

# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ADUELAS EM VIGAS PROTENDIDAS

**MÁRIO COELHO BARROSO**

“Dissertação de Mestrado apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte  
Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”

Orientador: Prof. Jean Marie Désir

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF -

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
JUNHO - 2005

# ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ADUELAS EM VIGAS PROTENDIDAS

**MÁRIO COELHO BARROSO**

“Dissertação de Mestrado apresentada ao Centro de  
Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte  
Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências  
para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”

Aprovada em 03 de junho de 2005

Comissão Examinadora:

---

Prof. Jean Marie Désir (D. Sc.) – UENF – Presidente

---

Prof. Sérgio Luis González Garcia (D. Sc.) – UENF

---

Profa. Patrícia Habib Hallak (D. Sc.) – UENF

---

Profa. Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares (D. Sc.) - UERJ

Aos meus pais e à minha avó por tudo que me ensinaram e pelo amor que sempre me dedicaram e, aos meus irmãos pelo apoio que sempre me deram.

A Roseni e aos meus filhos, Thaís e Mario Pedro, razões do meu viver.

# AGRADECIMENTOS

À Deus, origem de tudo, sem o qual nada seria possível.

À minha família pela paciência e incentivo durante este longo período.

Ao Professor Jean Marie, orientador e amigo, fundamental à realização deste trabalho, sempre pronto a orientar, independente do dia ou da hora, por todo o apoio e confiança demonstrados desde o início.

Aos Professores Aldo Durand Farfán e Gines Falcon, pela paciência e apoio na difícil etapa das disciplinas.

Ao Professor Sergio González pelos ensinamentos de Concreto Protendido, tão importantes e necessários.

Ao Professor Jonas Alexandre, amigo de longa data, pelo incentivo em todos os momentos.

À Professora Maria Elizabeth da Nóbrega Tavares pela gentileza em fornecer cópia de sua tese de doutorado bem como todos os dados e informações solicitados, que se fizeram necessários.

À Professora Patrícia Habib Hallak, por aceitar o convite para participar da banca.

Aos meus colegas de turma, Vítor, Marcos, Leonardo, Enio, Tiago, Francisco, Fátima, Vanessa e todos os outros sempre prontos a prestar toda a ajuda.

Resumo da Tese apresentada a Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

## **ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ADUELAS EM VIGAS PROTENDIDAS.**

Mário Coelho Barroso

Junho de 2005

Orientador: Jean Marie Désir, D. Sc.

Programa: Engenharia Civil

As construções em vigas pré-moldadas constituem uma das alternativas mais práticas e econômicas para certos projetos. Muitas estruturas, especialmente pontes, são construídas com aduelas pré-fabricadas. Tanto no caso de estruturas novas, quanto nos casos de reforço e recuperação de estruturas já existentes, o comportamento isolado das aduelas é de fundamental importância, porque governa o comportamento global da estrutura. Estudos já realizados mostram a influência da relação  $L/h$  (comprimento de aduela/altura da aduela) de uma seção retangular no tipo de ruptura apresentada pelas vigas ensaiadas, ruptura que pode acontecer por esmagamento do concreto devido a abertura excessiva da junta ou pela fissuração das aduelas, que exibem neste caso um comportamento de viga. Neste trabalho, pretende-se realizar, mediante simulações computacionais, uma análise paramétrica para investigar os limites desta relação em função de certos fatores: tipo de seção, tipo de concreto e nível de protensão, tanto para a situação de uma aderência perfeita entre o concreto e as cordoalhas como com degradação desta aderência.. Será utilizado para as simulações um programa em FORTRAN (Désir 1993). Serão analisadas as respostas em termo de curvas: carga-flecha das vigas, tensão-deformação dos materiais, da variação de tensão dos cabos de protensão, de aberturas de juntas para modelos reproduzindo as condições dos ensaios de Tavares (2000).

Abstract of Thesis presented to Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.).

## **ANALYSIS OF FLEXION BEHAVIOUR OF SEGMENTAL GIRDERS IN PRESTRESS BEAMS.**

Mário Coelho Barroso

June/ 2005

Adivisors: Jean Marie Désir, D. Sc.  
Department: Civil Engineering

The constructions in precast beams constitute one of the most practical and economical alternatives for certain projects. Many structures, especially bridges, they are built with precast segmental girders. So much in the case of new structures, as in the cases of reinforcement and recovery of structures already existent, the isolated behavior of the precast segmental girders is of fundamental importance, because it governs the global behavior of the structure.

Studies already accomplished show the influence of the relationship width/height (L/H of the segmental girders) of a rectangular section in the rupture type presented by the tested beams, rupture that it can happen for crush of the concrete due to excessive joint opening or for the cracking of the segmental girders, that exhibit in this case a beam behavior. In this work, it intends to realize, by computational simulations, a parametric analysis to investigate the limits of this relationship in function of certain factors: section type, concrete type and level of prestress, so much for the situation of a perfect bond between the concrete and the tendon as with debonding. It will be used for the simulations a program in FORTRAN (Désir, 1993). The answers will be analyzed in term of curves: load-deflexion of the beams, tension-deformation of the materials, of the variation of tension of the prestress cables, of joint opening for models reproducing the conditions of Tavares' tests (2000).

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_c$	: área da seção transversal da peça
$A_s$	: área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada
$A'_s$	: área da seção transversal da armadura longitudinal comprimida
$d_b$	: diâmetro da barra
$f_{CU}$	: resistência cúbica à compressão do concreto
$E$	: módulo de deformação longitudinal
$\varepsilon$	: deformação específica
$\varepsilon_c$	: deformação específica do concreto
$\varepsilon_s$	: deformação específica do aço
$f_{ck}$	: resistência característica do concreto à compressão
$f_{yd}$	: resistência de cálculo do aço à tração
$f_{p0,2}$	: limite de escoamento convencional à tração correspondente à deformação de 0,2%
$f_{pt}$	: resistência à ruptura a tração
$f_R$	: superfície relativa
$F_R$	: superfície das nervuras
$F_M$	: superfície lateral do cilindro de concreto a ser cortado
$f_s$	: tensão na barra
$H$	: altura
$l_v$	: comprimento de aderência
$l$	: comprimento
$\tau$	: tensão de aderência entre o aço e o concreto
$\tau_{1R}$	: tensão de cálculo de aderência entre o concreto e o aço
$\sigma_N$	: tensão normal
$s$	: deslizamento

# ÍNDICE

---

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 – CONCRETO PROTENDIDO	5
2.1 – Histórico do Concreto Protendido	5
2.2 – Conceitos de Protensão	7
2.3 – Concreto Protendido X Concreto Armado	9
2.4 - Sistemas de protensão com cabos de aço	10
2.5 - Materiais utilizados	11
2.5.1 – Concreto	11
2.5.2 - Aço	11
2.5.3 - Armadura não protendida	12
2.5.4 - Aços de protensão	12
2.5.4.1 - Fios de aço para protensão	13
2.5.4.2 - Cordoalhas para protensão – aderentes	13
2.5.4.3 - Barras para protensão	13
2.5.4.4 - Cordoalhas engraxadas e plastificadas para protensão não aderentes	14



2.5.4.5 - Propriedades mecânicas dos aços para protensão	14
2.6 – Sistemas estruturais	15
2.7 – Vigas pré-moldadas	17
<b>CAPÍTULO 3 – ADERÊNCIA</b>	<b>19</b>
3.1 – Definição da aderência	19
3.2 - Fatores que influenciam no mecanismo de aderência	21
3.3 – Principais ensaios utilizados no estudo de aderência	25
3.3.1 - Ensaio de arrancamento direto (pull-out test)	25
3.3.2 - Ensaio de arrancamento c/ anel circunferencial	27
3.3.3- Ensaio de flexão (beam test)	27
3.4 - Estudos teóricos para a modelagem da aderência	28
3.4.1 – Modelo de Eligehausen (1983)	29
3.4.2 - Modelo de Yankelevsky (1985)	31
3.4.3 - Modelo do CEB	32
3.4.4 - Giuriani, (1979)	33
3.4.5 - Martins (1989)	33
3.4.6 – Tavares (2000)	36
3.4.7 - Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell (1992)	36
3.4.8 - Homayoun H. Abrishami e Denis Mitchell (1996)	37

CAPÍTULO 4 – SIMULAÇÃO NUMÉRICA	39
4.1 – Introdução	39
4.2 – Programa CARPE (Martins,1989, Désir,1993).	40
4.3 – Simulações	40
4.4 – Análise das Simulações	48
CAPÍTULO 5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS	53
5.1 – Conclusões	53
5.2 – Sugestões	55
BIBLIOGRAFIA	56
ANEXO	60

# CAPÍTULO 1

## INTRODUÇÃO

O concreto é um dos mais importantes materiais de construção. Os seus ingredientes (cimento, brita, areia e água) podem ser obtidos a baixo custo em todas as regiões habitadas do planeta.

Porém, o concreto é um material heterogêneo que apresenta boa resistência aos esforços de compressão, mas a sua resistência à tração é da ordem de 10% da sua resistência à compressão e de caráter aleatório. Por falha construtiva, associada às tensões próprias do concreto, como a devida à retração, pode aparecer uma fissura, que elimina a sua resistência à tração mesmo antes da atuação de qualquer carga. Por este motivo, o concreto armado é calculado segundo a teoria clássica, ou seja, supondo-se sua zona tracionada, fissurada e se confiando a resistência à tração a armaduras colocadas nesta zona (LEONHARDT, 1967). Há, portanto no concreto armado um “desperdício” de material, visto que o concreto na zona tracionada não é considerado nos cálculos.

Por outro lado, ao se melhorar a qualidade dos materiais (resistências mais elevadas), pode-se utilizar nos cálculos valores mais altos de tensões para os estados limites, aumentando-se a capacidade de carga da seção. Acontece, entretanto, que o aumento da resistência à compressão do concreto não é acompanhado pelo aumento de sua resistência à tração, ocorrendo que com o aumento de tensões na armadura, aumenta a abertura de fissuras do concreto, diminuindo a eficiência da proteção do aço contra a corrosão. A fissuração limita, assim, o campo de aplicação do concreto armado, não permitindo aproveitar os materiais de elevada resistência que a indústria produz em condições econômicas.

O artifício da protensão, aplicado ao concreto, consiste em introduzir esforços que anulem ou limitem drasticamente as tensões de tração do concreto, de modo a eliminar a abertura das fissuras como condição determinante do dimensionamento,

proporcionando entre outras vantagens, a maior durabilidade da peça, economia de concreto, possibilitando estruturas mais esbeltas.

As construções em vigas pré-moldadas constituem uma das soluções mais práticas e econômica. Nas superestruturas de pontes, a pré-fabricação pode ser feita dividindo-se a estrutura em elementos transversais (aduelas pré-moldadas) com a largura de todo ou quase todo o tabuleiro, e com comprimentos da ordem de 3 a 7 metros, com pesos entre 50 e 300 tf, técnica esta, iniciada pelos engenheiros franceses na década de 50, constituindo hoje um processo competitivo tanto em obras grandes quanto pequenas(PFEIL, 1980).

As juntas das aduelas podem ser feitas por concretagem no local de um segmento de 30 a 50 cm de extensão, permitindo a emenda das armaduras convencionais e das bainhas dos cabos de protensão ou pela interposição de uma fina camada de cola epóxi ou de massa de cimento com aditivo, com aplicação imediata da protensão, sendo que neste caso as aduelas devem ser casadas na fábrica, utilizando-se a face dianteira da aduela (n) como molde da face traseira da aduela (n+1).

Nas vigas construídas por aduelas, tanto no caso de protensão interna com cabos aderentes, como no caso da protensão externa, o comportamento das juntas por serem pontos de descontinuidades tem merecido bastante atenção. Em princípio as juntas se comportam de maneira mais favorável, em termos de resistência, no caso de cabos internos aderentes, pois estes, além de introduzir o esforço de protensão podem funcionar ainda como armadura convencional graças à aderência entre o cabo e o concreto. Essa propriedade é muito importante para o comportamento da peça no que diz respeito à fissuração.

No caso da protensão externa os cabos não aderentes funcionam apenas como elemento para aplicação da força de protensão. Em função da ausência de ligação entre o cabo e o concreto, sua contribuição para a resistência à ruptura da peça é limitada.

Tem-se constatado experimentalmente que nos primeiros estágios de carga de uma viga protendida, quando a seção do concreto ainda trabalha totalmente comprimida, (protensão completa) o comportamento dos cabos aderentes e não aderentes é semelhante. A partir do ponto em que devido ao aumento dos esforços, inicia-se a abertura de fissuras no concreto, ou seja, o início da descompressão, o comportamento dos dois tipos de armadura muda.

Nos sistemas com aderência, ao se abrir uma fissura no concreto, os cabos sofrem grandes deformações localizadas na região ao redor da fissura. Em decorrência disso, a tensão no aço aumenta consideravelmente nesses pontos. Por outro lado, nos cabos sem aderência, o valor absoluto de abertura de uma fissura se dilui num comprimento muito grande do cabo, produzindo um alongamento unitário pequeno, como conseqüência, o acréscimo de tensão no cabo também é pequeno, conseqüentemente a contribuição para o momento resistente da seção é menos eficiente.

Quando a protensão é com cabos externos, a ausência da aderência ao longo dos trechos entre os desviadores (ou entre os desviadores e os pontos de ancoragem), resulta num mecanismo de comportamento com grandes rotações concentradas nas regiões das juntas e, sendo a ruptura da estrutura dependente da capacidade de rotação das juntas, a concentração das rotações em um pequeno número de juntas pode levar a peça a um colapso prematuro.

Já no caso da protensão aderente, devido à contribuição da armadura através da aderência, aparece primeiro uma descompressão das aduelas, a qual em geral é acompanhada de uma fissuração das mesmas. Aí o processo de ruptura pode evoluir de várias maneiras, sendo fundamental o papel da seção de concreto que ainda contribui. É, portanto muito importante uma definição da seção de concreto necessária, assim como o comprimento da aduela que minimize o processo de fissuração no interior da aduela.

Estudos experimentais já realizados mostram a influência da relação  $L/h$  (comprimento de aduela/altura da aduela) de uma seção retangular no tipo de ruptura apresentada pelas vigas ensaiadas, ruptura que pode acontecer por

esmagamento do concreto devido à abertura excessiva da junta ou pela fissuração das aduelas, que exibem neste caso um comportamento de viga (TAVARES, 2000).

Neste trabalho, realizou-se, mediante simulações computacionais, uma análise paramétrica para investigar os limites desta relação em função de certos fatores: tipo de seção, diâmetro dos cabos e nível de protensão, tanto para a situação de uma aderência perfeita entre o concreto e as cordoalhas como com degradação desta aderência. Foi utilizado para as simulações um programa computacional (CARPE), escrito em linguagem FORTRAN (DÉSIR 1993). Foram analisadas as respostas em termo de curvas: carga-flecha das vigas, tensão-deformação dos materiais, variação de tensão dos cabos de protensão, de aberturas de juntas para modelos reproduzindo as condições dos ensaios de TAVARES (2000).

Para a consecução do objetivo proposto, no capítulo 2 são apresentadas as técnicas construtivas e os sistemas estruturais utilizados no concreto protendido.

O capítulo 3 é uma revisão detalhada sobre o fenômeno Aderência, através do estudo de trabalhos feitos anteriormente, tendo em vista que a variação da aderência afeta o comportamento das peças tanto de concreto armado como de protendido (cabo aderente).

O capítulo 4 é dedicado às simulações computacionais.

O capítulo 5 relata as conclusões e as sugestões para a continuação da pesquisa.

No final deste trabalho, são relacionadas, em anexo, as bibliografias referenciada no texto, arquivos e resultados das simulações bem como artigo aprovado no CILANCE 2005.

# CAPÍTULO 2

## CONCRETO PROTENDIDO

### 2.1 - HISTÓRICO DO CONCRETO PROTENDIDO

A idéia de se pré-comprimir uma construção é antiqüíssima. Os egípcios protendiam longitudinalmente seus barcos, as rodas de madeira das antigas carretas eram reforçadas com os aros metálicos externos colocados com aquecimento prévio, com o esfriamento do aro metálico, ele fica sob tensão, comprimindo a estrutura de madeira da roda.

A protensão tem encontrado inúmeras aplicações estruturais, associadas a aço, madeira, concreto e outros materiais, sendo o concreto, o material mais conveniente em aplicações práticas por razões técnicas e econômicas.

Como o concreto protendido já existe há muito tempo, não se pretende apresentar aqui um histórico detalhado sobre o assunto. Porém considera-se pertinente lembrar certos fatos que marcaram a história do concreto protendido.

O desenvolvimento do concreto armado e protendido deu-se a partir do cimento Portland, na Inglaterra, em 1824. Nos anos seguintes, os franceses e os alemães também começaram a produzir cimento e a criar formas de melhorar a capacidade portante do concreto. Já em meados do século XIX, se conhecia mundialmente a possibilidade de reforçar elementos de concreto através de armaduras de aço, mas somente em 1877, Hyatt reconheceu o efeito da aderência entre o concreto e a armadura. A partir de então, passou-se a colocar armadura apenas do lado tracionado das peças.

Porém a primeira proposição de se pré tensionar o concreto foi apresentada em 1886 por P. H. Jackson e, neste mesmo ano M. Koenem desenvolveu um método empírico de dimensionamento. Já no final do século XIX, várias patentes e ensaios de concreto foram apresentados, todos sem êxito, pois a protensão se perdia devido à retração e fluência do concreto, desconhecidas à época.

Somente em 1912, Morch e Koenem, reconheceram que o efeito de uma protensão reduzida era perdido com o decorrer do tempo, devido à retração, deformação lenta do concreto e relaxação do aço, mas só no ano de 1928 é apresentado o primeiro trabalho consistente sobre concreto protendido, por Eugene Freyssinet, na França. Freyssinet pesquisou as perdas de protensão produzidas pela retração e deformação lenta do concreto, reconhecendo que só é possível assegurar um efeito duradouro da protensão através da utilização de elevadas tensões no aço.

A primeira ponte construída em concreto protendido foi a de Aue, na Alemanha, projetada por F. Dischinger (1936), aonde a protensão era feita com barras de aço externas às vigas, ancoradas com porca e rosca, trata-se de uma obra com cabo externo não aderente. Mas o emprego corrente do concreto protendido tornou-se possível somente com o lançamento de ancoragens e equipamentos especializados (específicos) para protensão, por Freyssinet na França (1939) e Magnel na Bélgica (1940).

Após a segunda guerra mundial, os países europeus utilizaram em larga escala o concreto protendido, para recuperação das suas pontes.

No ano de 1950, realiza-se em Paris a 1ª. conferência sobre concreto protendido e, surge a F.I.P. – Federation Internationale de la Precontrainte e, em 1978, o CEB/FIB, publica o Código Modelo (MC) para estruturas de concreto armado e protendido.

No Brasil a primeira ponte em concreto protendido foi a do Galeão, no Rio de Janeiro em 1948, em vigas pré-moldadas com o sistema Freyssinet, nesta obra tudo



foi importado, inclusive o projeto. Hoje o concreto protendido é bem desenvolvido e difundido no Brasil, contamos com várias obras de grande porte e importância, como exemplo, temos a Terceira Ponte na figura abaixo.



Figura 1 - Terceira Ponte. (É um das maiores pontes do Brasil, parte em concreto protendido, sistema Freyssinet, parte em estrutura metálica).

## 2.2 - CONCEITOS DE PROTENSÃO

Protender uma peça significa exercer um sistema de forças que ocasionem tensões tais que somadas com as tensões causadas pelo carregamento externo mais o peso próprio, determinem tensões totais entre os limites que a peça possa suportar indefinidamente com segurança.

Alguns autores preferem definir a protensão de outra forma. De acordo com PFEIL(1980) a Protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga.

Segundo LIMA JR, LJ, (1999) o comportamento de uma estrutura de concreto protendido pode ser analisado de três maneiras distintas, tratando o concreto como um material elástico composto, como uma combinação do concreto com o aço de alta resistência e, a protensão como meio de balancear a carga no concreto.

O conceito em que se considera o concreto como um material elástico composto, é creditado a Eugene Freyssinet, que considerou o concreto protendido como um material que passa de um comportamento frágil e quebradiço a um comportamento de material elástico pela pré compressão. Se não há fissuras o concreto ainda está no regime elástico.

Alguns autores preferem ver o efeito da protensão como a compensação das cargas de gravidade, tal que os membros sob flexão não ficarão sujeitos a tensões de flexão, sob uma dada condição de carregamento. A aplicação deste conceito considera o concreto como um corpo livre e a substituição dos cabos por forças atuantes no concreto (LIN, 1963).

O American Concrete Institute, define o concreto protendido como o concreto no qual são introduzidas tensões internas de tal magnitude e distribuição, que as tensões resultantes do carregamento externo são contrabalançadas com um grau desejado.

Semelhantemente ao concreto armado, aonde se considera o aço suportando a tração e o concreto suportando a compressão, no concreto protendido se considera o aço pré tracionado e ancorado no concreto, produzindo tensões e deformações de tração no aço e de compressão no concreto. Essa ação conjunta permite a segurança e utilização econômica dos dois materiais.

Durante muito tempo o concreto protendido foi tratado como um material distinto do concreto armado, atualmente existe uma tendência em unificar os dois, pois a teoria do Concreto Armado convencional é totalmente válida para o Concreto Protendido, somente acrescida dos aspectos peculiares da introdução da protensão e respectivas armaduras ativas.

## **2.1 - CONCRETO PROTENDIDO X CONCRETO ARMADO.**

Em relação ao concreto armado, o concreto protendido apresenta várias vantagens, tais como (LEONHARDT, 1967):

- a) maior durabilidade pela ausência de fissuras no concreto com a qual se consegue uma boa proteção do aço contra a corrosão;
- b) economia de 15% a 30% de material em relação ao concreto armado convencional graças a colaboração total da zona de tração. O desempenho dos aços é mais elevado graças às altas tensões admissíveis no aços de alta resistência especiais para concreto protendido;
- c) pequenas deformações nas estruturas de concreto protendido , as quais alcançam somente a quarta parte da flecha do concreto armado convencional para mesma altura e os mesmos valores de tensões admissíveis, o que permite maior esbeltez nas estruturas;
- d) maior capacidade para recuperar-se totalmente depois de um excesso considerável de carga evitando a ocorrência de danos sérios na estrutura. As fissuras que aparecem temporariamente se fecham de novo por completo com a retirada da carga excedente.

No entanto, o concreto protendido também apresenta algumas desvantagens em relação ao concreto armado tais como:

- a) Exigência de um controle de execução mais rigoroso;
- b) necessidade de cuidados especiais de proteção contra a corrosão para os aços de alta resistência,
- c) exigência de maior precisão na colocação dos cabos ;
- d) necessidade de pessoal e equipamentos especializados para as operações de protensão.

## 2. 3 - SISTEMAS DE PROTENSÃO COM CABOS DE AÇO

O estado de tensão inicial deve ser aplicado através de um sistema de protensão. Normalmente são utilizados cabos de aço, sendo possível diferenciar dos sistemas: com armaduras pré tracionadas e com armaduras pós tracionadas.

Nos sistemas com armaduras pré tracionada o cabo é tracionado entre dois suportes fixos, após isto é feita a concretagem da peça, quando a peça tiver adquirido resistência o cabo é liberado nas extremidades e o seu esforço de tração é transferido ao concreto por aderência. Já nos sistemas com armaduras pós tracionadas o tracionamento dos cabos é feito após o endurecimento do concreto, utilizando a própria peça como apoio definitivo para ancoragem do cabo.

Os sistemas com armaduras pós tracionadas também são classificados de acordo com a posição do cabo em relação à peça em sistemas com cabos internos, aonde os cabos são colocados no interior da peça de concreto, envolvidos por bainhas que impedem o seu contato com o concreto, sendo que após a protensão a bainha é preenchida e, sistemas com cabos externos.

Estes sistemas são classificados também de acordo com o tipo de ligação entre o cabo e o concreto em sistemas com cabos aderentes e não aderente (PFEIL, 1980):

### a) cabos aderentes

No caso de cabos internos com bainhas metálicas, a aderência se consegue injetando argamassa de cimento nas bainhas, após a protensão e ancoragem dos cabos, no caso de cabos externos adjacentes às faces do concreto estabelece-se a aderência pela concretagem direta do cabo, melhorando-se a ligação com a viga por meio de estribos, o concreto do revestimento tem ainda a função de proteger o cabo contra a corrosão.

#### b) cabos não aderentes

Ocorre quando não se estabelece a ligação direta entre o aço e o concreto ao longo do cabo. Os cabos internos com bainhas plásticas, não são considerados aderentes, embora haja ligação por atrito entre o cabo e o concreto. Os cabos internos não aderentes são também injetados com nata de cimento com a finalidade de proteger o aço contra a corrosão. A proteção também pode ser com graxa. Os cabos externos, sem ligação com a viga ao longo dos cabos, são evidentemente do tipo não aderente, Os cabos externos não aderentes podem ser protegidos por diversos meios. O cabo pode ser colocado dentro de um tubo plástico ou de chapa de aço, injetado após a protensão, com nata de cimento, que constitui excelente protetor contra a corrosão.

## **2.5 - MATERIAIS UTILIZADOS**

Os materiais utilizados para protensão requerem especificações diferentes em relação a aqueles empregados no concreto armado. Para entender o funcionamento de um sistema de protensão é importante saber que além do concreto existem: aços passivos e aços ativos: fios de aço, cordoalhas de aço, barras de protensão, cordoalhas engraxadas, os quais são descritas sucintamente a seguir.

### **2.5.1 – CONCRETO**

As principais características mecânicas do concreto acham-se relacionadas com a sua resistência à compressão simples. No concreto protendido normalmente se utiliza um concreto com resistência de duas a três vezes a resistência dos concretos utilizados no concreto armado normal. Essa alta resistência pode ser aproveitada ao máximo por que toda a seção de concreto trabalha. O concreto de alta resistência por outro lado, sofre menos retração e fluência reduzindo portanto as perdas de protensão.

### **2.5.2 – AÇO**

Os aços utilizados são classificados conforme a sua utilização em aços (armaduras) passivos e aços ativos.

- Aços Passivos: são os aços não utilizados na protensão.
- Aços Ativos: são usados na protensão, possuem resistência de quatro a cinco vezes a resistência dos aços utilizados no concreto armado.

