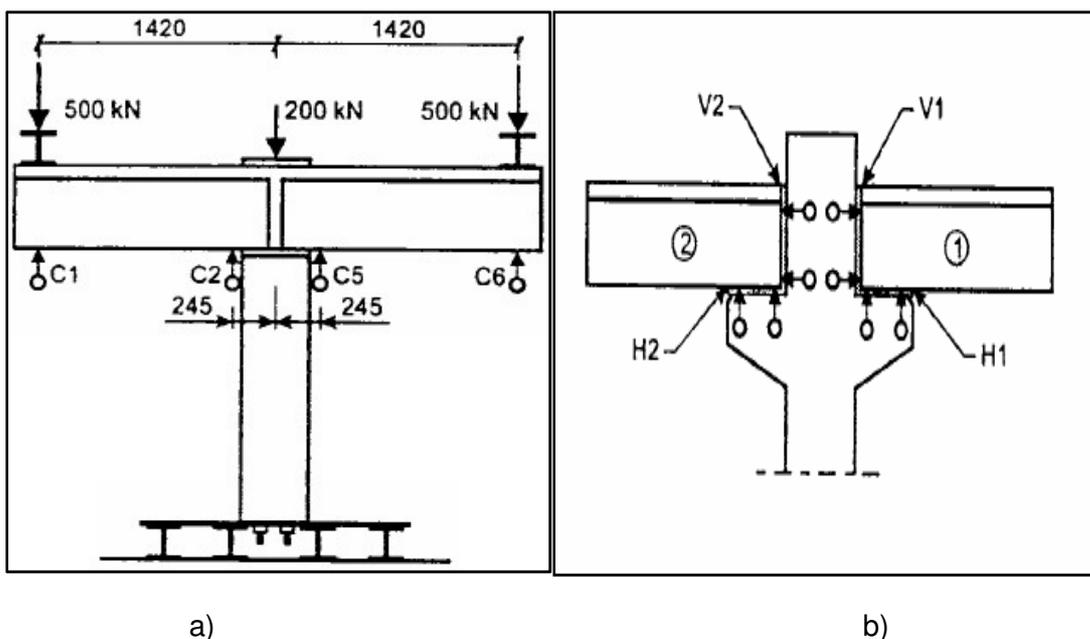


Figura 2.25 - Modelos ensaiados por CHEFDEBIEN (1998)

Pela análise obtida a partir dos ensaios, notou-se a abertura de fissuras verticais na ligação da viga com o pilar e que a ruptura ocorreu com o escoamento do aço da armadura longitudinal da capa de concreto armado. Na Tabela 2.7, pode ser observado os resultados do experimento, onde são apresentados o momento de escoamento (M_y), a rigidez secante correspondente ao M_y , momento resistente (M_r) e a rotação para o momento resistente (θ_r).

Tabela 2.7 - Resultados dos ensaios de CHEFDEBIEN (1998)

MODELO	M_y (kN.m)	K_{sy} (kN.m/rad)	M_r (kN.m)	θ_r (kN.m)
BC1	104	91.600	137	-
BC2	163	108.000	210	-
BC3	72	11.300	189	0.064
BC4	124	30.000	195	-
BC5	159	11.970	233	0.084
BC6	104	41.300	153	0.038

A partir dos dados dos resultados obtidos, foi gerada a curva momento fletor-rotação como pode ser observada na Figura 2.26 a seguir.

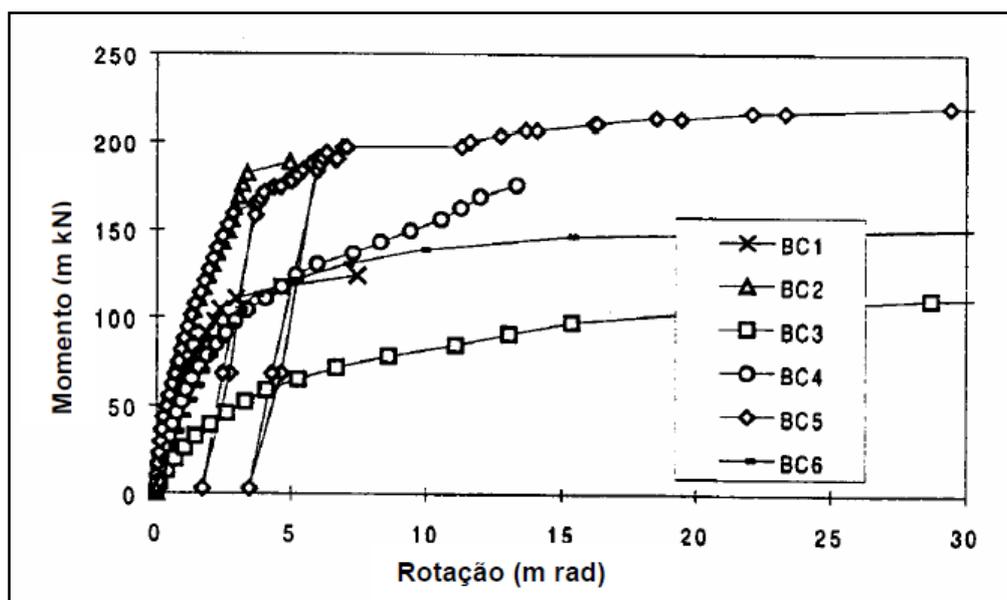


Figura 2.26 - Curvas momento fletor-rotação obtidas por CHEFDEBIEN (1998)

Para os modelos que possuíam materiais flexíveis a ligação apresentou comportamento não linear, sendo que nos modelos onde houve preenchimento vertical e almofadas de apoio as curvas apresentaram características bi-linear, ou seja, um comportamento com declividade constante até que o mesmo sofresse ruptura.

O estudo de ligações pré-moldadas no Brasil teve início por BALLARIN (1993) pela EESC-USP, onde escreveu um estado-da-arte das ligações. Sua pesquisa teve como objetivo reunir os fundamentos da teoria e apresentar as necessidades de estudo e pesquisa nessa área de atuação.

FERREIRA (1993) apresentou em seu trabalho o desenvolvimento analítico para determinar a deformabilidade de ligações de concreto pré-moldado. Após seis anos FERREIRA (1999) realizou um estudo experimental onde foi feita uma análise de dois tipos de ligação pré-moldados conforme pode ser observado nas Figura 2.27 e Figura 2.28 a seguir.

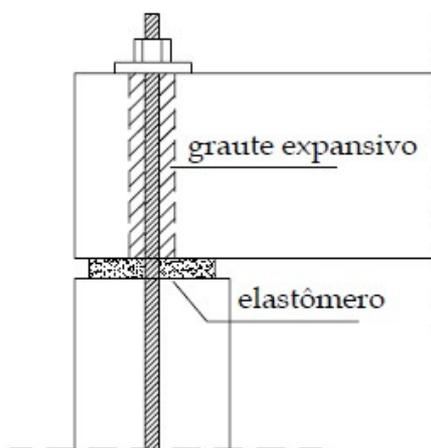


Figura 2.27 - Ligação viga-pilar com almofada de elastômero - FERREIRA (1999)

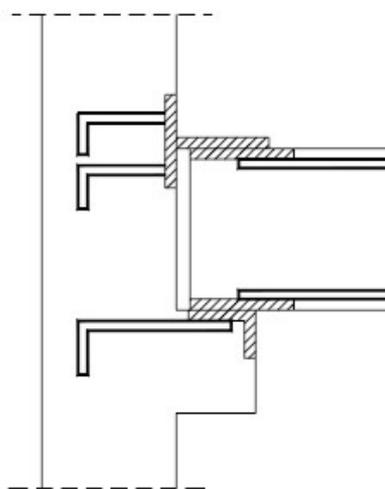


Figura 2.28 - Ligação viga-pilar com chapa soldada - FERREIRA (1999)

Neste estudo experimental pode ser observado o comportamento da ligação quanto à torção, cisalhamento e flexão, aperfeiçoando as expressões apresentadas anteriormente pelo mesmo autor em 1993.

SOARES (1998) em sua dissertação de mestrado fez um estudo sobre a deformabilidade ao momento fletor de uma ligação viga-pilar com consolo e chumbador encontrada normalmente em galpões pré-moldados. A Figura 2.29 a seguir ilustra a ligação estudada, bem como caracteriza os elementos que a compõem e suas dimensões.

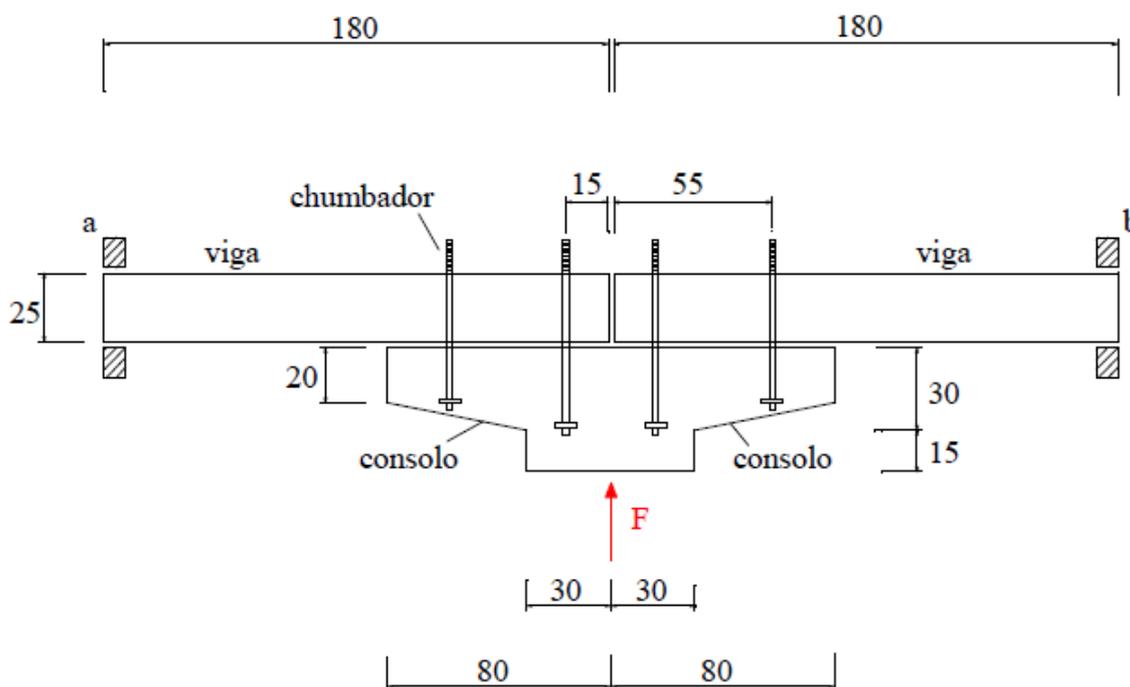


Figura 2.29 - Modelo de ligação viga-pilar analisado por SOARES (1998)

SOARES (1998) desenvolveu simulações numéricas para determinar a influência da deformabilidade da ligação. O estudo provou que a análise linear não representa o comportamento da ligação e, portanto para obter um modelo matemático que corresponda corretamente deve-se fazer uma análise não-linear.

Na Figura 2.30 a seguir, pode ser observada a curva momento fletor-rotação obtida a partir do resultado do modelo. Os resultados obtidos mostraram que a ligação estudada pode transmitir cerca de 88% e 81% do momento fletor atuante, para os casos de carregamento em serviço e último, respectivamente. Foi constatado que, para carregamento em serviço, a redução do momento fletor atuante na viga foi da ordem de 12 % em relação à condição de engastamento perfeito.

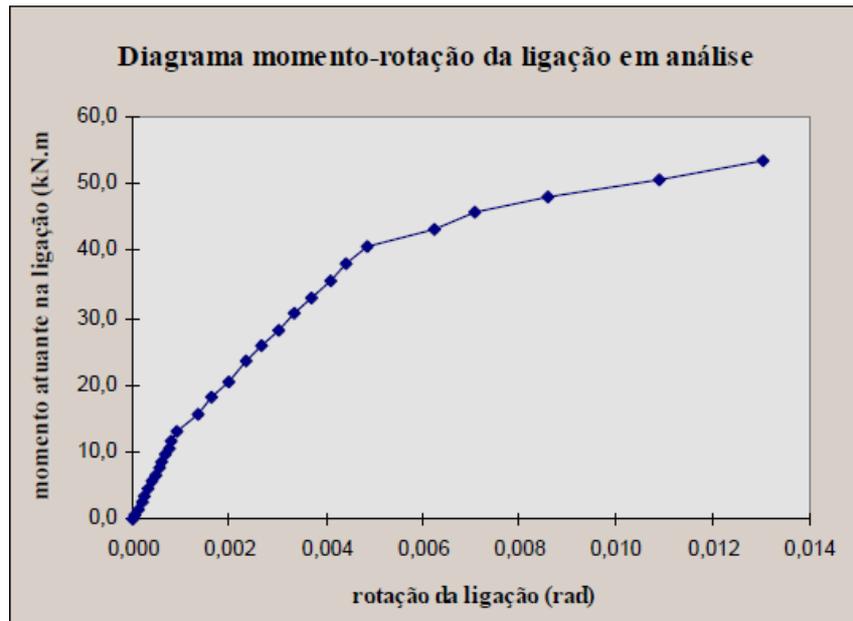


Figura 2.30 - Curva momento fletor-rotação da ligação de SOARES (1998)

BALDISSERA (2006) estudou o comportamento de uma ligação viga-pilar de estrutura pré-moldada submetida a momento fletor positivo e negativo. A ligação estudada pode ser observada na Figura 2.31 a seguir, onde é composta por dois chumbadores inclinados presos a viga por meio de chapas metálicas, porcas e arruelas e uma capa de concreto com armadura longitudinal passando por dentro do pilar.

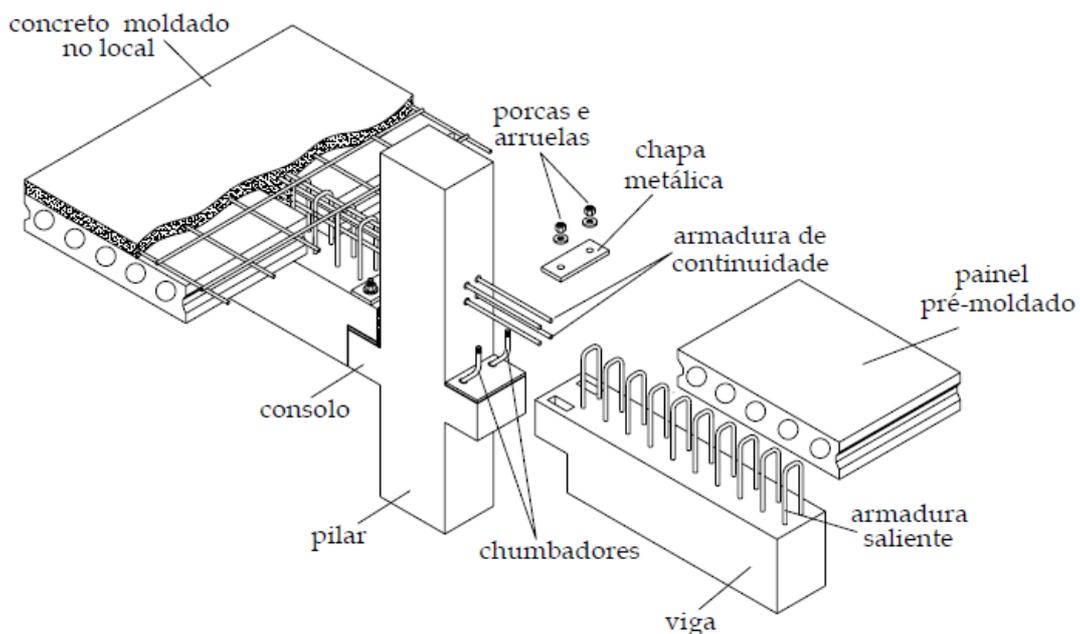


Figura 2.31 - Ligação viga-pilar pré-moldado estudada por BALDISSERA (2006)

BALDISSERA (2006) realizou ensaios experimentais para dois modelos, com pilar intermediário e com pilar de extremidade, como pode ser observado na Figura 2.32 e Figura 2.33 a seguir.

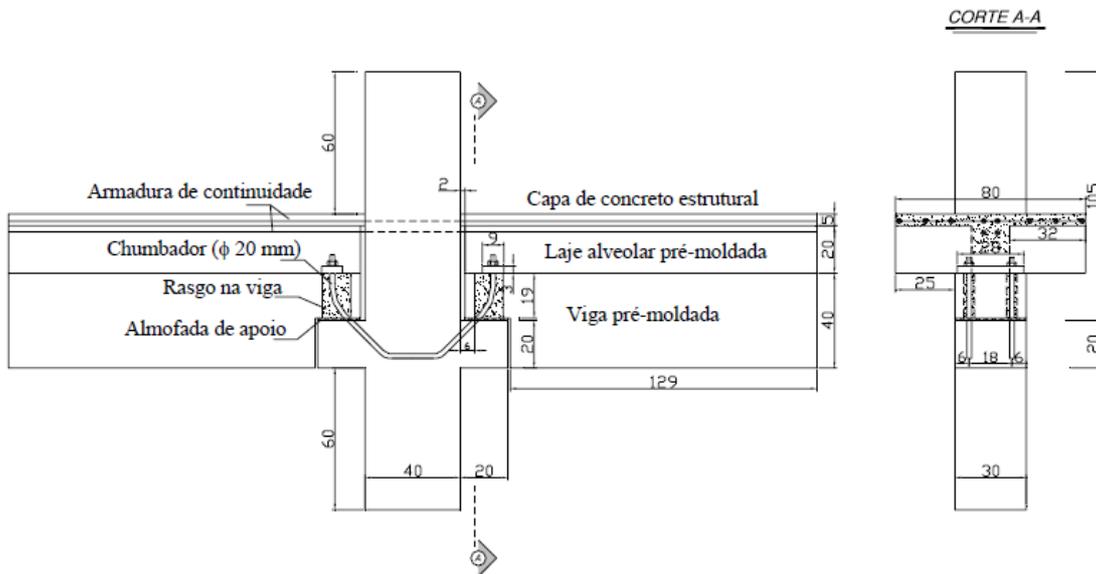


Figura 2.32 - Geometria do modelo I (pilar interno) de BALDISSERA(2006)

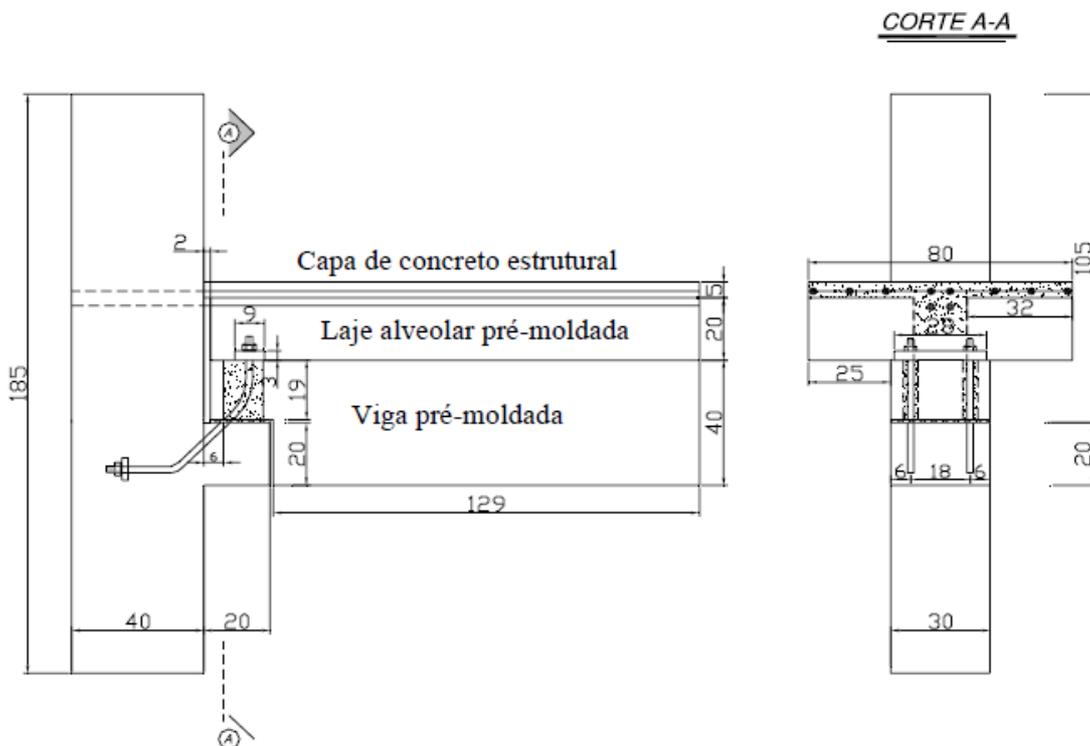


Figura 2.33 - Geometria do modelo E (pilar externo) de BALDISSERA(2006)

A ligação da viga pré-moldada no consolo foi feita com dois chumbadores inclinados como pode ser observado na Figura 2.34 a seguir.

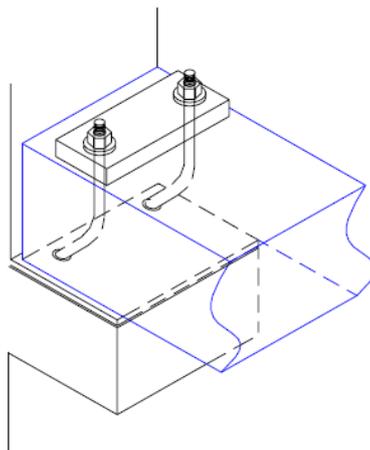


Figura 2.34 - Vista em perspectiva da ligação da viga no consolo [BALDISSERA(2006)]

A partir dos resultados obtidos experimentalmente, BALDISSERA (2006) verificou que a ruptura da ligação ocorreu por escoamento da armadura da capa com valores de momentos máximos de acordo a Tabela 2.8 a seguir, sendo modelo I e E referente ao pilar interno e externo, respectivamente.

Tabela 2.8 - Momento fletor máximo atuante nos dois modelos [BALDISSERA (2006)]

	MOMENTO NEGATIVO (kNm)	MOMENTO POSITIVO (kNm)
MODELO I	- 227,0	144,1
MODELO E	-162,2	139,3

A curva momento fletor-rotação foi obtida a partir do cálculo do momento fletor atuante e da aquisição de dados referente a deformabilidade da ligação. O carregamento aplicado a ligação foi realizado de forma cíclica, assim o resultado da curva momento fletor rotação para o modelo I e E, sofrendo esforço de momento negativo, podem ser observados na Figura 2.35 e Figura 2.36, respectivamente.

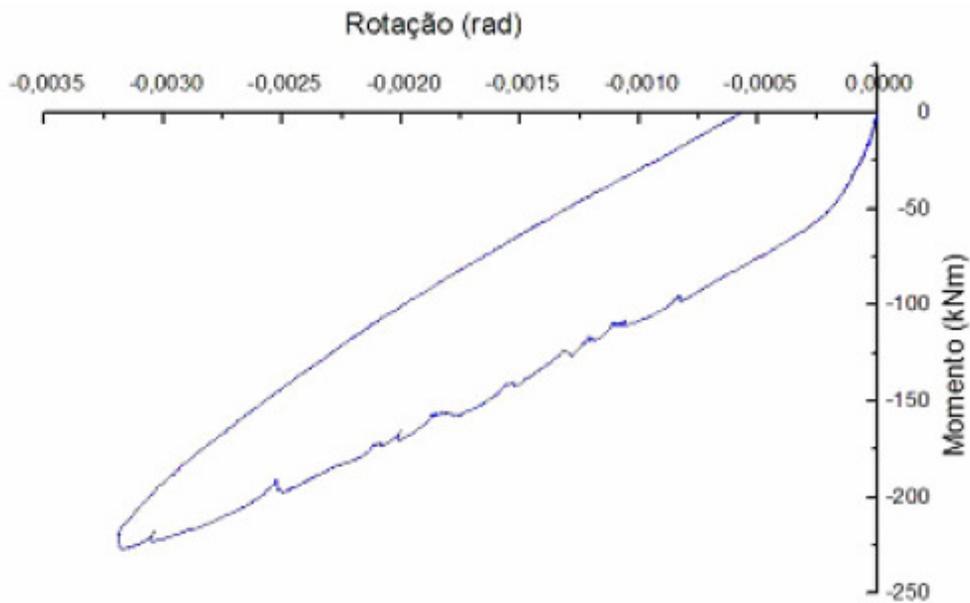


Figura 2.35 - Curva momento fletor-rotação do modelo I para momento negativo [BALDISSERA(2006)]

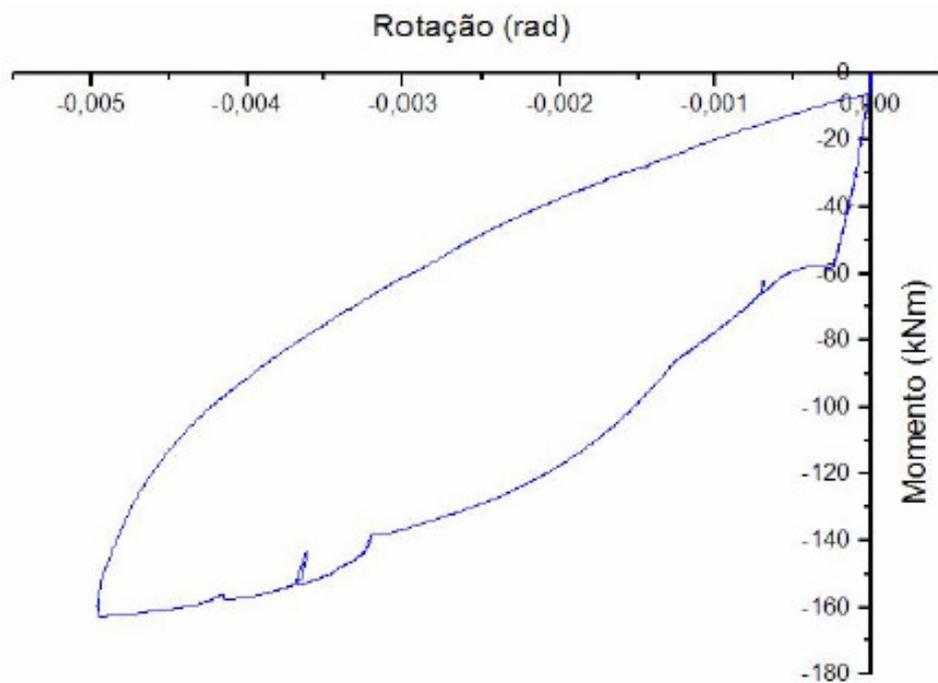


Figura 2.36 - Curva momento fletor-rotação do modelo E para momento negativo [BALDISSERA(2006)]

SAWASAKI (2010) realizou um estudo sobre o comportamento de ligação pré-moldada com almofada de argamassa e chumbador sem que houvesse uma continuidade estrutural. A ligação estudada pode ser observada na Figura 2.37 a

seguir, onde é possível a percepção de todos os elementos que compõem a ligação, a viga, o consolo, os chumbadores, almofadas de apoio e ancoragens.