### **2.5.3 - ARMADURA NÃO PROTENDIDA.**

Armaduras passivas são aquelas dispostas sem tensões prévias nas peças estruturais. Empregam-se aços dos tipos comuns CA-50 e CA-60, utilizados no concreto armado convencional. O aço CA-50 é também utilizado para a composição das armaduras de fretagem, ou seja, as armaduras que absorvem os esforços de tração na região das ancoragens, provocados pela aplicação da força de protensão

Recomenda-se que nenhuma peça tenha índices excessivamente baixos de armadura passiva (por maior que seja o grau de protensão), pois esta desempenha diversas funções importantes, tais como (LEONHARDT, 1967):

- a) eliminação ou redução da fissuração provocada pela retração do concreto;
- b) garantia de resistência para tensões elásticas de tração em serviço;
- c) elevação do momento de fissuração da peça;
- d) elevação do momento fletor de ruptura da seção.

### **2.5.4 - AÇOS DE PROTENSÃO**

A armadura de protensão é constituída por fios ou barras, feixes (barras ou fios paralelos) ou cordões (fios enrolados), e se destina à produção das forças de protensão. Denomina-se cabo a unidade de protensão considerada no projeto. A armadura de protensão também é designada por armadura ativa. Os aços usados no concreto protendido caracterizam-se por elevada resistência e pela ausência de patamar de escoamento.

#### **2.5.4.1 - FIOS DE AÇO PARA PROTENSÃO**

Os fios para protensão são próprios para aplicação em peças de pequenas dimensões ou quando a protensão precisa ser muito distribuída na peça. Por seu menor diâmetro e conseqüente força menor de protensão, os fios são ideais para uso em telhas, vigotas para lajes, mourões, lajes alveolares, dormentes para estrada de ferro, etc. O tracionamento dos fios é feito em pistas longas, que permitem a fabricação de várias peças simultaneamente.

#### **2.5.4.2 - CORDOALHAS PARA PROTENSÃO – ADERENTES**

Na década de 50 surgiram no mercado mundial as cordoalhas de sete fios, com diâmetros de 12,7 mm e 15,2 mm, que rapidamente substituíram, na pós-tensão, os fios paralelos, que permaneceram com grande uso no Brasil até o fim dos anos 70. As cordoalhas possibilitam a confecção de cabos de muito maior capacidade de carga: dos cabos “de 20 t de força”, os antigos cabos de 12 Ø 5 mm usados na Ponte do Galeão, chegou-se rapidamente a cabos de altíssima resistência (perto de 800 t nos cabos formados por 55 Ø 12,7 mm), destinados principalmente a obras de hidrelétricas e vasos de pressão de usinas atômicas. As cordoalhas atenderam à necessidade de aumento da força de protensão nos elementos estruturais, diminuindo o número de cabos e, conseqüentemente, facilitando a concretagem. Esses cabos passaram a exigir macacos de pesos cada vez maiores, proporcionais ao aumento de resistência dos cabos. Os primeiros macacos foram fabricados para protender cabos de 12 cordoalhas de 12,7 mm, seguidos por outros de todas as dimensões.

#### **2.5.4.3 - BARRAS PARA PROTENSÃO**

As barras de liga de alta resistência, laminadas a quente, são de diâmetro superior a 12 mm, fornecidas em peças retilíneas de comprimento limitado, com limite de escoamento de 80 a 110 KN/cm<sup>2</sup> e resistência à ruptura de 105 a 125 KN/cm<sup>2</sup>.

#### **2.5.4.4 - CORDOALHAS ENGRAXADAS E PLASTIFICADAS PARA PROTENSÃO - NÃO ADERENTES**

Leves e de fácil manuseio, as cordoalhas são protegidas com graxa inibidora da corrosão, têm bainha plástica continuamente extrudada sobre a própria cordoalha e são produzidas em rolos. Por essas razões representam uma grande evolução na protensão, principalmente em lajes de edifícios, pisos e radiers, ou sempre que a protensão individual de cada cordoalha seja indicada, principalmente quando for importante o uso de tracionamento com macaco hidráulico. A bainha plástica facilita o trabalho na obra, as ancoragens são simples e o trabalho descomplicado viabiliza construções com vãos maiores que 4 metros.

#### **2.5.4.5 - PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS AÇOS PARA PROTENSÃO.**

Segundo a NBR 6118 o módulo de elasticidade dos aços para protensão deve ser obtido em ensaios ou fornecido pelo fabricante, na falta de dados específicos, pode-se considerar o valor de 200 GPa para fios e cordoalhas. O diagrama tensão deformação deve ser fornecido pelo fabricante ou obtido através de ensaios realizados segundo a NBR 6349.

As propriedades mecânicas mais importantes dos aços são as seguintes:

- a) Limite de escoamento convencional à tração ( $f_{p0,2}$ ), tensão à qual corresponde uma deformação unitária residual de 0,2%;
- b) Resistência à ruptura a tração ( $f_{pt}$ );
- c) Alongamento de ruptura, referido a um comprimento inicial convencional (10  $\phi$  para fios isolados ou barras, 24 pol. Para cordoalhas).

Ao final da fabricação, para melhorar sua qualidade e trabalhabilidade, as cordoalhas são submetidas a um dos seguintes tratamentos:

- a) alívio: é a retificação por tratamento térmico que alivia as tensões internas de trefilação e produz os aços de relaxação normal (RN);



- b) estabilização: é um tratamento termo-mecânico que melhora as características elásticas e reduz as perdas de tensão por relaxação, ou seja, produz os aços de baixa relaxação (RB).

## 2.6 – SISTEMAS ESTRUTURAIS

Os sistemas estruturais em concreto protendido, obedecem às seguintes categorias de protensão (PFEIL, 1980):

- a) protensão espacial – aplicadas a cascas ou vigas de grande curvatura (Fig. 2);
- b) protensão circular – aplicadas a estruturas circulares ou ovais (Fig. 3);
- c) protensão linear – estruturas retilíneas ou de pequena curvatura (Fig. 4).



Fig. 2 - Museu de Arte Contemporânea (protensão espacial)

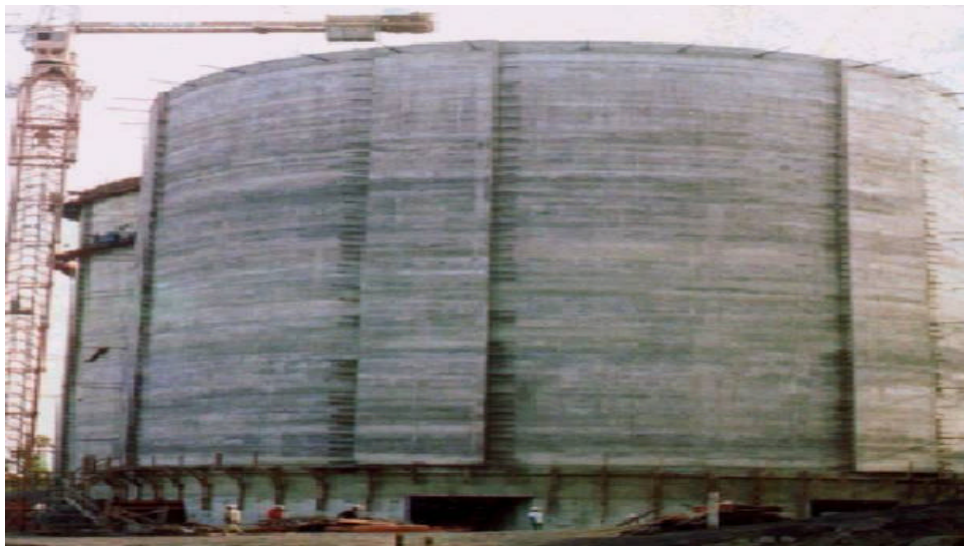


Fig. 3 - Silo (protensão circular)

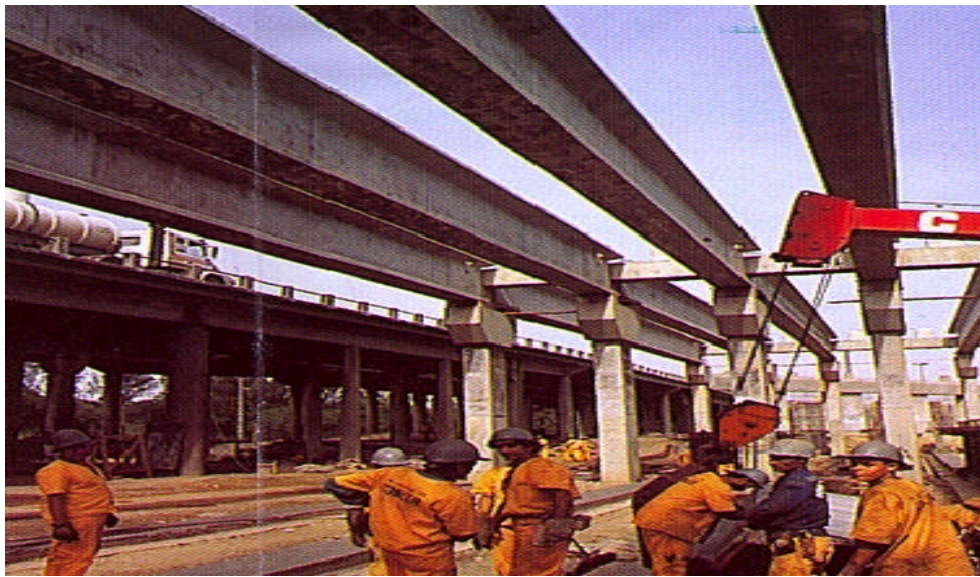


Fig. 4 - Vigas pré-moldadas (protensão linear)

Na protensão linear, os principais sistemas estruturais são as vigas simples, as vigas contínuas e os pórticos, sendo que quanto ao sistema de concretagem das vigas, podemos distinguir entre as vigas moldadas no local e as vigas pré-moldadas.

As vigas simplesmente apoiadas normalmente são pré moldadas para vãos inferiores a 45 m. Para vãos superiores a este valor, o peso próprio torna-se uma solicitação elevada. No caso das vigas contínuas, estas podem ser construídas vão a vão, utilizando-se elementos de emendas dos cabos. Em geral dois métodos construtivos são utilizados para as vigas contínuas, o de deslocamentos sucessivos e o de balanços sucessivos.

#### **Método de deslocamentos sucessivos:**

O método foi desenvolvido pelos engenheiros alemães Fritz Leonhardt e Willi Baur, na década de 60. Trata-se de um sistema mecanizado, no qual a superestrutura é concretada por seções numa área de fabricação situada numa das extremidades da obra; cada nova unidade é concretada diretamente contra a unidade precedente (PFEIL, 1980).

#### **Método de balanços sucessivos**

Este método foi desenvolvido na Alemanha pelo engenheiro Ulrich Finsterwalder, na década de 50, e o princípio do método consiste em concretar um tramo em pequenos segmentos, denominados aduelas, fixando cada aduela à estrutura por meios de cabos de protensão, que tem a finalidade de fixar uma aduela na anterior e equilibrar os momentos aplicados no balanço (PFEIL, 1980).

## **2.7 – VIGAS PRÉ-MOLDADAS**

As construções em vigas pré-moldadas constituem uma das soluções mais práticas e econômicas para muitos projetos. Nas superestruturas de pontes, a pré-fabricação pode ser feita nas seguintes modalidades:

- a)dividindo-se a estrutura em elementos lineares longitudinais (vigas pré-moldadas) vencendo o vão de cada tramo;
- b)pré-moldagem das vigas longitudinais em segmentos;
- c)dividindo-se a estrutura em elementos transversais (aduelas pré-moldadas), com largura de todo ou quase todo o tabuleiro, e comprimentos adequados, da ordem de 3 a 8 metros (Fig. 5);
- d)pré-moldagem do tabuleiro integral de cada tramo (PFEIL, 1980).



Fig. 5 - Ponte Rio-Niterói – (aduelas pré-fabricadas)

Nas vigas construídas por aduelas, o comportamento das juntas por serem pontos de descontinuidades tem merecido bastante atenção. Em princípio as juntas se comportam de maneira mais favorável, em termos de resistência, no caso de cabos internos aderentes, pois estes além de introduzir o esforço de protensão podem funcionar ainda como armadura convencional graças à aderência entre o cabo e o concreto.

Quando a protensão é com cabos externos, a ausência da aderência resulta num mecanismo de comportamento com grandes rotações concentradas nas regiões das juntas.

# CAPÍTULO 3

## ADERÊNCIA

### 3.1 – DEFINIÇÃO DA ADERÊNCIA

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve. Esse fenômeno é tão importante, que a própria definição de concreto armado se condiciona à sua existência. A forma usual de consideração dessa ligação tem sido por meio da definição de uma “tensão de aderência”, e sua distribuição ao longo da interface tem sido exaustivamente investigada, já que seu conhecimento é essencial para a compreensão do comportamento de ancoragens retas, dos ganchos, das emendas, porém, não existe nenhum método ou modelo fechado para a sua consideração, devido ao fato dos mecanismos de aderência e de sua degradação serem ainda pouco entendidos.

Os trabalhos mais antigos sobre aderência entre concreto e barras de aço foram feitos por Hyatt em 1877. Por volta de 1909, Abrams realizou testes em vigas e em corpos-de-prova para a configuração de arrancamento. Em 1913 Abrams identificou um mecanismo de transferência de forças, como mostrado na fig. 3.1, no qual as forças são principalmente transferidas da barra para o concreto por forças de compressão inclinadas que atuam na superfície da barra.



Fig. 3.1 - Corpo-de-prova para arrancamento e mecanismo de transferência de forças apontado por Abrams (1913).

Lutz e Gergely (1967), concluíram que a aderência poderia ter três componentes principais: adesão química, atrito e interação mecânica. A influência destes fatores foi confirmada pelos estudos de Rehm (1961), Ferguson (1966) e Martins (1989). Esta divisão, entretanto, é meramente didática, pois não é possível determinar-se cada componente isoladamente, devido à complexidade dos fenômenos envolvidos.

A adesão ou aderência química surge devido às ligações físico-químicas na interface durante as reações de pega do cimento. Essa parcela pode ser evidenciada através da separação de um bloco concretado sobre uma chapa metálica pela aplicação de uma força  $R_{b1}$  como indicada na figura 3.2. Neste caso, verifica-se somente a existência da ligação por adesão. Geralmente, considera-se que a adesão seja destruída pelas cargas de serviço ou retração do concreto e que as tensões de aderência próximas da carga de ruptura (no caso de barras de aço) sejam mobilizadas principalmente pela engrenagem mecânica das nervuras.

A parcela relativa ao atrito é decorrente da ação das forças de atrito existentes entre os dois materiais. Estas forças dependem do coeficiente de atrito entre o aço e o concreto, o qual é função da rugosidade superficial da barra. A aderência por atrito, que se manifesta devido à pressão transversal do concreto sobre a armadura como, por exemplo, a de retração ou de confinamento, pode ser determinada através de ensaios de arrancamento, que consistem na aplicação de uma força de tração  $R_{b2}$  na barra, conforme a figura 3.3. Neste caso, além da contribuição relativa ao atrito, existe uma parcela de aderência por adesão.

A componente  $R_{b3}$  relativa à aderência mecânica na figura 3.4 está associada a forças concentradas de compressão que surgem perpendiculares às faces das nervuras no momento em que a barra é tracionada e tende a deslizar. Estas forças provocam a microfissuração e o micro-esmagamento do concreto na região das nervuras. Mesmo em barras lisas, existe o efeito da aderência mecânica, devido às irregularidades superficiais decorrentes do processo de laminação.

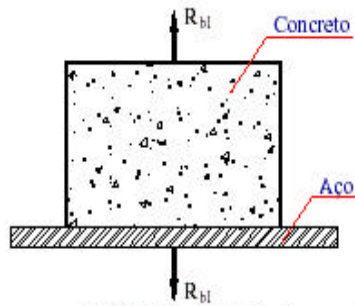


Fig. 3.2 - aderência por adesão

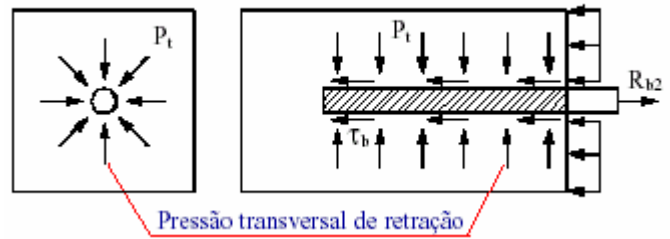


Fig. 3.3 – aderência por atrito

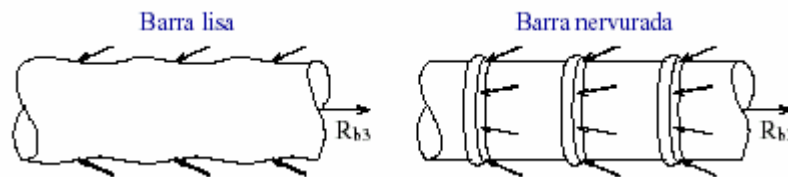


Fig. 3.4 – aderência mecânica

Muitas pesquisas foram realizadas com o objetivo de aprofundar o estudo do comportamento de aderência nas estruturas de concreto armado e protendido. Os estudos experimentais visam estabelecer a origem do fenômeno de forma a poder considerá-lo nos cálculos estruturais atendendo dois aspectos indispensáveis: 1) a definição de leis constitutivas adequadas e consistentes e 2) o desenvolvimento de ferramentas apropriadas para a consideração do fenômeno. Apresenta-se a seguir algumas considerações sobre os principais fatores que influenciam o fenômeno de aderência, os principais ensaios utilizados no seu estudo e os trabalhos teóricos já realizados na tentativa de melhor entender os mecanismos de aderências para sua incorporação na análise das estruturas onde existem problemas na interface aço-concreto.

### 3.2 - FATORES QUE INFLUENCIAM NO MECANISMO DE ADERÊNCIA

Apesar da dificuldade de se avaliar com exatidão todos os fatores que influenciam o mecanismo da aderência, alguns destes: diâmetro da barra, resistência mecânica do concreto, idade de carregamento, direção da concretagem em relação à posição da barra já foram identificados pela grande influência que exercem no fenômeno de aderência e devem ser considerados no dimensionamento das peças.

Alguns autores, dentre eles, Leonhardt (1977), Tepfers (1973), consideram que a tensão de aderência independe do diâmetro da barra, sendo esta uma variável de menor importância, desde que o recobrimento e o comprimento de ancoragem, sejam proporcionais ao diâmetro da barra.

Por outro lado, Eligenhausen (1983), Soroushian e Choi (1989), Reynolds e Beddy (1982), mostraram que o aumento do diâmetro da barra reduz a tensão máxima da aderência. Tal fato é justificável, segundo estes autores, pela espessura da zona de transição, mais grossa nas barras de maior diâmetro. O diâmetro, associado às maiores dimensões das nervuras, segura mais água de amassamento na face inferior da barra, proporcionando uma zona de transição de maior espessura, enfraquecendo a ligação entre a matriz de argamassa e a armadura, tornando-a mais porosa e facilitando o esmagamento por compressão das do concreto entre nervuras.

A resistência mecânica do concreto é importante para suportar as tensões geradas nas nervuras. Eligenhausen (1983), realizou ensaios de arrancamento, utilizando concretos com  $f_{ck}$  variando de 30 a 54,6 MPa e concluiu que a tensão de aderência aumenta com o aumento da resistência do concreto. Através da análise de diversos autores, cita-se Reynolds e Beddy (1982), a presença de microssílica aumenta a resistência à compressão do concreto e a tensão de aderência, o aumento da resistência da aderência é atribuído a densificação e à diminuição da espessura da zona de transição entre o concreto e a barra de aço. Isso porque a resistência da aderência é comandada pela resistência à tração do concreto. Segundo o CEB 151 (1982), resistência à compressão, resistência à tração e resistência de aderência estão todas relacionadas e, o aumento em uma, se reflete nas outras.

Desta forma a resistência de aderência é também condicionada pela idade de carregamento, já que a resistência mecânica do concreto cresce com a idade Chapman e Shah (1987).

A direção da concretagem em relação à posição das barras é outro fator que influencia a resistência de aderência. Segundo Rhem (1961), apoud (Leonhardt,



1977), Noakowski (1982) e principalmente o CEB 151(1982), existe uma grande influência da posição da barra em relação à direção de concretagem na resistência de aderência. A posição da barra (horizontal, vertical), durante a concretagem é essencial, tem um papel importante na qualidade da aderência, bem como a sua altura em relação ao fundo da forma. A figura (Fig. 3.5) apresenta os resultados de uma campanha experimental conduzida sobre este assunto.

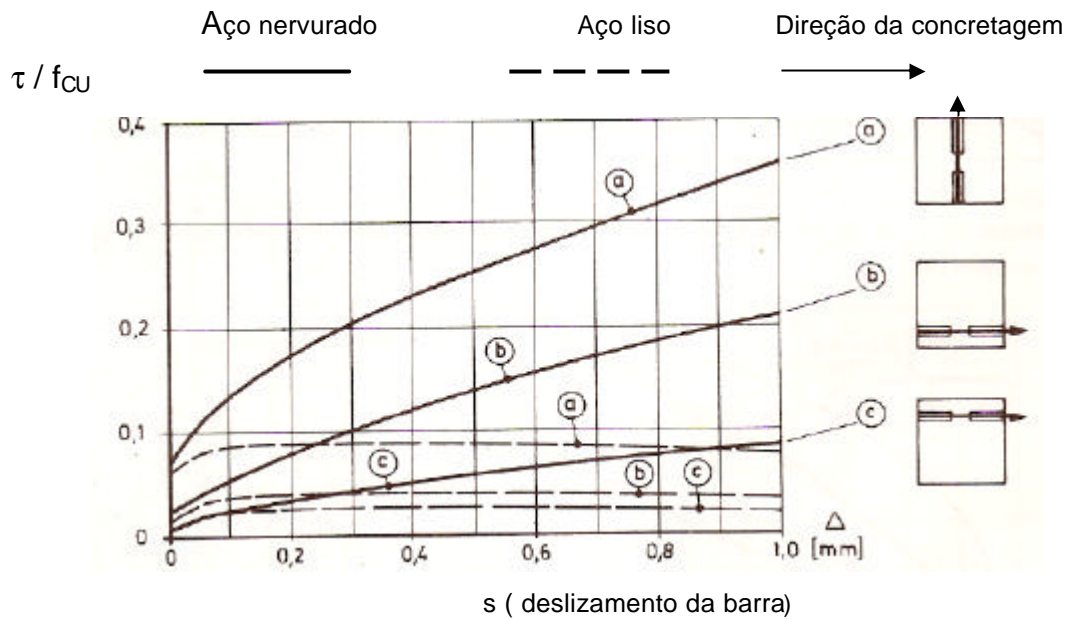


Fig. 3.5 - Representação esquemática de resultados de ensaios de arrancamento de barras retas em diferentes posições por ocasião da concretagem, (Rehm 1961) apud (Leonhardt et al, 1977).

Devido à segregação do concreto fresco, há um acúmulo de água sob as barras, que é mais tarde absorvido pelo concreto, deixando vazios inúmeros poros na parte inferior (Fig. 3.6). A qualidade da aderência pode por causa disso, cair à metade dos valores correspondentes às barras verticais (Leonhardt, 1977).

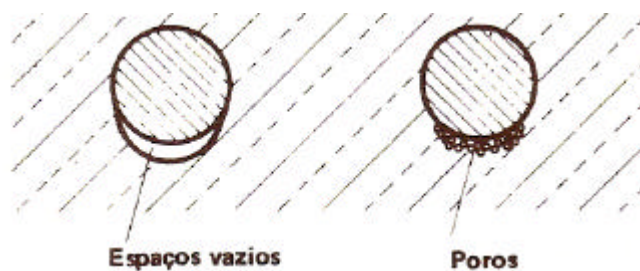


Fig. 3.6 – Formação de espaços vazios ou poros sob barras horizontais, devido à segregação e acúmulo de água (Leonhardt, 1977).

De acordo com os resultados de Rehm (1961), a conformação superficial das barras tem uma grande importância nos valores de tensão de aderência. Em barras nervuradas, o valor da resistência por aderência mecânica depende da forma e da inclinação das nervuras, da altura e da distância livre entre elas, (fig. 3.7 e 3.8), (Leonhardt, 1977).

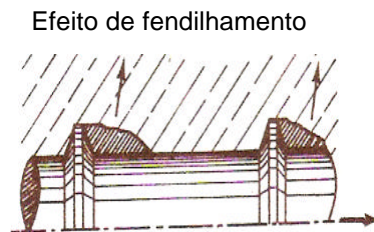


Fig. 3.7 - Distância grande entre nervuras

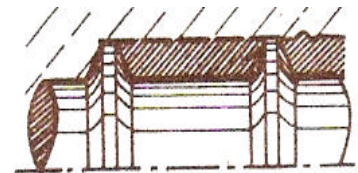


Fig. 3.8 - Distância pequena entre nervuras

Apresenta-se abaixo na figura 3.9, gráfico que correlaciona a tensão de aderência e o deslizamento da armadura para barras nervuradas e barras lisas.

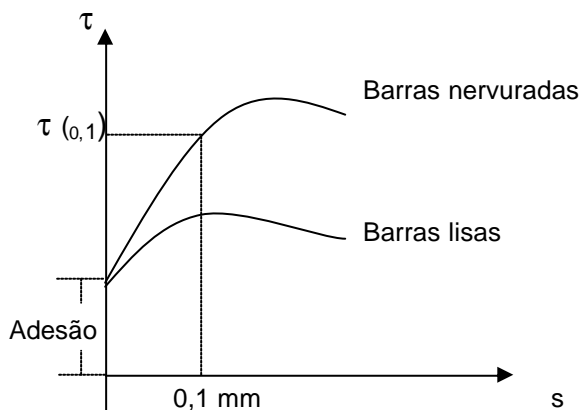


Fig. 3.9 - Tensão de aderência x deslizamento para barras lisas e nervuradas (Leonhardt, 1977).

Os valores correntes adotados para a altura e espaçamento das nervuras estão, respectivamente, na faixa de  $0,08\phi$  a  $0,10\phi$  e  $0,60\phi$  a  $0,10\phi$ , sendo recomendada uma inclinação da nervura entre  $55^\circ$  e  $65^\circ$ , CEB 151( 1982).

O contínuo aumento da utilização de concreto de alto desempenho (CAD) e as revisões nas normas de engenharia estrutural têm levado a vários estudos sobre o comportamento da aderência entre o concreto e o aço convencional. O aumento da tensão de compressão do CAD, leva a uma concentração local da força de

transferência entre o aço e o concreto, aumentando o risco da formação de fissuras longitudinais. Kurz (1996) comprovou que ocorre um aumento na média das tensões de aderência com o aumento da tensão de compressão do concreto e uma diminuição com o aumento do diâmetro da armadura. Para evitar a formação de fissuras longitudinais, verificou-se a necessidade de modificações na geometria das barras de aço.

### **3.3 – PRINCIPAIS ENSAIOS UTILIZADOS NO ESTUDO DE ADERÊNCIA**

Muitos ensaios foram realizados para caracterizar o comportamento de aderência. Apesar de existirem ensaios em trechos de vigas, a configuração mais difundida é a do ensaio de arrancamento. Em geral, as características da aderência da barra são descritas com uma relação entre a tensão de aderência média e o deslizamento local correspondente. Isso porque as campanhas experimentais devem definir as leis constitutivas que servirão para a modelagem analítica da interface aço concreto.

Désir (1998), no trabalho intitulado “Interface aço-concreto: reformulando os modelos constitutivos e numéricos” apresenta uma revisão interessante sobre o assunto, considerando os trabalhos experimentais e analíticos já publicados. Também apontou as limitações dos dados experimentais, reportando as conclusões de Windisch (1985) e ressaltando o trabalho de Bigaj (1995) cujo objetivo principal foi avaliar a distribuição da tensão de aderência ao longo de uma barra de aço embebida no concreto.

Como neste trabalho pretende-se evidenciar a importância de considerar o fenômeno de aderência nas análises até a ruptura de peças de concreto armado, limita-se aqui a um breve resumo sobre o ensaio de arrancamento, mostrando a configuração necessária para o monitoramento correto do mecanismo de aderência.

#### **3.3.1 - ENSAIO DE ARRANCAMENTO DIRETO (PULL-OUT TEST)**

No ensaio de arrancamento direto (pull-out test), uma barra de aço envolvida em concreto com um determinado comprimento de aderência ( $l_v$ ) é extraída do corpo

de prova, sendo medido o deslocamento da barra de aço em relação ao do concreto, na extremidade saliente da barra (fig. 3.10). Leonhardt (1967).

O tamanho e a forma do corpo de prova, bem como a posição e o comprimento do trecho de aderência da barra ( $l_v$ ), influenciam consideravelmente os resultados do ensaio.

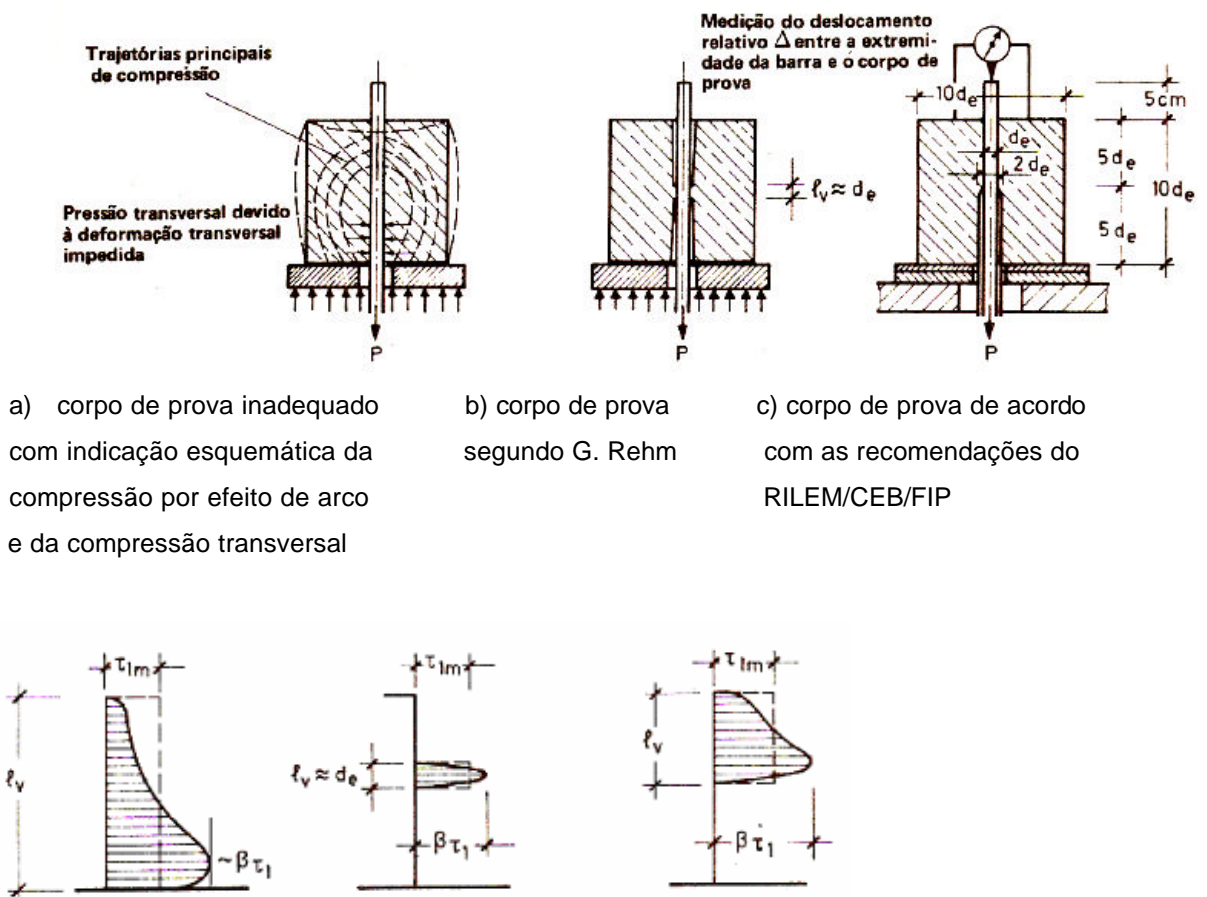


Fig. 3.10 – Corpos de prova para o ensaio de arrancamento e as respectivas variações da tensão de aderência ao longo do comprimento de aderência ( $l_v$ ). Leonhardt (1977).

Esse ensaio é o mais comum e possibilita a visualização do conceito de comprimento mínimo de ancoragem, pois o comprimento que está embebido no concreto é o que define o comprimento de ancoragem. No entanto, não pode ser usado para o estudo da influência do recobrimento, espaçamento, armadura transversal e forças transversais sobre o fenômeno de aderência, pois não existe nem momento fletor nem o esforço cortante neste ensaio (Leonhardt, 1977).

Este ensaio é muito utilizado para o estudo de variável isolada. Como exemplo, considera-se o trabalho de Nguyen Viet Tue e Robert Krumbach (1998). Os primeiros testes realizados por estes pesquisadores em ensaios de arrancamento, utilizando novas geometrias, confirmaram que a ductilidade do aço e da aderência no estado limite último pode ser melhorada mediante modificações das condições da interface do aço com o concreto. Propuseram a adoção de uma nova geometria de nervura (fig. 3.20), capaz de proporcionar um melhor comportamento da aderência.



ângulo da nervura :  $50^{\circ}$  –  $60^{\circ}$ . - profundidade da nervura: 0,04 mm

Fig. 3.20: Nova geometria de nervura

### 3.3.2 - ENSAIO DE ARRANCAMENTO COM ANEL CIRCUNFERÊNCIAL (RING PULL)

É um ensaio semelhante ao ensaio de arrancamento descrito anteriormente. A diferença é que o corpo-de-prova é sempre cilíndrico e fica envolvido por um anel metálico que é instrumentado com extensômetros que possibilitam a medição de deformações, forças de tração e deslizamentos. De acordo com Tavares (2000), este ensaio permite à medição direta da componente de fendilhamento das forças de aderência

### 3.3.3- ENSAIO DE FLEXÃO (BEAM TEST)

Os ensaios com vigas (Guiriani, 1981), ao contrário dos de arrancamento permitem que se chegue a resultados mais satisfatórios, já que representam com mais exatidão as condições encontradas na prática. No ensaio de viga, a força de tração na barra, para a qual se deseja investigar a aderência, provém do momento provocado por duas forças aplicadas perpendicularmente à peça. Vários autores aconselham o uso deste ensaio quando se quer determinar com mais precisão a

influência do diâmetro da barra, recobrimento, espaçamento e interação aderência-cisalhamento.

### **3.4 - ESTUDOS TEÓRICOS PARA A MODELAGEM DA ADERÊNCIA**

O fenômeno da aderência entre o concreto e a armadura tem sido analisada experimental e teoricamente; pois, a definição de uma relação teórica tensão de aderência x deslizamento confiável é fundamental para reproduzir o comportamento real da estrutura. Um dos grandes problemas dos métodos numéricos para a análise de materiais com não linearidade física é o estabelecimento de equações constitutivas que consigam captar da melhor forma possível o comportamento real do material.

Normalmente as características de aderência da barra são descritas como uma relação entre a tensão de aderência local e o deslocamento local correspondente (Nilson, 1972; Eligehausen, 1982 entre outros) . O deslizamento é considerado como o deslocamento relativo da barra em relação ao concreto. Essa relação é necessária para a modelagem analítica do comportamento da interface (Désir, 1998).

Existem na literatura abordagens diferentes para a resolução do mesmo problema. Em geral, todas elas consideram a existência de um deslocamento relativo associado a um determinado nível de tensão cisalhante na interface. A peculiaridade de cada abordagem está na maneira como se escreve o equilíbrio do sistema (Désir, 1998; Mauren Aurich e Américo Campos Filho, (1989); Fernando M.A.F. e Ana L.C. El Debs. Sem a pretensão de fazer uma revisão extensiva destes modelos, apresentam-se a seguir, sucintamente, alguns trabalhos cuja abordagem é convergente com a filosofia deste trabalho.

No que diz respeito às formas das curvas, muitos fatores (resistência à tração do concreto, cobertura, espaçamento das barras, posição da barra durante a concretagem, etc..) condicionam os valores característicos da tensão de aderência.

Por conseqüência, dependendo das condições dos ensaios, as curvas tensão de aderência – deslizamento, apresentam diferenças em termos de rigidez e de tensão máxima de aderência (Désir, 1998).

Outro assunto polêmico é a distribuição dos deslizamentos e das tensões ao longo do corpo de prova. No estudo da interface aço-concreto, é comum considerar uma seção elementar de comprimento  $ds$  e verificar o equilíbrio para as forças, conforme figura 3.11.

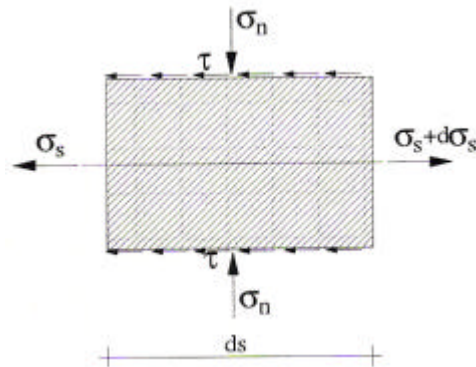


Fig. 3.11- Equilíbrio de uma seção elementar

As curvas podem ser classificadas quanto a sua forma geométrica em: (poligonais, polinomiais, exponenciais e mistas), quanto ao domínio de aplicação: local, quando as leis se aplicam em apenas um ponto da interface e global quando as leis são validas ao longo de toda a interface aço – concreto e, quanto ao modo como foram obtidas: empíricas e analíticas.

### 3.4.1 – MODELO DE ELIGEHAUSEN ET AL (1983)

A curva apresentada abaixo foi determinada através dos resultados obtidos em 156 ensaios de arrancamento, onde foi possível analisar a influência de armadura de confinamento, diâmetro da barra, resistência do concreto, distância entre as barras, pressão transversal, velocidade de aplicação. É um trabalho muito importante devido ao consenso sobre a sua validade para a análise do fenômeno de aderência.

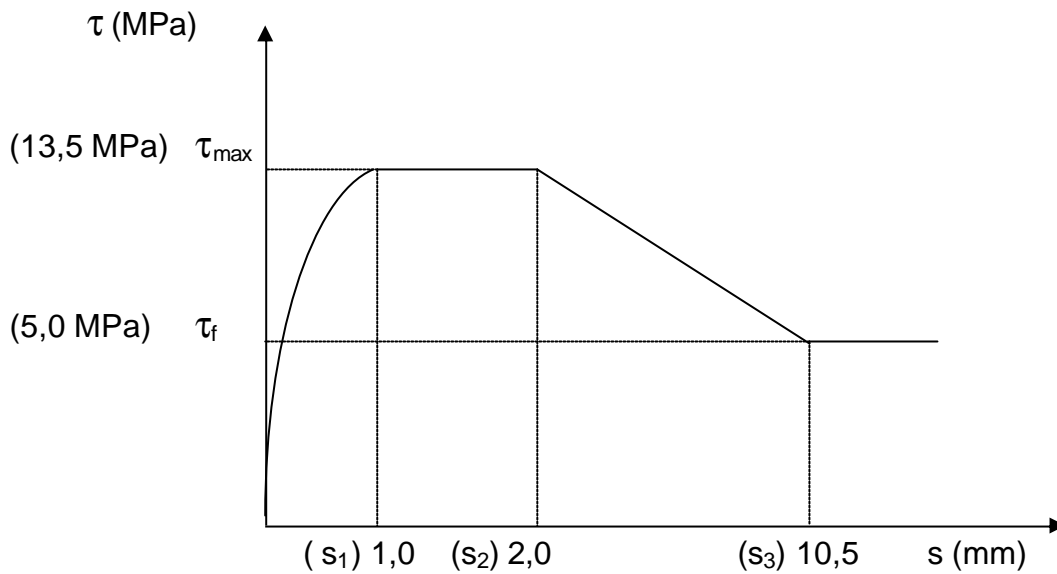


Fig. 3.12 - curva aderência-deslizamento de Eligehausen et al (1983).

O ramo ascendente é representado por:

$$t = t_{m\acute{a}x} \left( \frac{s}{s_1} \right)^{\alpha} \quad (3.1)$$

A equação é válida para  $s < s_1$ .

$$\text{Para deslizamentos entre } s_1 \text{ e } s_2 \Rightarrow t = t_{m\acute{a}x} \quad (3.2)$$

Após atingir  $t_{m\acute{a}x}$ , ocorre um patamar, antes que a tensão decresça linearmente até atingir o valor da tensão residual  $\tau_f$  para um valor do deslizamento igual a  $s_3$ .

Os valores médios de deslizamentos apresentados Eligehausen são:

$$s_1 = 1 \text{ mm} \quad t_{m\acute{a}x} = 13.5 \text{ MPa}$$

$$s_2 = 3 \text{ mm} \quad \alpha = 0.40 \quad s_3 = 10.5 \text{ mm} \quad \tau_f = 5.0 \text{ MPa}$$

$\alpha$  : coeficiente que permite modelar as formas usuais relação tensão de aderência x deslizamento.



### 3.4.2 - MODELO DE YANKELEVSKY (1985)

È um modelo para cálculo de tensão e deformação no aço ao longo de uma barra entre duas fissuras. Para isto foi utilizado um elemento finito unidimensional com uma lei tensão de aderência x deslizamento local e para as equações de equilíbrio entre a força na seção e a força de atrito (aderência) no perímetro da barra, o que leva à resolução da seguinte equação diferencial:

$$t_x = \frac{1}{\pi d_b} \cdot \frac{dT_x}{dx} \quad (3.3)$$

Onde, a uma distância determinada da extremidade da barra, age uma força axial  $T_x$  e uma tensão tangencial  $\tau_x$ . O diâmetro da barra é  $d_b$ . No regime elástico linear esta equação é escrita como:

$$t_x = \frac{Eds}{4} \cdot \frac{de_x}{dx} \quad (3.4)$$

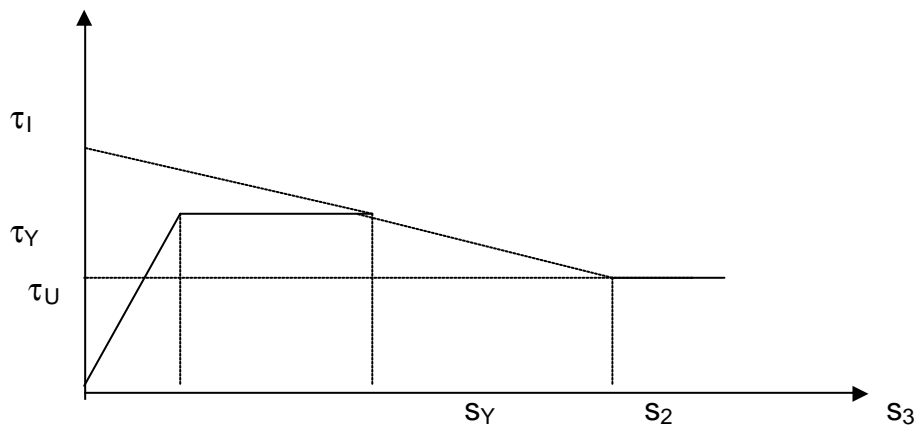


Fig. 3.13– Curva de Yankelevsky (1985)

### 3.4.3 - MODELO DO CEB

O CEB apresenta uma relação tensão de aderência-deslizamento para carregamento monotônico composta de quatro partes.

As equações para cada parte da curva: ascendente, patamar, descendente e residual são apresentados abaixo:

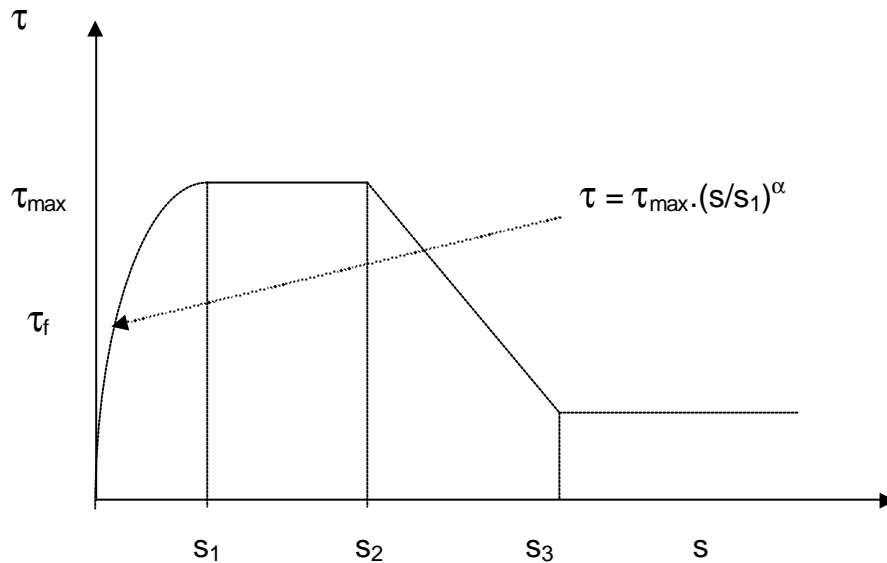


Fig. 3.14 – Curva tensão de aderência-deslizamento recomendada pelo CEB.

$$t = t_{m\acute{a}x} \left( \frac{s}{s_1} \right)^a \quad 0 \leq s < s_1 \quad (3.5)$$

$$t = t_{m\acute{a}x} \quad s_1 \leq s < s_2 \quad (3.6)$$

$$t = t_{m\acute{a}x} \left( t_{m\acute{a}x} - t_f \right) \left( \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \right) \quad s_2 \leq s < s_3 \quad (3.7)$$

$$t = t_f \quad s > s_3 \quad (3.8)$$

#### **3.4.4 - GIURIANI, (1979)**

Em seu primeiro trabalho analisou vigas de concreto armado no 1º estágio (concreto não fissurado) e no 2º estágio (concreto fissurado) dando atenção especial à fase de transição, à qual compreende a formação e penetração das fissuras e, considerando que a perda da aderência entre o aço e o concreto acontece após a abertura de uma fissura ou junta, propõe uma hipótese de cálculo para substituir a aderência perfeita que permite relacionar as deformações do concreto e do aço. Admitindo que a peça esteja sujeita somente a momento fletor, que as fissuras estejam igualmente espaçadas e as seções A e B (fig. 3.17) permanecem planas. O efeito da variação da aderência e das tensões altera o valor da deformação tanto do concreto quanto do aço a uma determinada distância da fissura. Portanto é possível determinar as deformações no concreto e no aço na seção fissurada e escrever a equação de equilíbrio. A determinação experimental dessas deformações foi um dos principais objetivos do trabalho de Giuriani (1979). Aplicando a sua teoria no caso das seções retangulares concluiu que o comportamento a flexão depende de um número limitado de parâmetros relacionados com a aderência e com a resistência e deformação máxima do concreto à tração que caracterizam a relação momento-curvatura da seção no surgimento da fissura (fim do 1º e início do 2º estágio).

#### **3.4.5 - MARTINS (1989)**

Baseando-se nas pesquisas realizadas por Giuriani (1979), estuda o comportamento à flexão de um trecho de viga de concreto compreendido entre duas fissuras ou juntas podendo ser uma aduela de viga de concreto armado, com protensão parcial ou total, onde considera a degradação da aderência após a abertura da fissura ou junta e a distribuição das deformações do concreto. A influência do comportamento do concreto entre fissuras ou juntas é considerada através do estabelecimento das condições de equilíbrio nas bordas de uma aduela (figura 3.15). Esse fato permite considerar a influência de parâmetros importantes tais como: razão entre altura e comprimento da aduela ( $L/h$ ), distribuições das tensões longitudinais do concreto, posição do eixo neutro ao longo das aduelas, entre outros. As hipóteses básicas adotadas em sua formulação são: carregamento quase estático, monotônico e crescente; não é considerado o esforço cortante; as

seções de concreto permanecem planas após a fissuração; a lei tensão-deformação do concreto é axial; momento fletor constante ao longo da aduela.

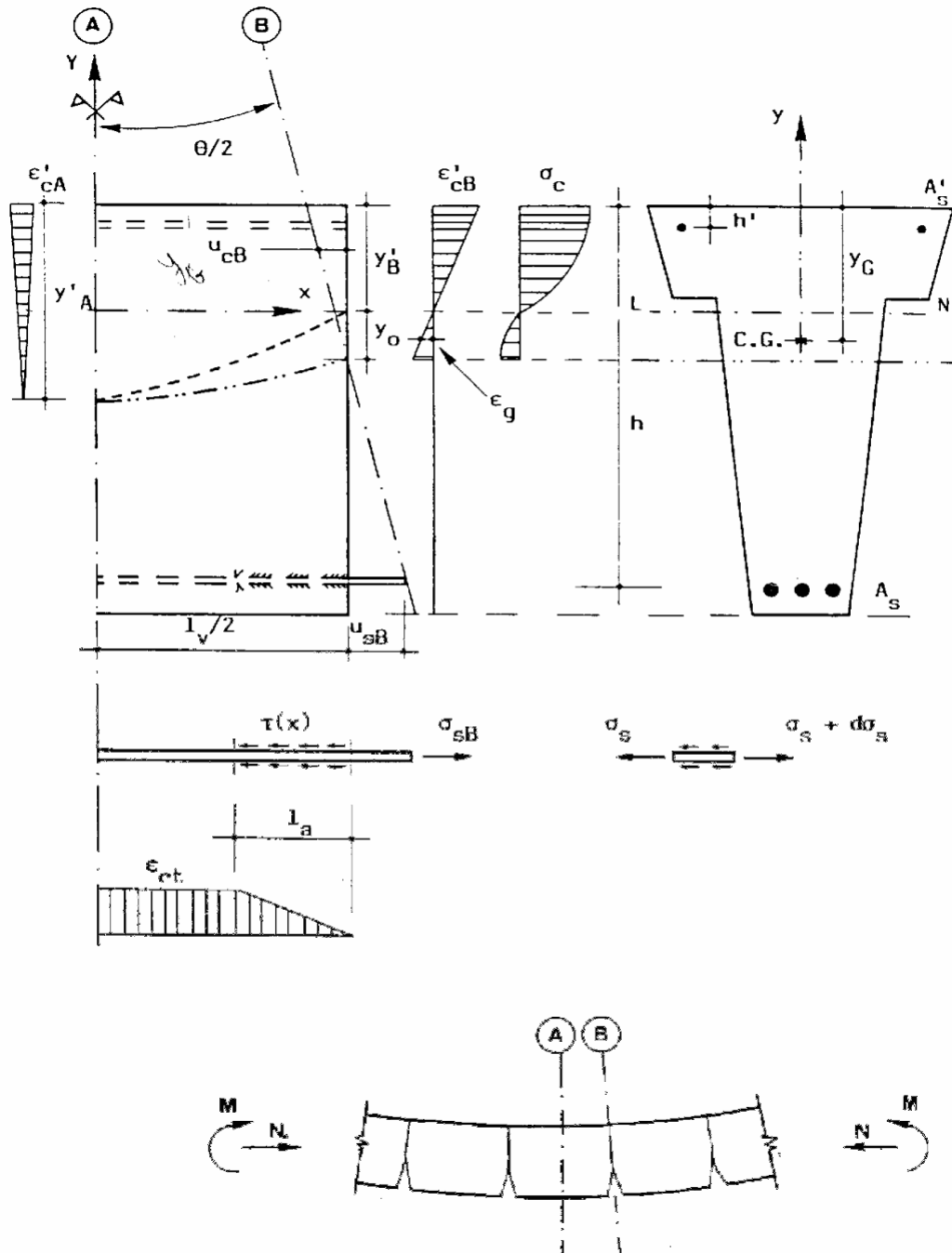


Fig. 3.15 - Equilíbrio de uma aduela (MARTINS, 1989).

Martins, (1989) propõe uma curva tensão de aderência x deslizamento de formato poligonal com cinco zonas distintas como mostra a figura (3.16).