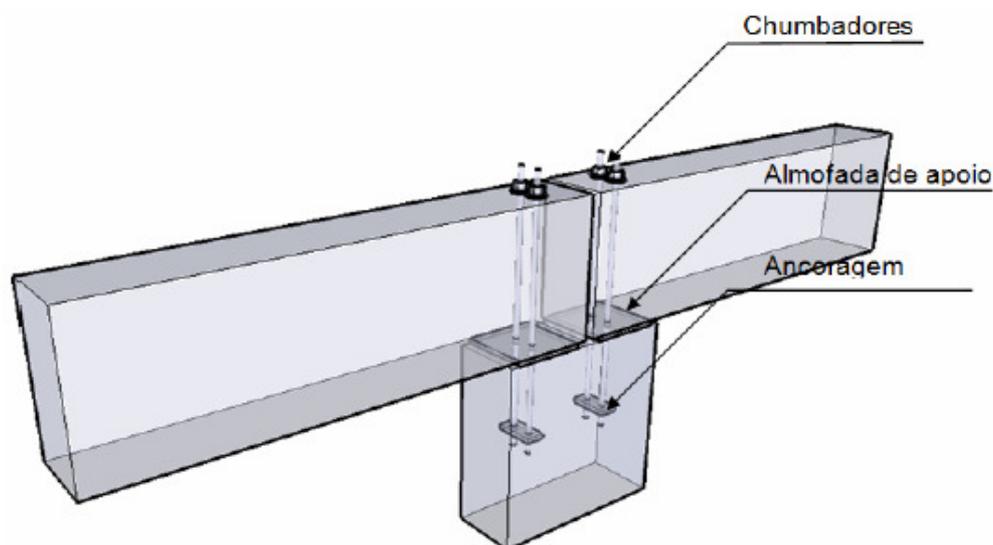


Figura 2.37 - Ligação estudada por SAWASAKI (2010)

SAWASAKI (2010) ensaiou quatro modelos de ligações conforme pode ser observado na Tabela 2.9 a seguir.

Tabela 2.9 - Característica dos modelos físicos ensaiados por SAWASAKI (2010)

Modelo	Variáveis			
	Diâmetro Chumbador	Almofada de apoio	Largura do pilar	Sentido do momento
1	CA-25 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
2	CA-25 12,5 mm	Policloropreno (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
3	CA-50 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	40 cm	Negativo/ positivo
4	CA-50 12,5 mm	Argamassa (150x150x10mm)	60 cm	Negativo/ positivo

Foram feitos carregamentos cíclicos para cada modelo experimental, no entanto por não ser o objetivo do presente trabalho, este assunto não será abordado. Além disso, foram feitos modelos analíticos para determinar a curva momento fletor-rotação para compará-los com o resultado experimental, mas pela mesma razão, não será tratada a fundo.

Na Figura 2.38 a seguir são apresentadas, a partir dos resultados dos ensaios, as curvas momento fletor-rotação de cada modelo. Em seguida, a Tabela 2.10 resume os valores experimentais da rigidez e do momento último para cada modelo.

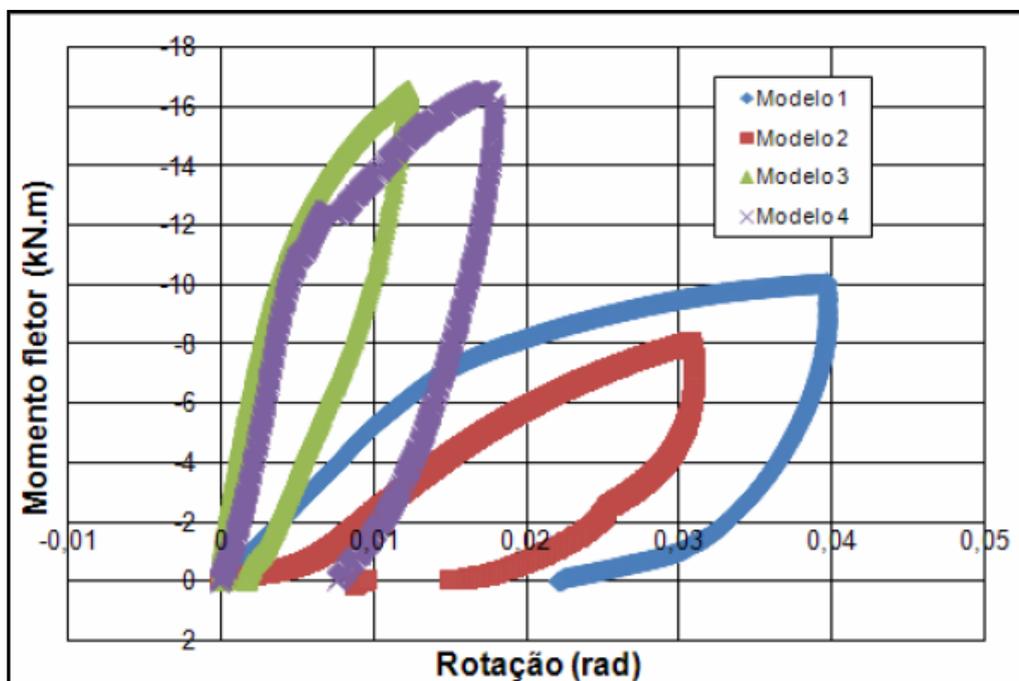


Figura 2.38 - Média das curvas momento fletor-rotação dos modelos [SAWASAKI(2010)]

Tabela 2.10 - Valores experimentais de rigidez e momento último obtidos para cada modelo [SAWASAKI (2010)]

	Rigidez (kN.m/rad)	Momento último (kN.m)
Modelo 1	495,5	10,06
Modelo 2	384,3	8,05
Modelo 3	828,3	16,50
Modelo 4	2441,0	16,51

Segundo SAWASAKI (2010) o resultado experimental atendeu as expectativas, pois os modelos 3 e 4 apresentaram maior rigidez já que os chumbadores foram feitos com aço CA-50 e o modelo 2 apresenta baixa rigidez devido a presença de almofadas de policloropreno.

SAWASAKI (2010) realizou a modelagem numérica utilizando o programa estrutural ANSYS 10.0, onde modelou o concreto, as ancoragens e os chumbadores

como elemento sólido e modelou as armaduras como elemento de barra. Além disso, foi definido elemento de contato entre os elementos. O modelo tridimensional e a deformada do modelo 1 podem ser observados na Figura 2.39 e na Figura 2.40, respectivamente.

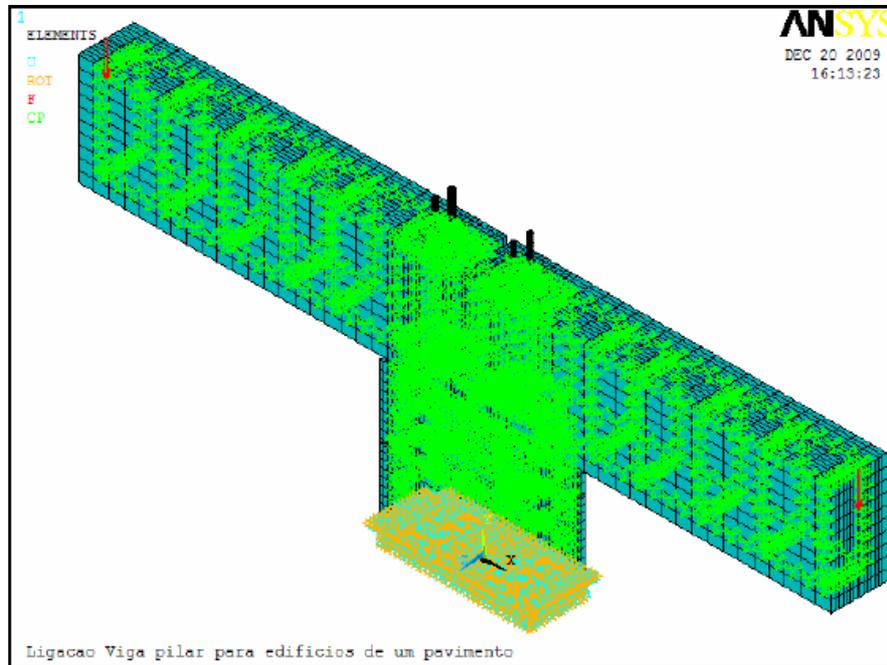


Figura 2.39 - Modelagem da ligação viga-pilar realizada por SAWASAKI (2010)

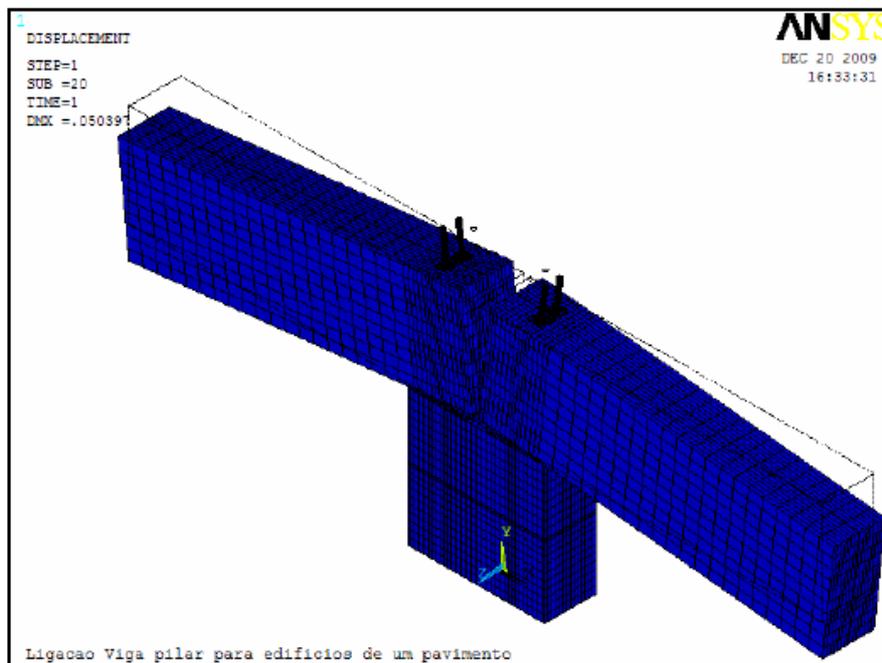


Figura 2.40 - Modelo 1 deformado após carregamento nas extremidades da viga [SAWASAKI (2010)]

Assim, foi possível fazer a comparação dos resultados obtidos experimentalmente com os modelos numéricos. Nas figuras a seguir serão apresentadas as curvas momento fletor-rotação comparando ambos os resultados para todos os modelos ensaiados e modelados.

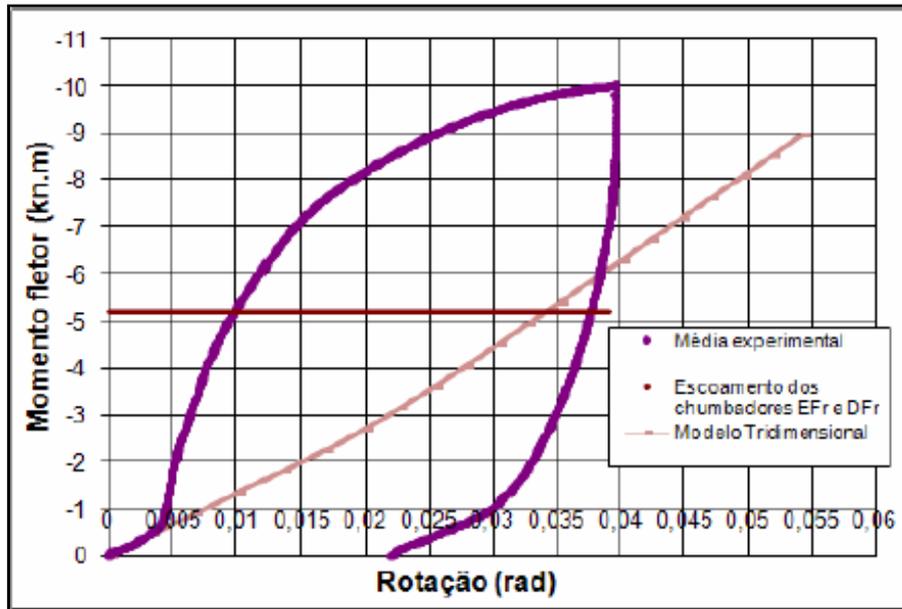


Figura 2.41 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 1 [SAWASAKI (2010)]

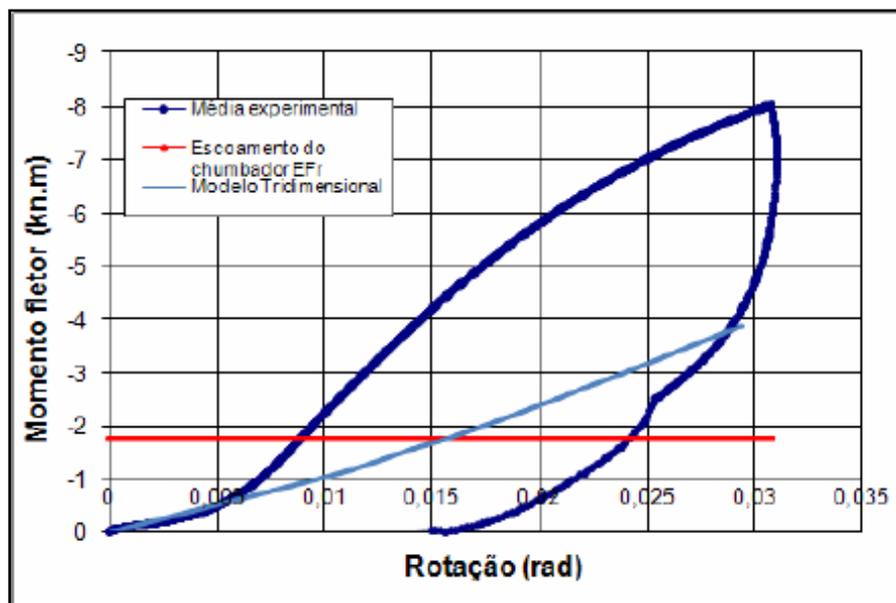


Figura 2.42 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 2 [SAWASAKI (2010)]

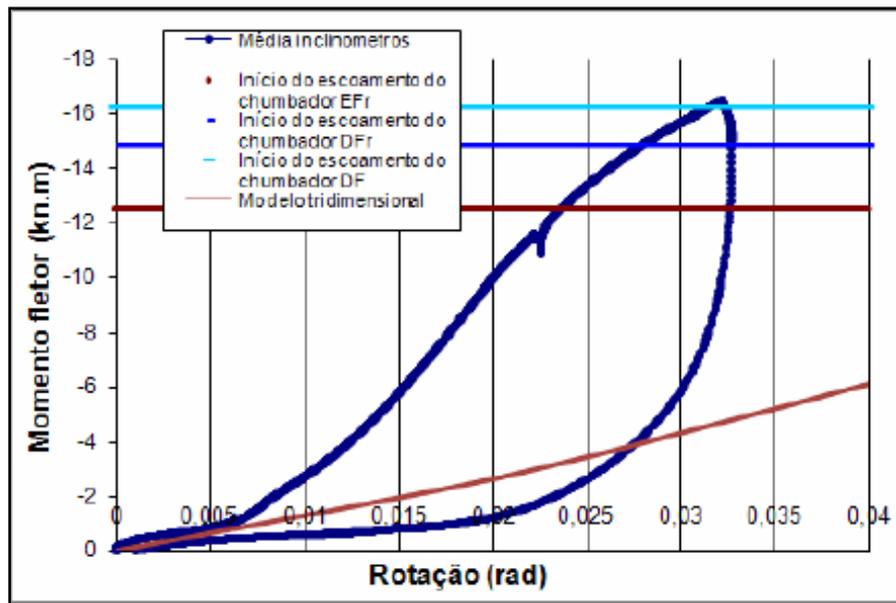


Figura 2.43 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 3 [SAWASAKI (2010)]

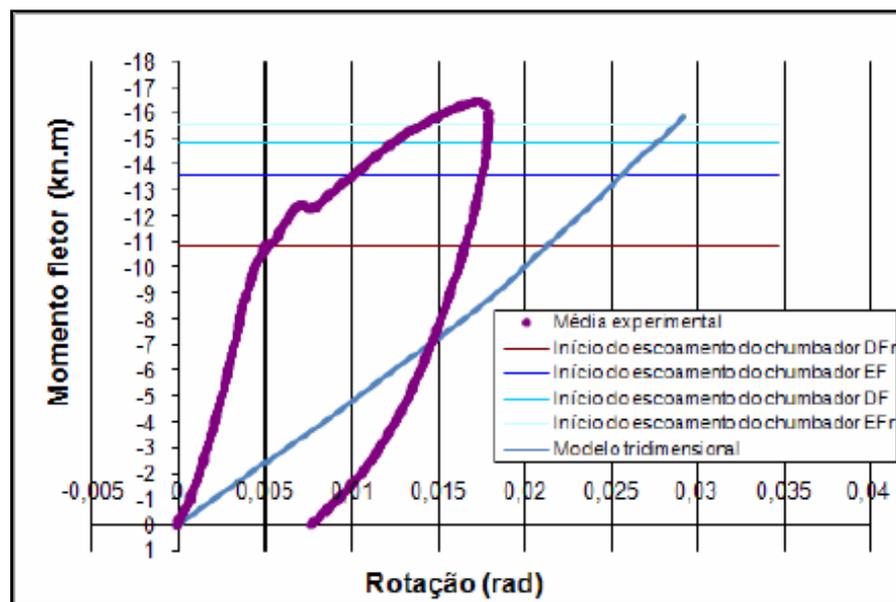


Figura 2.44 - Curva momento fletor-rotação, comparação numérico-experimental para o modelo 4 [SAWASAKI (2010)]

Nota-se que os resultados encontrados estão muito diferentes, segundo SAWASAKI (2010) o motivo de tamanha discrepância é desconhecido.

O estudo realizado por MIOTTO (2002) foi escolhido para ser apresentado por último pelo fato de que o presente trabalho irá estudar a ligação proposta por MIOTTO (2002) para ligações viga-pilar pré-moldado utilizada em estruturas de galpões.

MIOTTO (2002) deu continuidade ao estudo da ligação apresentado por SOARES (2008), denominada de ligação viga-pilar Nº 1, no entanto fez variações nos componentes que contemplam a ligação, como: comprimento do consolo, diâmetro do chumbador e momento fletores positivos e negativos. Além disso, MIOTTO (2002) estudou outro tipo de ligação, ligação viga-pilar Nº2, usualmente aplicada em edifícios de múltiplos pavimentos. Nas Figura 2.45 e Figura 2.46 são apresentadas as duas ligações.

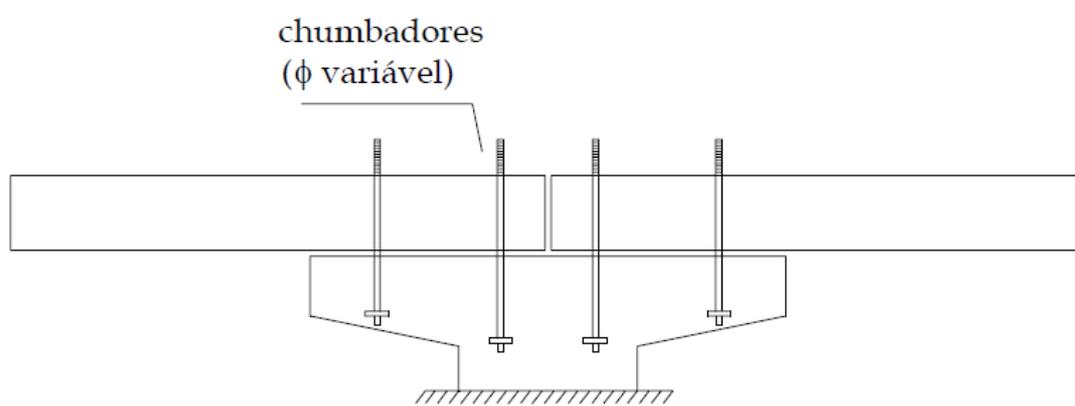


Figura 2.45 - Ligação viga-pilar Nº1 [MIOTTO (2002)]

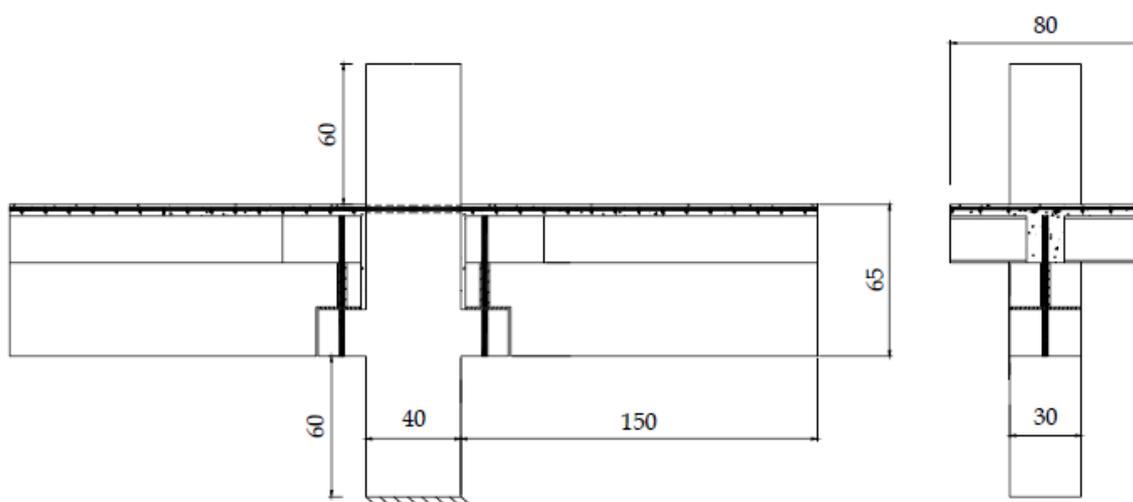


Figura 2.46 - Ligação viga-pilar Nº2 [MIOTTO (2002)]

Seu estudo objetivava:

- Ampliar o conhecimento sobre a deformabilidade das estruturas de concreto pré-moldado;
- Aumentar a quantidade de dados quanto ao comportamento dos dois tipos de ligação resistindo a esforço de momento fletor, através de ensaios físicos;
- Aplicar modelos numéricos baseados no Método dos Elementos Finitos para avaliar o comportamento das duas ligações ilustradas, calibrando através de ensaios experimentais;
- Avaliar o comportamento dos mecanismos da deformabilidade e resistência das ligações estudadas e a influência que cada elemento que compõem a ligação interfere no comportamento global da ligação.
- E finalmente, propor modelos analíticos para determinar a curva momento fletor-rotação;

Por não ser o objetivo deste trabalho, a proposta para modelos analíticos, definida por MIOTTO (2002), não será apresentada.

O trabalho realizado por MIOTTO (2002) foi dividido em: definição das ligações; revisão bibliográfica; simulações numéricas; ensaios físicos e análise dos resultados. O objetivo do presente trabalho é propor um modelo numérico para a ligação viga-pilar Nº 1 estudada por MIOTTO (2002), desse modo será apresentado as simulações numéricas, os ensaios físicos e a análise dos resultados apenas desta ligação.

MIOTTO (2002) avaliou a influência de cada elemento, que compõem a ligação viga-pilar, no comportamento global da ligação. As variáveis que foram consideradas de maior importância a serem relevantes foram:

- diâmetro do chumbador (ϕ);
- comprimento do consolo (l_c);
- resistência do concreto (f_c);
- altura da viga (h_v);
- almofada de apoio.

Na Tabela 2.11 podem ser observadas as variações dessas características propostas por MIOTTO (2002), num total de 10 modelos, sendo que o modelo 1 é o modelo de referência, ou seja, o modelo básico.

Tabela 2.11 - Modelos simulados por MIOTTO (2002)

Modelo	ϕ (mm)	l_c (cm)	l_1 (cm)	l_2 (cm)	h_v (cm)	almofada de apoio (mm)	Concreto f_c (MPa)	Sentido momento
1 (básico)	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
2	25,4	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
3	17,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	37,5	Negativo
4	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	e = 10	37,5	Negativo
5	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	e = 5	37,5	Negativo
6	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	20,0	Negativo
7	19,0	37,5	12,5	47,5	25,0	sem	50,0	Negativo
8	19,0	50,0	15,0	55,0	25,0	sem	37,5	Negativo
9	19,0	25,0	12,5	42,5	25,0	sem	37,5	Negativo
10	19,0	37,5	12,5	47,5	30,0	sem	37,5	Negativo

A Figura 2.47 apresenta o modelo numérico adotado por MIOTTO (2002), o qual utilizou o programa ANSYS 5.5, sendo ilustrada, em perspectiva, a malha de elementos finitos do modelo básico.

Vale ressaltar que o modelo foi feito utilizando elementos sólidos tanto no concreto quanto no chumbador. Além disso, para modelar o contato entre os elementos de concreto e entre o chumbador e o concreto foram utilizados elementos finitos de contato superfície-superfície, com o objetivo de obter um melhor comportamento da ligação, onde a interação entre os elementos fosse a mais próxima possível da realidade.