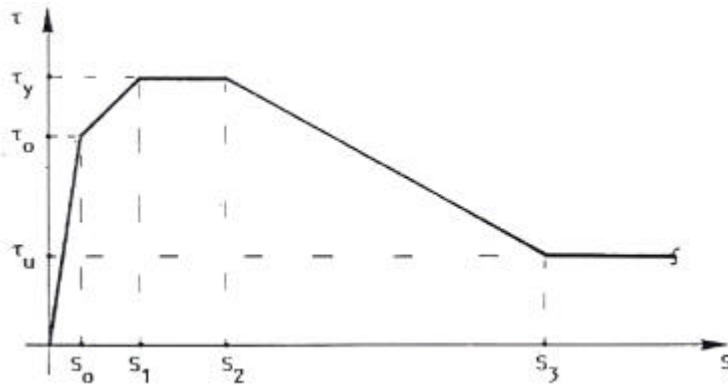


Fig. 3.16 - Curva tensão de aderência-deslizamento (MARTINS, 1989)

para a zona 1:  $0 \leq S \leq S_0$

$$\tau = (\tau_0 / S_0) \cdot S \quad ; \quad (3.9)$$

$$S = (\varepsilon_{ct} / \alpha_0^2 \cdot l_a) \cdot [\cosh(\alpha_0 \cdot x) - 1] + C \sinh(\alpha \cdot x) \quad (3.10)$$

$$\alpha_0 = 4 \tau_0 / S_0 E_S \phi \quad (3.11)$$

para a zona 2 :  $S_0 \leq S \leq S_1$

$$\tau = K_0 + [(\tau_x - \tau_0) / (S_1 - S_0)] \cdot S \quad (3.12)$$

$$K_0 = (\tau_0 S_1 - \tau_y S_0) / (S_1 - S_2) \quad (3.13)$$

para a zona 3 :  $S_1 \leq S \leq S_2$  ;  $\tau = \tau_y$  (3.14)

para a zona 4 :  $S_2 \leq S \leq S_3$  ;  $\tau = \tau_1 - (\tau_y - \tau_u) / (S_3 - S_2) \cdot S$  (3.15)

para a zona 5 :  $S_3 < S$  ;  $\tau = \tau_u$  (3.16)

Com as condições de contorno acima é possível resolver as equações e encontrar os comprimentos de ancoragem referente a cada zona.

### 3.4.6 - TAVARES (2000)

Em seu trabalho analisou o comportamento de vigas protendidas com juntas e armadura interna aderente passante e com armadura mista. O estudo se restringiu ao comportamento à flexão das peças, não levando em consideração a força cortante. A questão principal abordada foi o comportamento de uma aduela de concreto com armadura aderente após a abertura da junta, o que caracteriza a fissuração como “discreta” e não como repartida, tipo geralmente observado no caso das vigas monolíticas. Para esta análise foram ensaiadas uma viga com protensão mista (interna aderente e externa) e quatro vigas com protensão interna aderente. Um dos parâmetros estudado foi a influência da relação entre o comprimento e a altura das aduelas.

### 3.4.7 - HOMAYOUN H. ABRISHAMI ET AL (1992)

Procuraram justificar a proposta de considerar uma distribuição tensão de aderência uniforme ao longo da barra de reforço. A fig. 3.17 ilustra as condições de equilíbrio para uma porção de uma barra reforço de comprimento  $dx$ .

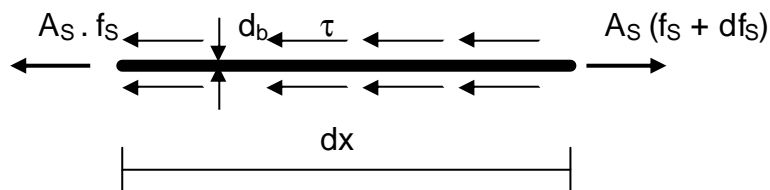


Fig. 3.17 – Ação da tensão de aderência na barra

A tensão de aderência  $\tau$  pode ser expressa como a variação na tensão sobre a barra de comprimento  $dx$  como segue:

$$\tau = (\pi d_b dx) = A_s(f_s + df_s) - A_s f_s \quad (3.17)$$

e conseqüentemente

$$\tau = (d_b df_s)/4dx \quad (3.18)$$

Onde  $d_b$ , e  $A_s$  são o diâmetro e área da barra de reforço e  $f_s$  é a tensão na barra. A eq. (3.18) demonstra que a tensão de aderência é proporcional à taxa de variação da tensão no reforço  $df_s / dx$ . Conseqüentemente, se a tensão no reforço variar linearmente, então a tensão de aderência deve ser uniforme.

### 3.4.8 - HOMAYOUN H. ABRISHAMI ET AL (1996)

Em 1996 estes autores realizaram uma campanha experimental para investigar a distribuição da tensão de aderência em três diferentes esquemas de ensaio de arrancamento que chamaram: (a) typical pullout test, (b) Push-in test , (c) combined test, conforme pode ser observado na fig. 3.18. Estabeleceram também modelos analíticos para determinar a tensão de aderência última que ocorre nos dois tipos de ruptura (arrancamento e fendilhamento), para cada uma das três configurações.

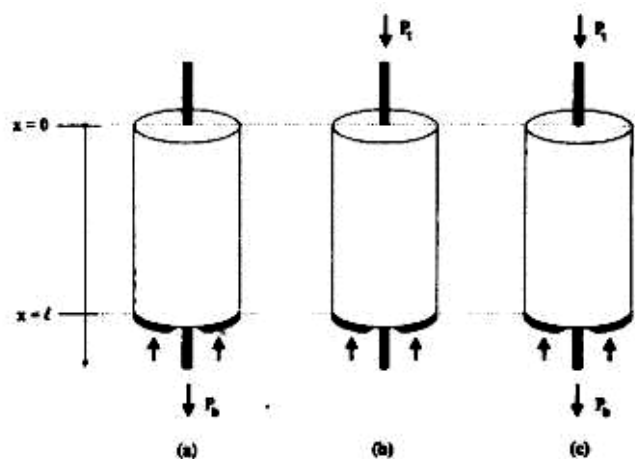


Fig. 3.18 – Corpo-de-prova padrão para o ensaio típico de arrancamento submetido a diferentes condições de carregamento: (a) pull-out test; (b) push-in test; (c) combined test

Os autores propõem as seguintes expressões analíticas:

1) para determinar a tensão de aderência última que ocorre na ruptura por arrancamento da barra, para cada configuração.

$$\tau = E_b (c_1 e^{kx} + c_2 e^{-kx}) \quad 0 \leq \delta \leq \delta_{pf} \quad (3.19)$$

onde  $E_b$  é a razão entre tensão de aderência última e o respectivo deslocamento último e  $c_1$  e  $c_2$  são constante que dependem das condições de contorno do ensaio, ou seja, estes coeficientes terão um valor para cada configuração.

2) para determinar a tensão de aderência última que ocorre na ruptura por fendilhamento do concreto, para cada configuração.

$$\tau = E_d [ c_3 \cos(kx) + c_4 \cos(kx)] \quad (3.20)$$

onde

$$E_d = (\tau_{ur} - \tau_{sf}) / (\delta_{sr} - \delta_{sf}) \quad (3.21)$$

e  $c_3$  e  $c_4$  são constante que dependem das condições de contorno do ensaio, ou seja, estes coeficientes terão um valor para cada configuração.

Analisando os resultados obtidos procuraram relacionar três valores características do problemas: a tensão máxima de aderência, a tensão mínima e a tensão média. Definiram duas parâmetros: a relação entre a tensão de aderência máxima e tensão mínima ( $\tau_{max} / \tau_{min}$ ) e a relação entre a tensão de aderência máxima e tensão média ( $\tau_{max} / \tau_{av}$ ). A tabela da figura 3.19 apresenta os valores destes parâmetros para cada um dos casos estudados.

	Ruptura por arrancamento		Ruptura por fendilhamento	
	$\tau_{max}/\tau_{min}$	$\tau_{max} / \tau_{av}$	$\tau_{max}/\tau_{min}$	$\tau_{max} / \tau_{av}$
Configuração de arrancamento padrão	1,67	1,37	1,39	1,26
Pull-Out e Push-in combinados	1,16	1,10	1,12	1,11

Figura 3.19 – Parâmetros de Homayoun H. Abrishami et al (1996)



# CAPÍTULO 4

## SIMULAÇÃO NUMÉRICA

### 4.1 – INTRODUÇÃO

Como mencionado em itens anteriores, algumas pesquisas já apontaram para uma certa influência da relação  $L/h$  no comportamento à flexão de vigas. Infelizmente, nem sempre é possível completar os estudos experimentais e isto por várias razões, desde a falta de recursos para conduzir todos os ensaios que seriam necessários para fechar o estudo e tecer as devidas conclusões, até a falta de tempo hábil quando o assunto se insere no âmbito de uma dissertação de mestrado ou de uma tese de doutorado, onde o trabalho fica muito condicionado à duração da bolsa de estudo.

Para suprir estas dificuldades do meio experimental, os diferentes grupos (Laboratórios) de pesquisas tem procurado desenvolver em paralelo, aplicativos numéricos calibrados com bases em dados experimentais, para auxiliar no estudo dos problemas através de simulações computacionais dos diferentes aspectos do comportamento das estruturas, amenizando os problemas mais comuns dos laboratórios: materiais, espaços, recursos humanos e otimizando a tomada de decisão, já que permite realizar análises paramétricas das situações reduzindo o universo das soluções viáveis, o que significa redução de custos e prazos.

Neste contexto se insere este trabalho que procura complementar um aspecto já estudado por Tavares (2000), que realizou ensaios em algumas vigas de seção retangular e com três comprimentos diferentes de aduelas onde concluiu que a relação  $L/h$  influencia o tipo de ruptura que ocorre na viga.

Diante desta situação, formulou-se uma proposta que incluiu simulações tanto para verificar a habilidade do aplicativo em reproduzir os resultados de Tavares (2000), quando foram consideradas as mesmas condições, quanto a sua capacidade de realizar estudos paramétricos visando cobrir os aspectos que o referido trabalho não pode considerar.

#### **4.2 – PROGRAMA CARPE (MARTINS,1989, DÉ SIR,1993).**

O programa CARPE foi concebido para a análise não-linear geométrica e física, até a ruptura, de vigas hiperestáticas protendidas com protensão interna, externa e mista. Foi implementado um método para a análise não linear de vigas hiperestáticas protendidas com cabos externos. Uma particularidade do algoritmo é que permite levar em conta os parâmetros introduzidos pelos cabos exteriores: variação da tensão em função da deformação global, variação de excentricidade entre pontos de desvio ou de ancoragem e o possível deslizamento dos cabos sobre os desviadores. A princípio, em uma análise local, o algoritmo permite determinar para uma seção de concreto armado ou protendido submetida a um par de solicitações normais externas ( $N_{ext}$ ,  $M_{ext}$ ), próximas aos valores últimos, através das deformações, os esforços internos que equilibram estas solicitações externas. Por outro lado, em cada etapa, depois de verificar o equilíbrio de todas as seções, realiza um estudo global sobre toda a viga. As flechas e rotações são determinadas considerando a participação do sistema de forças auto-equilibradas gerado pela excentricidade e mudança de direção dos cabos externos de protensão. O programa permite também considerar diferentes tipos de perdas de protensão além de possuir um algoritmo para tratar a influência da degradação de aderência aço-concreto no processo de ruptura.

#### **4.3 – SIMULAÇÕES**

Dentre os parâmetros que o programa considera, foram escolhidos, através da revisão bibliográfica os que poderiam influenciar, de forma mais significativa, o comportamento isolado das aduelas. Envolvem dimensões das peças, propriedades dos materiais, nível e tipo de solicitação e por último, não por ser o menos importante, o comportamento do compósito, onde a degradação da aderência tem um papel fundamental no comportamento global da estrutura, aonde foi utilizado o modelo de Martins (1989).

Foram avaliadas as variações de seis parâmetros que são enumerados a seguir:

- relação L/h;
- tipos de seção;
- nível de aderência;
- nível de protensão;
- posição das cargas concentradas em relação aos apoios;
- número de seções na área de momento constante.

Na verdade, é importante ressaltar que existe uma inter-relação entre estes parâmetros. Em termo de comportamento isolado, o mecanismo de ruptura de uma aduela afeta diretamente o comportamento global da viga. Por outro lado, parâmetros como o tipo de seção e a qualidade da aderência podem influenciar, atenuando ou não o efeito da relação L/h.

A análise prévia dos resultados dos ensaios de TAVARES (2000) revelou a dificuldade de afirmar com propriedade a relação L/h a ser considerada em cada viga. Isso porque a viga tem 4,50m e não permite ter todas as aduelas com a relação L/h prevista, para a viga V1 temos 4 aduelas com 0,50m, mas para as demais, temos somente duas aduelas com os comprimentos de 0,80m e 1,00m (V2 e V3).

Ciente desta situação decidiu-se por analisar uma viga com 10,50m cuja inércia foi definida para proporcionar a ruptura com uma carga da mesma ordem do que nos ensaios originais. Além do mais, permite ter um número maior de aduelas de mesma dimensão e também mais aduelas na região de momento constante.

Considerando os parâmetros escolhidos e os dois comprimentos, foram definidas 16 situações distintas a serem analisadas com o programa CARPE. Como o programa realiza uma análise incremental interativa até a ruptura, os resultados permitem analisar tanto a distribuição das grandezas de saída ao longo da viga, quanto a evolução das mesmas para as diferentes etapas de carga, sendo possível graficar as seguintes curvas para qualquer seção da viga:

- carga x flecha;
- carga x deformação do concreto;
- carga x tensão do concreto;
- carga x deformação do aço;
- carga x tensão do aço;
- carga x abertura da junta;
- carga x altura da abertura da junta.

Os dados relativos às características dos materiais e das vigas utilizadas nos ensaios de Tavares (2000), estão resumidos na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – características dos materiais e vigas ensaiadas

Comprimento da viga	4,50 m
Protensão interna com 02 cordoalhas de diâmetro	15,7 mm
Excentricidade da borda inferior	7,50 cm
Diâmetro da armadura passiva (CA 50)	10,0 mm
Diâmetro dos estribos	8,0 mm
Cargas concentradas iniciais	0,15 KN
Força de protensão	1130 KN
Posições das cargas em relação aos apoios (m)	1,15; 1,55 e 2,15
Relações L/h	1,25; 2,00 e 2,50
Resistência característica do concreto	35 MPa
Resistência a tração	2,25 MPa
Módulo de elasticidade do concreto	36000 MPa
Deformação correspondente a resistência máx.	0,002
Deformação última	0,00365

Conforme mencionado acima, foram definidas 16 combinações que são sintetizadas na tabela 4.2. Estas simulações incluem tanto os esquemas ensaiados por Tavares (2000) quanto às propostas no âmbito da análise paramétrica deste trabalho. As vigas que foram ensaiadas são ilustradas esquematicamente na figura 4.1, onde podem ser vistas aduelas com relação L/h fixadas em 1,25; 2,0 e 2,50. A nomenclatura V1, V2, V3 corresponde a estas relações de L/h.

Tabela 4.2 – Quadro resumo das condições das simulações

Simulação	Viga	L viga (m)	L aduela (m)	Seção analisada (m)	Seções (cm)		Posição carga (m)	L/h	φ cord. (mm)	Ader. Perf.	Prot. (KN)
					Ret.	I					
1	V1	4,50	0,50	2,25	15x40	-	1,15	1,25	15,7	sim	1.130
1	V2	“	0,80	“	“	“	“	2,00	“	“	“
1	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
2	V2	“	0,80	“	“	“	<b>1,55</b>	2,00	“	“	“
2	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
3	V1	4,50	0,50	2,25	15x40	“	1,15	1,25	“	<b>não</b>	“
3	V2	“	0,80	“	“	“	“	2,00	“	“	“
3	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
4	V2	“	0,80	“	“	“	<b>1,55</b>	2,00	“	“	“
4	V3	“	1,00	“	“	“	<b>1,55</b>	2,50	“	“	“
5	V1	“	0,50	“	“	“	2,15	1,25	“	sim	“
5	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
5	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
6	V1	“	0,50	“	“	“	“	1,25	“	<b>NÃO</b>	“
6	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
6	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
7	V1	<b>10,50</b>	0,50	5,25	15X60	“	<b>3,15</b>	1,25	“	<b>SIM</b>	“
7	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
7	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
8	V1	10,50	0,75	5,25	15x60	“	<b>3,15</b>	1,25	“	<b>NÃO</b>	“
8	V2	“	1,50	“	“	“	“	1,87	“	“	“
8	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
9	V1	“	0,50	“	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>SIM</b>	“
9	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
9	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
10	V1	“	0,50	“	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>NÃO</b>	“
10	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
10	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
11	V1	“	0,50	<b>3,15</b>	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>SIM</b>	“
11	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
11	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
12	V1	“	0,50	<b>3,15</b>	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>NÃO</b>	“
12	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
12	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
13	V1	“	0,50	<b>5,25</b>	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>SIM</b>	<b>565</b>
13	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
13	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
14	V1	“	0,50	<b>3,15</b>	“	<b>10x20+10x40+10x20</b>	“	1,25	“	<b>SIM</b>	“
14	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
14	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
15	V1	<b>4,50</b>	0,50	<b>2,25</b>	“	<b>10x20+10x20+10x20</b>	<b>1,15</b>	1,25	“	“	<b>1130</b>
15	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
15	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
16	V1	<b>4,50</b>	0,50	<b>1,15</b>	“	<b>10x20+10x20+10x20</b>	<b>1,15</b>	1,25	“	“	“
16	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
16	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“

As figuras 4.2 e 4.3 são variantes adaptadas da fig. 4.1 para realização de algumas simulações, aonde se procurou uniformizar os tamanhos das aduelas, verificando-se outras relações L/h. Analisa-se também, além da seção retangular, uma seção I de dimensões (20x10, 10x20, 20x10).

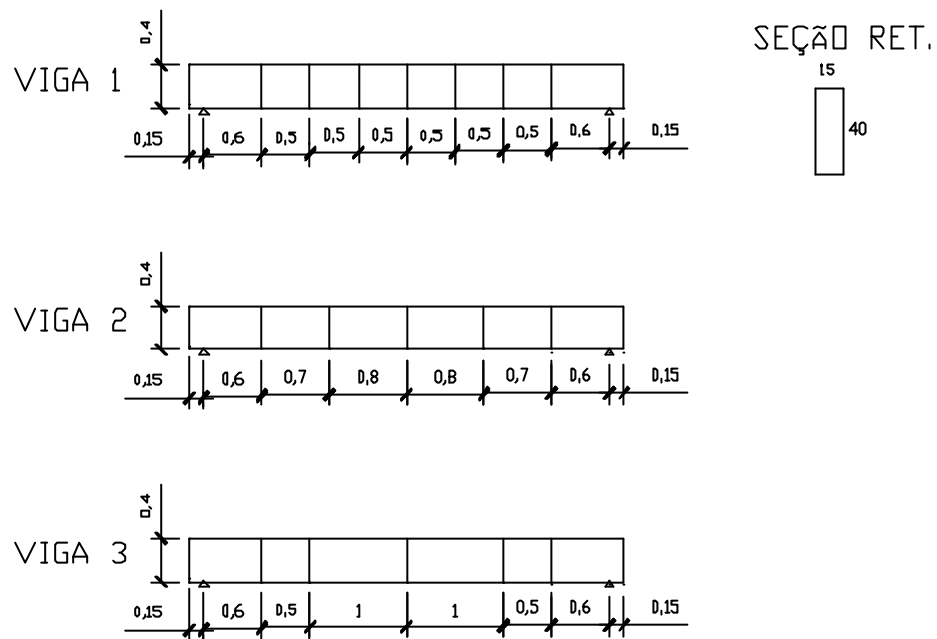


Figura 4.1 – Esquemas estruturais utilizados nas simulações 1, 2, 3 e 4 (vigas ensaiadas).

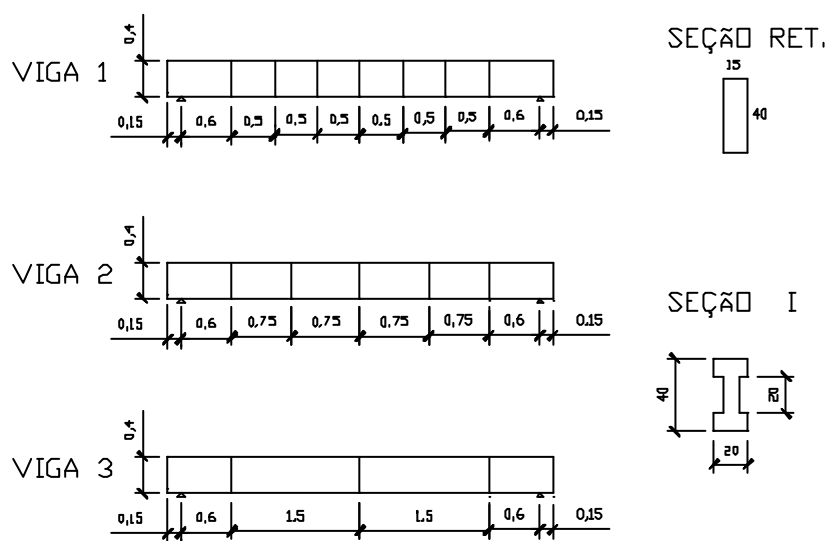


Figura 4.2 – Esquemas estruturais utilizados para as simulações 5, 6, 15 e 16.

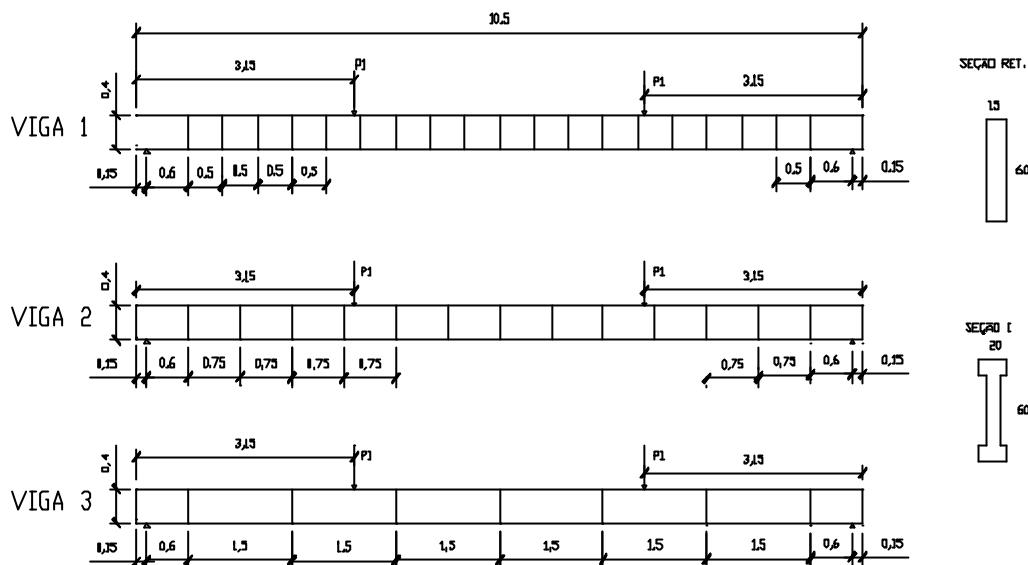


Figura 4.3 – Esquemas estruturais utilizados para as simulações 7, 8 e 9 a 14.

Para uma melhor compreensão da tabela 4.2, faz-se um resumo da mesma:

Simulações 1 e 2: utilizou-se os modelos das vigas ensaiadas por Tavares (2000), para as posições de carga a 1,15m e 1,55m dos apoios respectivamente, sendo considerada uma aderência perfeita.

Simulações 3 e 4: repetiu-se as simulações 1 e 2, mas agora considerando-se a degradação da aderência. Para as simulações 1, 2, 3 e 4 analisamos a seção central.

Simulações 5 e 6: alteramos a relação  $L/h$  original, bem como a posição das cargas concentradas, que passaram a ser a 2,15m dos apoios, bem próximas da junta central, na simulação 5 foi considerada a situação de uma aderência perfeita, e na simulação 6 a degradação da aderência.

Simulações 15 e 16: repetiu-se as simulações 5 e 6, mas agora alteramos a seção de retangular para uma seção I. Para as simulações 5, 6 e 15 analisamos a seção central e para a simulação 16, a seção abaixo da carga concentrada.

Simulações 7 e 8: nestas simulações alteramos o número de aduelas entre cargas com o aumento do comprimento das vigas para 10,50, seções retangulares, posições de carga a 3,15 m dos apoios e análise da seção central, para as situações de aderência perfeita e com degradação da aderência.

Simulações 9 e 10: mantivemos os dados das simulações 7 e 8 mas alteramos a seção para uma seção I.

Simulações 11 e 12: para a simulação 11, mantivemos os dados da simulação 7, com consideração de aderência perfeita, mas analisando neste caso a seção abaixo da carga. Para a simulação 12, mantivemos os dados da simulação 11 mas neste caso com degradação da aderência.

Simulações 13 e 14: nestas simulações analisamos vigas com seções I considerando as situações de aderência perfeita e com degradação de aderência com força de protensão de 50% da força de protensão original e analisando as seções centrais e abaixo das cargas concentradas, respectivamente.

No item 4.1 foram definidas as variáveis cuja influência seria analisada como também as variáveis de saída que seriam utilizadas nesta análise. Apresenta-se na tabela 4.3 os valores destas variáveis para as 16 simulações.

Após, faz-se uma análise detalhada para os diferentes aspectos tratados, procurando sempre destacar a tendência da relação  $L/h$ .

Finalmente, analisou-se também a distribuição de certos parâmetros ao longo das vigas para ressaltar melhor alguns resultados.



Tabela 4.3 - valores das variáveis para as 16 simulações

DADOS DAS VIGAS					RESULTADOS DAS SIMULAÇÕES							
Simul.	Viga	L Viga (m)	L aduela (m)	Seção analisada (m)	Carga Kn (ruptura)	Flecha (mm)	Ab. Junta (mm)	Alt. Ab. Junta (mm)	Ten. Aço (Mpa)	Ten. Conc. (Mpa)	Def. Conc. (% <sub>o</sub> )	Def. Aço (% <sub>o</sub> )
1	V1	4,50	0,50	2,25	115	31,98	2,006	286,390	520	32	3,006	11,015
1	V2	"	0,80	"	"	30,57	2,296	286,130	520	32	3,006	11,015
1	V3	"	1,00	"	"	31,25	2,296	286,130	520	32	3,006	11,015
2	V2	"	0,80	"	83	28,11	2,284	286,101	520	32	2,990	11,000
2	V3	"	1,00	"	"	26,46	2,282	286,094	520	32	2,990	11,001
3	V1	4,50	0,50	2,25	110	39,00	8,980	253,567	430	33	2,771	7,960
3	V2	"	0,80	"	"	42,50	9,001	253,643	430	33	2,770	7,960
3	V3	"	1,00	"	"	43,80	8,861	253,055	430	33	2,770	7,960
4	V2	"	0,80	"	79	26,68	8,850	253,028	430	33	2,760	7,960
4	V3	"	1,00	"	"	24,97	8,850	253,027	430	33	2,760	7,960
5	V1	"	0,50	"	58	11,47	2,531	285,278	514	32	2,791	10,580
5	V2	"	0,75	"	"	10,46	2,510	285,186	514	34	2,770	10,580
5	V3	"	1,50	"	"	11,50	2,502	284,748	512	34	2,701	10,580
6	V1	"	0,50	"	55	10,07	2,633	249,320	430	34	2,378	7,824
6	V2	"	0,75	"	"	9,50	2,606	249,222	430	34	2,372	7,821
6	V3	"	1,50	"	"	10,65	2,579	249,080	430	34	2,364	7,817
7	V1	10,50	0,50	5,25	63	76,87	1,002	484,338	550	35	2,985	12,400
7	V2	"	0,75	"	"	76,08	1,504	484,338	550	35	2,985	12,400
7	V3	"	1,50	"	"	73,39	1,773	484,338	550	35	2,985	12,400
8	V1	10,50	0,75	5,25	62	153,69	3,422	451,614	470	35	2,620	8,320
8	V2	"	1,50	"	"	149,07	3,427	451,651	470	35	2,620	8,320
8	V3	"	1,50	"	"	143,25	3,454	451,858	470	35	2,620	8,320
9	V1	"	0,50	"	66	78,31	1,050	463,218	490	31	3,500	9,085
9	V2	"	0,75	"	"	76,09	1,570	463,218	490	31	3,500	9,085
9	V3	"	1,50	"	"	72,68	1,944	463,218	490	34	3,501	9,085
10	V1	"	0,50	"	62	96,12	1,966	491,067	480	35	2,620	8,997
10	V2	"	0,75	"	"	92,36	1,966	491,092	480	35	2,620	8,997
10	V3	"	1,50	"	"	90,06	1,966	491,237	480	35	2,620	8,996
11	V1	"	0,50	3,15	66	59,41	-	-	315	24	0,799	1,470
11	V2	"	0,75	"	"	57,55	-	-	293	24	0,799	1,470
11	V3	"	1,50	"	"	54,51	-	-	293	24	0,799	1,480
12	V1	"	0,50	3,15	62	71,46	-	-	293	24	0,783	1,470
12	V2	"	0,75	"	"	68,19	-	-	293	24	0,783	1,470
12	V3	"	1,50	"	"	66,31	-	-	293	24	0,783	1,480
13	V1	"	0,50	5,25	66	202,39	2,114	497,549	1065	35	2,071	11,849
13	V2	"	0,75	"	"	190,35	3,171	497,547	1053	35	1,909	10,854
13	V3	"	1,50	"	"	172,16	4,205	497,528	1065	35	2,069	11,837
14	V1	"	0,50	3,15	"	155,26	-	-	1094	29	1,100	4,058
14	V2	"	0,75	"	"	149,71	-	-	1083	29	1,100	4,058
14	V3	"	1,50	"	"	143,98	-	-	1094	29	1,100	4,058
15	V1	4,50	0,50	2,25	122	42,81	2,188	310,330	412	34	3,260	7,910
15	V2	"	0,75	"	"	37,73	2,716	310,330	412	34	3,260	7,910
15	V3	"	1,50	"	"	29,74	2,721	310,330	412	34	3,260	7,910
16	V1	4,50	0,50	1,15	116	17,45	-	-	152	27	0,938	0,859
16	V2	"	0,75	"	"	16,10	-	-	152	27	0,938	0,859
16	V3	"	1,50	"	"	14,01	-	-	152	27	0,938	0,859

Nota-se que a seção analisada nem sempre é a mesma, podendo ser embaixo da carga, no meio do vão ou próximo de uma junta. No caso da junta central procurou-se analisar a situação em que o momento é máximo, e trata-se de uma junta. Na análise da seção embaixo da carga, o motivo é que se trata da seção inicial da área de momentos constantes e é uma seção monolítica, no caso da proximidade de uma junta, procurou-se captar a influência que a proximidade da carga causaria nesta junta.

#### **4.4 - ANÁLISE DAS SIMULAÇÕES**

Na simulação (1) a viga V1 apresentou uma flecha 4% maior do que as vigas V2, que apresentou um valor 2% menor do que o da viga V3. Na análise da abertura das juntas centrais, as vigas V2 e V3 apresentaram o mesmo valor, sendo este 15% maior do que o da viga V1. O concreto e o aço, experimentam deformações de (3‰) e (11‰) respectivamente.

Na simulação (2) que difere da anterior pela posição da carga, a viga V2 apresentou uma flecha 6% maior do que a viga V3. Variáveis como aberturas da junta centrais, alturas de abertura da juntas centrais, deformações últimas do concreto e do aço não apresentam variações significativas.

A simulação (3) levou em consideração a degradação de aderência entre aço e concreto. A viga V2 apresentou uma flecha 9% maior do que a viga V1 e, a viga V3 apresentou um valor 3% maior do que o da viga V2. Na análise da abertura das juntas centrais, e das alturas das aberturas das juntas centrais, as vigas V1, V2 e V3 apresentaram o mesmo valor. Considerando esta simulação, nota-se só uma maior deflexão da viga V3 para igual nível de carregamento.

A simulação (4) tem como na simulação (2) a carga aplicada a 1,55 m do apoio. Neste caso a viga V2 apresentou uma flecha 6% maior do que a viga V3. Não foi considerada esta posição de carga para o esquema V1 porque não foi ensaiado este caso.

Nesta análise, nota-se que para as mesmas condições de aderência, o fator que provoca uma variação significativa é a posição da carga em relação ao apoio,

estando o comportamento da viga governado pelo nível de solicitação nas seções. A seguir apresenta-se na tabela 4.4 um resumo comparativo dos resultados da tese experimental de Tavares (2000) e do Programa Carpe.

Tabela 4.4 - Resumo comparativo dos resultados experimentais de Tavares (2000) e o Programa Carpe.

Programa Carpe - ADERENCIA PERFEITA					
VIGA	V1	V2		V3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	116	116	83	116	83
Flecha max. (mm)	31,98	30,57	28,11	31,25	26,46
Abertura da junta central (mm)	2,006	2,296	2,284	2,296	2,282
Programa Carpe - DEGRADAÇÃO DA ADERENCIA					
VIGA	V1	V2		V3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	110	110	77	107	79
Flecha max. (mm)	39,00	42,50	26,68	43,10	24,97
Abertura da junta central (mm)	8,980	9,000	8,850	8,860	8,850
EXPERIMENTAL					
VIGA	V1	V2		A3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	88	80	84	135	83
Flecha max. (mm)	64,00	55,00	32,00	29,00	25,00
Abertura da junta central (mm)	2,700	2,400	2,100	3,400	4,200

Os valores desta tabela mostram um desvio entre os resultados seja comparando os diferentes esquemas; seja comparando experimental e teórico. Não é possível definir com certeza a tendência do comportamento em relação ao quociente L/h. Se na campanha experimental pode ser observada uma maior flexibilidade em função da relação L/h, os valores de carga não são totalmente condizentes com isso. Isto é, não mostram a mesma tendência do que as flechas. Contudo, este fato se explica por tratar-se de uma análise na ruptura onde se efetuam medições de valores de tensões que se aproximam dos valores máximos, estando o material na eminência de perda de capacidade portante.

Nas simulações (5) e (6) foi alterado o comprimento das aduelas, e as cargas concentradas foram posicionadas bem próximas da junta central. Neste esquema a relação L/h não demonstrou também uma influência notável. A viga V2 foi a que apresentou a menor flecha, sendo esta 5% menor que a flecha da viga V1 e 11% menor que a flecha da viga V3. Em relação à abertura da junta central a viga V1 foi a

que apresentou maior abertura, e a viga V3 menor abertura, sendo a variação entre as vigas de aproximadamente 1%, o mesmo ocorrendo em relação à altura da abertura da junta central.

Pelos resultados das simulações 1, 2, 3, 4, 5 e 6, verifica-se que para as posições de aplicação das cargas concentradas mais afastada dos apoios consegue-se resultados mais de acordo com o esperado, ou seja, as vigas com menores relações L/h (maior número de aduelas) apresentam maiores flechas.

Nas simulações (7) e (8) onde se considera um comprimento de 10,50m, o número de aduelas na área de momento constante foi alterado, mantendo-se a relação L/h anterior. Neste esquema, as aduelas são praticamente todas do mesmo tamanho, evidenciando mais a noção de relação L/h. Os resultados destas simulações demonstram a influência da relação L/h. A viga V1 apresentou uma flecha 3% maior do que a da viga V2 que por sua vez, apresentou uma flecha 3,5% maior do que a da viga V3. Em relação à abertura da junta central, a diferença foi de 1,5% entre as vigas, sendo que a viga V3 foi a que apresentou a maior abertura. Verifica-se a influência da degradação da aderência, chegando-se a valores para as flechas com aproximadamente o dobro do valor.

O comportamento das vigas V1, V2 e V3 coincide bastante com o esperado. Por um lado, observa-se uma certa coerência nos valores das flechas que mostram uma maior flexibilidade para a viga com maior número de aduelas. Também é coerente a abertura da viga V3 ser maior do que a das outras. De fato ocorre uma concentração na junta central dos valores que se distribuem menos quando o número de aduelas é menor.

Adotou-se para as simulações (9), (10), (11), e (12) uma seção I com rigidez equivalente à da seção retangular das simulações (7) e (8), analisando-se nas simulações (9) e (10) a seção central e nas simulações (11) e (12) a seção abaixo da carga (seção monolítica).

Nas simulações (9) e (10) as flechas tiveram valores diferenciados, sendo a viga V1 apresentou valor 2,5% maior do que a da viga V2 que por sua vez apresentou uma

flecha 5% maior do que a da viga V3. Nas simulações (11) e (12), os valores tiveram uma diferença da ordem de 5% nos dois casos. Observamos que em relação à simulação 8 (seção retangular), a simulação 10 (seção I), (ambas com degradação da aderência), apresentou uma melhor capacidade resistente, com as flechas e aberturas das juntas centrais apresentando valores 35% e 40% menores respectivamente. Em relação às simulações 7 (aderência perfeita) e 8 (degradação da aderência), tivemos nesta última valores aproximadamente 100% maiores. Em relação à abertura das juntas centrais os valores também apresentaram diferenças da mesma ordem. Neste caso também os resultados seguem os padrões esperados. Em termo de capacidade portante, as vigas com aderência perfeita se mostraram mais resistente devido a redistribuição de esforços que proporciona a transferência de tensões entre concreto e aço

As simulações (13) e (14) consideram uma alteração de 50% (565 KN) do valor anterior no nível de protensão. Foram analisadas a seção central e a seção embaixo da carga considerando nos dois casos uma aderência perfeita. Nas duas simulações o valor da flecha máxima da viga V1 foi superior em 12% ao da viga V2 e, a da viga V2, 25% maior do que a flecha máxima da viga V3. Valores estes bem superiores aos da simulação com o nível de protensão anterior (1130 KN). Verifica-se a influência do nível de protensão que ocasionou uma diferença bem maior nos valores das flechas. Observa-se que o baixo nível de protensão acentua o comportamento de viga, podendo se afirmar que exerce uma influência direta na relação L/h visto que, em termos comparativos, as simulações 9 e 13 bem como as simulações 11 e 14 apresentam para as flechas nas vigas V1, V2 e V3 uma variação aproximadamente igual a 160% para uma variação da força de protensão de 100%.

As simulações (15) e (16) consideram a seção I com um comprimento de 4,50 m e mantendo as mesmas relações da simulação 5 e, analisando tanto a seção central como a seção embaixo da carga. Em relação às flechas a viga V1 apresentou um valor 13% superior ao da viga V2, que por sua vez apresentou um valor 12% superior ao da viga V3. Verifica-se, portanto que para esta dimensão de viga os valores para as vigas de seção retangular e de seção I apresentam valores totalmente distintos, neste caso demonstrando sofrer influência da relação L/h.

Finalmente, vale ressaltar que muitas outras considerações poderiam ser feitas com o grande volume de informações que proporcionam as simulações numéricas. Neste sentido, apresenta-se um anexo com um conjunto de gráficos ilustrando diferentes aspectos da análise. Entretanto, mostra-se a seguir o que acontece com a distribuição das tensões e deformações do concreto ao longo da viga de 4,5 m. Na figura 4.4 a seção central exibe, na última etapa, uma perda de capacidade portante e apresenta valores de tensão abaixo do valor da seção situada a 1,25 m do apoio enquanto sua deformação (figura 4.5) é maior do que a deformação da mesma seção.

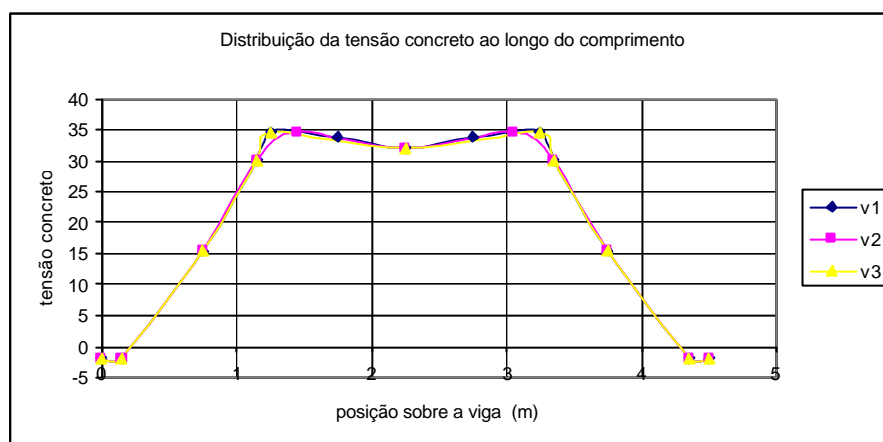


Figura 4.4 – Distribuição de tensão ao longo do comprimento

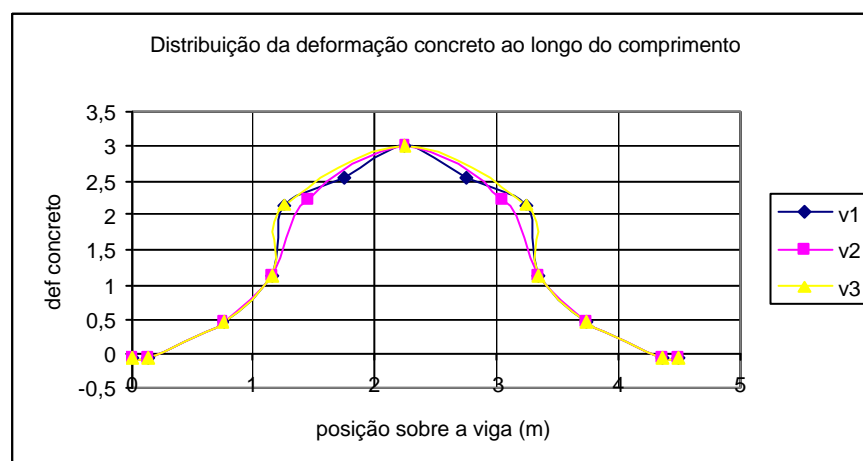


Figura 4.5 – Distribuição da deformação ao longo do comprimento

A primeira vista, este fato causa estranheza, porem decorre da redistribuição de esforços entre os materiais.

# CAPITULO 5

## CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1 – CONCLUSÕES

Nesta análise, procurou-se estabelecer uma relação direta entre o comportamento de uma aduela e a variação da relação  $L/h$  das aduelas da mesma. De uma maneira geral, o algoritmo utilizado mostrou-se bastante sensível à variação de certos parâmetros. As curvas carga-flecha mostram a tendência da viga com maior número de aduelas a ser mais flexível. Porém nem as diferenças dos valores, nem a distribuição dos parâmetros de controle como: tensão e deformação do concreto, aberturas de juntas, altura de penetração das aberturas de juntas mostram, de maneira sistemática e clara esta tendência. Diante desta situação, julgou-se oportuno fazer algumas considerações em função da análise que foi feita.

O conjunto de resultados apresentados nesta seção de análise das simulações corresponde à etapa de carga próxima a ruptura das vigas. Em termo de simulações numéricas, corresponde ao momento quando uma seção não mais pode ser equilibrada no processo incremental iterativo. Na definição das seções a serem analisadas, escolheu-se a junta central e a seção debaixo da carga variável por elas se apresentarem como as mais críticas. Infelizmente, elas mascaram também certos resultados. Espera-se que para valores de flechas diferentes em uma seção, tenha-se valor diferente de tensão no concreto. Porém não ocorre assim na ruptura. De fato, após atingir a tensão máxima, a seção mais solicitada começa a redistribuir esforço, carregando as seções próximas, aliviando o nível de tensão apesar de continuar se deformando. Com o crescimento da carga variável, seções diferentes vão tomando este caminho sucessivamente até uma chegar a deformação máxima permitida pela lei de comportamento, momento no qual o algoritmo acusa a ruptura da viga. Por esta razão, a análise da curva tensão-deformação na diferentes seções é praticamente a mesma.

As aduelas dos ensaios têm comprimento inferior ou igual a 1 m para uma viga relativamente curta (4,5 m) e ainda protendida. A princípio o comportamento destas aduelas se aproxima mais do comportamento de um bloco do que o de uma viga e isso levar a crer que elas se deslocam como um corpo rígido concentrando as deformações nas extremidades das aduelas que neste caso coincidem com as juntas. Isso motivou a definição dos esquemas adotados para as simulações de (7) a (14) na tentativa de criar condições para evidenciar o possível comportamento de viga das aduelas, o qual, ao que parece depende da flexibilidade global da viga.

A posição da carga foi tratada como uma variável da análise. Porém, seu papel não é intrínseco às dimensões da viga, visto que afeta principalmente o nível de solitação nas seções. Para posições mais próximas ao centro, tem-se mais concentração dos esforços nas seções centrais, o que conduz a uma ruptura para valores de carga mais baixa. A simulação (2) mostra bem isso.

O nível de protensão contribui bastante na rigidez da viga e por isso se observam variações bastante significativas dos parâmetros de controle quando o nível de protensão é reduzido. Observa-se através das análises das simulações 9 e 13 (junta central) e 11 e 14 (seção abaixo da carga) que o nível de protensão afeta o comportamento das aduelas pois, para uma variação da força de protensão de 100%, tem-se uma variação de aproximadamente 160% no valor da flecha, tanto para as situações de aderência perfeita como para com degradação da aderência.

As simulações que incluíram degradação da aderência concreto-aço para um comprimento de 10,50 m mostraram um comportamento bastante próximo do esperado, ou seja, maior flexibilidade para vigas com maior número de aduelas, além de mostrar maior abertura de fissuras na seção central das vigas com aduelas mais longas.

Os estudos teóricos nos quais se baseia o algoritmo utilizado neste trabalho mostram a possibilidade de ocorrer um comportamento de viga no interior das aduelas em função do fenômeno de aderência, o qual provoca uma redistribuição de tensões no aço e no concreto.



De uma forma geral, foi possível observar que o programa CARPE mostrou bastante sensibilidade para reproduzir as peculiaridades dos diferentes esquemas de simulação que foram adotados.

Um aspecto que pode ser considerado como uma séria limitação para uma análise até a ruptura é o fato do programa utilizar um algoritmo com controle de força. Isso influencia o comportamento principalmente quando o processo se aproxima da carga máxima, quando pequenos incrementos da força correspondem a grandes incrementos dos deslocamentos e quando se instala um possível processo de fissuração com a conseqüente degradação da aderência aço-concreto. Tal processo só aparece com a descompressão das aduelas, condição importante na flexão da viga.

## **5.2 – SUGESTÕES**

Este trabalho sofreu varias modificações durante o seu desenvolvimento. Algumas das idéias iniciais que infelizmente não conseguimos desenvolver, poderiam contribuir para esclarecer melhor certos aspectos. O problema de aderência seria tratado através da resolução de um sistema de 4 equações envolvendo o equilíbrio transversal da seção, a condição de momento nulo em relação ao centro de gravidade, o equilíbrio da barra de aço em relação a tensão de aderência e deformação relativa entre os dois materiais. Tal desenvolvimento permite, teoricamente, graficar as distribuições das tensões de aderência, das tensões do aço e do concreto ao longo da aduela além de propiciar uma comparação com os algoritmos já conhecidos.

Nas diversas discussões ocorridas durante este trabalho sentiu-se a falta de um modelo teórico capaz de estabelecer sejam os limites de flexibilidade das aduelas, sejam os limites de flexibilidade da viga em si, globalmente. Portanto seria interessante desenvolver alguma pesquisa neste sentido para obter o embasamento necessário a compreensão dos resultados das simulações numéricas.

A utilização pelo programa de um algoritmo com controle de deslocamentos, o que possibilitará uma melhor análise na ruptura, quando se instala um possível processo de fissuração e degradação da aderência aço-concreto.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

**Abrams**, D. A., 'Readers Write: Section, "Civil Engineering, V 21, No. 6, June 1951, Pp. 51-52.

**Abrams**, D. A., "Test Of Bond Between Concrete And Steel," Engineering Experiment Station, Bulletin No. 71, University Of Illinois, Champaign, 1913.

**Aci Committee 318**, "Building Code Requirements For Reinforced Concrete (Aci 318-63)," American Concrete Institute, Detroit, 1963, 144 Pp. [

**Aci Committee 318**, "Building Code Requirements For Reinforced Concrete (Aci 318-71)," American Concrete Institute, Detroit, 1971, 78 Pp.

**Aci Committee 318**, "Building Code Requirements For Reinforced Concrete And Commentary (Aci 318-89/Aci 318r-89)," American Concrete Institute, Detroit, 1989, 353 Pp. **Ciampi**, V., **Eligehausen**, R., **Popov**, E.P. And **Beetero**, V.V., "Analytical Model For Concrete Anchorage Of Reinforcing Bars Under Generalized Excitation" Report No. Ucb/Eerc 82-23, Univ. Of California, Berkeley, Clifornia, 1982.

**Désir**, Jean Marie (1993) - Análise Não Linear Do Comportamento Até A Ruptura De Vigas Com Protensão Externa – Tese De Mestrado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (1993)

**Désir**, Jean Marie (1998) – Interface Aço-Concreto: Reformulando Os Modelos Constitutivo E Numérico – Tese De Doutorado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (1998)

**Eligehausen**, R., **Popov**, E. P. And **Bertero**, V. V., "Local Bond Stress-Slip Relationship Of Deformed Bars Under Generalized Excitations", Repot No. Ucb/Eerc 83-23, Univ. Of California, Berkeley, California, 1983.

**Fergusson**, Pm, Bond-Stressöthe State Of The Art, Aci Journal 1966; (November):1161-88.

**Menezes**, Fernando A.Fo. e . **El Debs**, Ana L.C. "Interface aço-Concreto: Análise dos Parâmetros do Contato e sua Influência na Simulação Via MEF". – Esc. De Eng. São Carlos –USP.

**Giuriani**, E. – Le Curvature Di Travi In Cement Armato Tenso E Presso-Inflesse Nel Primo E Second Stadio – Politécnico Di Milano, Studi E Ricerche, V.1, Bergamo, Ed., Italie (1979).

**Giuriani**, E - Experimental Investigation On The Bond-Slip Of Deformed Bars In Concrete In: Colloquium: Advanced Mechanics Of R.C., Delft, Hollande (1981).

**Hawkins**, N. L., Lin, I. And Ueda, N. M., "Anchorage Of Reinforcing Bars For Seismic Forces", Aci Journal 84 (5) (Sept. – Oct. 1987).

**Homayoun H.Abrishami, Denis Mitchell**, "Simulation Of Uniform Bond Stress". Aci Materials Journal- March/April- 1992

**Homayoun H.Abrishami, Denis Mitchell**, "Analysis Of Bond Stress Distribution In Pull-Out Specimens". Journal Of Structural Engineering - March- 1996.

**Keser**, M. And **Melhorn**, G., "Finite Element Models For Bond Problems", ASCE Journal O Structural Engineering 113(10)(Oct. 1987)2160-2173.

**Kurz**, W.: Ein mechanisches Modell zur Beschreibung des Verbundes zwischen Stahl und Beton. Dissertation TH Darmstadt, 1996

**Lahnert**,B., **Houde**, J. And **Gerstle**, K. H., "Direct Measurement Of Slip Between Steel And Concrete", Aci Journal 83(6) (Nov. – Dec. 1986) 974-982.

**Lundgren** Karin, **Gustavson** Rikard and **Magnusson** Jonas - .Bond in Concrete. from research to standards. 2002, Budapest.

**Leonhardt**, I. F. – Hormigon Pretensado Inst. Eduardo Torroja De La Construcción Y Del Cimento. Madrid, 1967.

**Leonhardt**, I. F – e **Monning**, E – Construções de Concreto – vol 1 - 1977

**Lima JR**, L.J.- Análise Não-Linear de Vigas Contínuas Protendidas: A Protensão Interna no Programa Carpe. Tese de Mestrado – Univ. de Brasília, 1999.

**Lutz**, La, **Gergely**, P. "Mechanics Of Bond And Slip Of Deformed Bars In Concrete", Aci Journal 1967;64(11):711-721.

**MacGregor** R.J.G., **Kreger** M.E. and **Breen** J.E. " Strenght and Ductility of Tree-Span Externally Pos-Tensioned Segmental Box Guider Bridge Model" – ACSP –120. External Prestressing in Bridges. Detroit, 1990, pp. 315-338

**Martins**, P.C.R. – Modélisation Du Comportement Jusqu'à La Rupture En Flexion De Poutres En Béton À Précontrainte Extérieure Ou Mixte - D.Sc. Thesis, Ecole Centrale Paris, France (1989). [22]

**M. Keuser, G. Melhorn**, "Finite Element Models For Bond Problems", Journal Of Structural Engineering, Vol. 113, No. 10, Oct. 1987, Pp. 21865.

**Aurich** Mauren, **Campos** Américo Filho

**Manfredi Gaetano, Pecce Marisa**, " Behaviour Of Bond Between Concrete And Steel In A Large Post-Yielding Field". Materials And Structures, Vol.29,October 1996, Pp 506-513.