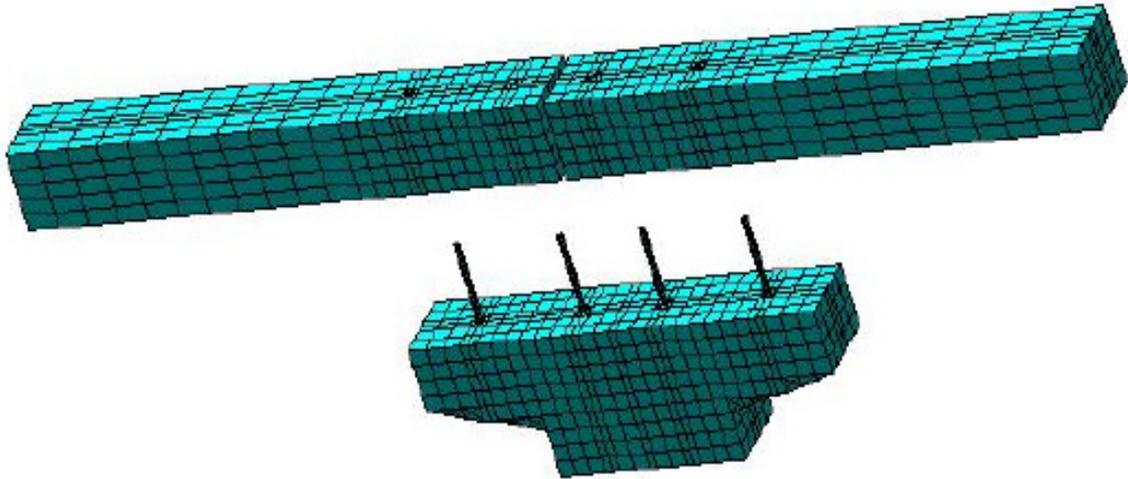


Figura 2.47 - Modelo básico realizado por MIOTTO (2002)

MIOTTO (2002) aplicou carregamentos cíclicos nos modelos e nos ensaios experimentais, a fim de avaliar o comportamento da ligação sob esforços cíclicos, no entanto este assunto não será tratado por não se tratar do objetivo do presente trabalho.

A Figura 2.48 apresenta a curva momento fletor-rotação obtida, comparando-a com a curva modelo 1.1 reportada por SOARES (1998). Uma boa concordância pode ser observada.

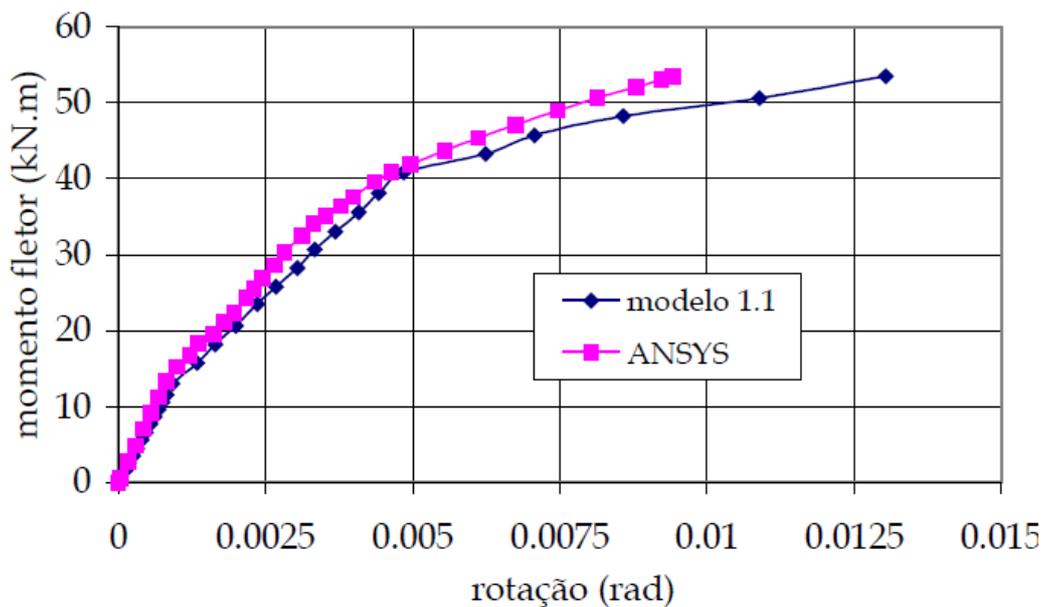


Figura 2.48 - Curva momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)]

Nas figuras a seguir serão apresentados os resultados dos 10 modelos definidos na Tabela 2.11, onde foi avaliada a influência de cada elemento que compõem a ligação no comportamento global da ligação.

A Figura 2.49 apresenta a curva momento fletor-rotação da ligação viga-pilar variando o diâmetro do chumbador ($\phi = 17, 19$ e $25,4$). Como pode ser observado no gráfico, um aumento do diâmetro do chumbador acarreta aumento da rigidez e da resistência da ligação. Nota-se que a ligação com diâmetro do chumbador com valor de $25,4$ mm apresentou um comportamento de ruptura brusca, enquanto que a ligação com diâmetro de 19 mm apresentou maior ductilidade.

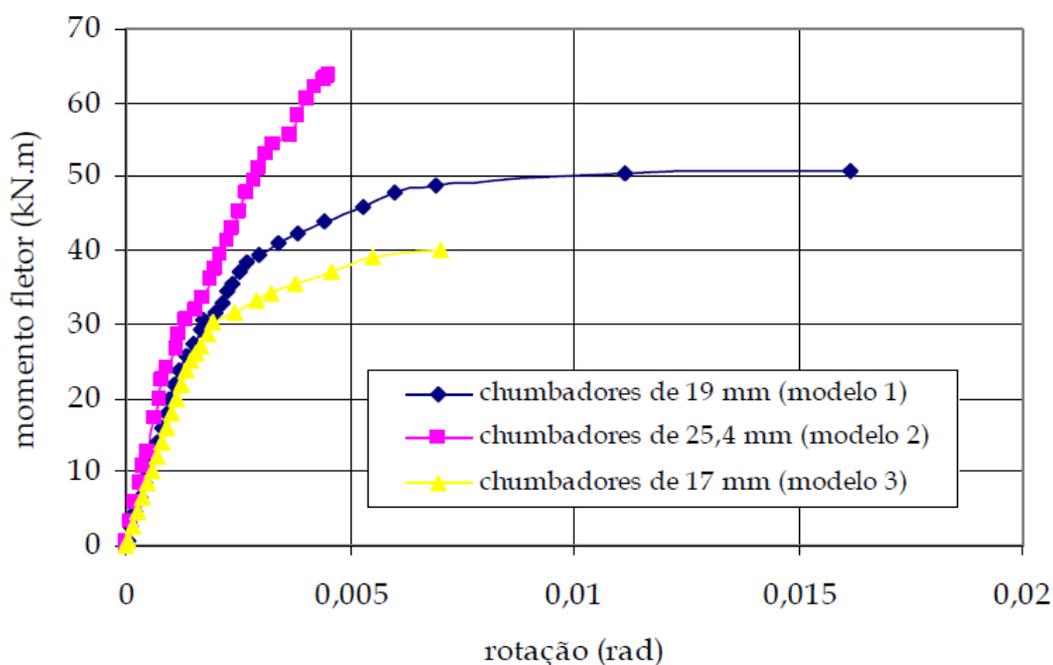


Figura 2.49 - Curva momento fletor-rotação variando diâmetro do chumbador [MIOTTO (2002)]

A Figura 2.50 apresenta a curva momento fletor-rotação da ligação viga-pilar com a presença de almofada de apoio, onde a espessura do aparelho de apoio foi modelada com 5 mm e com 10 mm. A partir do resultado pode observar que a variação do aparelho de apoio não muda de forma significativa o comportamento global da ligação.

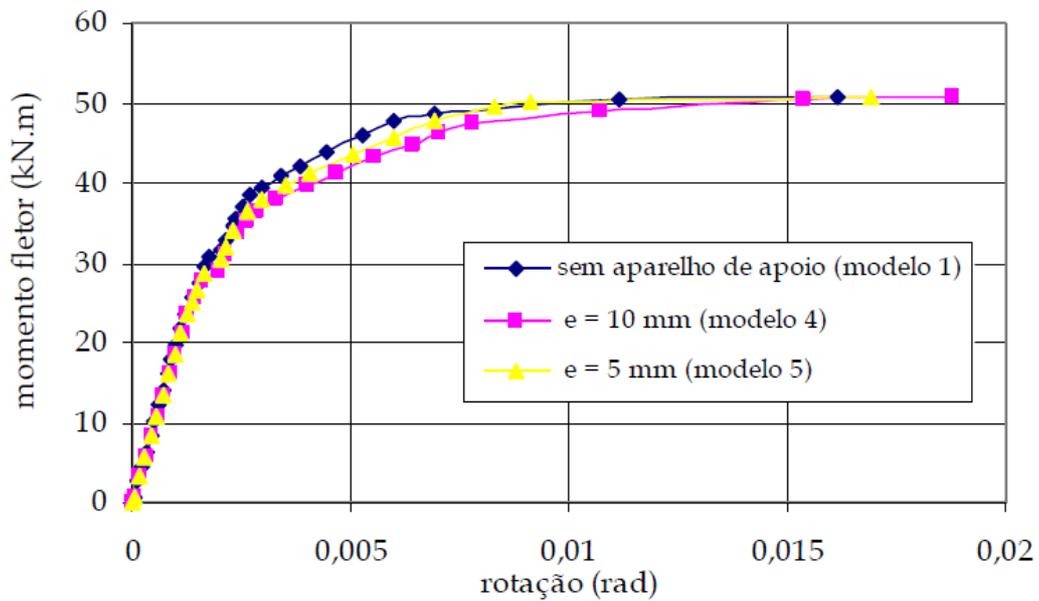


Figura 2.50 - Curva momento fletor-rotação variando espessura do aparelho de apoio [MIOTTO (2002)]

Na Figura 2.51 a seguir é apresentada a curva momento fletor-rotação da ligação viga-pilar variando a resistência do concreto. Pode-se notar também que o comportamento da ligação não varia significativamente com a mudança do valor do f_c de 37,5 para 50 MPa, observando-se, no entanto, uma menor ductilidade para a ligação com f_c igual a 20 MPa.

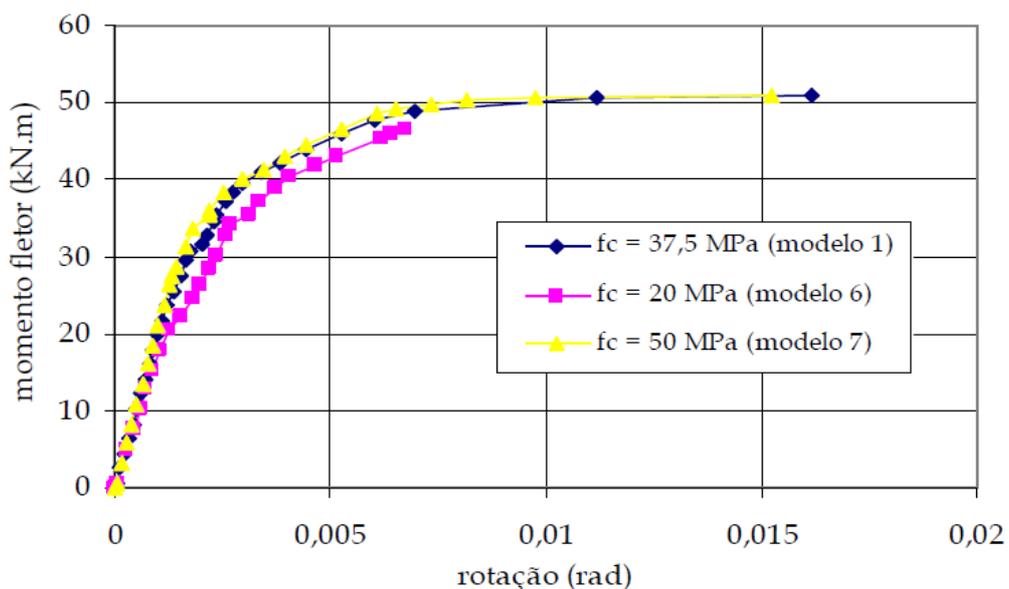


Figura 2.51 - Curva momento fletor-rotação variando a resistência do concreto [MIOTTO (2002)]

A Figura 2.52 apresenta a deformabilidade da ligação variando o comprimento do consolo, 25, 37,5 e 50 cm.

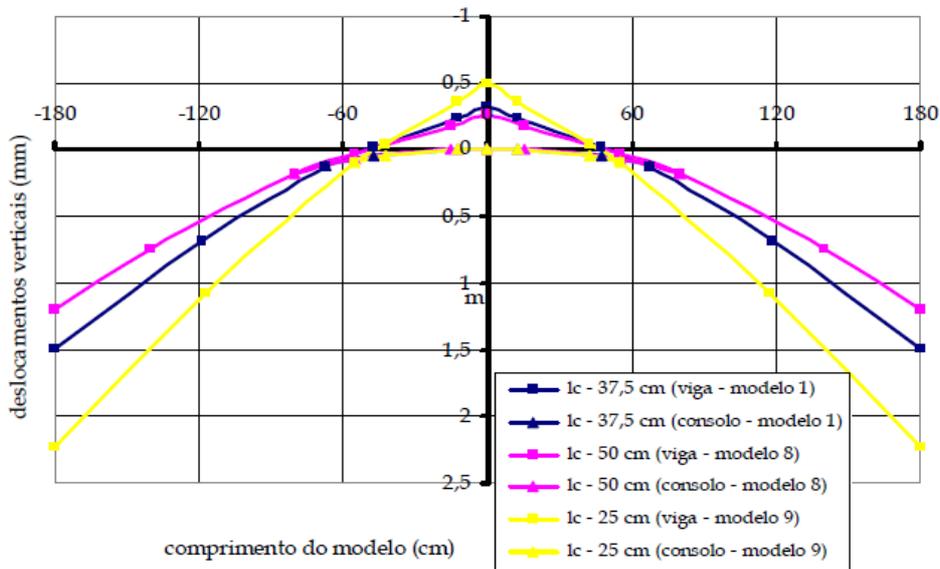


Figura 2.52 - Deformação variando o comprimento do consolo [MIOTTO (2002)]

Pode-se observar que as deformações dos modelos com consolos de comprimentos 37,5 e 50 cm foram mais próximas do que a obtida com o modelo de 25 cm. Por último, a Figura 2.53 apresenta a curva momento fletor-rotação da ligação viga-pilar variando a altura da viga, 25 e 30 cm. A partir do resultado pode ser observado que a variação da altura da viga não influencia de forma significativa o comportamento global da ligação.

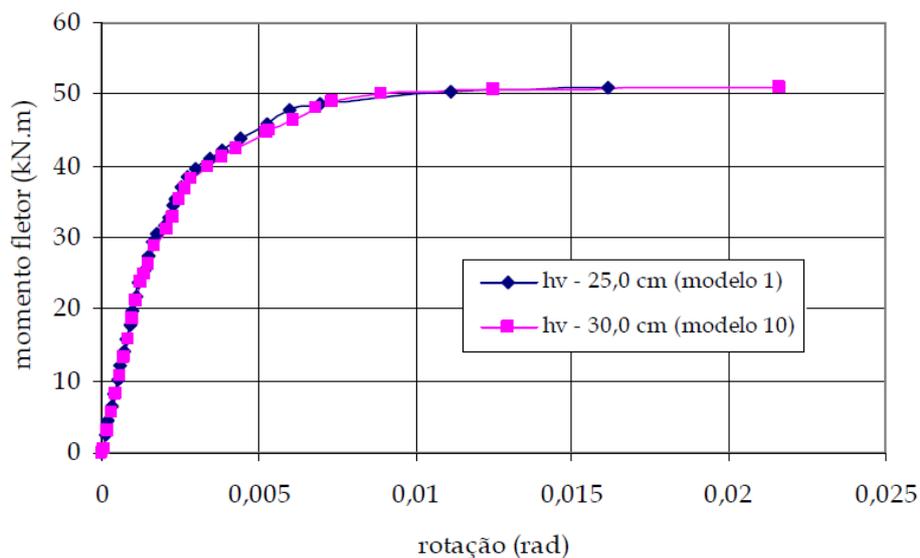


Figura 2.53 - Curva momento fletor-rotação variando a altura da viga [MIOTTO (2002)]

MIOTTO (2002) definiu para a ligação viga-pilar N^o1 dois modelos para serem ensaiados experimentalmente. A Tabela 2.12 resume as principais características dos modelos ensaiados, sendo que o modelo 1.1 foi ensaiado por SOARES (1998) e usado para a calibração do modelo numérico.

Tabela 2.12 - Modelos ensaiados experimentalmente por MIOTTO (2002)

Modelo	ϕ_b (mm)	ℓ_c (cm)	ℓ_1 (cm)	ℓ_2 (cm)	h_c (cm)	h_v (cm)	Almofada de apoio (mm)	Concreto f_c (MPa)
1.1*	19,0	50	15,0	55,0	20,0	25,0	sem	38,5
1.2	25,4	25,0	12,5	42,5	25,0	25,0	sem	37,5
1.3	25,4	25,0	12,5	42,5	25,0	25,0	e = 10	37,5

Na Tabela 2.13, a seguir, apresenta-se o resumo do programa experimental da ligação viga-pilar N^o1.

Tabela 2.13 - Resumo do programa experimental da ligação viga-pilar N^o1 estudada por MIOTTO (2002)

Modelo	Características dos modelos	Variáveis			
		ℓ_c (cm)	ϕ (mm)	almofada de apoio	Sinal do momento
modelo 1.1		50	19	sem	negativo
modelo 1.2		25	25,4	sem	negativo/ positivo
modelo 1.3		25	25,4	com	negativo/ positivo

Assim, os modelos 1.2 e 1.3 foram ensaiados experimentalmente com a geometria definida na Tabela 2.12. As armaduras da viga pré-moldada e do consolo foram dimensionadas por MIOTTO e podem ser observadas na Figura 2.54 e Figura 2.55 a seguir.

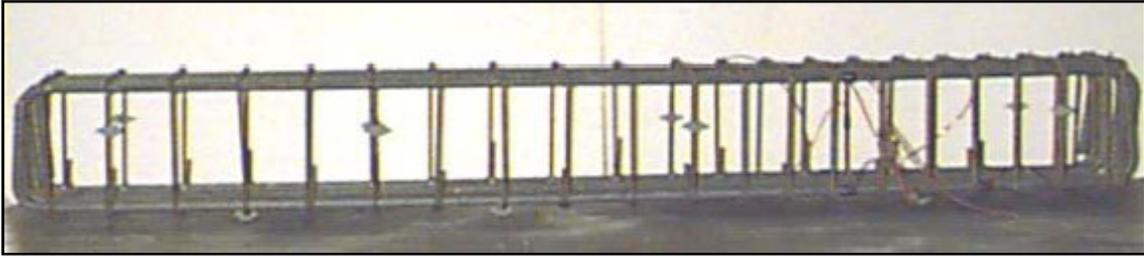


Figura 2.54 - Armadura da viga pré-moldada [MIOTTO (2002)]

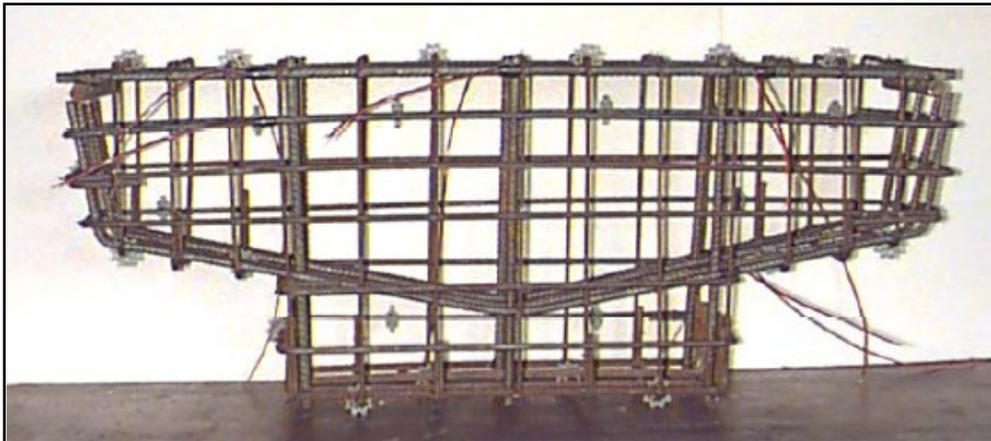


Figura 2.55 - Armadura do consolo [MIOTTO (2002)]

Em seguida foi feita a concretagem da viga e do consolo com os chumbadores, conforme ilustrados na Figura 2.56 e Figura 2.57 a seguir.



Figura 2.56 - Concretagem da viga pré-moldada [MIOTTO (2002)]



Figura 2.57 - Concretagem do consolo [MIOTTO (2002)]

O desenho esquemático dos modelos 1.2 e 1.3 é apresentado na Figura 2.58, onde encontram-se indicados os dispositivos de aplicação do carregamento e as dimensões da ligação, em cm. Uma foto do modelo pronto para ser ensaiado é apresentada na Figura 2.59

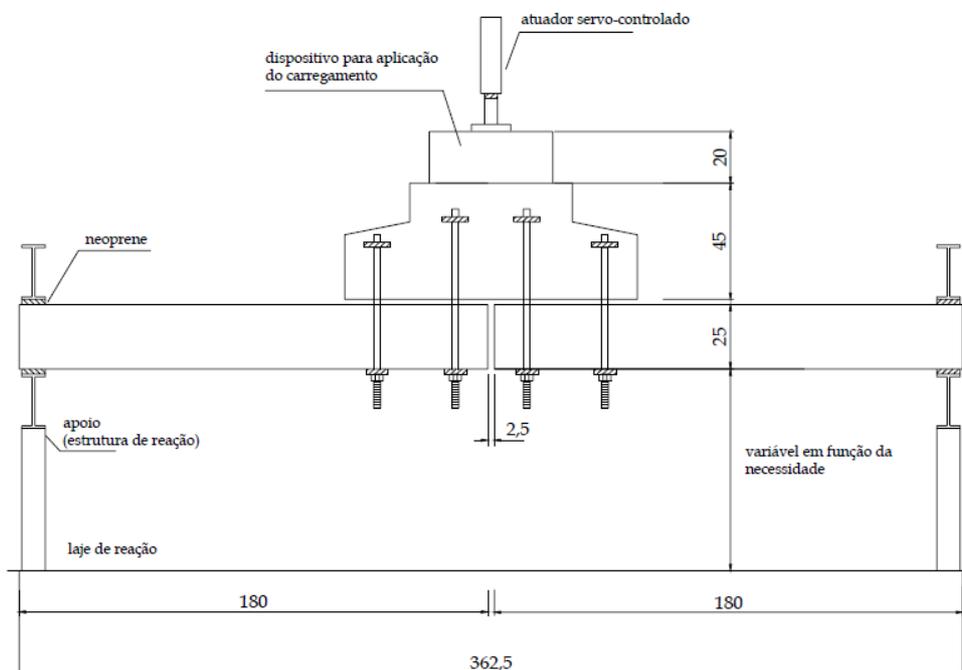


Figura 2.58 – Esquema (em cm) dos modelos 1.2 e 1.3 [MIOTTO (2002)]

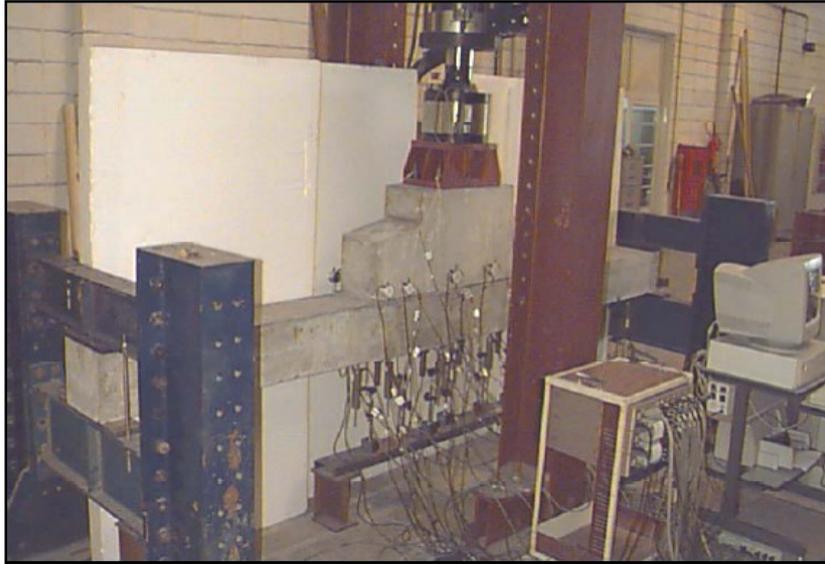


Figura 2.59 – Ensaio dos modelos 1.2 e 1.3 [MIOTTO (2002)]

O modelo 1.3 apresenta almofada de apoio entre os elementos viga e consolo, com espessura de 10 cm. O processo da moldagem da almofada de apoio e o aparelho de apoio podem ser observados nas Figura 2.60 e Figura 2.61, respectivamente.



Figura 2.60 - Moldagem da almofada de apoio do modelo 1.3 [MIOTTO (2002)]



Figura 2.61 - Almofadas de apoio do modelo 1.3 [MIOTTO (2002)]

O procedimento de ensaio para os modelos 1.2 e 1.3 podem ser observados segundo a tabela a seguir, onde apresenta todos os ciclos de carregamento atuante, com a velocidade e o carregamento aplicado para cada ciclo.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios experimentais, MIOTTO (2002) comparou os resultados obtidos na modelagem numérica com o obtido experimentalmente. Na Figura 2.62 e Figura 2.63 pode ser observada a curva momento fletor-rotação do modelo 1.2 e 1.3, respectivamente. Nota-se que em ambos os modelos numéricos estão muito próximos ao experimental.