- Pfeil**, Walter – Concreto Protendido) Liv. Téc. E Cient. Ed. S.A. Rio De Janeiro, 1980.
- Nguyen** Viet Tue e Krumbach Robert (1998), “ Bond Behaviour Between The Newly Developed Reinforcing Steel and HPC”.
- Riva**, P. And, **Plizzari**, G., “Modelling Steel-Concrete Interaction Using Rebar Elements In Nolinear Finite Element Analysis”, “Bond In Concrete”, Proceedings Of The International Conference On Bond In Concrete, Riga, Latvia, Oct. 1992, Pp.12/44-53.
- Rehm**, G. “Urber Die Grundlagen Des Verbundes Zwinschen Stahl Und Beton”. Dafs 1961;138:59, apoud **Leonhardt**, I. F – e **Monning**, E – Construções de Concreto – vol 1 - 1977
- Rokugo**, K. And **Konayagi**, W., “Role Of Compressive Fracture Energy Of Concrete On The Failure Behaviour Of Reinforced Concrete Beams”, In “Application Of Fracture Mechanics To Reinforced Concrete”, A. Carpinteri, Ed. (Elsevier Applied Science, Oct. 1990) Pp. 437-464.
- Shina**, H., **Chou**, L. L. And **Okamura**, H., ‘Micro And Macro Model For Bond In Reinforced Concrete’, Journal Of The Faculty Of Engineering, University Of Tokyo 39 (2) (1987) 133-194.
- Stoker**, Mf, **Sozen** Ma. Investigations Of Prestressed R.C. For Highway Bridges. Part V: Bond Characteristics Of Prestressed Strand. Eng Exp Station, Bulletin 503, University Of Illinois 1970.
- Tam** A. and **Pannell** F. N., “ The ultimate Momente of Resistance of Unbonded Partially Prestressed Reforced Concrete Beams” . Magazine of Concrete Research, vol. 28, no. 97, Dec. 76, pp. 203-208
- Tavares**, Maria Elizabeth Da Nóbrega - Estudo Experimental De Vigas De Concreto Protendido - Influência Da Variação Da Aderência Aço-Concreto. Tese De Doutorado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (2000).
- Tepfers**, R.: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices of Deformed Bar. Report 73.2, pp. 328, Chalmers University of Technology, Göteburg, 1973
- Tepfers** R. Bond Stress Along Lapped Reinforcing Bar. Magazine Of Concrete Research 1980;31(106):135-42.

**Veríssimo**, G. S., **Kléos**, M.L. “Fundamentos Do Concreto Protendido” – 4ª. Ed. - Ufmg (1996).

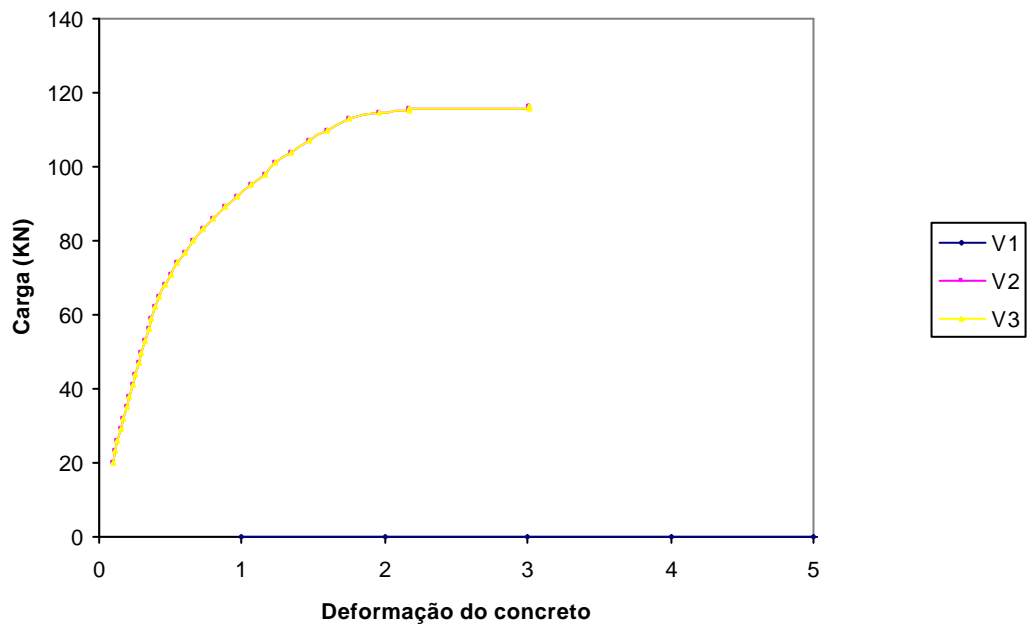
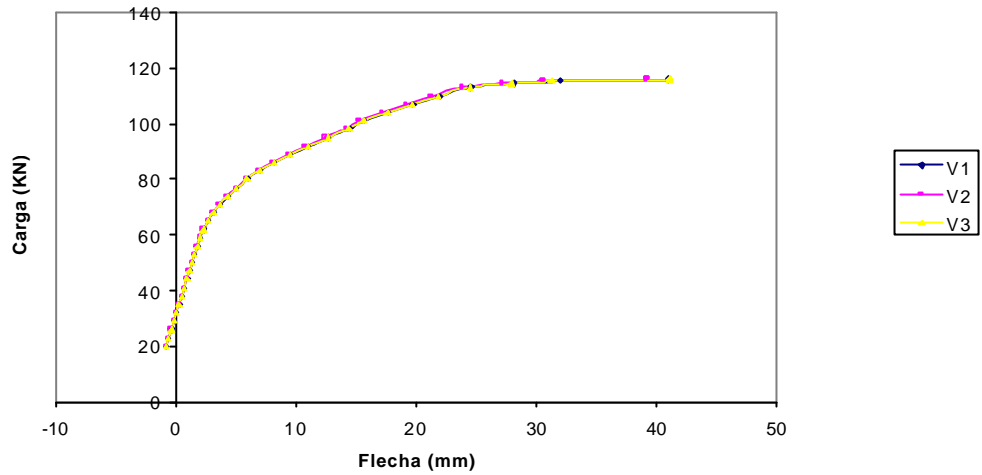
**Windisch** A. (1985) - “A modified pull-out test and a new evaluation methods for a more real local bond slips relationship” . Matériaux et Constructions, apoud **Désir**, Jean Marie (1998) – Interface Aço-Concreto: Reformulando Os Modelos Constitutivo E Numérico – Tese De Doutorado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (1993).

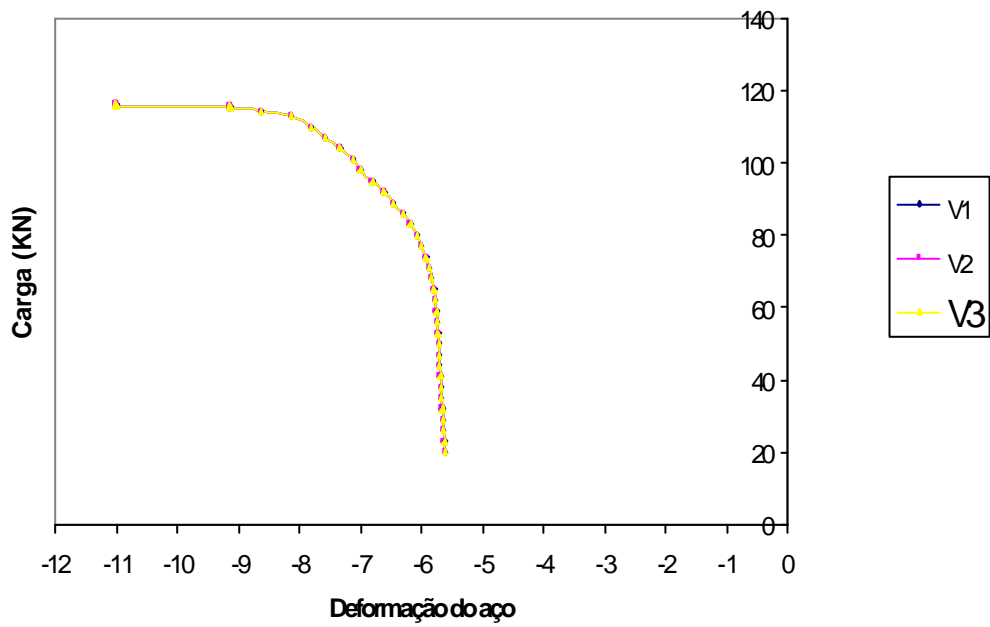
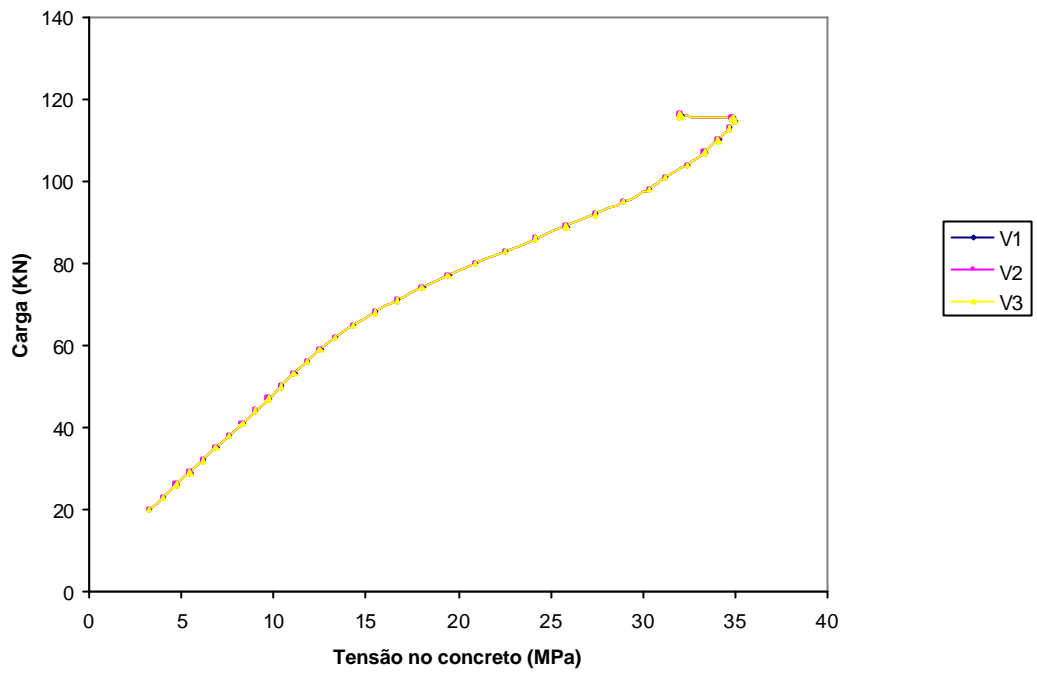
## ANEXO

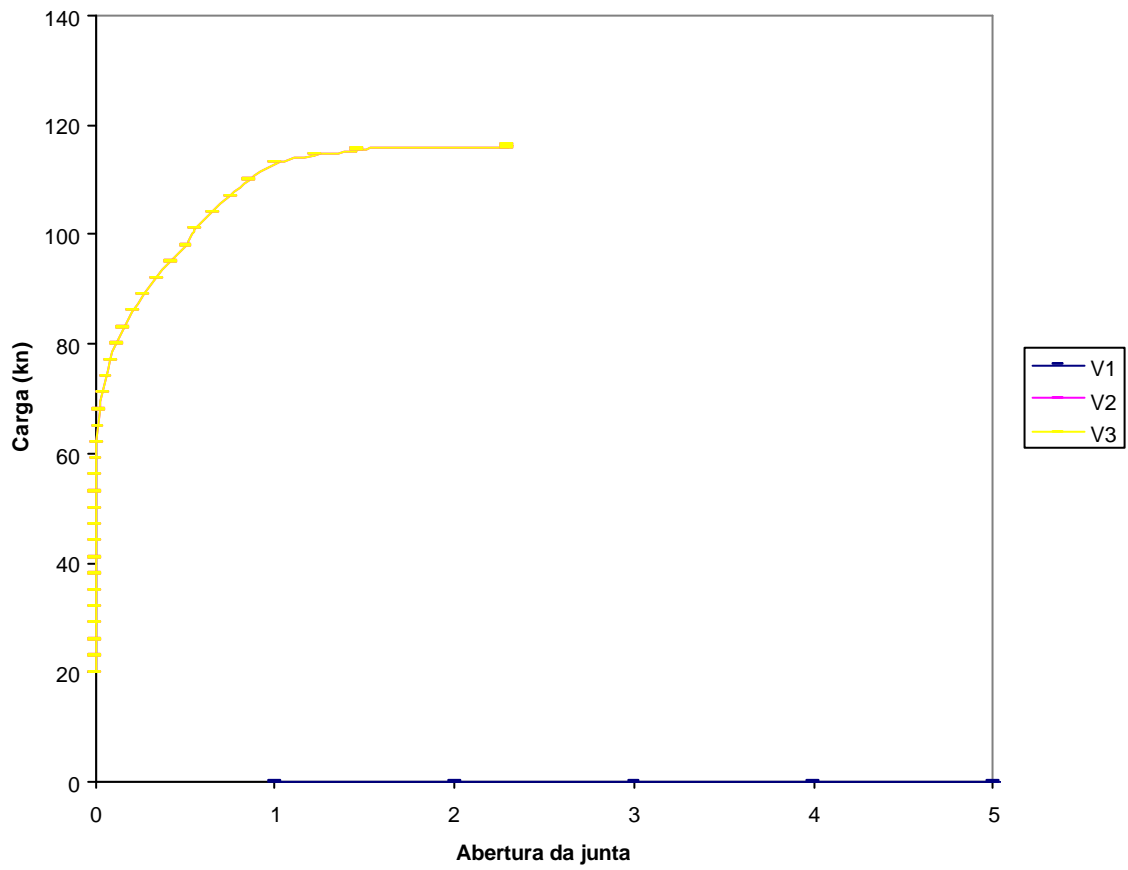
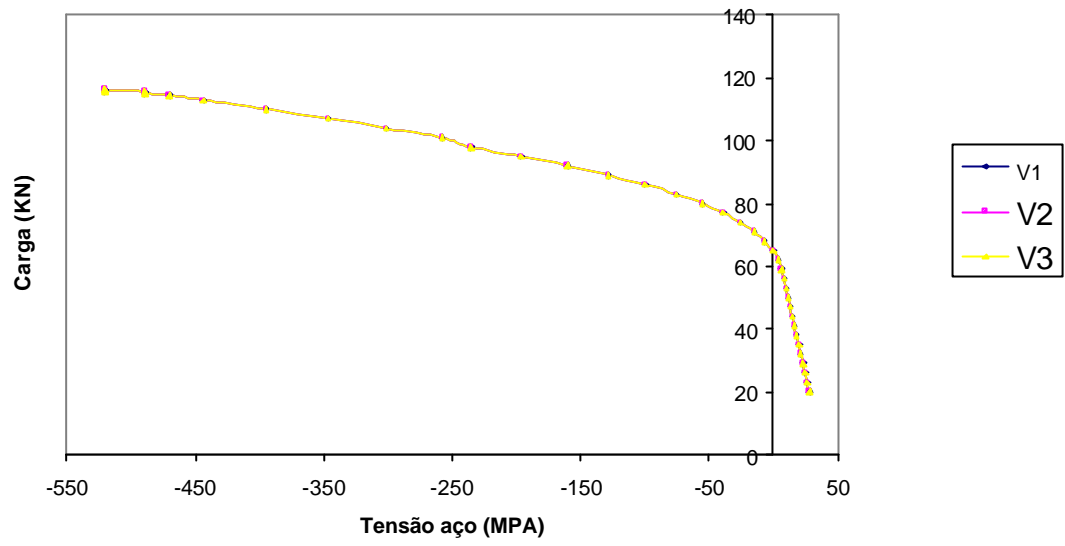
Apresenta-se abaixo os gráficos referentes às simulações 1, 2, 3, 4, 15 e 16.

Tensões (mPa), Cargas (kN), Flechas/abertura de juntas (mm), Deformações (‰)

### SIMULAÇÃO 1

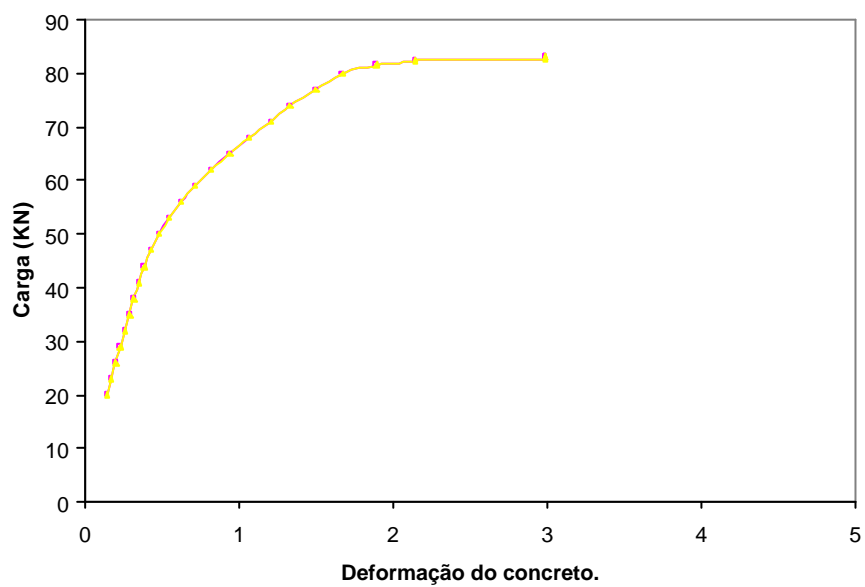
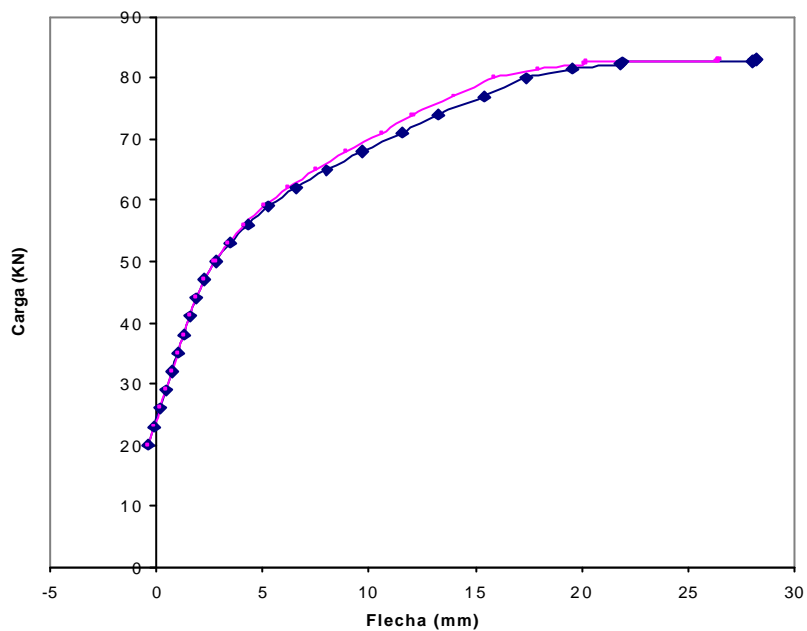


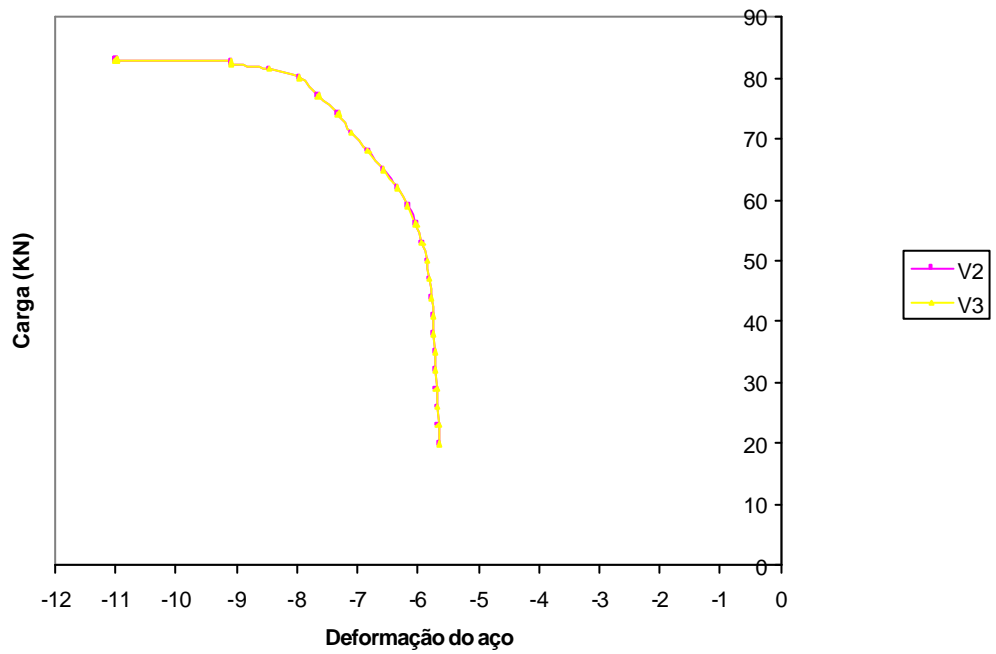
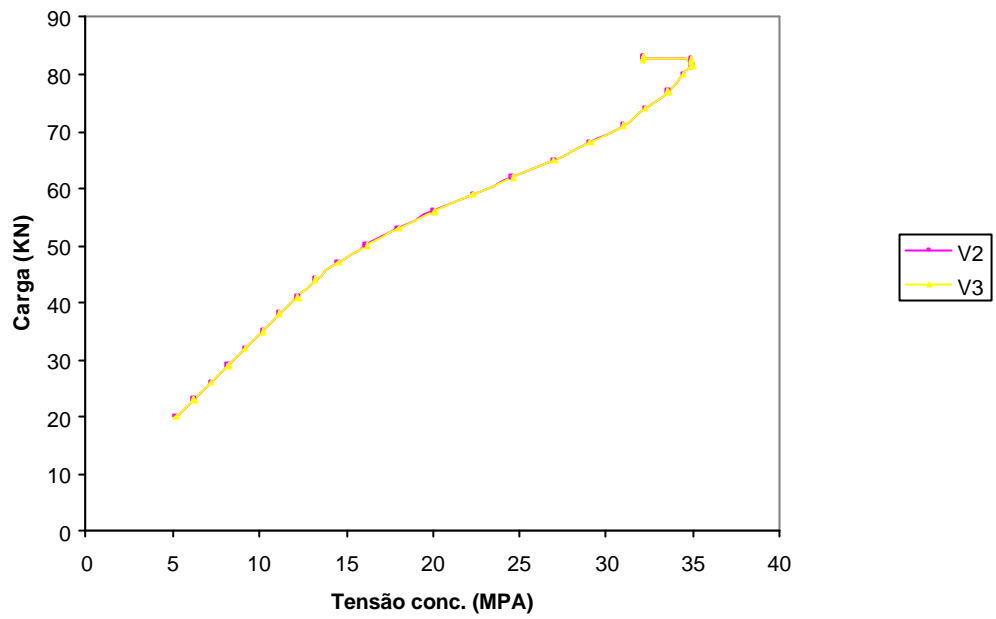


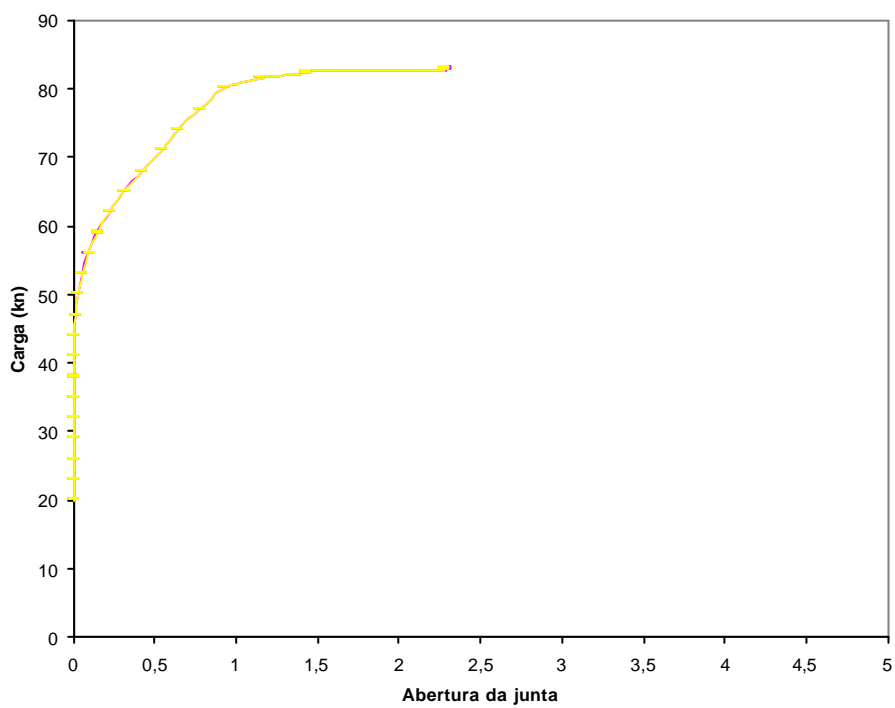
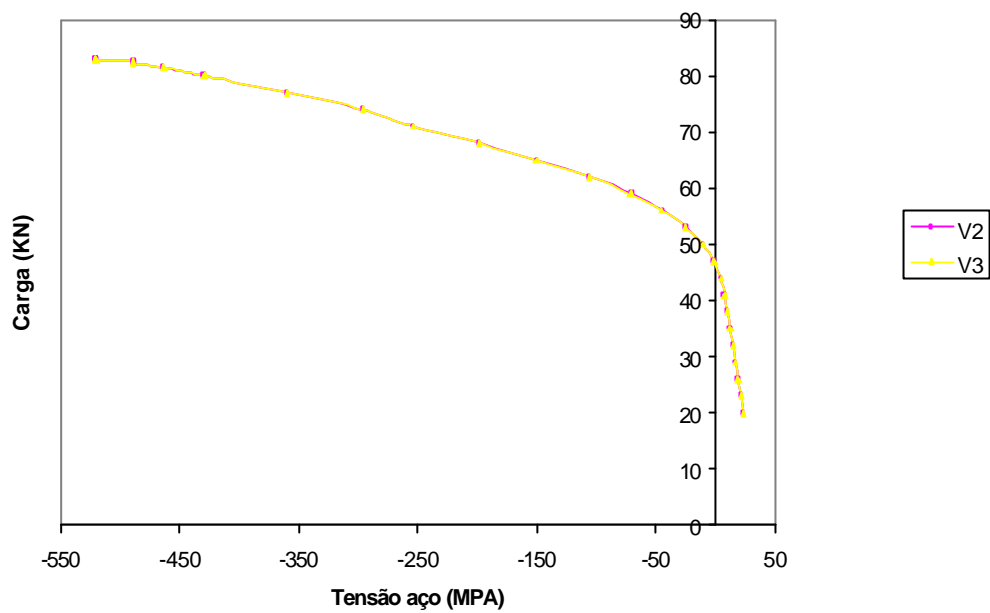