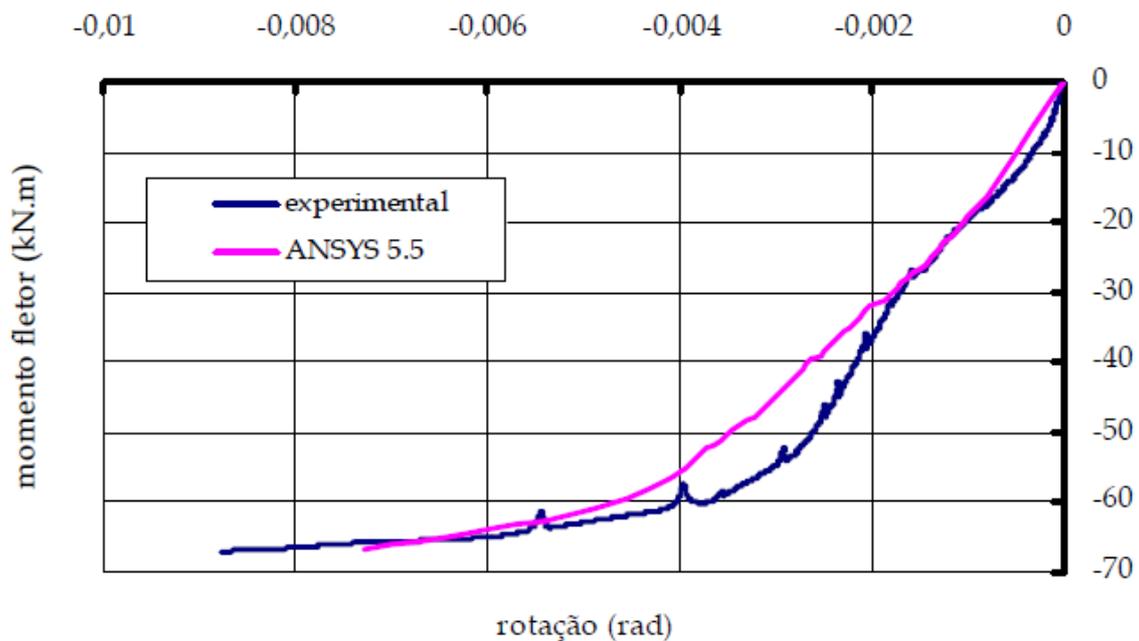


Figura 2.62 - Curva momento fletor-rotação do modelo 1.2 – numérico versus experimental [MIOTTO (2002)]

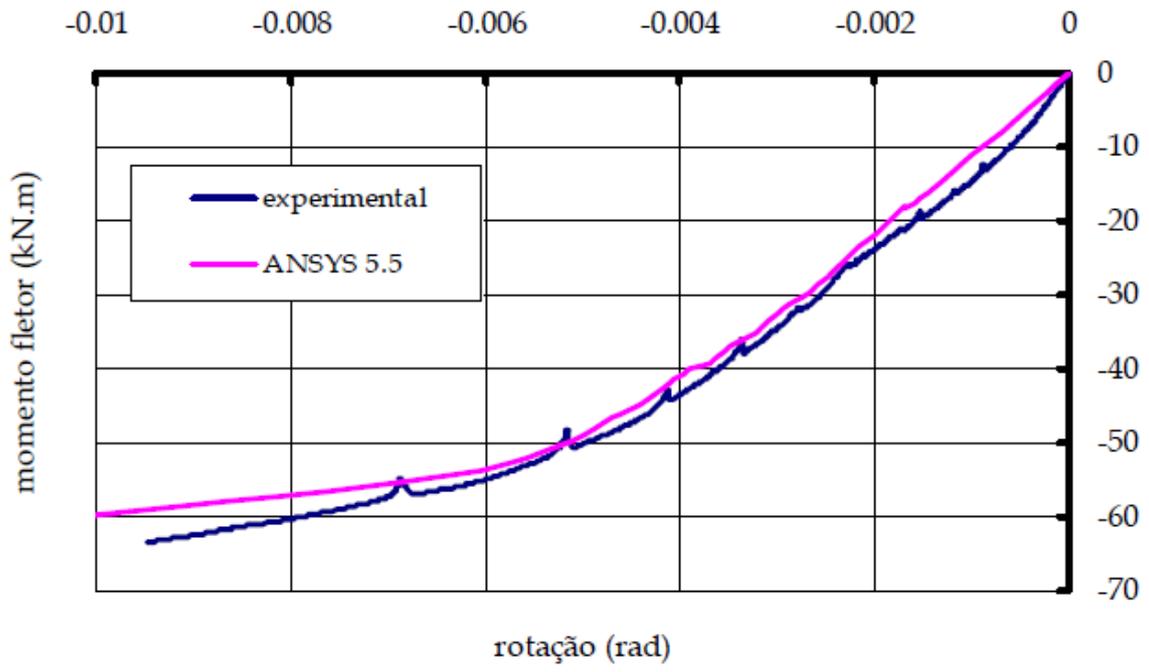


Figura 2.63 - Curva momento fletor-rotação do modelo 1.3 – numérico *versus* experimental [MIOTTO (2002)]

3 ANÁLISE NUMÉRICA DA LIGAÇÃO VIGA-PILAR

Neste capítulo são apresentados detalhes da análise numérica de ligação viga-pilar utilizada em galpões, definindo-se a geometria da ligação, as características dos materiais, as armaduras empregadas no modelo e os carregamentos atuantes.

Emprega-se o programa computacional SAP 2000 e a calibração do modelo foi feita comparativamente com os dados obtidos do modelo de MIOTTO (2002) e SOARES (1998), ambos da USC. A partir do resultado da análise numérica aqui desenvolvida, foi possível a plotagem da curva momento fletor-rotação.

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As simulações numéricas foram feitas com o programa de análise de estruturas SAP 2000, que utiliza o método dos elementos finitos. Importante citar é o fato de que este programa não é indicado para este tipo de análise. Os resultados das análises numéricas não lineares, efetuadas com o modelo estrutural aqui desenvolvido, foram comparados com os experimentais obtidos por MIOTTO (2002) e SOARES (1998).

O programa usado para as análises numéricas também efetuadas por MIOTTO (2002) foi o ANSYS 5.5, com o emprego de elementos finitos tridimensionais (elementos sólidos). O sistema ANSYS possui elementos de contato bastante versáteis, o que permite, quando comparado com o sistema SAP, uma simulação mais realista do mecanismo de contato existente entre os diferentes elementos que compõem a ligação viga-pilar.

O modelo proposto no presente trabalho é uma simplificação, onde os elementos usados são dos tipos: casca, para simular o concreto, e de barra para representar as armaduras e os chumbadores.

Para mostrar o desenvolvimento da modelagem estrutural aqui estudada, são apresentados os resultados dos cinco modelos desenvolvidos ao longo desse trabalho.

A partir dos resultados obtidos com o programa SAP 2000 foi possível a obtenção da curva momento fletor-rotação e a comparação com os resultados experimentais obtidos por MIOTTO (2002) e SOARES (1998).

3.2 GEOMETRIA DA LIGAÇÃO

A geometria da ligação segue as mesmas características daquela empregada por MIOTTO (2002). Como pode ser observado na Figura 3.1, a viga pré-moldada apóia-se no consolo, ligando-se a este por meio de dois chumbadores de 19 mm de diâmetro.

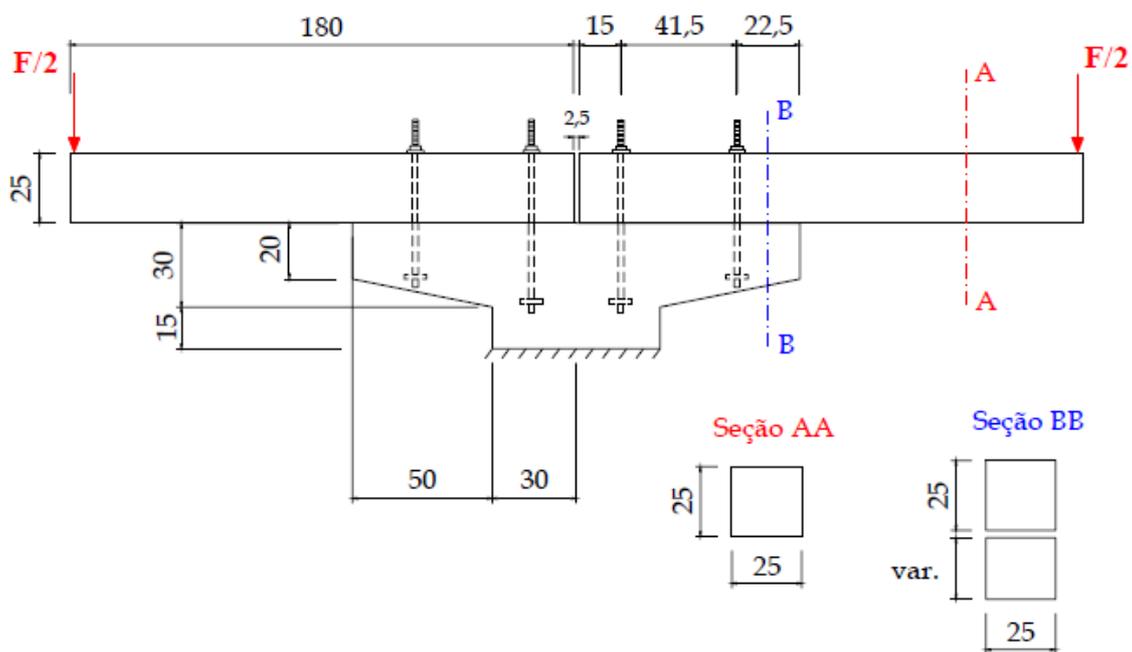


Figura 3.1 - Geometria e dimensões (em cm) do modelo (MIOTTO, 2002).

Cada uma das vigas tem 180 cm de comprimento e seção transversal com dimensões de 25 x 25 cm estando espaçadas de 2,5 cm entre si. O consolo tem seção transversal com altura variável com valor máximo de 30 cm na face do pilar e balanço de 50 cm de comprimento.

3.3 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A resistência do concreto empregado foi de 37,5 MPa, com módulo de elasticidade secante de 29,1 GPa. Para o coeficiente de Poisson, utilizou-se o valor de 0,2.

A Figura 3.2 mostra a caracterização do concreto na modelagem com o programa computacional SAP 2000.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for concrete. The fields are as follows:

- Material Name: C 37.5
- Material Type: Concrete
- Symmetry Type: Isotropic
- Modulus of Elasticity (E): 29148928
- Poisson's Ratio (U): 0.2
- Coeff of Thermal Expansion (A): 1.170E-05
- Shear Modulus (G): 12145387
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 25, Mass per Unit Volume = 2.5
- Units: KN, m, C
- Other Properties for Concrete Materials: Specified Concrete Compressive Strength, f_c = 37500
- Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

Figura 3.2 - Propriedades do concreto adotadas no SAP 2000

As tensões de escoamento do aço das armaduras e dos chumbadores foram definidas com os valores $f_y = 500$ MPa e $f_y = 250$ MPa, respectivamente. Para o coeficiente de Poisson adotou-se o valor 0,3 e para o módulo de elasticidade longitudinal um valor igual a 200 GPa, conforme pode ser observado nas Figura 3.3 e Figura 3.4.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for steel. The fields are as follows:

- Material Name: CA 50
- Material Type: Steel
- Symmetry Type: Isotropic
- Modulus of Elasticity (E): 1.999E+08
- Poisson's Ratio (U): 0.3
- Coeff of Thermal Expansion (A): 1.170E-05
- Shear Modulus (G): 76903069
- Weight and Mass: Weight per Unit Volume = 7693729, Mass per Unit Volume = 7.849
- Units: KN, m, C
- Other Properties for Steel Materials: Minimum Yield Stress, F_y = 500000, Minimum Tensile Stress, F_u = 399896, Effective Yield Stress, F_{ye} = 372316.9, Effective Tensile Stress, F_{ue} = 439885.6
- Advanced Material Property Data: Nonlinear Material Data..., Material Damping Properties..., Time Dependent Properties..., Thermal Properties...

Figura 3.3 - Características físicas do aço da armadura

Property	Value
Material Name	CA 25
Material Type	Steel
Symmetry Type	Isotropic
Modulus of Elasticity (E)	1.999E+08
Weight per Unit Volume	76.9726
Mass per Unit Volume	7.849
Units	KN, m, C
Poisson's Ratio (U)	0.3
Coeff of Thermal Expansion (A)	1.170E-05
Shear Modulus (G)	76903069
Minimum Yield Stress, Fy	248211.28
Minimum Tensile Stress, Fu	399896
Effective Yield Stress, Fye	372316.9
Effective Tensile Stress, Fue	438885.6

Figura 3.4 - Características mecânicas do aço do chumbador

3.4 ARMADURAS EMPREGADAS

As armaduras utilizadas nas vigas pré-moldadas e nos consolos foram dimensionadas por MIOTTO (2002) a partir o esforço máximo atuante na estrutura.

3.4.1 ARMADURA DA VIGA PRÉ-MOLDADA

A Figura 3.5 mostra a armadura da viga pré-moldada empregada por MIOTTO (2002).

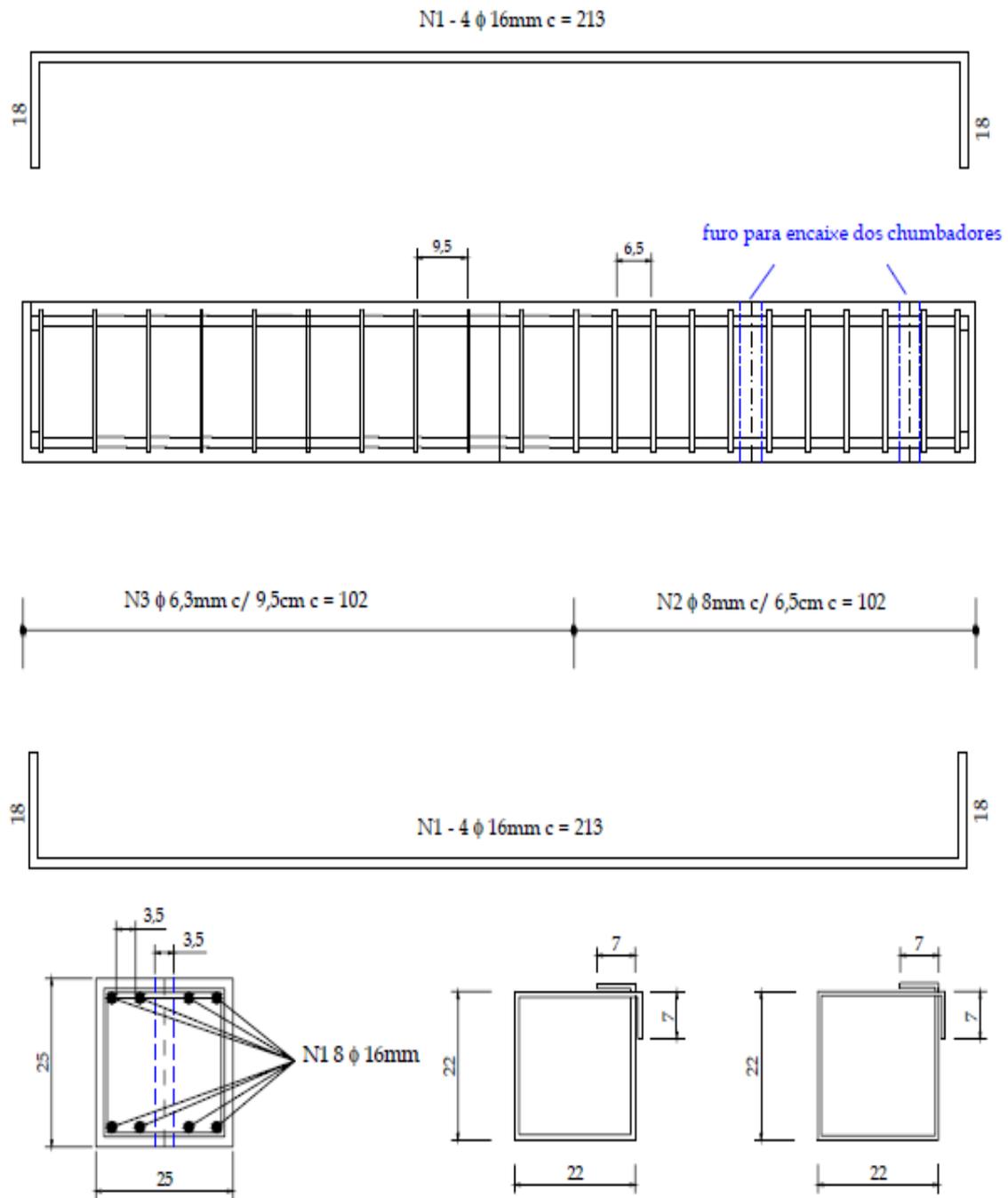


Figura 3.5 - Armadura da viga pré-moldada (dimensões em cm) [MIOTTO (2002)]

3.4.2 ARMADURA DO CONSOLO

As Figura 3.6 e Figura 3.7 mostram o detalhamento das armaduras dos consolos segundo MIOTTO (2002).

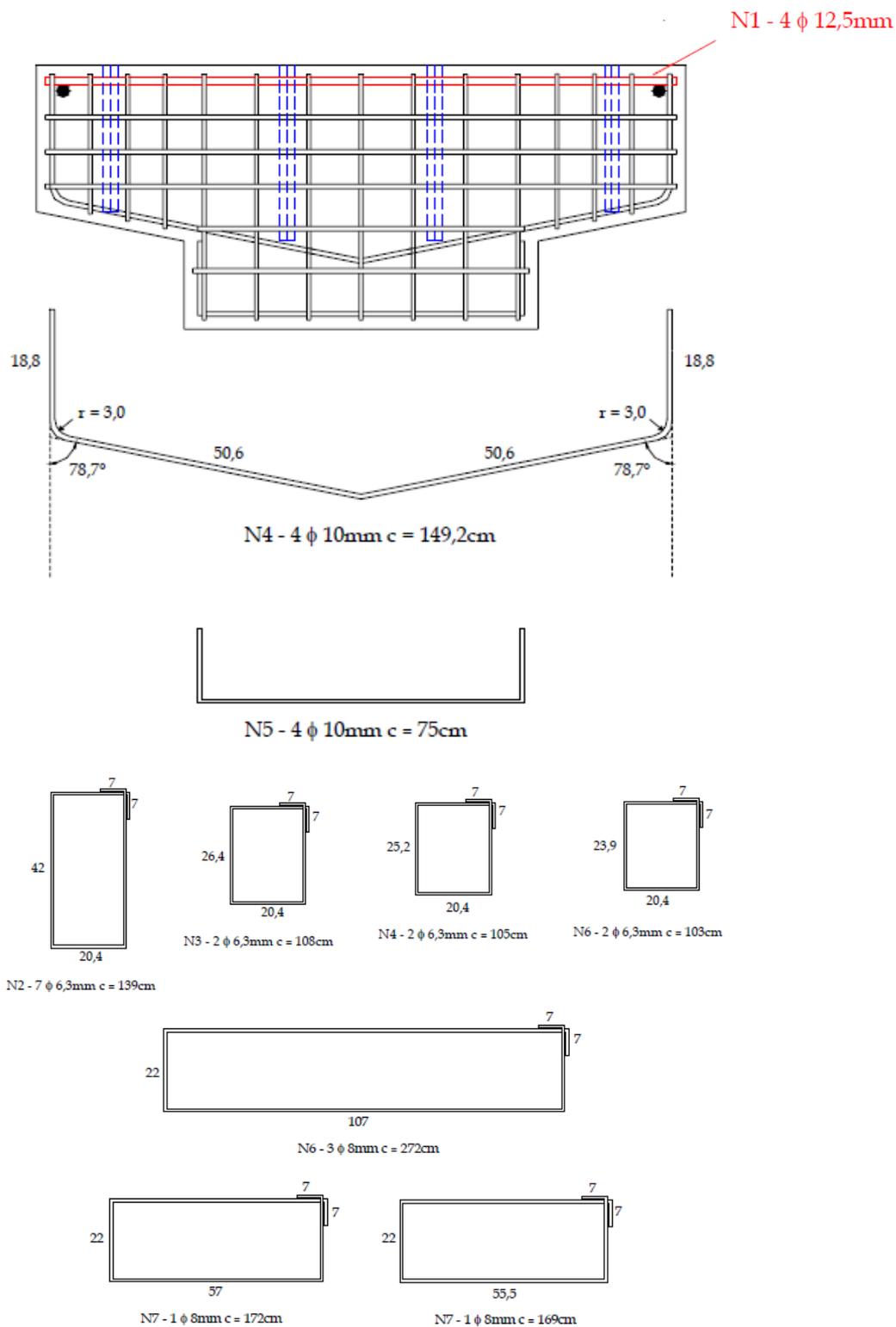
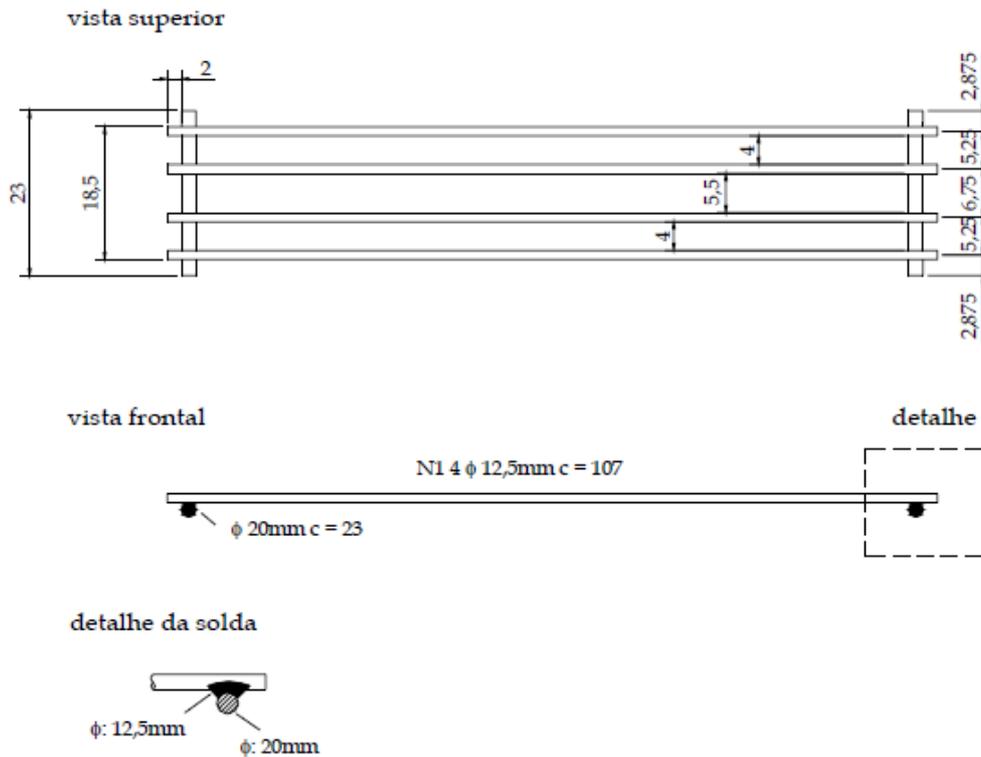


Figura 3.6 - Armaduras dos consolos (dimensões em cm) [MIOTTO (2002)]



**Figura 3.7 – Distribuição das armaduras dos consolos (dimensões em cm)
[MIOTTO (2002)]**

3.4.3 ARMADURA EQUIVALENTE

Para a confecção do modelo estrutural, foi necessária a substituição da armadura real detalhada por uma armadura de seção equivalente calculada a partir da Equação 3.1.

$$n \cdot \pi \cdot \frac{d_r^2}{4} = \pi \cdot \frac{d_{eq}^2}{4} \rightarrow d_{eq} = d_r \cdot \sqrt{n} \quad (3.1)$$

onde,

n é o número de barras;

d_r é o diâmetro dimensionado;

d_{eq} é o diâmetro equivalente.

As Tabela 3.1 e Tabela 3.2 mostram as correspondências adotadas entre as armaduras do modelo real e do modelo computacional aqui desenvolvido.

- Armadura Longitudinal

Tabela 3.1 - Diâmetro equivalente das armaduras longitudinais

DIÂMETRO	BITOLA (mm)		
DIMENSIONADO	10,0	12,5	16,0
EQUIVALENTE	20,0	25,0	32,0

$$d_{eq} = d_r \times \sqrt{4} \quad (3.2)$$

- Armadura Transversal

Tabela 3.2 - Diâmetro equivalente das armaduras transversais

DIÂMETRO	BITOLA (mm)	
DIMENSIONADO	6,3	8,0
EQUIVALENTE	8,9	11,3

$$d_{eq} = d_r \times \sqrt{2} \quad (3.3)$$

3.5 ANÁLISE NÃO LINEAR

Uma melhor avaliação do comportamento real da ligação em concreto armado exige a elaboração de uma análise não linear

Os efeitos de segunda ordem podem ser determinados pelos seguintes métodos:

- Método geral de análise não linear;

- Métodos aproximados.

No estudo aqui desenvolvido, empregou-se o método geral de análise não linear, onde consideram-se tanto a não linearidade geométrica quanto a não linearidade física dos materiais. A não-linearidade física do concreto pode ser observada na curva tensão *versus* deformação da Figura 3.8.

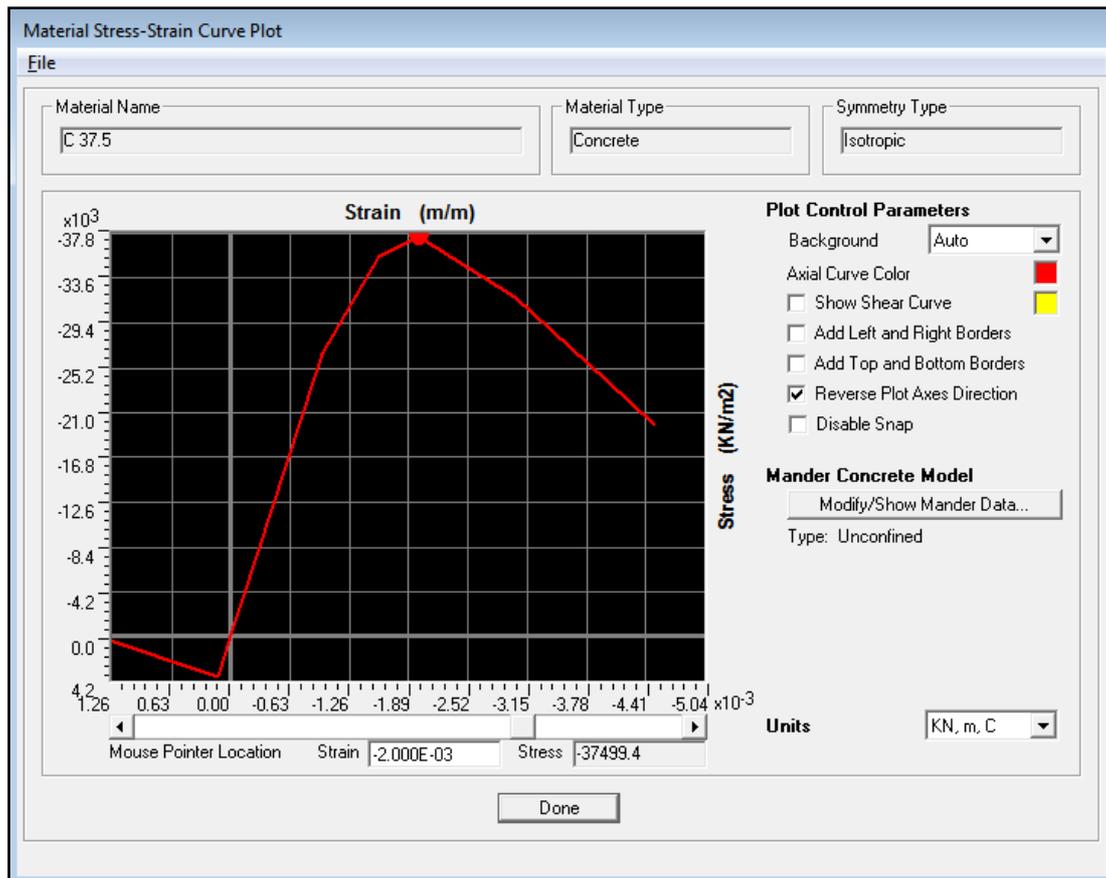


Figura 3.8 - Curva tensão *versus* deformação do concreto C 37,5

Na Figura 3.9 pode-se observar a consideração da não linearidade física em todas as direções do elemento de casca.

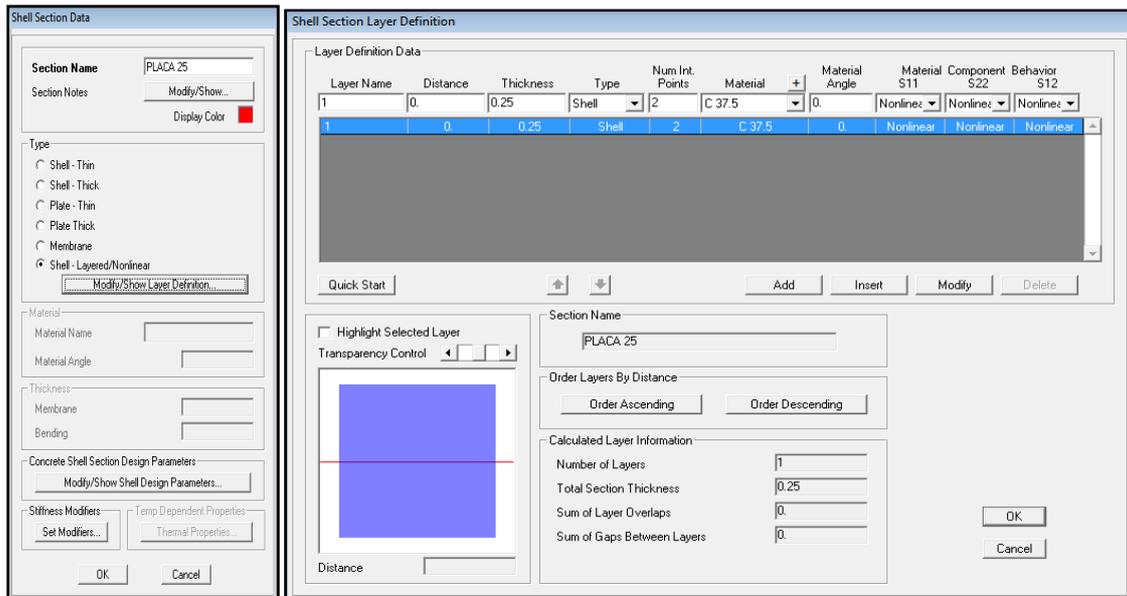


Figura 3.9 - Análise não linear do elemento de casca

Para levar em conta o comportamento não linear devido ao carregamento atuante na ligação, foi adotado o método P-Delta, como se pode observar na Figura 3.10 a seguir.

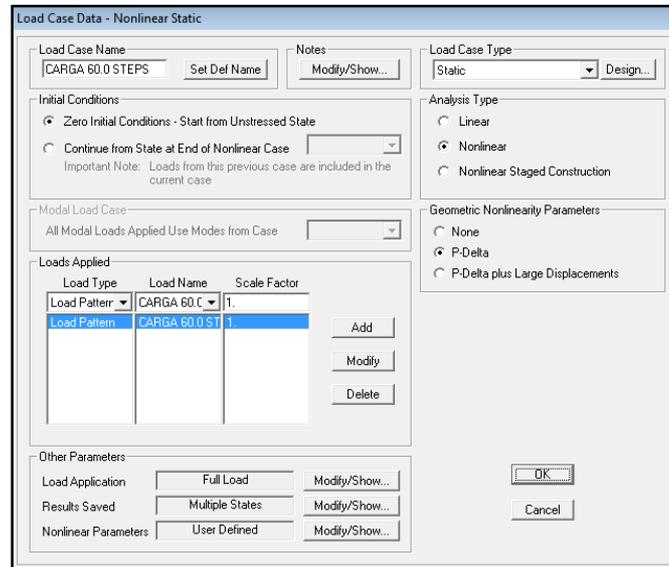


Figura 3.10 - Análise não linear, método P-Delta

Segundo LONGO (2008), o método P-Delta é um método aproximado sujeito a iterações para determinação do efeito de segunda ordem, nesse processo, onde a análise não linear é substituída por uma série de análises lineares, em que, em cada etapa das iterações as características dos materiais são mantidas constantes. A cada

nova etapa os resultados são calculados e o processo termina quando se atinge uma convergência dos valores obtidos dos esforços e deslocamentos da ligação.

Como os valores limites de resistência da ligação encontrados por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998) foram da ordem de 52 kNm, foi estabelecido um teto de carregamento de 60 kNm. Para uma melhor avaliação do ponto aonde haveria ruptura da ligação, foram definidos 60 STEPs. No primeiro STEP aplicou-se um carregamento no extremo da viga com valor de 1 kN e a cada novo STEP este valor foi acrescido de 1 kN, até que a resistência última fosse atingida.

Um limite de 400 iterações foi adotado por estágio de carregamento.

3.6 DETERMINAÇÃO DA CURVA MOMENTO FLETOR-ROTAÇÃO

Segundo MIOTTO (2002), a determinação da curva momento fletor-rotação para o modelo aqui estudado pode ser feita a partir das seguintes equações:

$$\phi = \frac{f+a}{65} \quad (3.4)$$

$$M = \frac{F}{2} \times 100 \quad (3.5)$$

onde f é a flecha no consolo, a é o alongamento do chumbador e F é a força total aplicada no modelo. A Figura 3.11 apresenta os parâmetros de cálculo do momento e da rotação para o modelo em estudo.

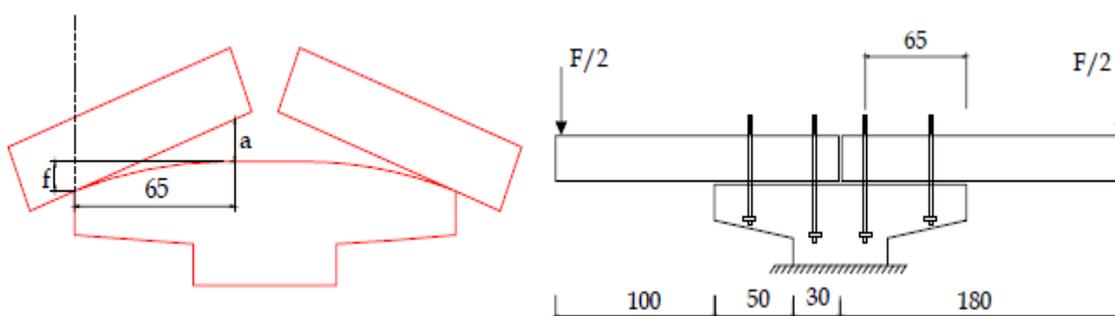


Figura 3.11 - Parâmetros para obtenção da curva momento fletor-rotação

As curvas momento fletor-rotação obtidas por SOARES (1998) e por MIOTTO (2002), denominadas “modelo 1.1” e “ANSYS”, respectivamente, podem ser observadas na Figura 3.12.

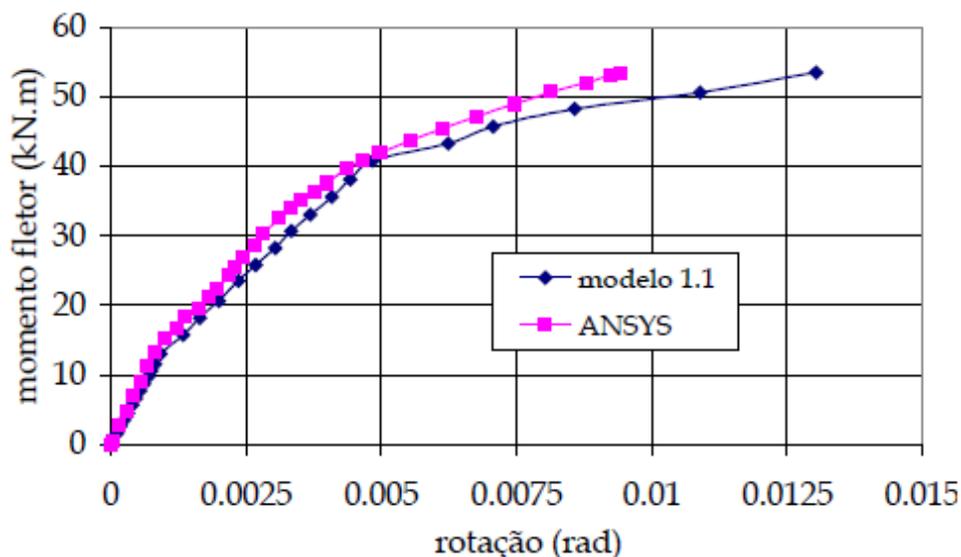


Figura 3.12 - Curva momento fletor-rotação [MIOTTO (2002)]

3.7 MODELO NUMÉRICO PELO SAP 2000

Vários modelos foram criados a fim de representar de maneira mais adequada a ligação viga-pilar, tomando-se como base os resultados dos ensaios de MIOTTO (2002) e SOARES (1998).

3.7.1 DISCRETIZAÇÃO DOS ELEMENTOS FINITOS

A escolha do tamanho do elemento finito foi definida a partir da geometria da ligação, onde a distância entre as vigas pré-moldadas é de 2,5 cm. Assim, foi estabelecido que o elemento finito tivesse dimensões de 2,5 x 2,5 cm.

A discretização do modelo a elementos finitos pode ser observada na Figura 3.13. Nota-se que, na região da quina do consolo com o pilar, foi feita uma suavização dos elementos para minimização das concentrações de tensão localizadas.

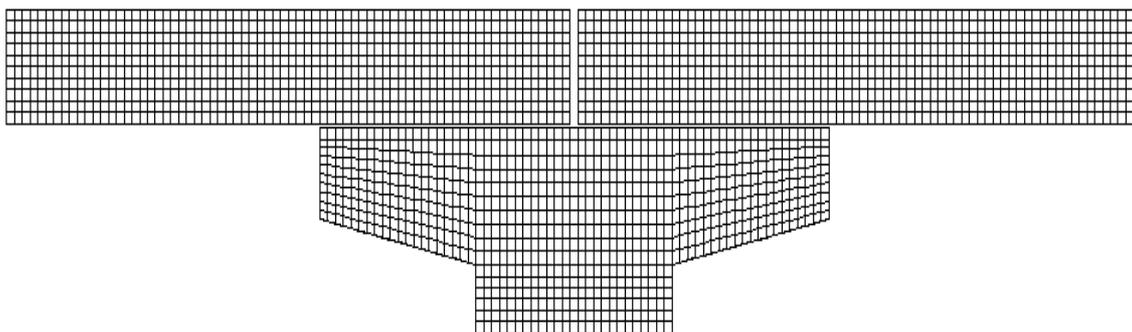


Figura 3.13 - Discretização do modelo em elementos finitos

3.7.2 MODELO NUMÉRICO 1

Neste item apresenta-se a primeira modelagem da ligação viga-pilar estudada. A base da ligação foi considerada engastada, conforme especificado por MIOTTO (2002). Para uma análise inicial foram também definidos os elementos de casca e os elementos de barra correspondentes ao concreto e ao chumbador, respectivamente, conforme pode ser observado nas Figura 3.14 e Figura 3.15.

O modelo 1 apresenta, resumidamente, as seguintes características:

- Ligação sem armadura equivalente na viga e no consolo, ou seja, apresenta apenas elemento de concreto na viga e no consolo sem a existência de armadura;
- Chumbador ligado ao concreto em todo seu fuste;
- Argamassa como elemento de barra em todo o comprimento de contato entre a viga pré-moldada e o consolo.

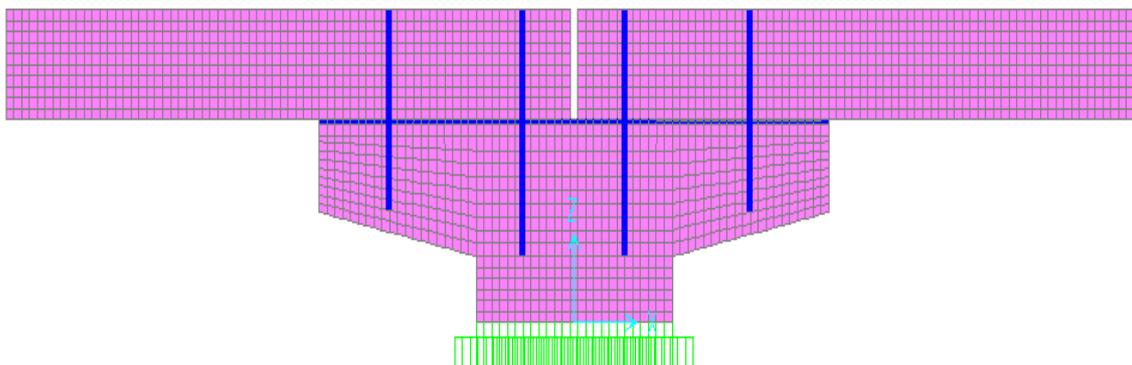


Figura 3.14 - Modelo estrutural 1 (plano xz)

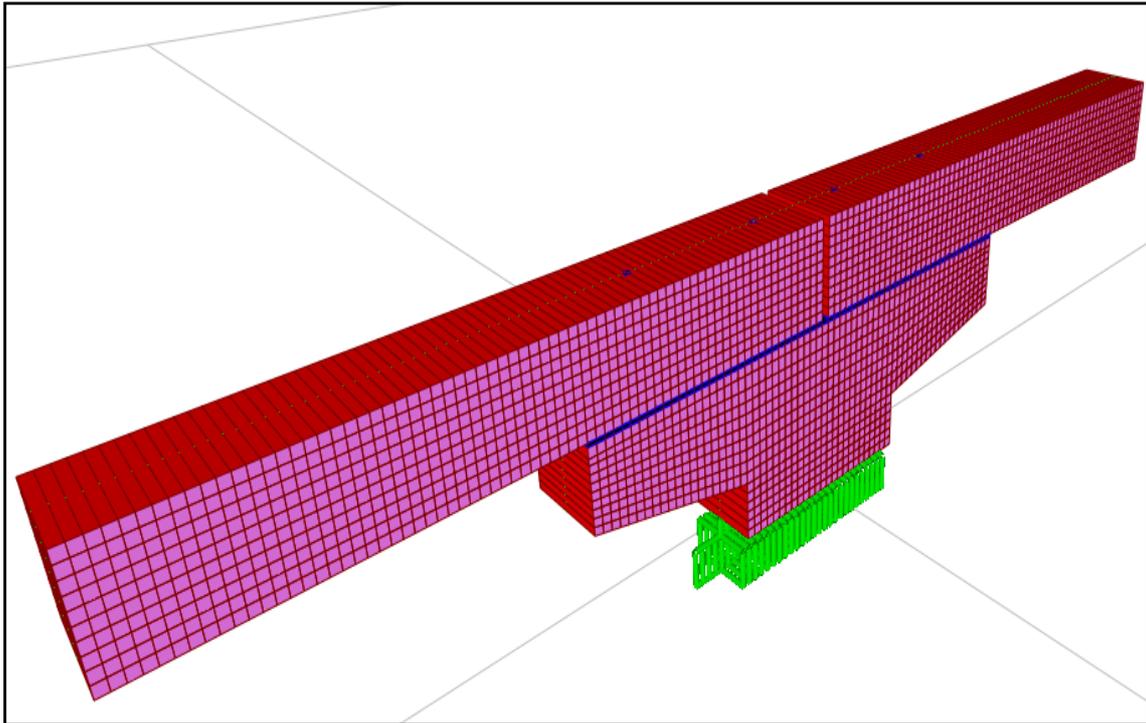


Figura 3.15 - Modelo estrutural 1

Para representar o apoio da viga pré-moldada no consolo, foi definido um elemento de barra com característica de argamassa com espessura de 1 cm, conforme pode ser observado na Figura 3.16.

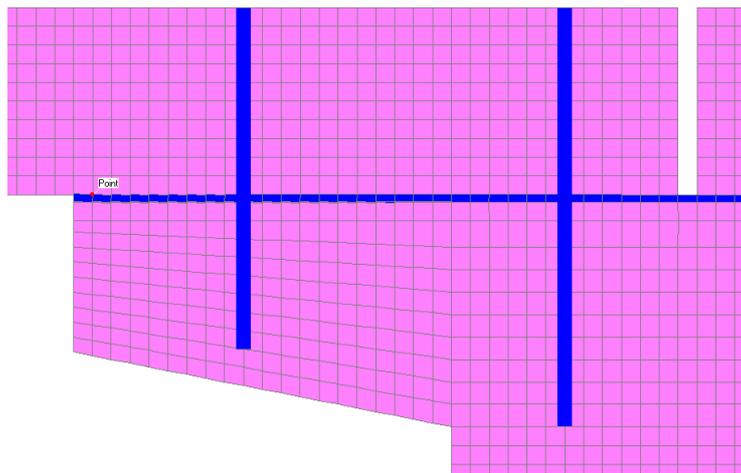


Figura 3.16 - Argamassa de apoio como elemento de barra

O carregamento atuante na ligação foi imposto à estrutura, conforme mencionado no item 3.5, aplicando-se carregamentos com intervalo de 1 kN no

extremo da viga. Como o ponto de aplicação da força dista 1m da face do consolo, esta gera momentos fletores de mesmo valores numéricos, ou seja, força de 1 kN gera momento fletor de 1 kNm. Todos os modelos do presente trabalho foram carregados da mesma forma, de acordo com MIOTTO (2002). A Figura 3.17 exemplifica o esquema do carregamento aplicado à estrutura.

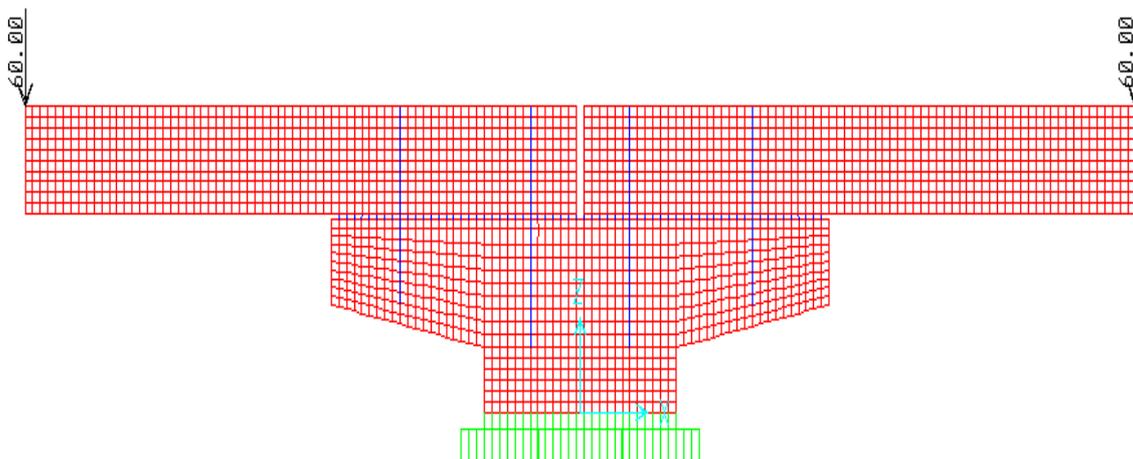


Figura 3.17 - Carregamento atuante na estrutura

Com os dados de entrada associados às características mecânicas dos materiais, e geométricas dos elementos que compõem o modelo (de casca para o concreto e de barra para o chumbador e a argamassa), às condições de apoio e ao carregamento atuante, foi possível a modelagem da ligação.

Nas Figura 3.18 e Figura 3.19 podem ser observadas a deformada e as tensões na ligação para o carregamento limite da estrutura, respectivamente. A ligação rompeu com uma força atuante com valor de 13 kN.

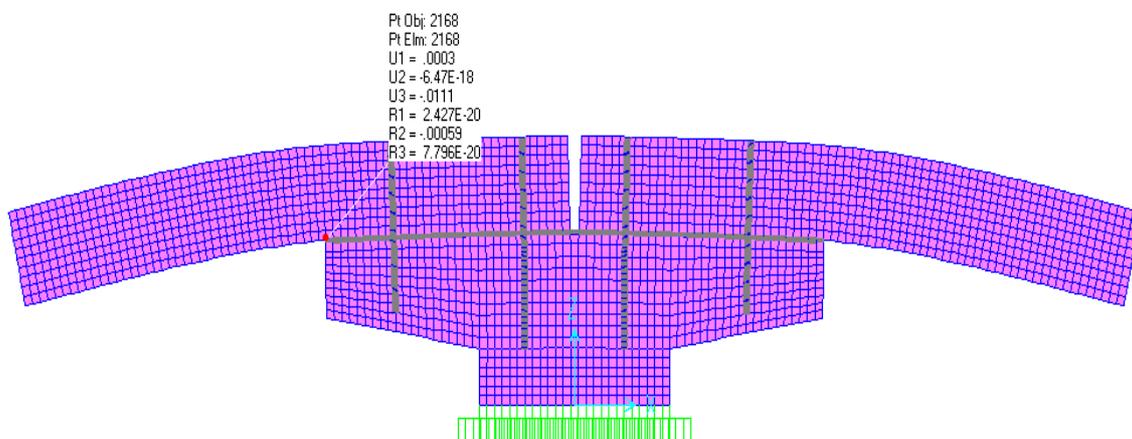


Figura 3.18 – Modelo 1: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad)

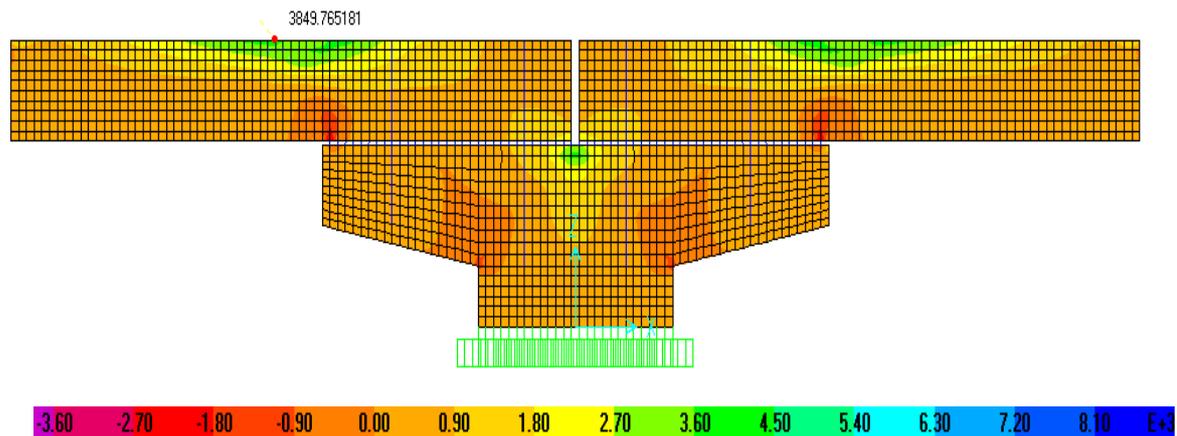


Figura 3.19 – Modelo 1: Tensões limite no modelo (kN/m²)

O resultado obtido conduziu a:

- Momento fletor de ruptura da ligação de 13 kNm;
- Concentração de tensão no elemento de barra correspondente à argamassa. Como solução, a argamassa passará a ser modelada como elemento de casca;
- Concentração de tensão nos elementos de contato da viga pré-moldada e o consolo;
- Concentração de tensão na quina do consolo;
- A inexistência de armadura gerou tensões elevadas de tração no concreto e, portanto, estas deverão ser modeladas de acordo com o estabelecido no item 3.4.

A partir do resultado do modelo foi possível a obtenção da curva momento fletor-rotação, onde as deformações estabelecidas no item 3.6 são adquiridas para cada momento fletor atuante com intervalos de 1 kNm.

A Figura 3.20 compara a curva momento fletor-rotação obtida com aquelas reportadas por MIOTTO (2002) e SOARES (1998).

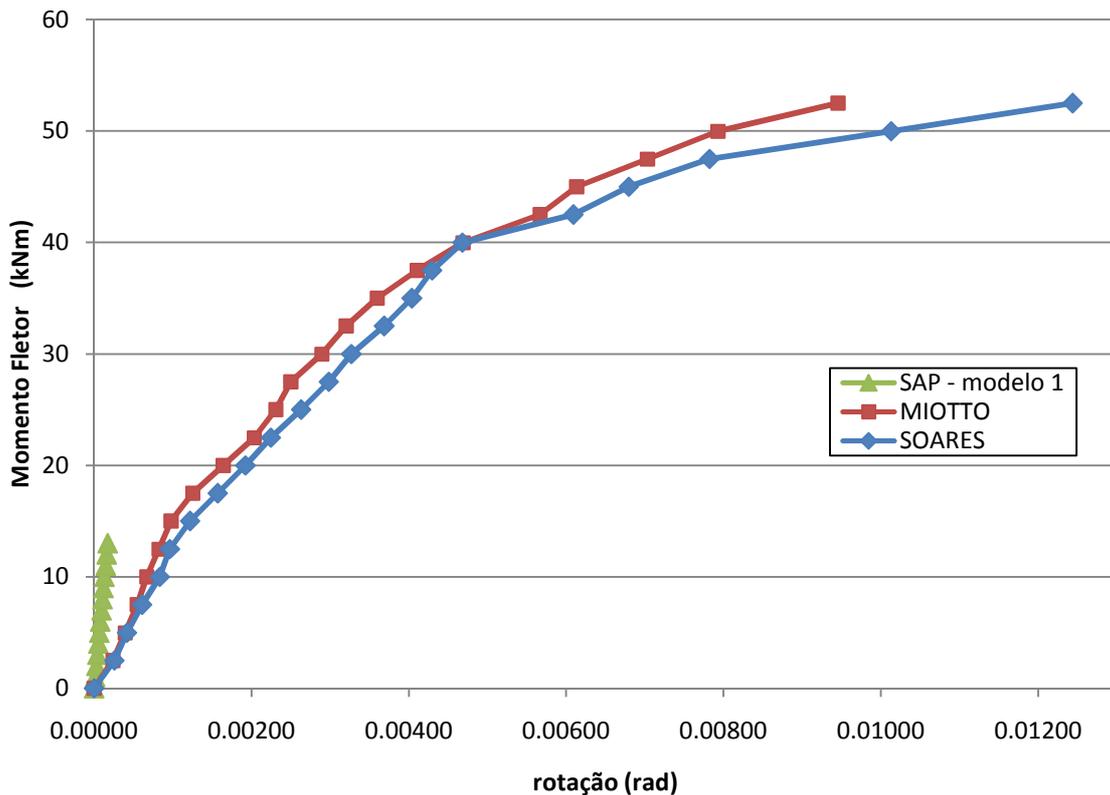


Figura 3.20 – Modelo 1: Comparações da curva momento fletor-rotação

Os seguintes aspectos, tendo em vista os resultados obtidos, devem ser ressaltados:

- A ligação rompe a apenas 25% do valor obtido por MIOTTO (2002), com um momento atuante de 13 kNm;
- A ligação possui comportamento de elevada rigidez, apresentando cerca de 20% da deformação encontrada por MIOTTO (2002).