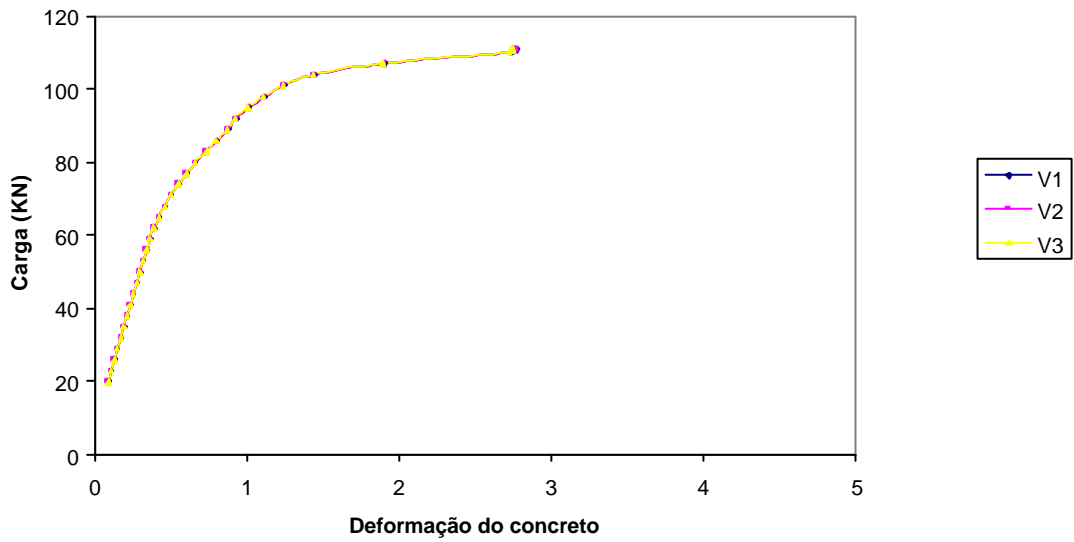
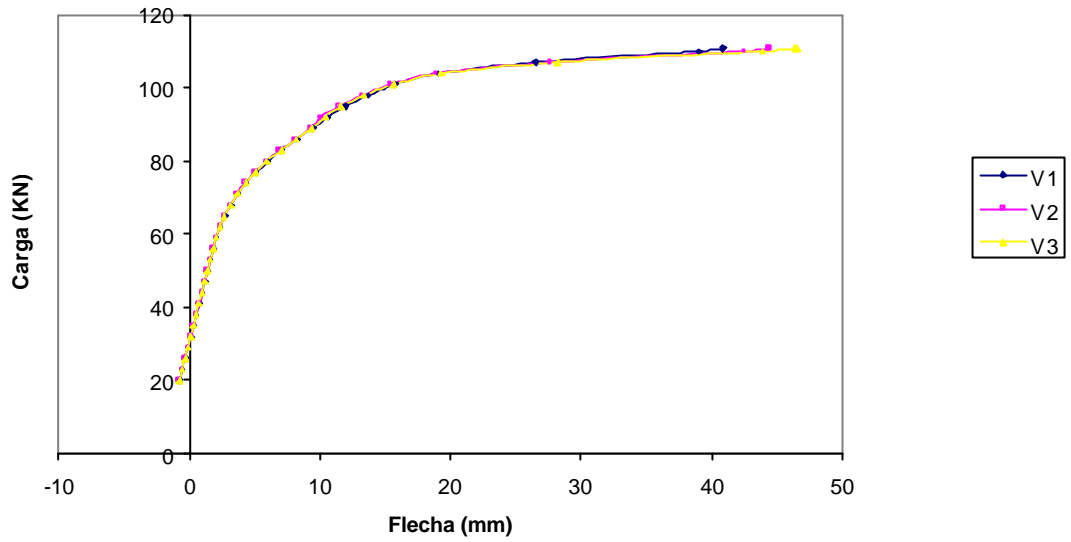
## SIMULAÇÃO 2

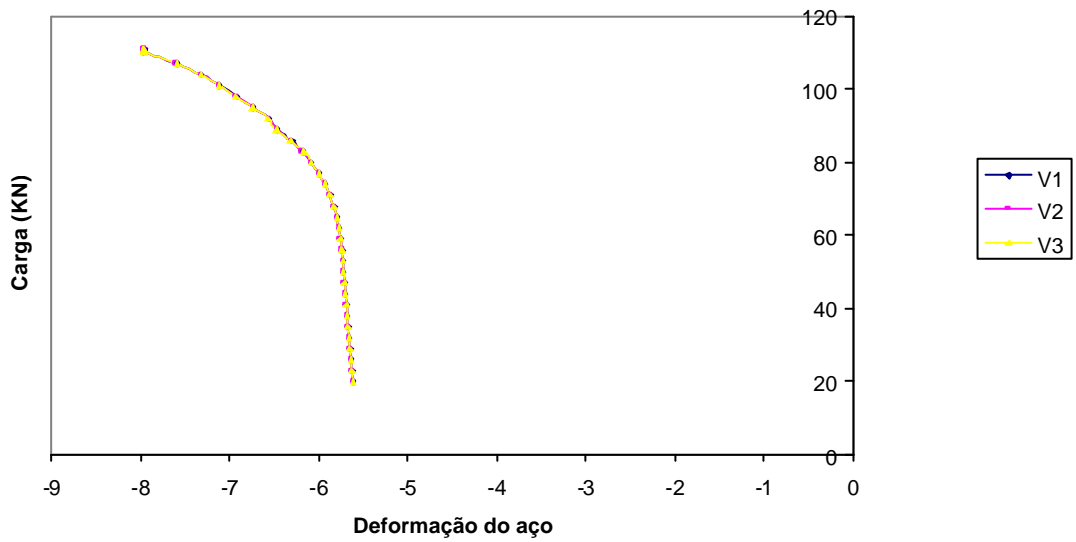
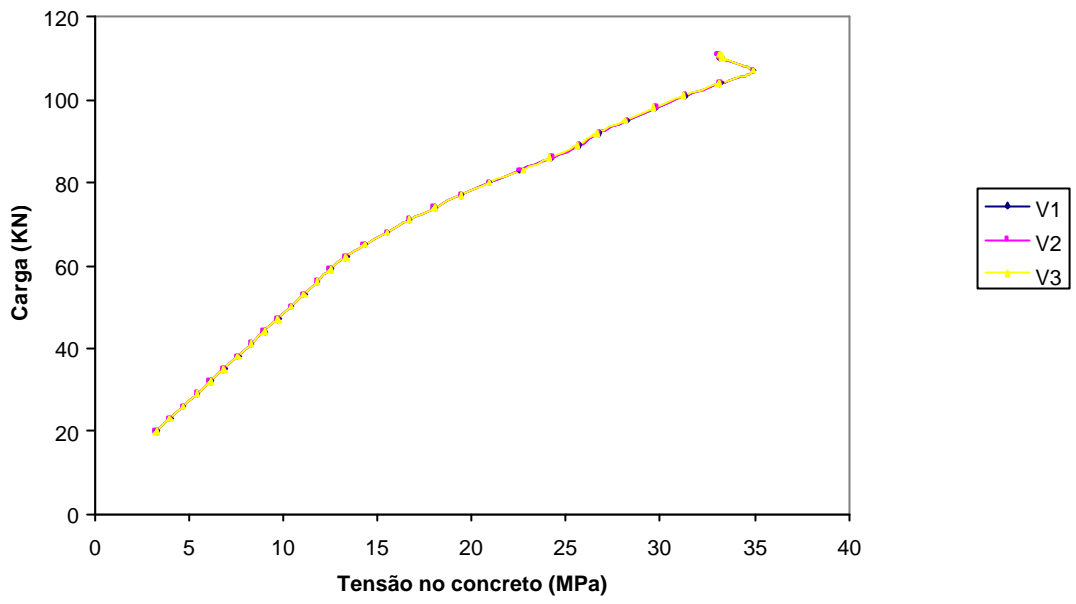


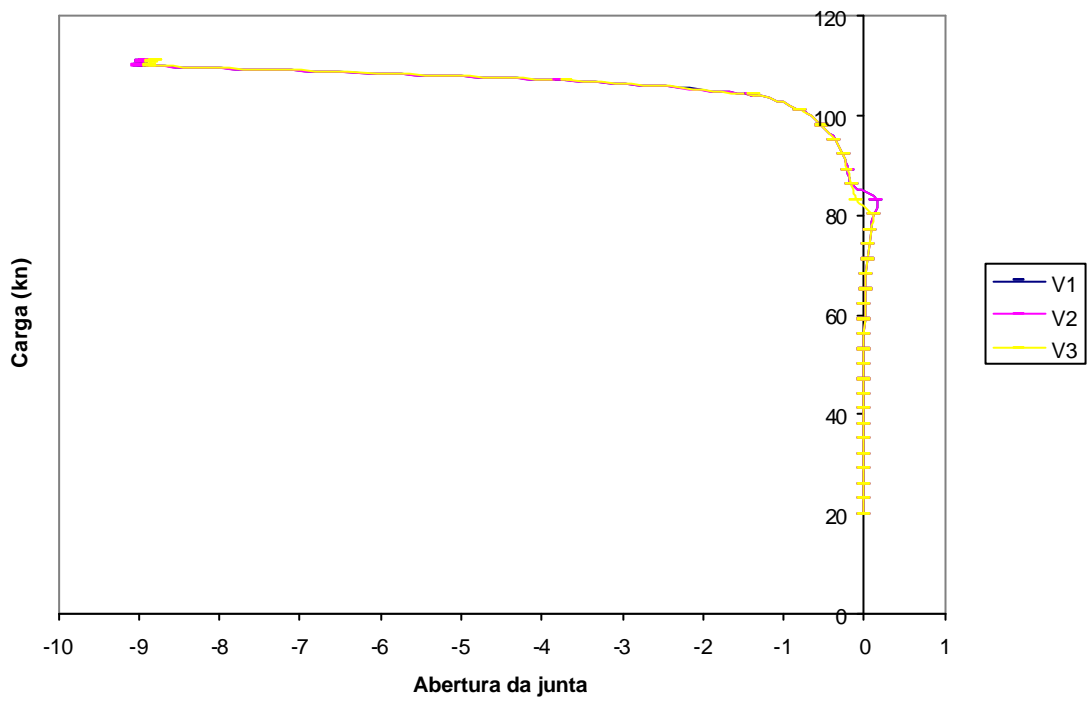
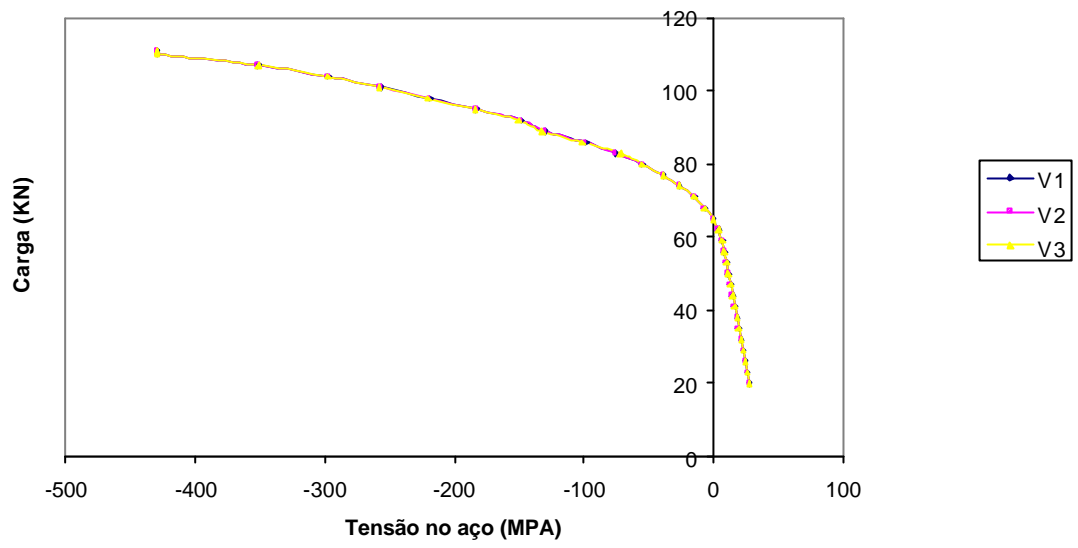




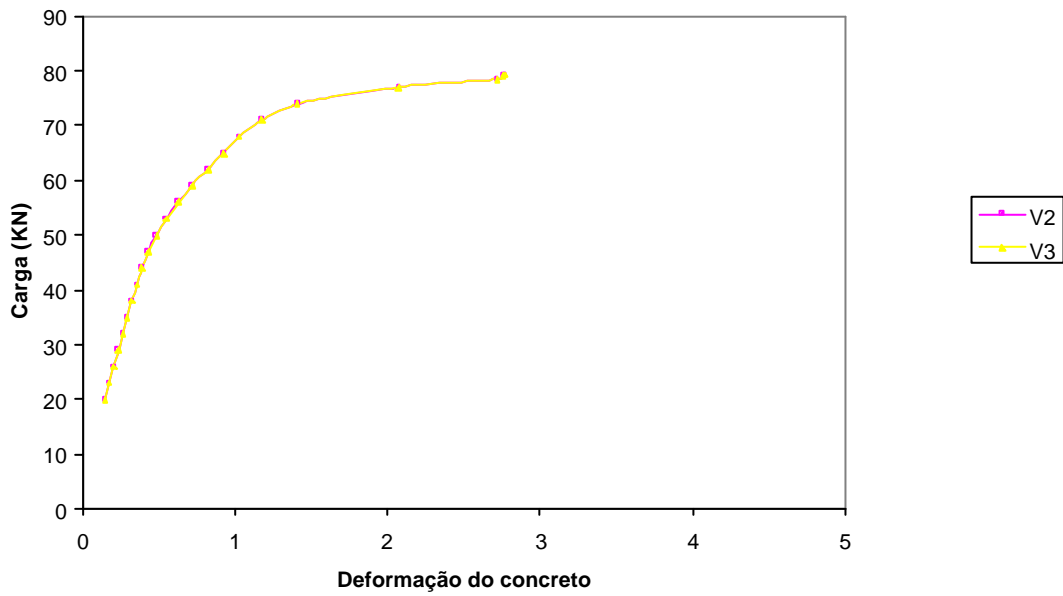
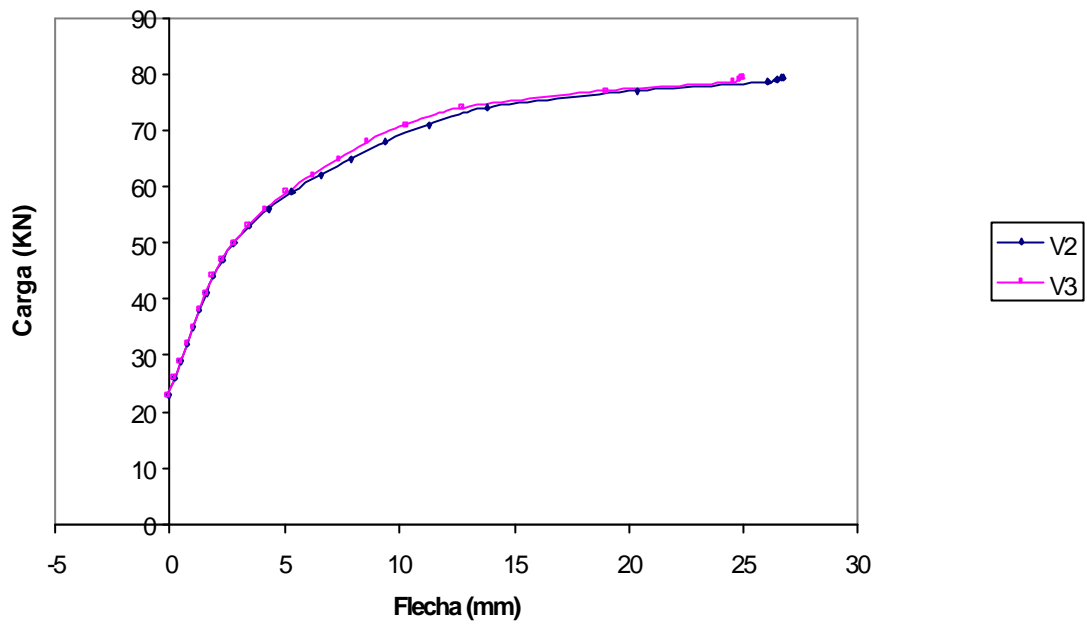
### SIMULAÇÃO 3

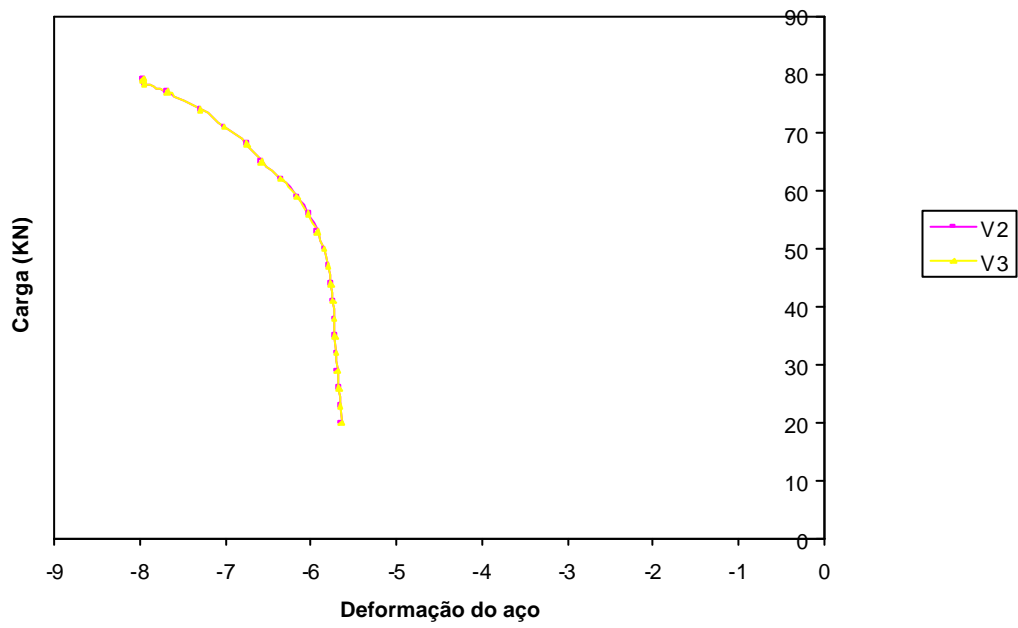
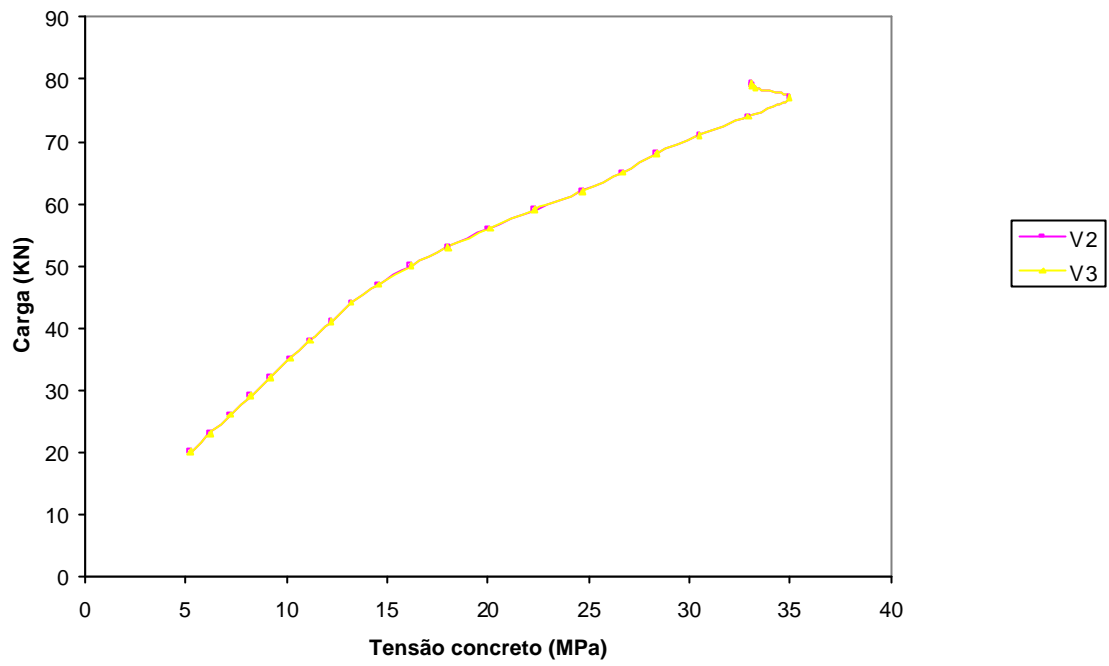




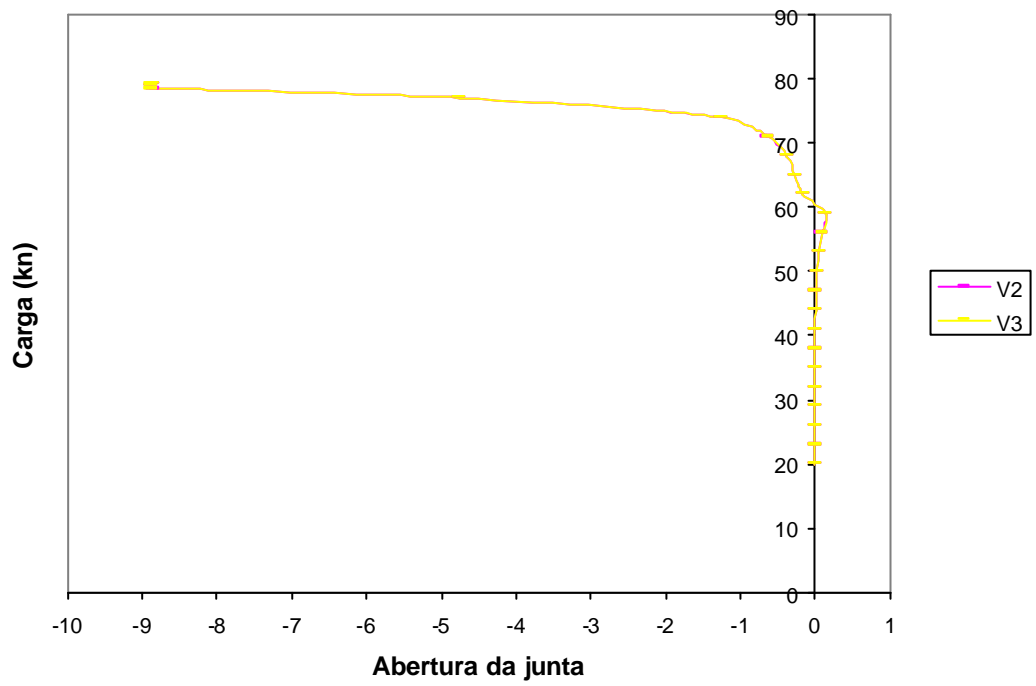
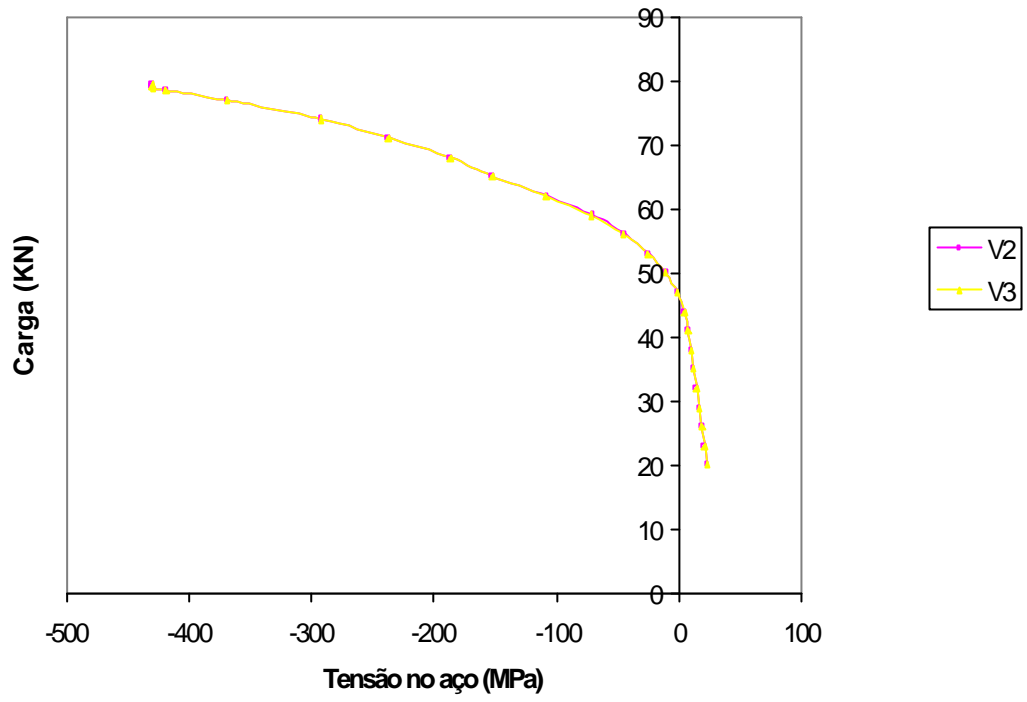