3.7.3 MODELO NUMÉRICO 2

Neste item é apresentado o modelo 2 da ligação viga-pilar, onde foram colocadas as armaduras equivalentes definidas no item 3.4.3.

As condições de apoio foram definidas como engastada na base do consolo, conforme especificado por MIOTTO (2002). O concreto e a argamassa foram simulados por elementos de casca e as armaduras equivalentes e os chumbadores por meio de elementos de barra. O diâmetro, o espaçamento e a quantidade de barras

podem ser encontrados no item 3.4. O modelo 2 adotado pode ser observado na Figura 3.21.

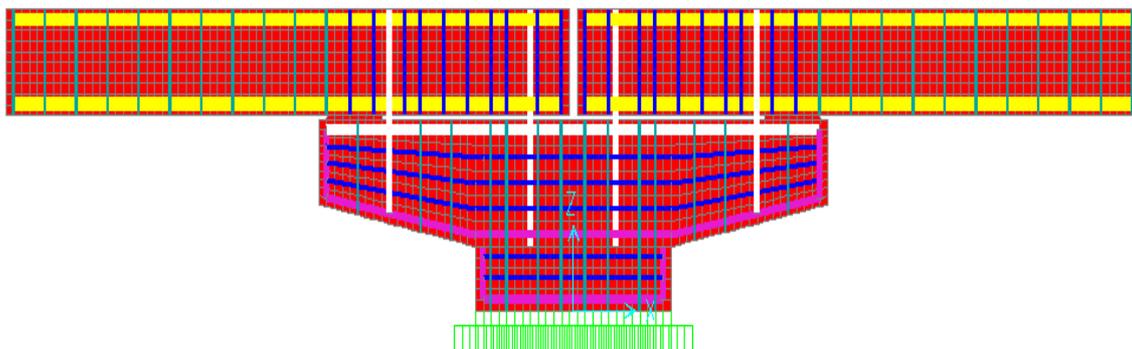


Figura 3.21 - Modelo estrutural 2 (plano xz)

Para melhor representar o apoio da viga pré-moldada no consolo, foi definido um elemento de casca com característica de argamassa com espessura de 1 cm. Além disso, o elemento correspondente à argamassa que no modelo 1 estivesse sofrendo tração foi devidamente removido do modelo, já que esse esforço deve ser resistido única e exclusivamente pelos chumbadores, conforme pode ser observado na Figura 3.22.

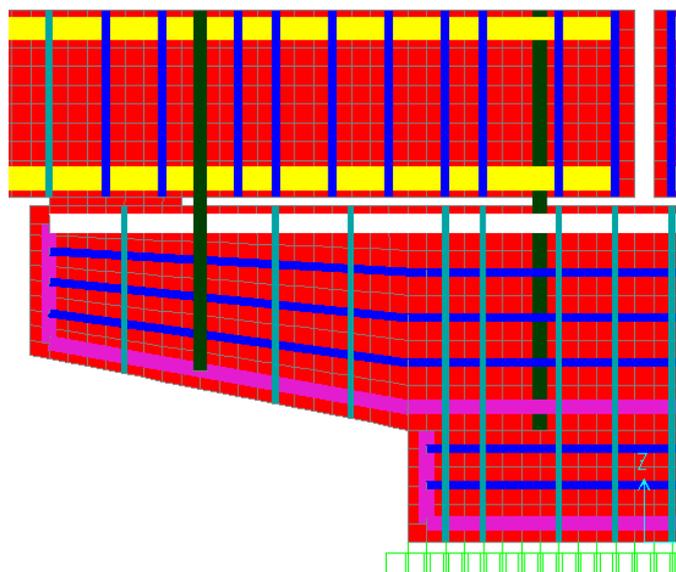


Figura 3.22 - Argamassa como elemento de casca nas regiões comprimidas

Desse modo, o modelo 2 apresenta as seguintes características:

- Ligação com armadura equivalente na viga e no consolo;
- Chumbador ligado ao concreto em todo seu fuste;
- Argamassa como elemento de casca apenas na região aonde há compressão.

Na Figura 3.23, pode ser observada a deformada da ligação para o carregamento limite da estrutura.

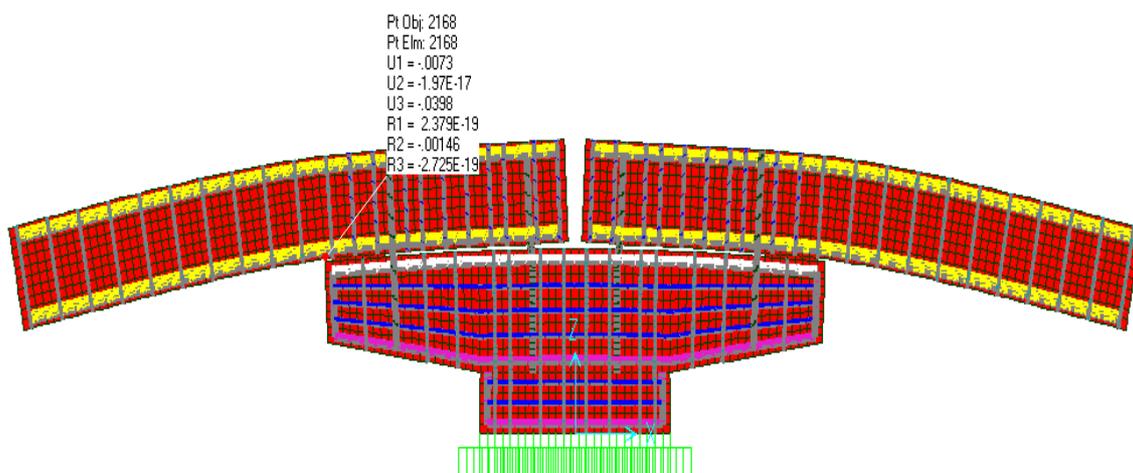


Figura 3.23 - Modelo 2: Deformação da estrutura na ruptura (cm e rad)

Nas Figura 3.24 e Figura 3.25 são apresentados os esforços atuantes nos elementos de casca e os esforços axiais atuantes nos elementos de barra.

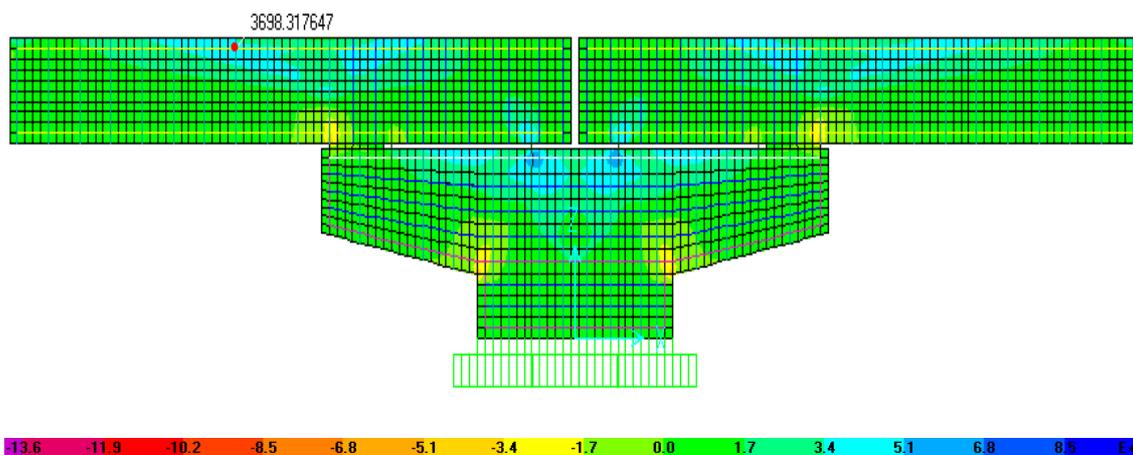


Figura 3.24 – Modelo 2: Tensões limite (kN/m²)

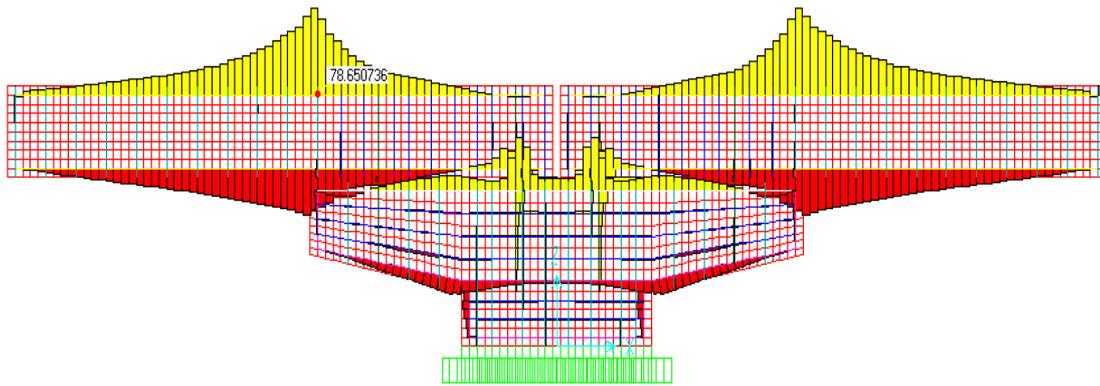


Figura 3.25 – Modelo 2: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN)

A partir dos resultados obtidos, ressaltam-se os seguintes aspectos:

- O momento de ruptura da ligação foi de 25 kNm;
- Como no modelo 1, há concentração de tensões de compressão nos elementos de contato da viga pré-moldada e do consolo e também na quina do consolo;
- Os esforços nas armaduras estão de acordo com o esperado, com tração na armadura superior, como pode ser observado na Figura 3.25.

A

Figura 3.26 mostra a curva momento fletor-rotação para o modelo 2, comparativamente com as obtidas por MIOTTO (2002) e SOARES (1998).

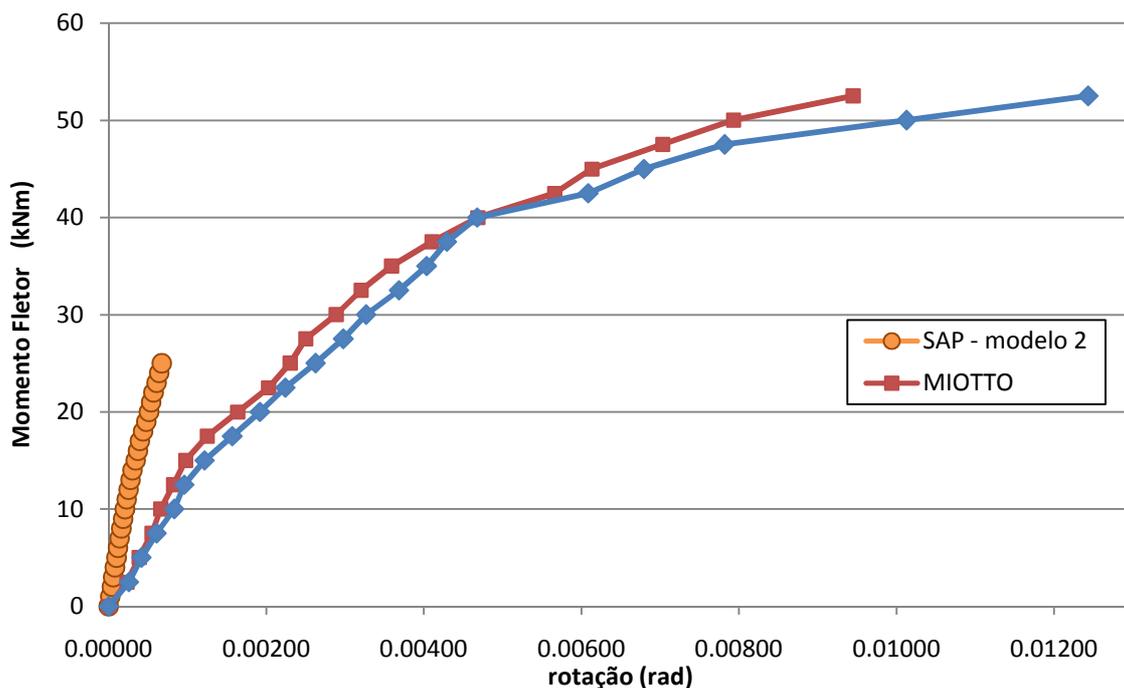


Figura 3.26 – Modelo 2: Comparações da curva momento fletor - rotação

Com os resultados obtidos verificam-se os seguintes aspectos:

- A ligação rompe chegando a apenas 48% do valor encontrado por MIOTTO (2002), com um momento atuante de 25 kNm;
- A ligação possui comportamento de elevada rigidez, apresentando cerca de 35% da deformação encontrada por MIOTTO (2002).

3.7.4 MODELO NUMÉRICO 3

O modelo 3 possui as mesmas características geométricas que o modelo 2, diferenciando-se somente nas armaduras longitudinais superiores equivalentes da viga pré-moldada e do consolo, as quais foram majoradas em 40 %, de 32 mm para 45 mm e de 25 mm para 35 mm, respectivamente.

Essa majoração foi necessária para melhor representar o comportamento da ligação, já que foi feita uma simplificação das quatro barras longitudinais distribuídas no concreto em uma única barra com diâmetro maior. Desse modo, há uma melhor representação da ligação, onde o concreto resiste à compressão e o aço à tração.

A Figura 3.27 mostra o modelo 3 com as armaduras superiores majoradas.

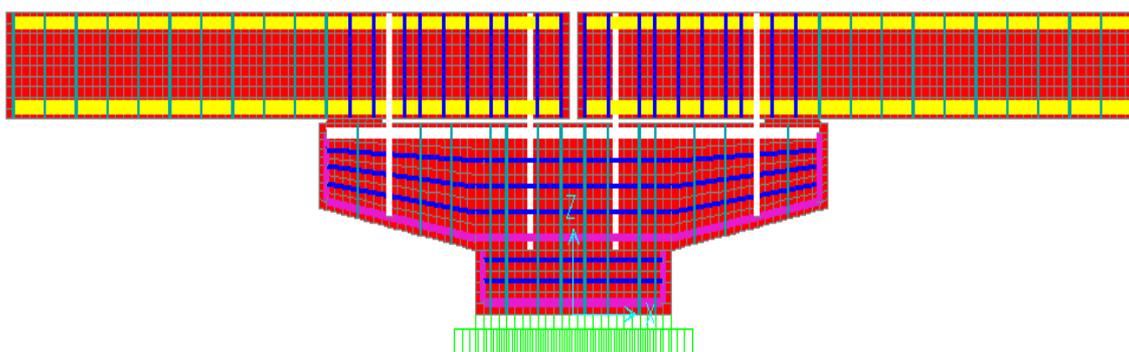


Figura 3.27 - Modelo estrutural 3, com armadura majorada (plano xz)

Na Figura 3.28 pode ser observada a deformada da ligação para o carregamento limite da estrutura.

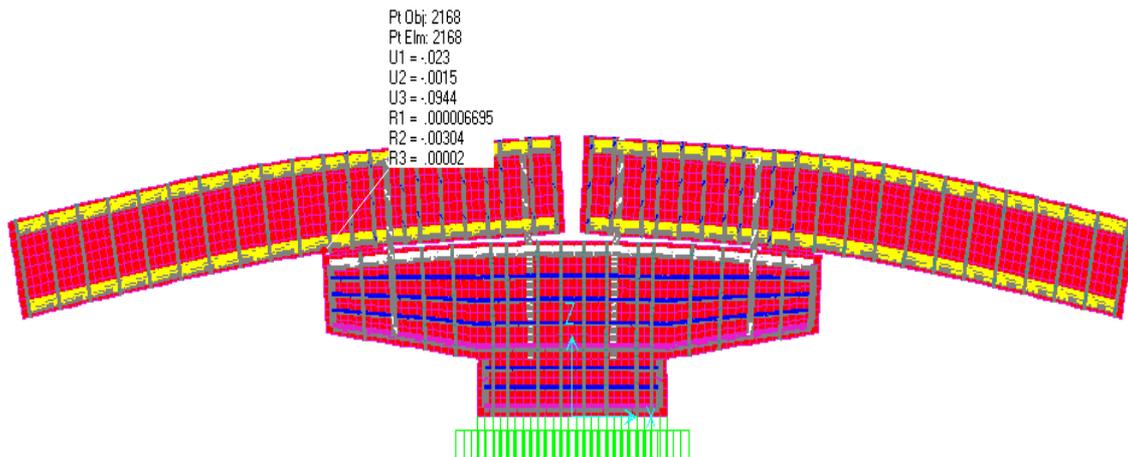


Figura 3.28 - Modelo 3: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad)

Nas Figura 3.29 e Figura 3.30 são apresentados os esforços atuantes nos elementos de casca e os esforços axiais atuantes nos elementos de barra, respectivamente.

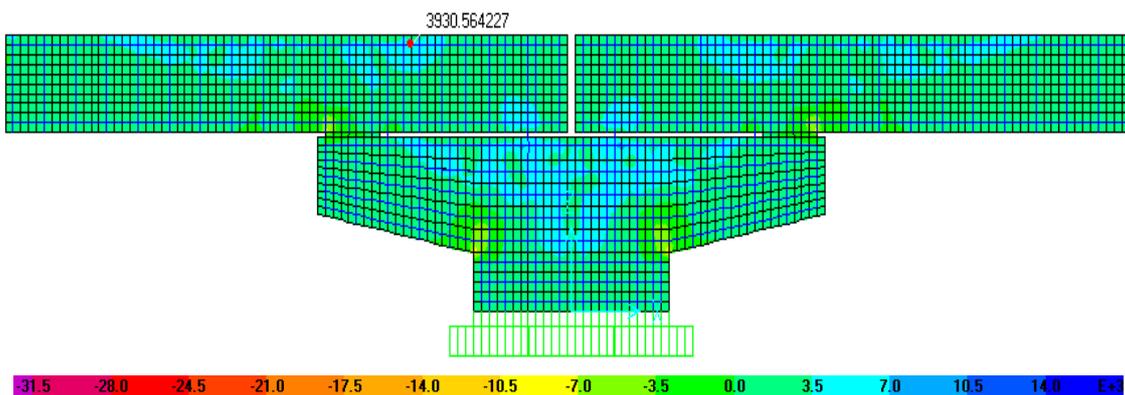


Figura 3.29 – Modelo 3: Tensões limite (kN/m²)

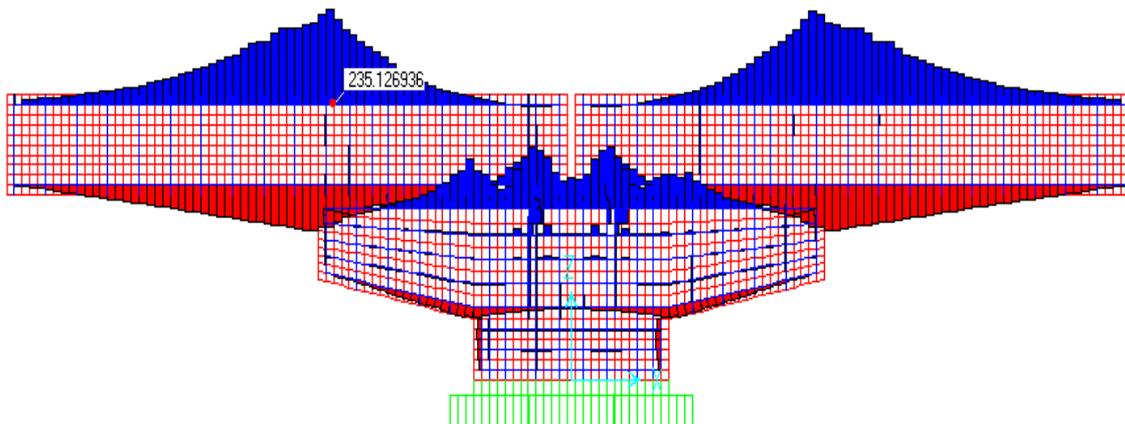


Figura 3.30 – Modelo 3: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN)

Os resultados obtidos com o modelo permitiram a verificação dos seguintes aspectos:

- O momento de ruptura da ligação foi de 47 kNm, comprovando assim a necessidade de majorar a seção do aço a fim de melhor representar o comportamento da ligação;
- Como nos modelos anteriores, há concentração de tensões de compressão nos elementos de contato da viga pré-moldada e do consolo e também na quina do consolo;
- O comportamento dos esforços na armadura está de acordo com o esperado para momento negativo, havendo tração na armadura superior tanto da viga como do consolo, como pode ser observado na Figura 3.30.

A Figura 3.31 apresenta a curva momento fletor-rotação para o modelo 3, comparativamente com as obtidas por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998).

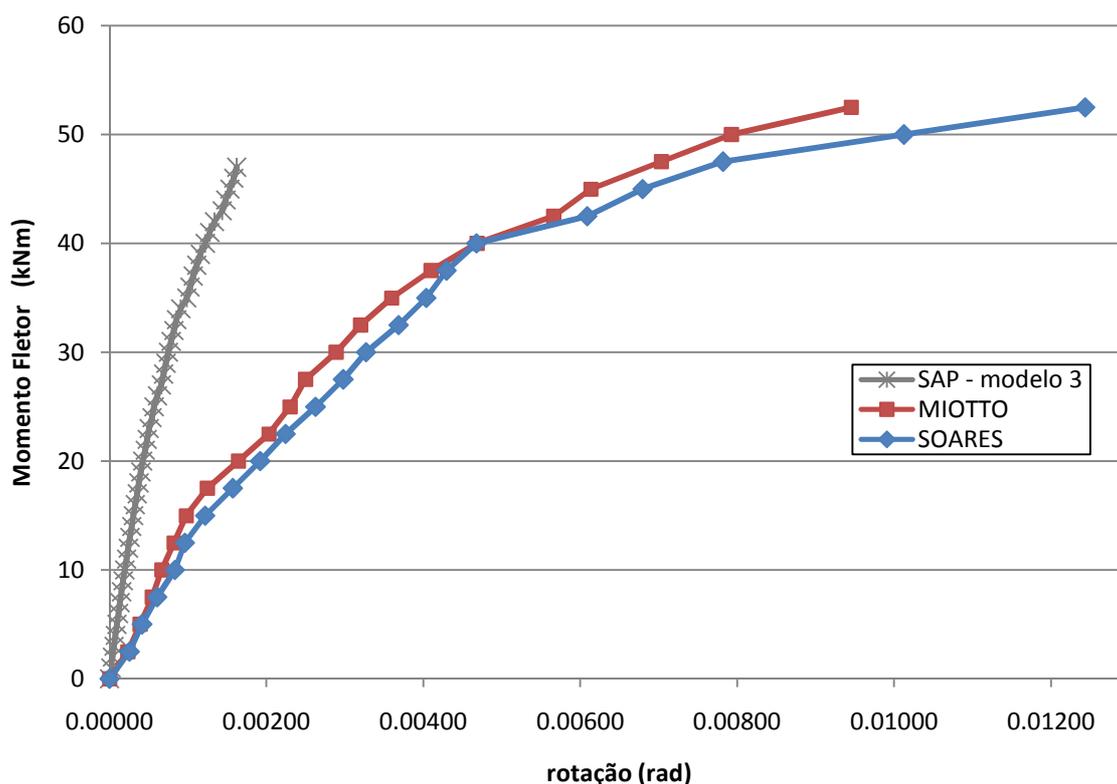


Figura 3.31 – Modelo 3: Gráfico curva momento fletor - rotação

A partir do resultado obtido com a curva momento fletor-rotação, foram avaliados os seguintes aspectos:

- A ligação rompe chegando a 90% do valor encontrado por MIOTTO (2002), com um momento atuante de 47 kNm;
- Notou-se que com a majoração da seção equivalente do aço houve uma melhor distribuição dos esforços, gerando menor esforço de tração no concreto, tornando a ligação mais resistente e condizente com o resultado encontrado por MIOTTO (2002). A forma como o programa SAP trata a transferência dos esforços entre barras de aço e o concreto envolvente, embora desconhecida do autor, pode ser justificar estes resultados;
- A ligação possui comportamento ainda com rigidez elevada, apresentando, para momentos fletores de 25 kNm, cerca de 31% da deformação encontrada por MIOTTO (2002).

3.7.5 MODELO NUMÉRICO 4

Nesse modelo a única ligação entre os chumbadores e o concreto passou a ser feita por meio dos elementos de casca do concreto apenas no topo e na base do chumbador, simulado por meio de um elemento de barra de elevada rigidez e sem peso. O objetivo dessa mudança foi reduzir os efeitos da ligação rígida entre chumbador e concreto, uma vez que o programa SAP 2000 não possui elementos de contato. Dessa maneira, o concreto não irá absorver tração pelo fuste do chumbador, permitindo assim uma maior deformação.

As armaduras equivalentes definidas no item 3.4.3 foram inseridas no modelo. No entanto, no modelo 4, assim como no modelo 3, as armaduras longitudinais equivalentes superiores da viga pré-moldada e do consolo foram majoradas em 40 %, de 32 mm para 45 mm e de 25 mm para 35 mm, respectivamente. Como dito anteriormente, essas majorações foram necessárias para melhor representar o comportamento da ligação.

Como em todos os outros modelos, a base do consolo foi considerada engastada. Tanto o concreto como a argamassa foram simulados por meio de elementos de casca e as armaduras equivalentes, os chumbadores e a barra rígida foram simulados por elementos de barra. O diâmetro, o espaçamento e a quantidade

de barras podem ser encontrados no item 3.4. O modelo da ligação pode ser observado na Figura 3.32.

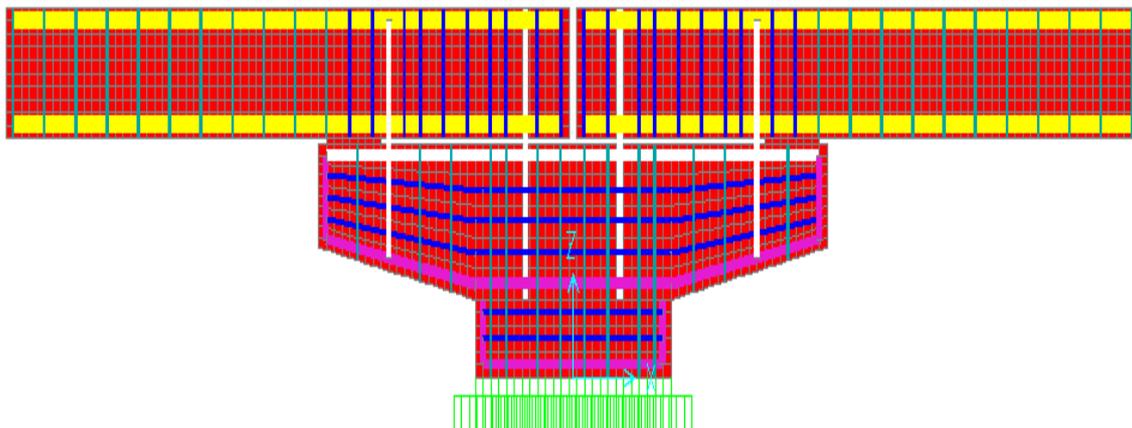


Figura 3.32 - Modelo estrutural 4 (plano xz)

Na Figura 3.33 pode ser observado com maior detalhe o posicionamento do chumbador e do elemento rígido.

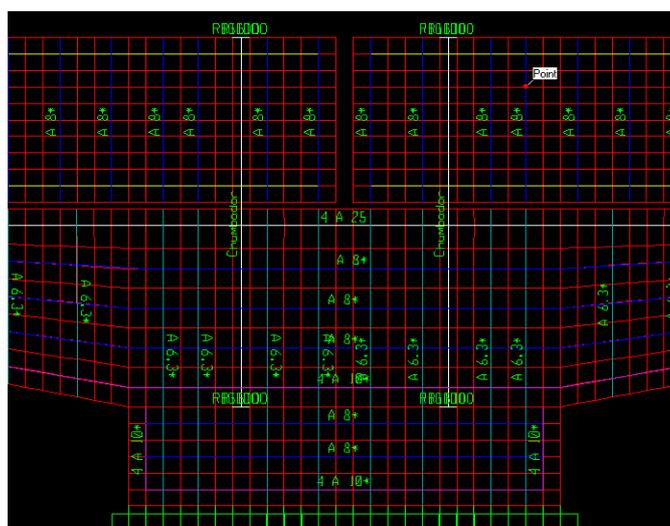


Figura 3.33 - Detalhe da ligação do chumbador com o concreto do modelo 4

As características e o posicionamento da argamassa e do carregamento atuante na estrutura não foram alteradas em relação aos modelos 2 e 3.

O modelo 4 apresenta, resumidamente, as seguintes características:

- Ligação modelada com armadura equivalente na viga e no consolo;
- Chumbador ligado ao concreto apenas no topo e na base por meio de um elemento rígido;

- Elemento de barra rígido com o objetivo de ligar o chumbador ao concreto e transmitir os esforços;
- Argamassa como elemento de casca apenas na região aonde há compressão;
- Armaduras superiores da viga pré-moldada e do consolo aumentadas em 40%, de 32 mm para 45 mm e de 25 mm para 35 mm, respectivamente.

Na Figura 3.34 pode ser observada a deformada da ligação para o carregamento limite da estrutura.

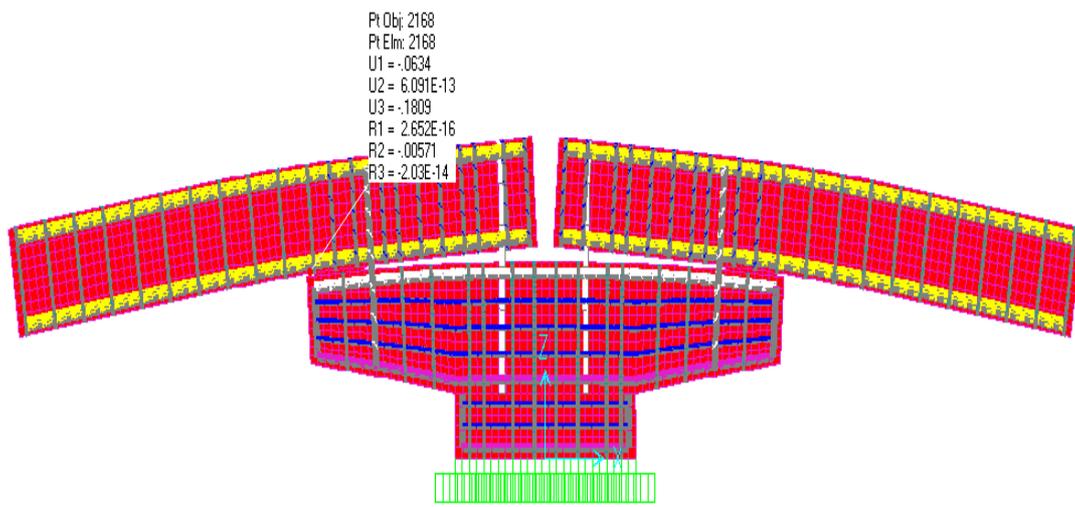


Figura 3.34 - Modelo 4: Deformação da estrutura na ruptura (cm e rad)

Nas Figura 3.35 e Figura 3.36 são apresentadas as tensões atuantes nos elementos de casca e os esforços normais nos elementos de barra, respectivamente.

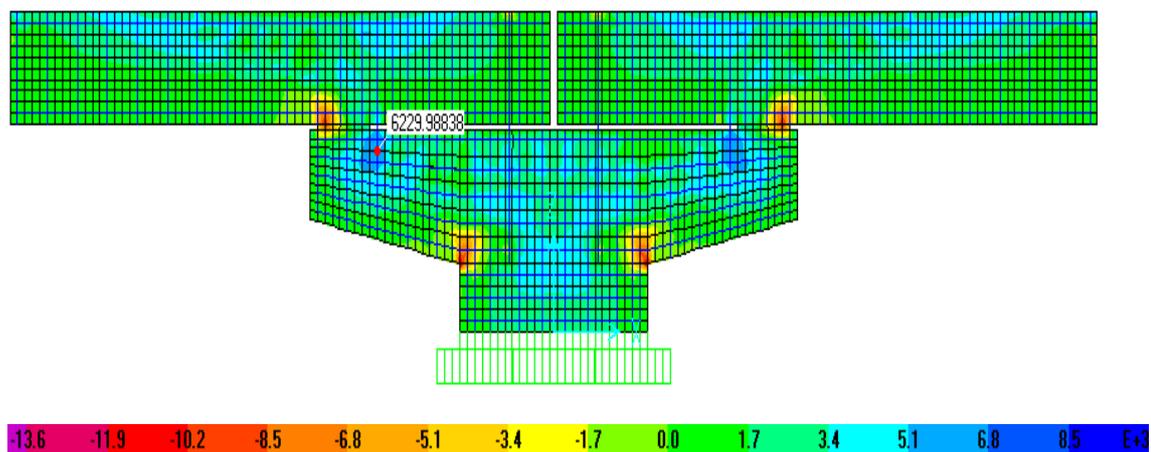


Figura 3.35 – Modelo 4: Tensões limite no modelo (kN/m²)

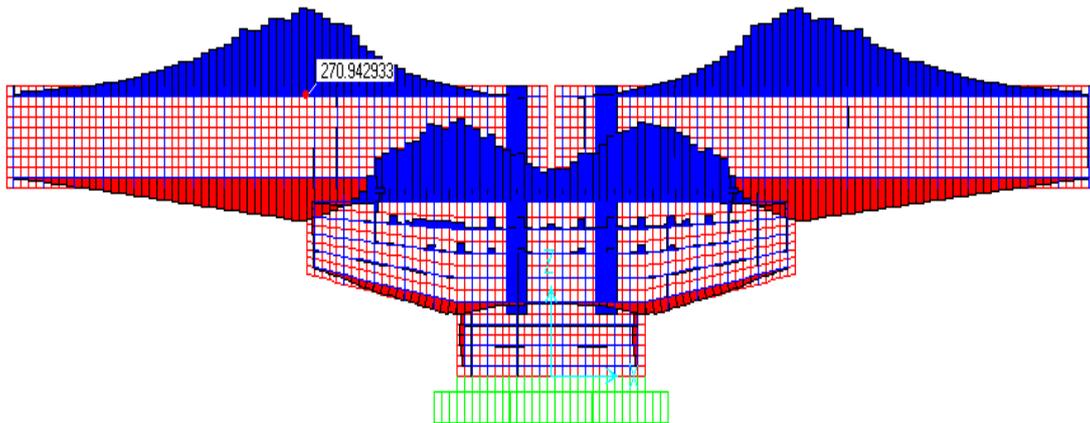


Figura 3.36 – Modelo 4: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN)

A partir do resultado obtido com o modelo foram verificados os seguintes aspectos:

- O momento de ruptura da ligação foi de 55 kNm;
- Concentração de tensões de compressão nos elementos de contato da viga pré-moldada e do consolo e também na quina do consolo;
- Concentração de tensões de tração no concreto próximo à região superior do consolo;
- Como nos modelos anteriores, os esforços axiais obtidos ao longo das armaduras estão de acordo com o esperado, havendo tração na armadura superior, tanto da viga como no consolo, como pode ser observado na .

A Figura 3.37 apresenta a curva momento fletor-rotação do modelo 4, comparando-a com as obtidas por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998).

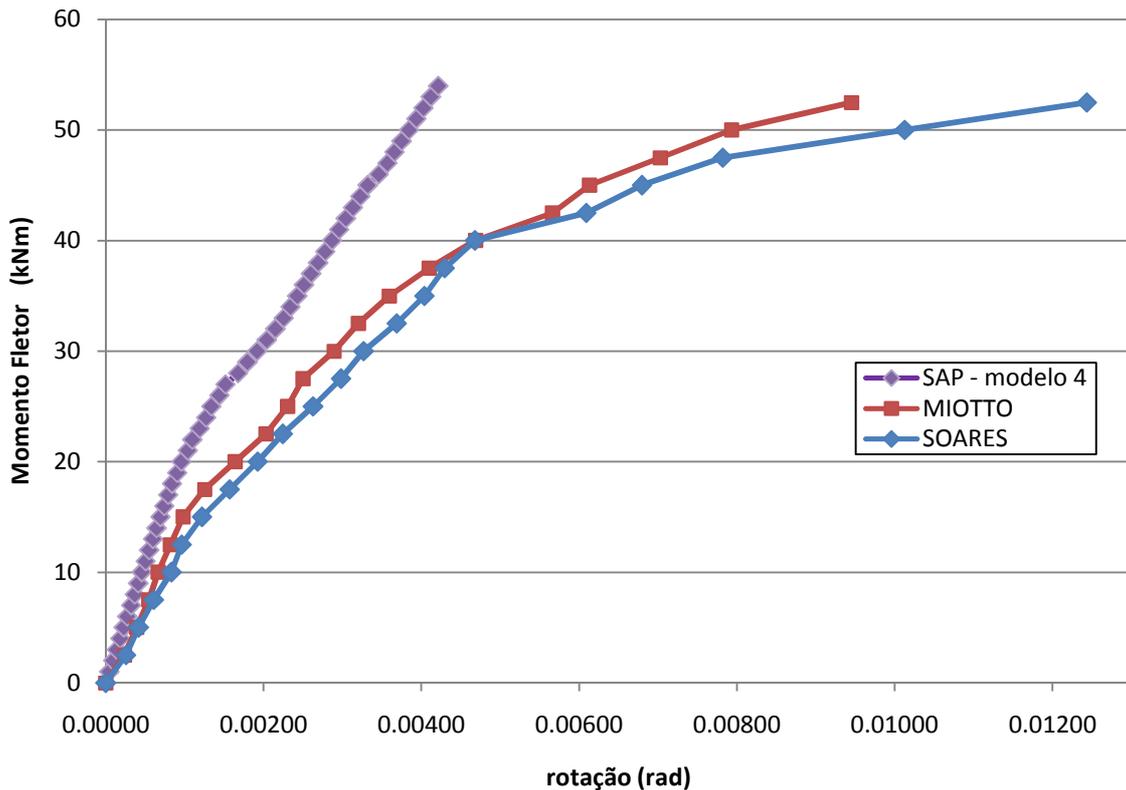


Figura 3.37 – Modelo 4: Gráfico curva momento fletor - rotação

A partir do resultado obtido com a curva momento fletor-rotação, foram avaliados os seguintes aspectos:

- A ligação apresenta momento fletor de ruptura similar ao encontrado por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998);
- Como no modelo anterior, notou-se que com a majoração da seção equivalente do aço houve uma melhor distribuição dos esforços, conduzindo a menores tensões de tração no concreto;
- A ligação do chumbador no concreto apenas no topo e na base propiciou uma maior deformabilidade do modelo, melhorando o comportamento da ligação e, conseqüentemente, permitindo uma melhor aproximação da curva momento fletor-rotação;
- O modelo apresentou comportamento mais rígido que o experimentalmente reportado por MIOTTO (2002). Este aspecto, em geral apresentado pelos modelos numéricos é aqui agravado pelo fato do programa SAP 2000 não dispor de elementos de contato para uma melhor simulação da interface concreto-barras de aço;

- Para momento fletor com valor de 30 kNm, a ligação apresentou deformações de cerca de 66% das reportadas por MIOTTO (2002).

Visando a obtenção de um modelo numérico que melhor represente o modelo real foram feitas várias tentativas para minimizar a majoração da armadura superior da viga e do consolo. A seguir apresenta-se o último modelo numérico.

3.7.6 MODELO NUMÉRICO 5

Exatamente como no modelo numérico 4, o chumbador é ligado ao concreto apenas no topo e na base por meio de um elemento de barra de elevada rigidez e sem peso.

As armaduras equivalentes definidas no item 3.4.3. foram inseridas no modelo, conforme feito no modelo 4. No entanto, no modelo 5 as armaduras longitudinais superiores equivalentes da viga pré-moldada e do consolo foram majoradas em 20%, de 32 mm para 38 mm e de 25 mm para 30 mm, respectivamente. Como dito anteriormente, a majoração definida foi a mínima encontrada que atendesse ao comportamento real da estrutura, conforme apresentado por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998).

As condições de apoio empregadas foram as mesmas dos demais modelos, engastada na base do consolo. Tanto o concreto como a argamassa foram simulados com elementos de casca e as armaduras equivalentes, os chumbadores e a barra rígida por meio de elementos de barra. O diâmetro, o espaçamento e a quantidade de barras podem ser encontrados no item 3.4. O modelo da ligação pode ser observado na Figura 3.38.

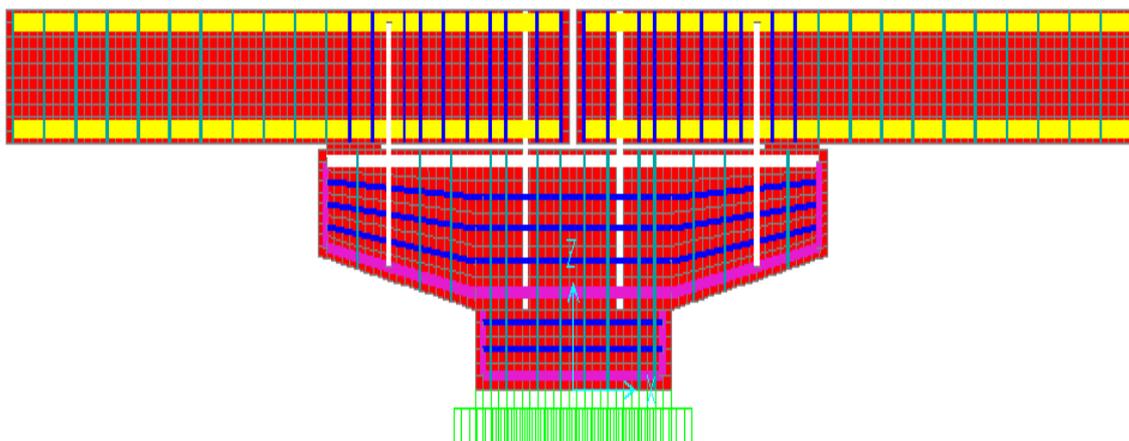


Figura 3.38 - Modelo estrutural 5 (plano xz)

O modelo 5 apresenta, resumidamente, as seguintes características:

- Ligação com armadura equivalente na viga e no consolo;
- Chumbador ligado ao concreto apenas no topo e na base;
- Elemento de barra rígido com o objetivo de ligar o chumbador ao concreto e transmitir os esforços, sem ganho de resistência ou peso;
- Argamassa como elemento de casca apenas na região aonde há compressão;
- Armaduras superiores da viga pré-moldada e do consolo aumentadas em 20%, de 32 mm para 38 mm e de 25 mm para 30 mm, respectivamente;

A análise foi bidimensional, as armaduras longitudinais foram modeladas com sua área equivalente, onde quatro barras foram unidas e modeladas como uma só. Tal simplificação gera problemas na distribuição dos esforços, permitindo elevadas tensões de tração no concreto. Assim foi necessário majorar da seção da barra viabilizando uma aderência adequada entre aço e concreto, não comprometendo assim o comportamento da ligação.

A Figura 3.39 mostra a seção transversal da viga pré-moldada nas três situações: i) armadura dimensionante; ii) armadura equivalente; iii) armadura equivalente majorada.

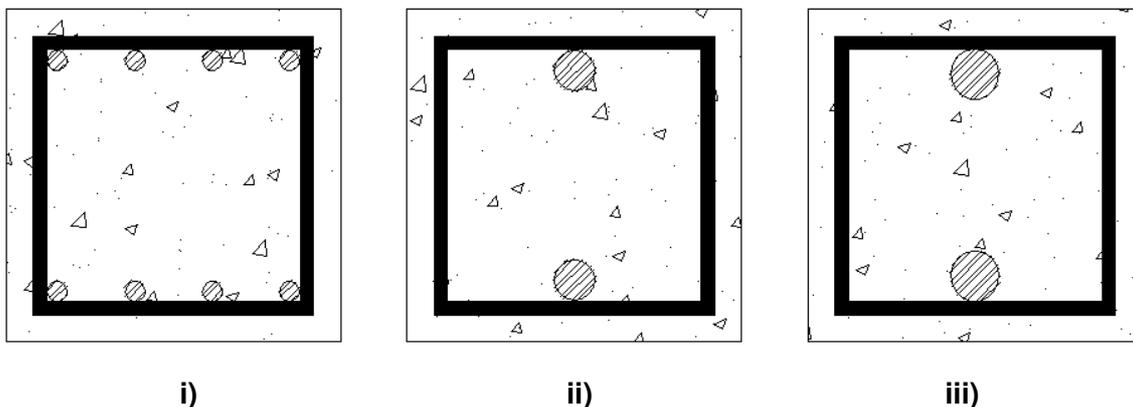


Figura 3.39 - Seção transversal da viga pré-moldada: i) armadura dimensionada; ii) armadura equivalente; iii) armadura equivalente majorada

Na Figura 3.40 pode ser observada a deformação da ligação para o carregamento limite da estrutura.

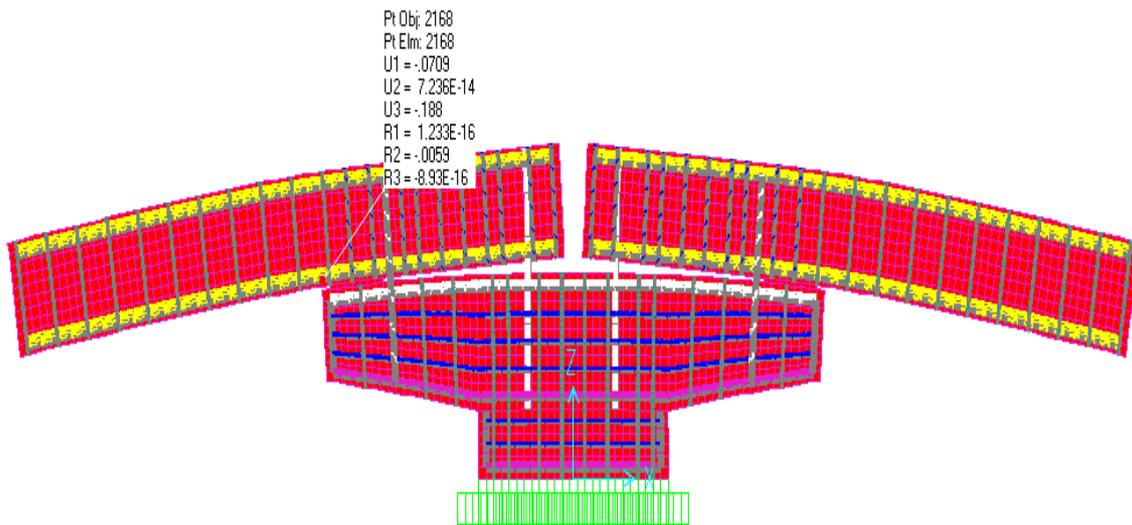


Figura 3.40 - Modelo 5: Deformada da estrutura na ruptura (cm e rad)

Nas Figura 3.41 e Figura 3.42 são apresentadas, respectivamente, os esforços axiais atuantes nos elementos de barra e as distribuições das tensões atuantes nos elementos de casca correspondentes ao carregamento último.

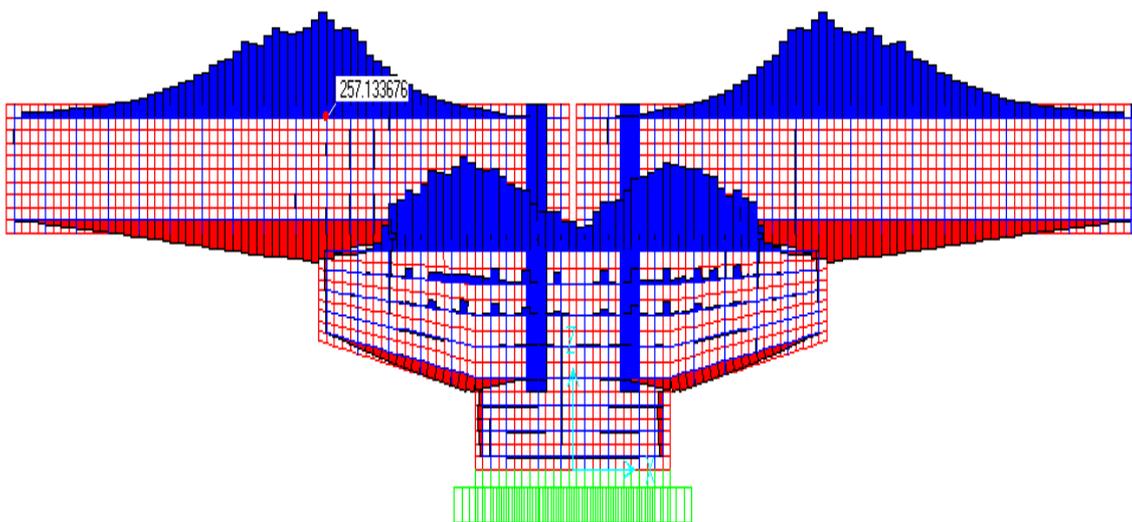


Figura 3.41 – Modelo 5: Esforços axiais limite nos elementos de barra (kN)

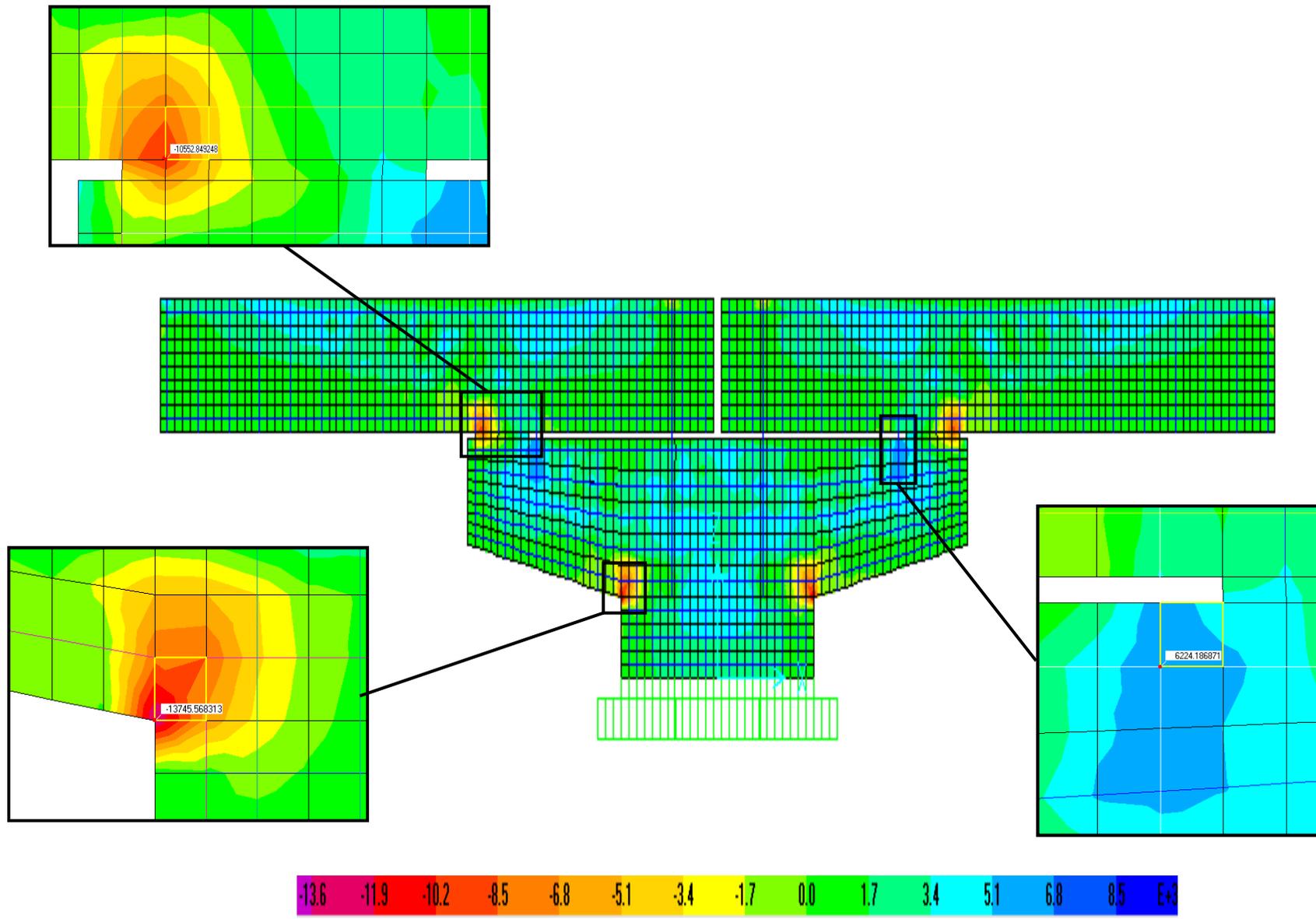


Figura 3.42 – Modelo 5: Tensões limite no modelo (kN/m²)

Na Figura 3.43 é apresentado o fluxo de tensões.

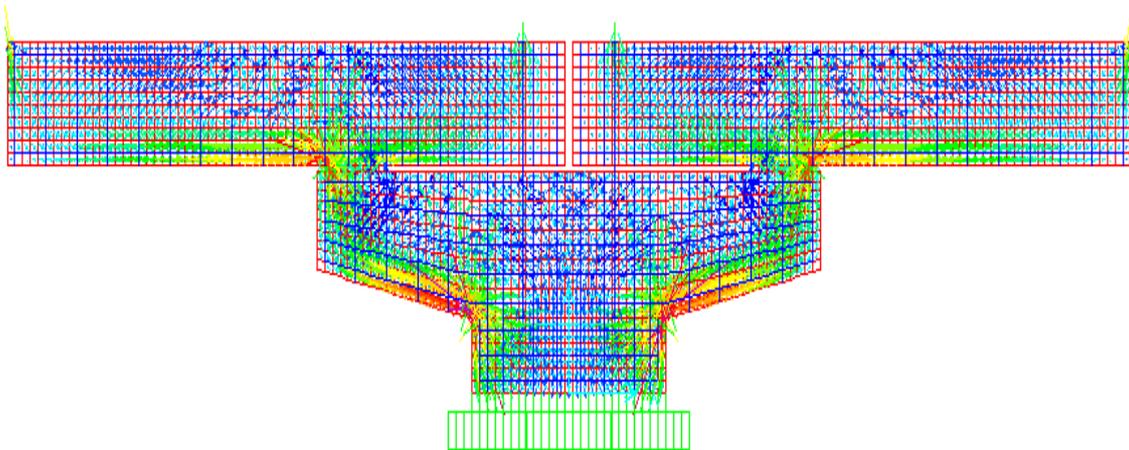


Figura 3.43 - Fluxo de tensões no modelo

Deve-se observar a concentração de tensões na ligação da viga com o consolo e também na quina do consolo, em concordância com os modelos realizados. As Figura 3.44 e Figura 3.45 mostram a ampliação dessas regiões.

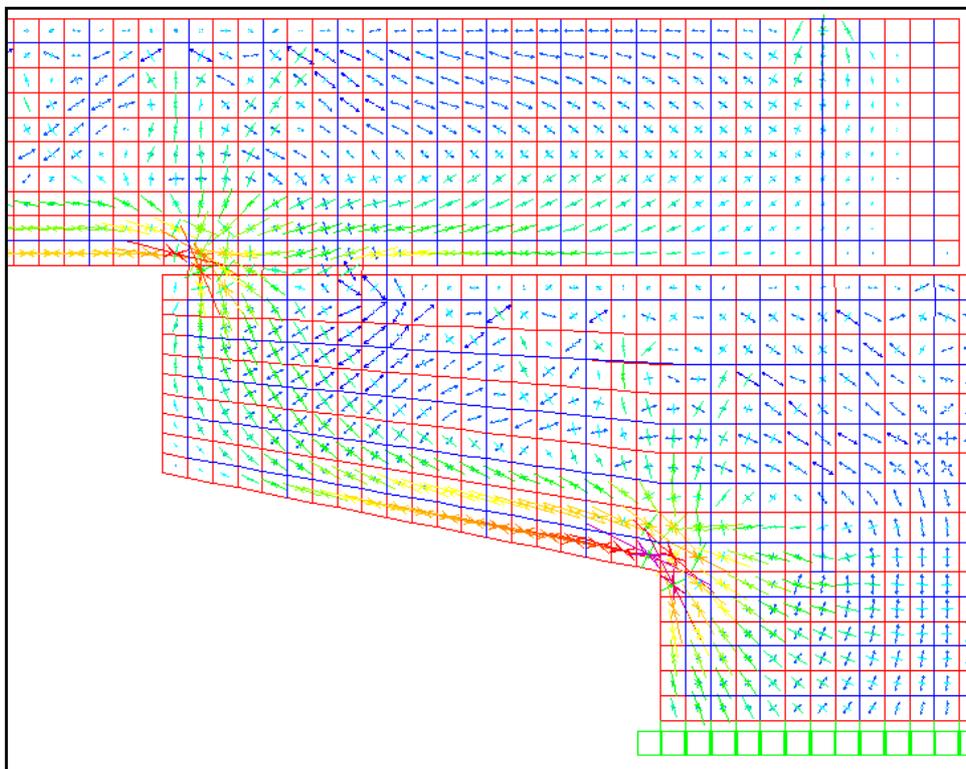


Figura 3.44 - Detalhes do fluxo de tensões

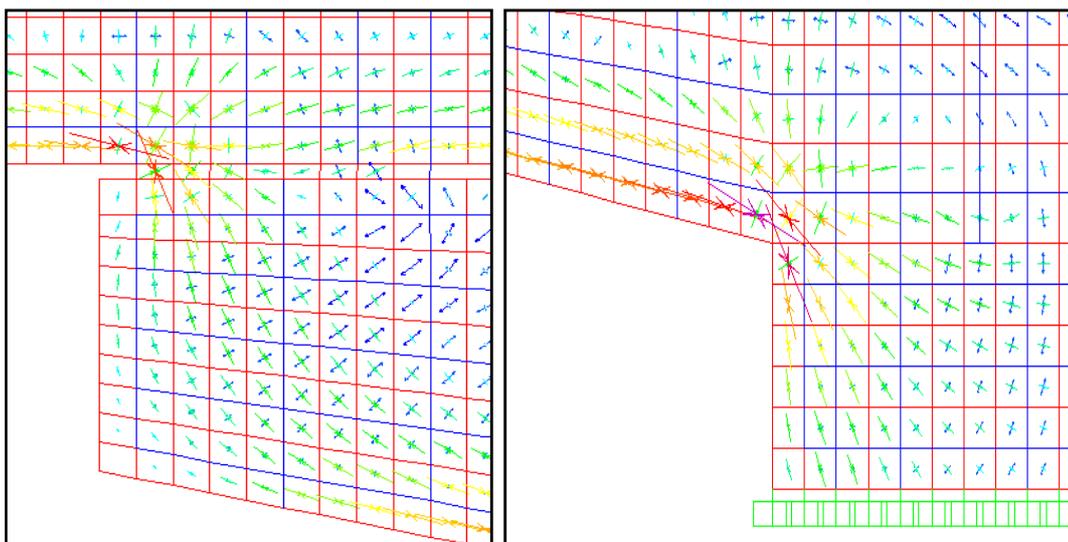


Figura 3.45 - Detalhes do fluxo de tensões nos pontos de concentração

A partir do resultado obtido com o modelo foram verificados os seguintes aspectos:

- O momento de ruptura da ligação foi de 51 kNm;
- Concentração de tensão de compressão nos elementos de contato da viga pré-moldada e do consolo e também na quina do consolo;
- Concentração de tensões de tração no concreto próximo à região superior do consolo;
- Como nos modelos anteriores, o comportamento dos esforços na armadura está de acordo com o esperado para momento negativo, havendo assim tração na armadura superior, tanto da viga como do consolo, como pode ser observado na .

Na Figura 3.46 pode ser observada a curva momento fletor-rotação para o modelo 5, comparando-a com as obtidas por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998).

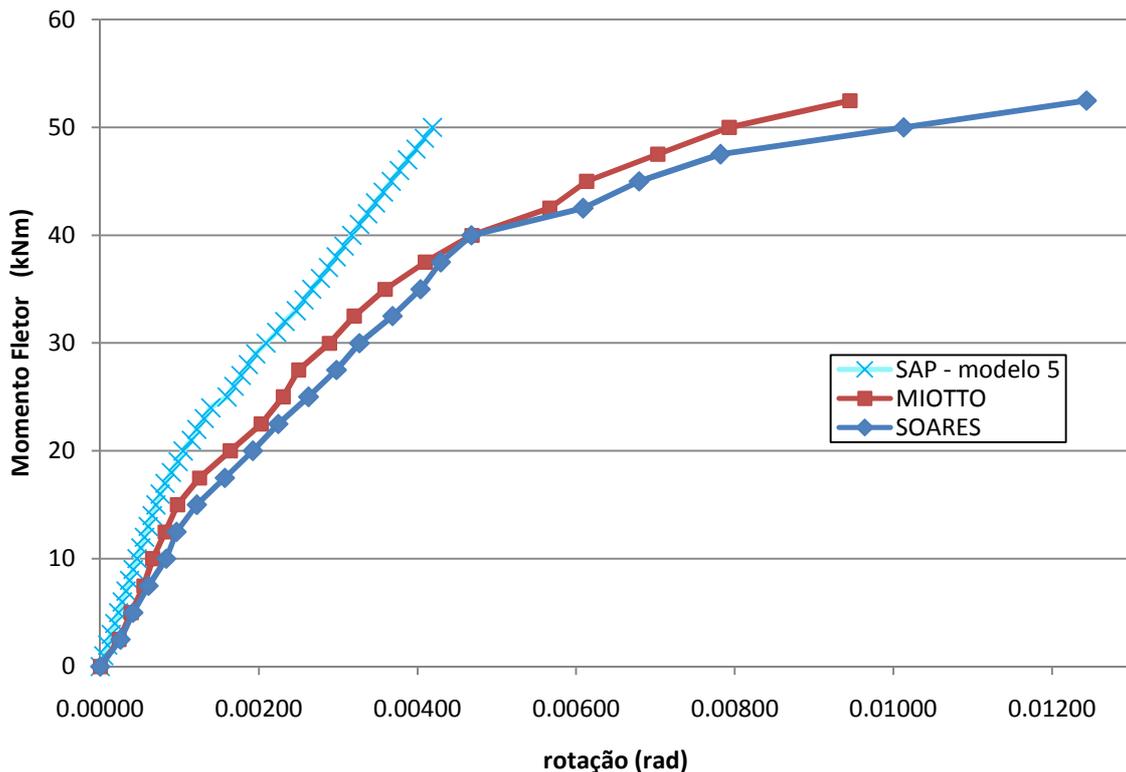


Figura 3.46 - Modelo 5: Gráfico curva momento fletor – rotação

A partir do resultado obtido com a curva momento fletor-rotação foram avaliados os seguintes aspectos:

- A ligação rompe com momento último de valor similar ao encontrado por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998);
- Notou-se que, com a minoração da majoração da seção equivalente do aço, a resistência da ligação apresentou valor aproximadamente igual ao valor encontrado por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998) e deformações superiores àquelas obtidas no modelo 4;
- A ligação do chumbador no concreto apenas no topo e na base propiciou uma maior deformação dos elementos, melhorando o comportamento da ligação e, conseqüentemente, uma melhor aproximação da curva momento fletor-rotação;
- Conforme esperado, o modelo SAP apresentou um comportamento mais rígido que o reportado por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998);
- Para momento fletor com valor de 30 kNm, a ligação apresentou deformação da ordem de 74% da obtida por MIOTTO (2002).

3.8 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS NUMÉRICOS

Neste item são comparados os resultados dos modelos numéricos apresentados nos itens anteriores com os obtidos por MIOTTO (2002) e por SOARES (1998). Desse modo, é possível a visualização da evolução das respostas obtidas com os diferentes modelos desenvolvidos utilizando o programa computacional SAP 2000.

As curvas momento fletor-rotação podem ser observadas na Figura 3.47.

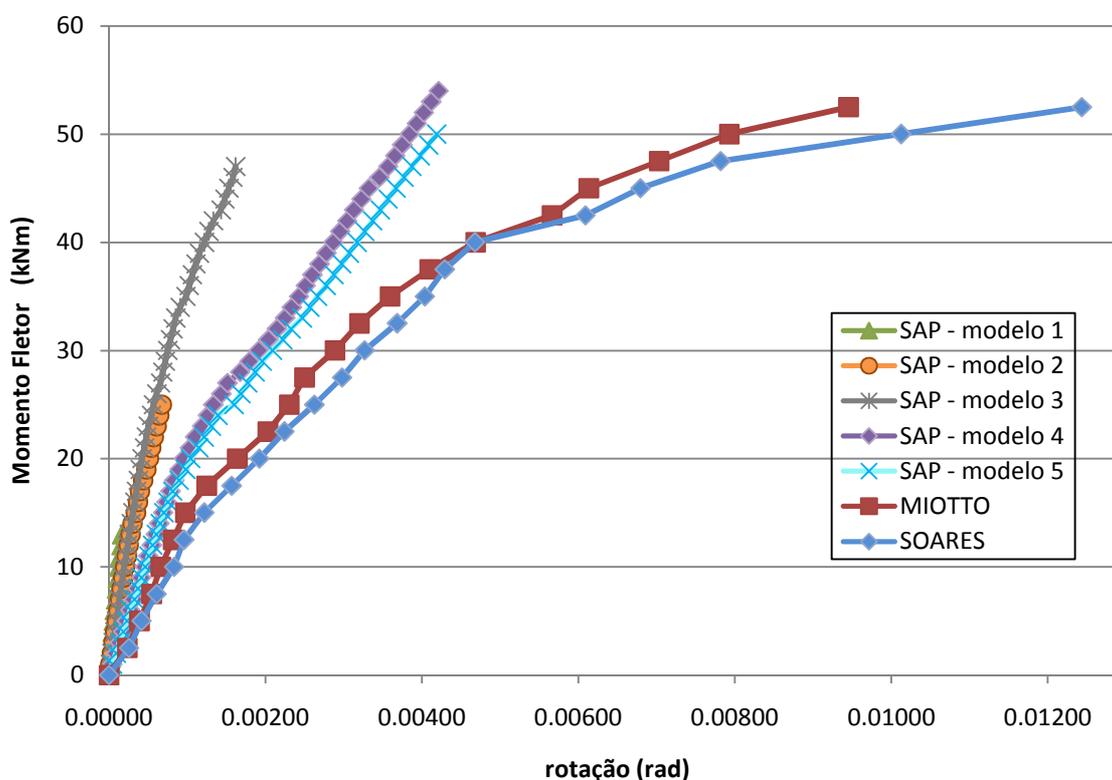


Figura 3.47 - Gráfico curva momento fletor – rotação dos modelos

Como pode ser observado na Figura 3.47, o modelo 5 é o que apresenta um melhor comportamento em comparação com o resultado obtido por MIOTTO (2002). Embora outros modelos possam ser adotados visando resultados que apresentem uma melhor concordância, a limitação do SAP 2000 pela inexistência de elementos de contato que permitam a simulação das várias interfaces do modelo justifica a finalização do presente estudo neste modelo.

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta um breve resumo das análises e comparações efetuadas e apresenta as conclusões finais sobre os resultados da modelagem numérica. Em seguida são propostos estudos para trabalhos futuros.

4.1 CONCLUSÕES

O presente estudo consistiu na análise numérica de ligações viga-pilar em estruturas de edifícios pré-moldados usualmente utilizados em galpões.

A ligação, formada pela viga pré-moldada apoiada sobre o consolo por meio de uma camada de argamassa e fixada por meio de dois chumbadores, foi modelada utilizando o programa estrutural SAP 2000. Os modelos estruturais foram elaborados tendo como meio de calibração os resultados do modelo e ensaios realizados por MIOTTO (2002). Alguns modelos numéricos foram analisados e os cinco aqui apresentados bem exemplificam a necessidade de uma escolha adequada dos tipos de elementos que melhor representem o comportamento real dos vários elementos que compõem a estrutura e as suas interfaces. A escolha do programa a ser utilizado é também de fundamental importância. Dentro do escopo de presente trabalho, a opção pela utilização de um sistema de análise estrutural como o SAP 2000 é justificada tendo em vista que o domínio de sistemas mais versáteis e completos como o ANSYS ou o ABAQUS demandaria um esforço e um consumo de tempo muito maior. Os resultados obtidos foram considerados satisfatórios.

A primeira modelagem, definida como modelo 1, consistiu de um modelo onde a estrutura de concreto armado é simulada somente por elementos de casca e a argamassa e os chumbadores como elementos de barra. A capacidade de carga deste modelo foi de cerca de 25% do encontrado por MIOTTO (2002) devido, principalmente, à ausência da modelagem da armadura, tanto da viga como do consolo.

O modelo 2 simulou todas as armaduras equivalentes no plano da viga e do consolo como elementos de barra. Além disso, a argamassa passou a ser modelada como elemento de casca e somente onde havia esforços de compressão. Com isso, o modelo apresentou resultados melhores que o modelo 1, no entanto, ainda distante do

comportamento observado experimentalmente. A capacidade de carga desse modelo foi de 48% em comparação com o encontrado por MIOTTO (2002).

A partir dos resultados das modelagens anteriores, observou-se que o esforço de tração na parte superior da viga e do consolo que deveria ser resistida pela armadura estava sendo transferida para o concreto. Isso pode ser explicado pela análise bidimensional adotada. Este tipo de análise limitou a representação da real distribuição das barras de armadura, impedindo assim uma mobilização adequada da aderência aço-concreto. A seção de armadura dos modelos experimentais foi simulada por uma barra de área equivalente. Essa simplificação gerou elevadas tensões de tração no concreto. Para solucionar esse problema, o diâmetro da armadura superior, tanto da viga como do consolo, foram majoradas em 40%. Vale ressaltar que essa majoração serve apenas para permitir a transmissão dos esforços entre aço e concreto. Essa modificação foi, então, incorporada no modelo 3. Este modelo apresentou uma melhora significativa da capacidade de carga, chegando a 90% do esperado. No entanto, o comportamento da ligação quanto à deformabilidade ainda estava muito rígido.

Pode ser observado, a partir dos resultados do modelo 3, que a deformação da ligação na região próxima ao chumbador interno era praticamente nula. Isso se deve ao fato do chumbador ter sido ligado ao concreto por todo o seu fuste, tornando assim a ligação chumbador-concreto extremamente rígida. Para solucionar este problema, o chumbador foi ligado ao concreto apenas no topo e na base do chumbador, não transmitindo esforços de tração para o concreto pelo seu fuste e tornando a ligação mais flexível e compatível com a realidade. Assim, o modelo 4 foi definido com as mesmas características do modelo 3, alterando apenas a ligação do chumbador com o concreto, sendo esta apenas no topo e na base do chumbador. Com isso, a ligação obteve a mesma capacidade de carga que a encontrada por MIOTTO (2002) e também uma maior deformabilidade.

A partir do modelo 4 pode-se perceber que a modelagem já possuía comportamento compatível com o modelo real, no entanto, para reduzir a majoração das armaduras superiores da viga e do consolo, foram testadas várias porcentagens de majoração do diâmetro da armadura a fim de obter uma majoração mínima que apresentasse uma capacidade de carga e deformabilidade compatível.

Nessa sequência, foi definido o modelo 5, onde as armaduras superiores da viga e do consolo foram majoradas em 20%. O modelo 5 obteve a mesma capacidade de

carga e deformação mais próxima à encontrada por MIOTTO (2002), apresentando assim comportamento não linear mais coerente.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos máximos momentos fletores suportados por cada modelo, comparando-os com os encontrados por MIOTTO (2002). Além disso, também evidencia deformações da ordem da metade das reportadas por MIOTTO (2002).

Tabela 4.1 - Quadro resumo dos momentos fletores e das deformações da ligação comparando os com os de MIOTTO (2002)

MODELO	MOMENTO ÚLTIMO (kNm)	MOMENTO ÚLTIMO (%)*	DEFORMAÇÃO (%)*
1	13	25 %	20 %
2	25	48 %	35 %
3	47	90 %	31 %
4	53	≅	66 %
5	51	≅	74 %

*comparativamente com o resultado encontrado por MIOTTO (2002)

A ruptura da ligação no modelo 5 provavelmente ocorreu na região superior do consolo, onde há uma concentração de tração no concreto. Além disso, observou-se a concentração de tensões de compressão, tanto na região entre a viga e o consolo como na quina do consolo. O resultado encontrado para o modelo 5 foi satisfatório, tanto no que diz respeito à resistência quanto à deformabilidade, sendo o único aspecto a ser considerado o fato do modelo apresentar menor ductilidade.

A experiência adquirida com a modelagem numérica utilizando o programa SAP 2000 conduziu às seguintes recomendações:

- A discretização dos elementos finitos deve ser feita de forma suave a fim de não acarretar concentrações de tensões;
- O material concreto armado, composto de concreto e barras de aço, somente é convenientemente modelado por meio de análise não linear;

- As armaduras devem ser convenientemente modeladas visando representação adequada da aderência aço-concreto. A simulação através da seção equivalente com uma única barra exigiu majoração da seção transversal da armadura;
- As armaduras superiores da viga e do consolo devem ter seu diâmetro majorado em 20%;
- Chumbador tracionado deve estar ligado ao concreto apenas no topo e na base;
- Argamassa de ligação, entre a viga e o consolo, deve ser modelada como elemento de casca, apenas nas regiões onde há compressão.

4.2 TRABALHOS FUTUROS

As ligações das estruturas pré-moldadas são de fundamental importância, merecendo, portanto, estudos no sentido de melhor compreender seu comportamento, propiciando o desenvolvimento de metodologias eficientes de projeto.

A capacidade de uma modelagem numérica em prever o comportamento das estruturas reais é melhor avaliada quando seus resultados podem ser analisados à luz de comparações com o comportamento observado experimentalmente, calibrando o modelo numérico de acordo com ensaios dos elementos que compõem a ligação, bem como avaliando a resistência e o atrito entre os elementos. Assim, com dados de entrada mais compatíveis é possível uma modelagem mais realista.

Para trabalhos futuros são sugeridos os seguintes temas:

- Pesquisa de programa computacional que trate de concreto fissurado;
- Sugestão de modelagem no SAP2000 utilizando elemento sólido
- Modelagem utilizando o programa computacional ANSYS ou ABAQUS, por disporem de elementos de contato que melhor representem o comportamento de aderência na interface concreto-barras de aço e entre os vários elementos que compõem o modelo. Também pode ser feito a modelagem utilizando o SOFISTIK;
- Realização de ensaios para melhor caracterização dos materiais;

- Realização de ensaios com carregamentos cíclicos para avaliar o comportamento da ligação;
- Comparação entre resultados experimentais com a modelagem numérica;
- Definição de modelos analíticos que possam matematicamente determinar o comportamento da ligação;
- Comparação dos resultados experimentais com os obtidos por meio de modelos analíticos.

5 REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AGUIAR, E. A. B. (2010). *Comportamento de Ligações Viga-Pilar Parcialmente Resistentes a Momento Fletor Mediante Chumbadores Grauteados*. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

(*) AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (1989). *Steel Construction Manual*. 9th ed. Chicago, USA.

ABNT, *NBR 9062:2006 – Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado - Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 2006.

ABNT, *NBR-6118:2007 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, Brasil, 2007.

(*) BALLARIN, A. W. (1993). *Desempenho das Ligações de Elementos Estruturais Pré-Moldados de Concreto*. São Carlos. 255p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BALDISSERA, A. (2006). *Estudo Experimental de uma Ligação Viga-Pilar de Concreto Pré-Moldado Parcialmente Resistente a Momento Fletor*. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

(*) BERNUZZI, C.; ZANDONINI, R.; ZANON, P. (1991). Rotational Behavior of End Plate Connections. *Costruzioni Metalliche*, n. 2, p. 3-31.

CHEFDEBIEN, A. (1998). *Precast Concrete Beam to Column Head Connections*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 35-43.

COMAIR, F.; DARDARE, J. (1992). *Model Testing of Precast Semi-Rigid Beam-Column Connection*. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 98-119.

COST C1 (1996). *Composite Steel Concrete Joints in Braced Frames for Building*. Brussels, Luxembourg.

DOLAN, C. W.; STANTON, J. F.; ANDERSON, R. G. (1987). Moment Resistant Connections and Simple Connections. *PCI Journal*, n.2, p.62-74.

EL DEBS, M. K. (2000). *Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e Aplicações*. São Carlos, EESC-USP, 441p.

(*) ELLIOTT, K. S. et al (1998). *Precast Concrete Semi-rigid Beam-to Column Connections in Skeletal Frames*. In: CONTROL OF THE SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Liege, Bélgica. p 41-50.

EN1993-1-8, *Eurocode 3 – Design of Steel Structures – Parte 1-8: Design of Joints*. European Committee for Standardization, Brussels, 2003.

(*) FERREIRA, M. A. (1993). *Estudo da Deformabilidade 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. (1999). *Estudo Teórico e Experimental de Deformabilidade em Ligações entre Elementos Pré-Moldados de Concreto*. São Carlos. 231p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

GOMES, F.C.T. et al (1998). *Recent Development on Classification of Joint*. In: CONTROL OF THE SEMI-RÍGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, COST C1 INTERNATIONAL CONFERENCE, 1998. Cost C1: Proceedings. Liege, Belgium. p. 187-198.

(*) JASPART, J. P.; MAQUOI, R. (1992). Survey of Existing Types of Joint Modelling. In: WORKSHOP ON SEMI-RIGID BEHAVIOUR OF CIVIL ENGINEERING STRUCTURAL CONNECTIONS, 1992. Cost C1: Proceedings. Strasbourg, France. p. 370-381.

LONGO, H. I.. *Ação do Vento em Estruturas de Edificações*, 2008.

LONGO, H. I.. *Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edificações*, 2008.

MIOTTO, A. M. (2002). *Ligações Viga-Pilar de Estruturas de Concreto Pré-Moldado: Análise com Ênfase na Deformabilidade ao Momento Fletor*. São Carlos. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

(*) ORDÓÑEZ, J. A. F. (1974). *Prefabricación: Teoría y Práctica*. Barcelona, Editores Técnicos Asociados.

SAWASAKI, F. Y. (2010). *Estudo Teórico Experimental de Ligação Viga-Pilar com Almofada de Argamassa e Chumbador para Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. Dissertação (mestrado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SOARES, A. M. M. (1998). *Análise Estrutural de Pórticos Planos de Elementos Pré-Fabricados de Concreto Considerando a Deformabilidade das Ligações*. Dissertação (mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

VASCONCELOS, A. C. (2002). *O Concreto no Brasil: Pré-Fabricação, Monumentos, Fundações*. Volume III. Studio Nobel. São Paulo.

(*) Bibliografia citada, mas não consultada.