## SIMULAÇÃO 4

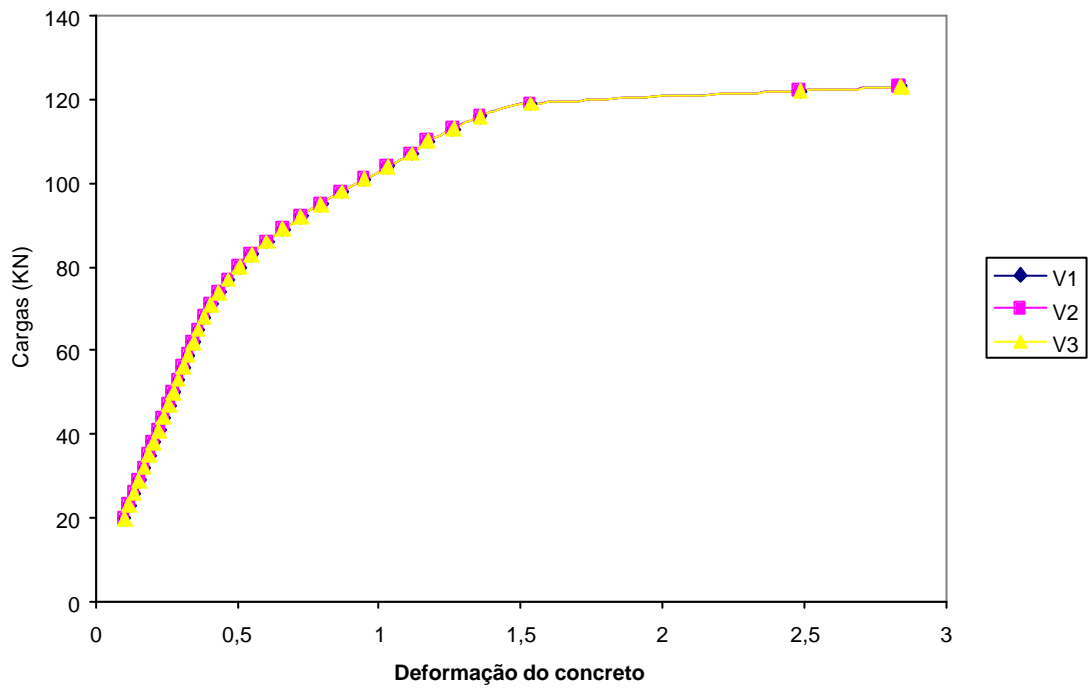
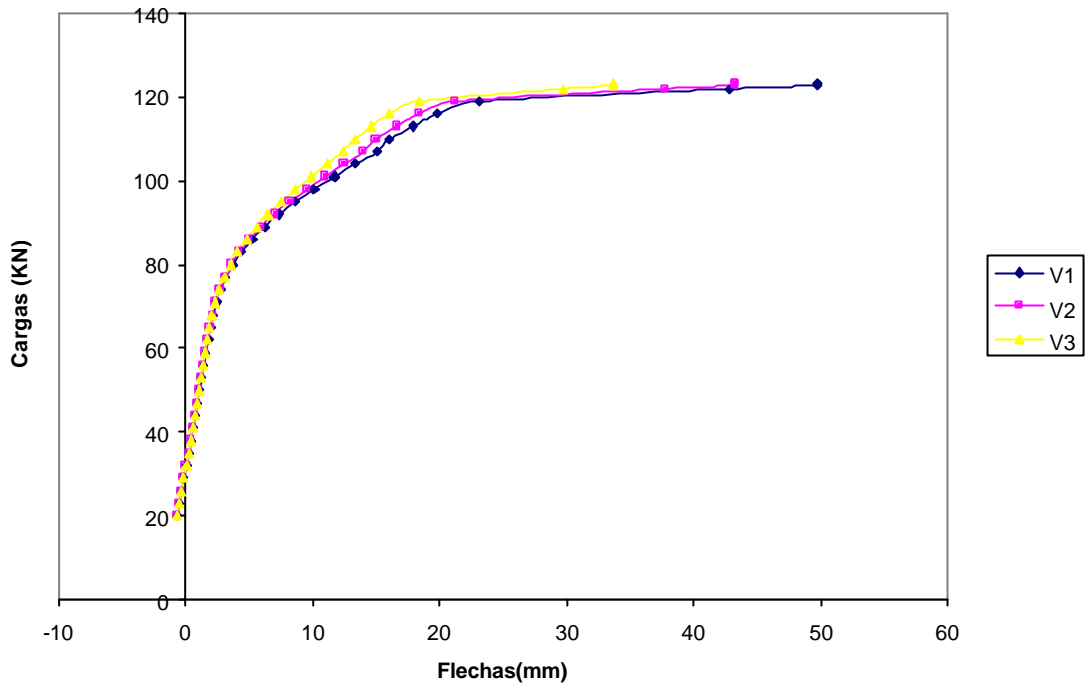


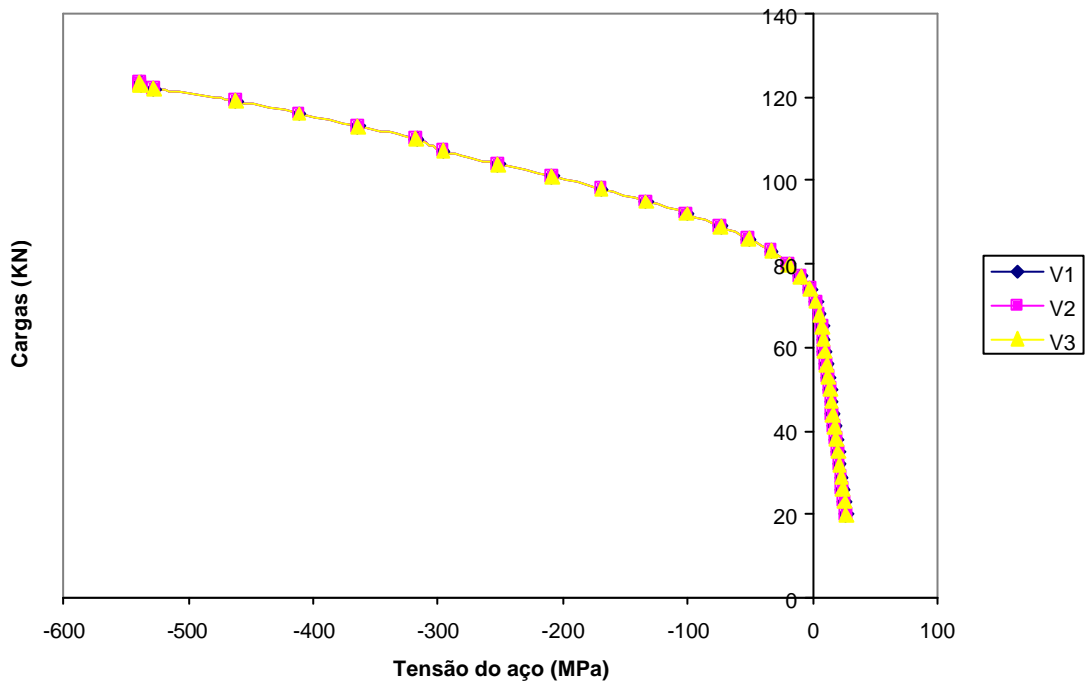
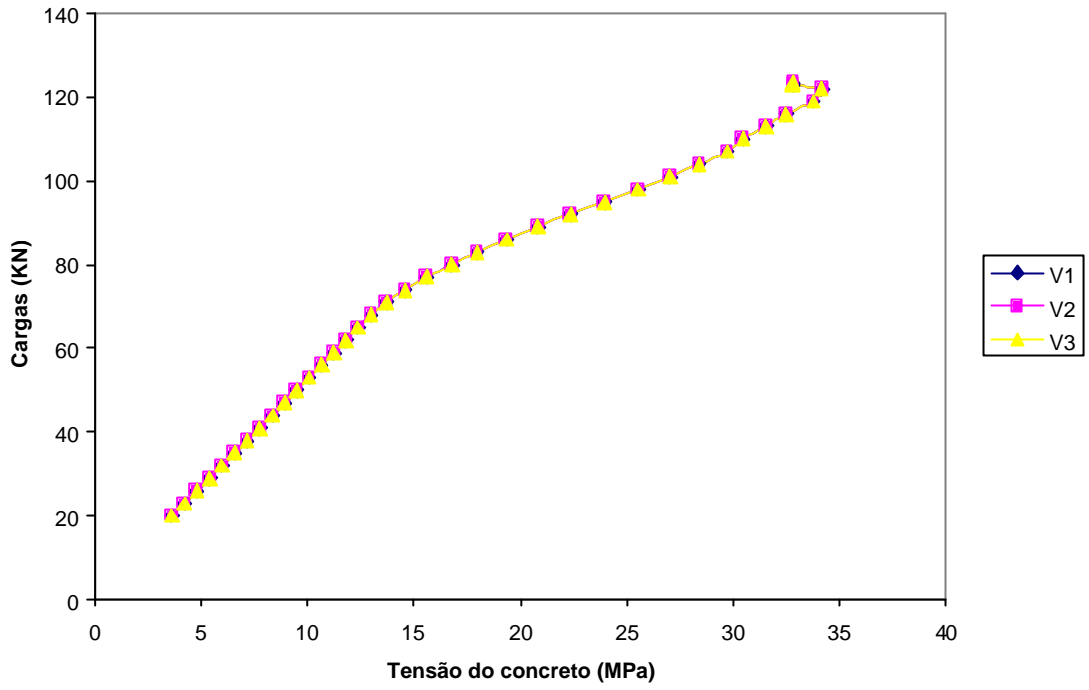


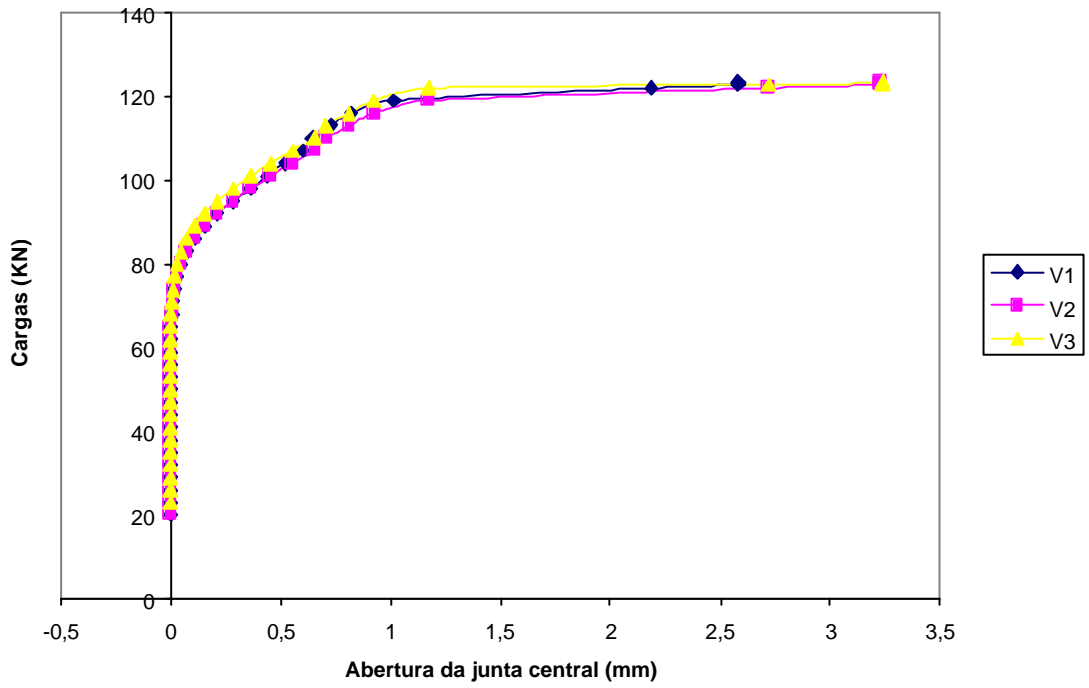
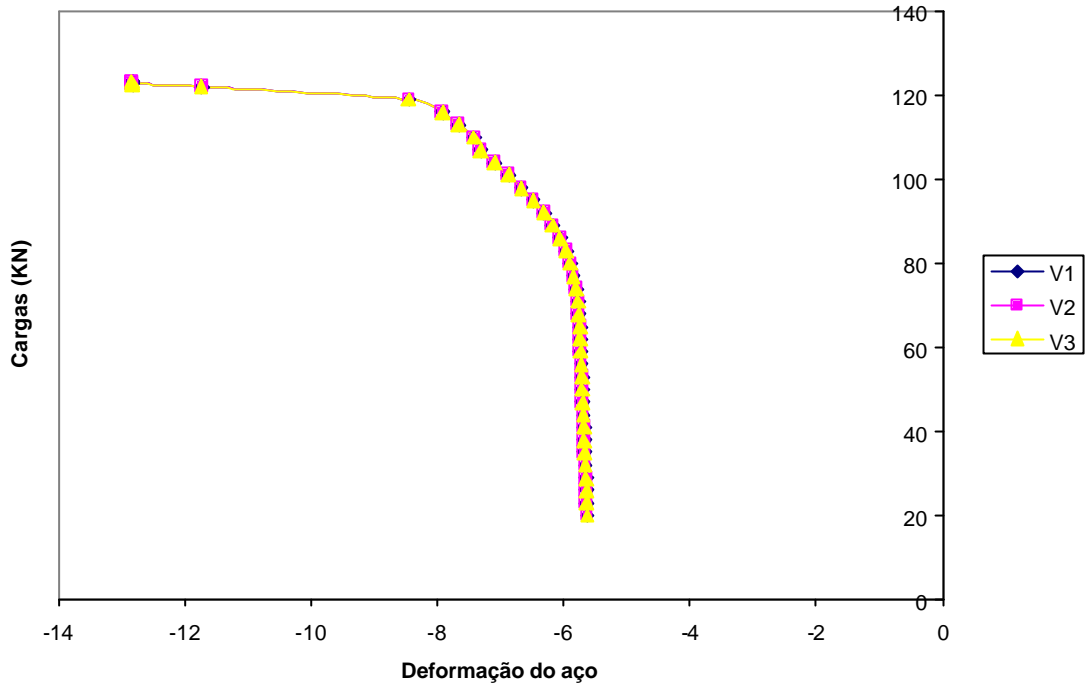


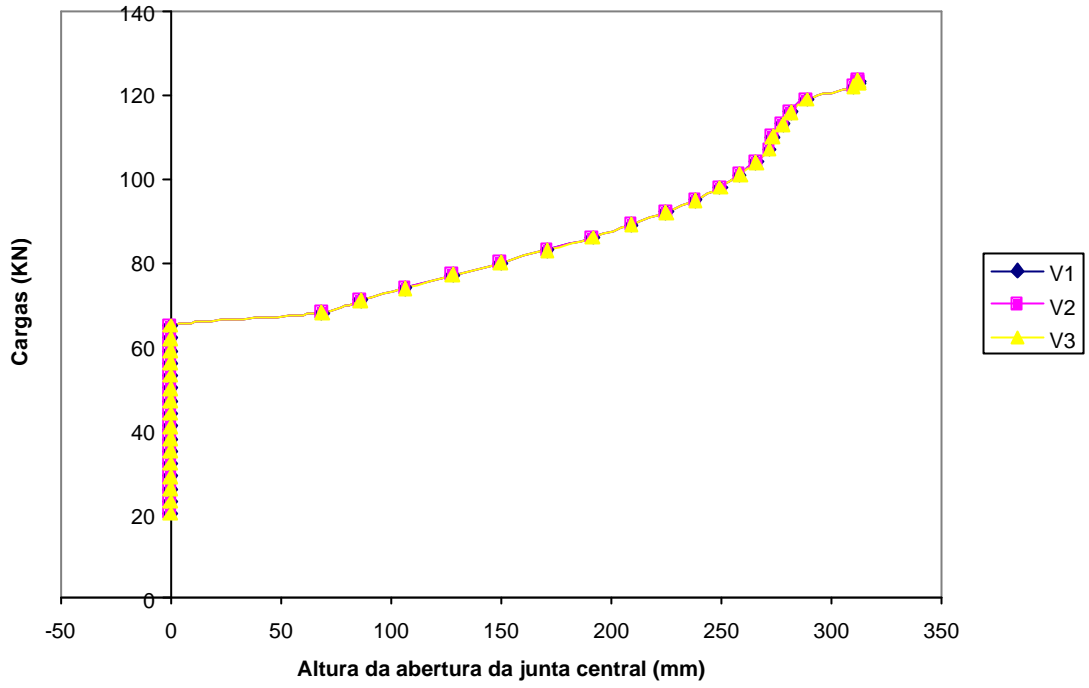


## SIMULAÇÃO 15

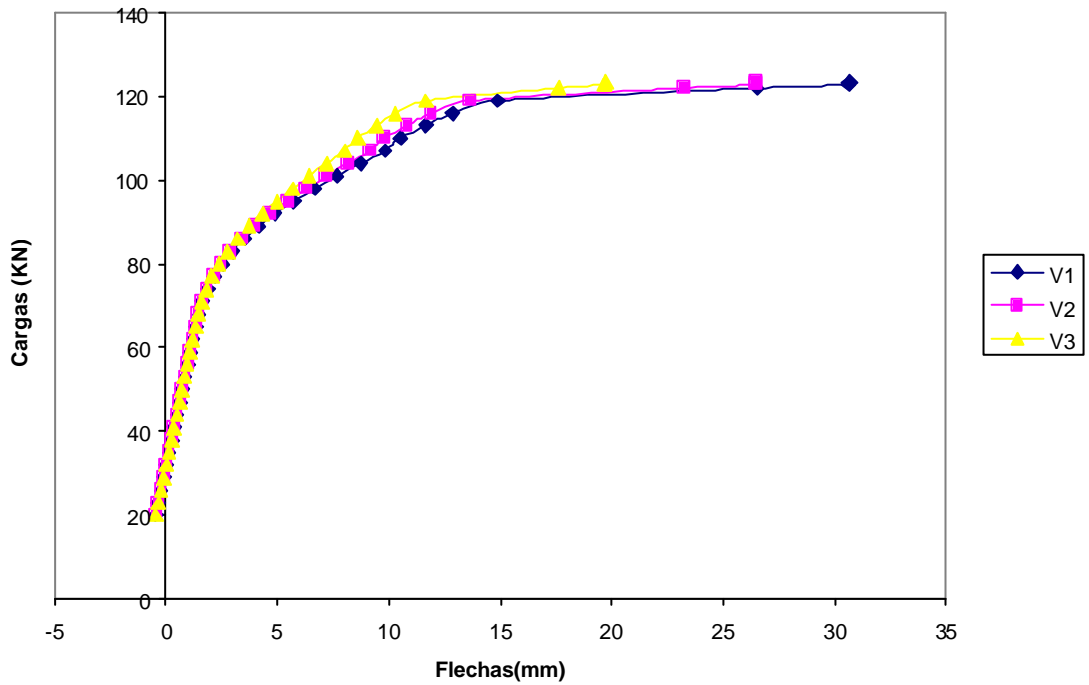


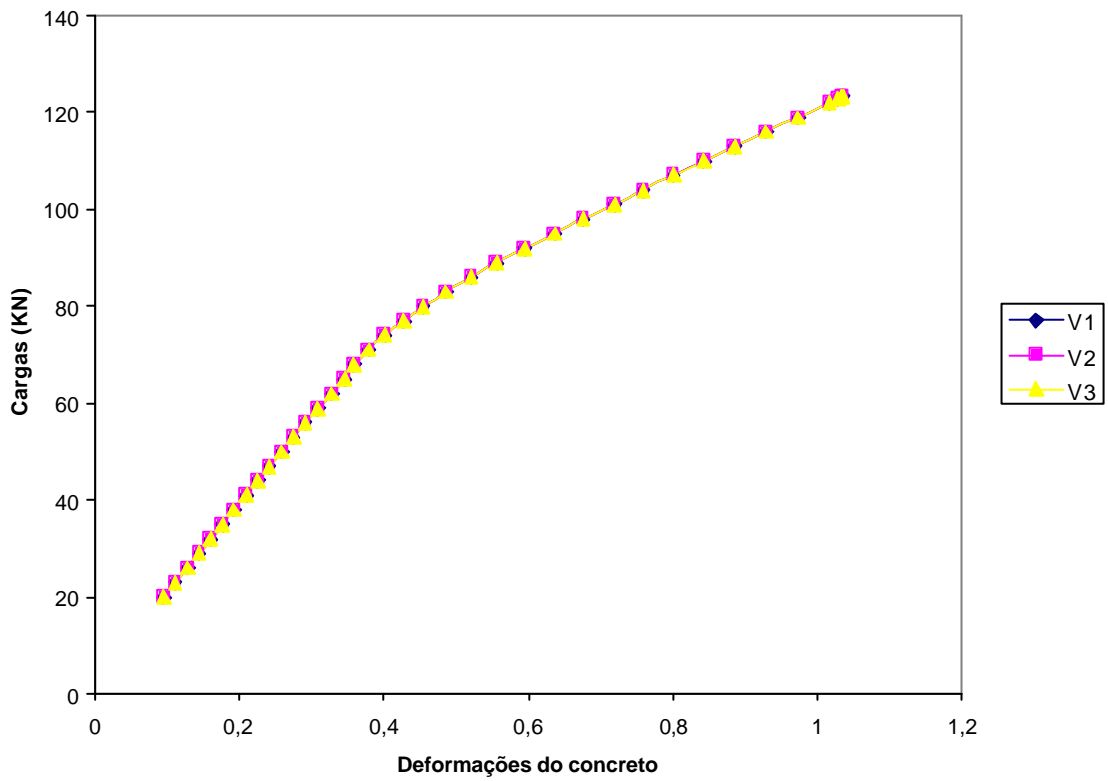
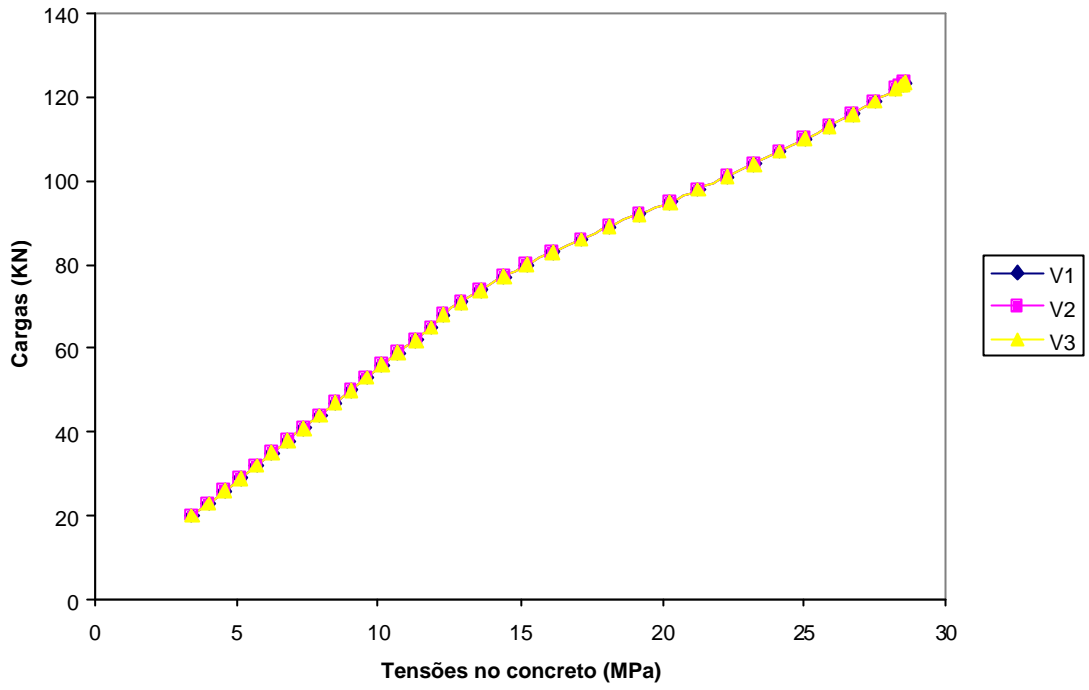


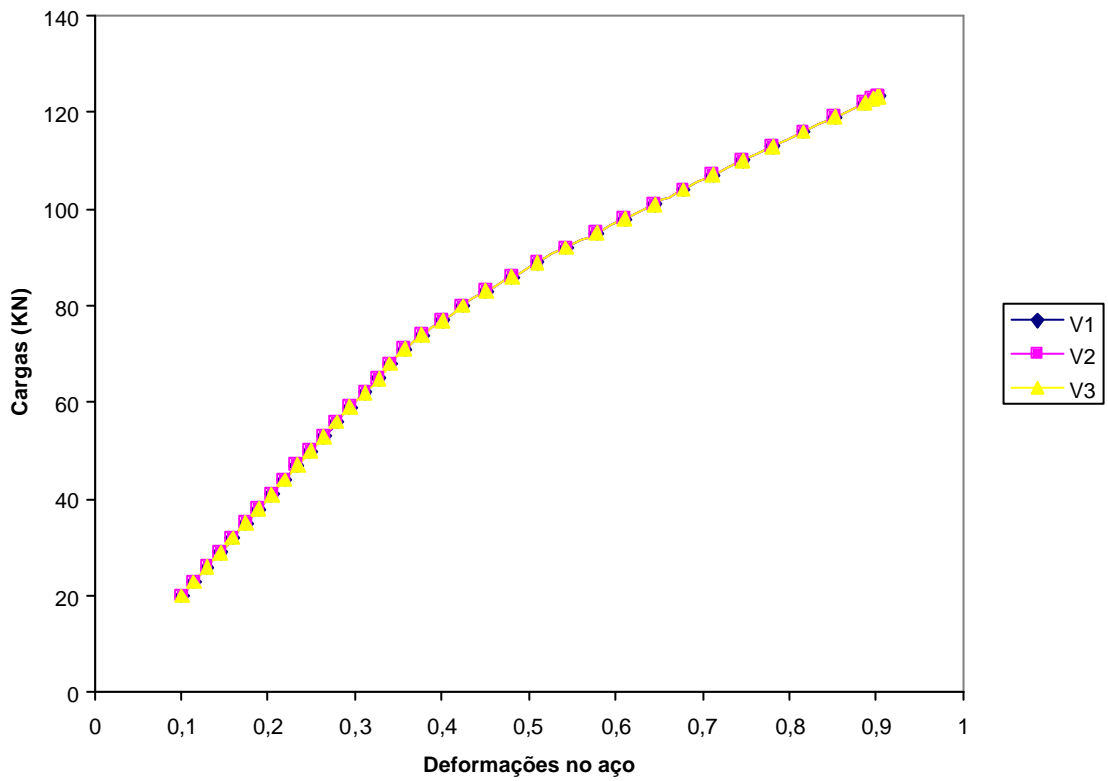
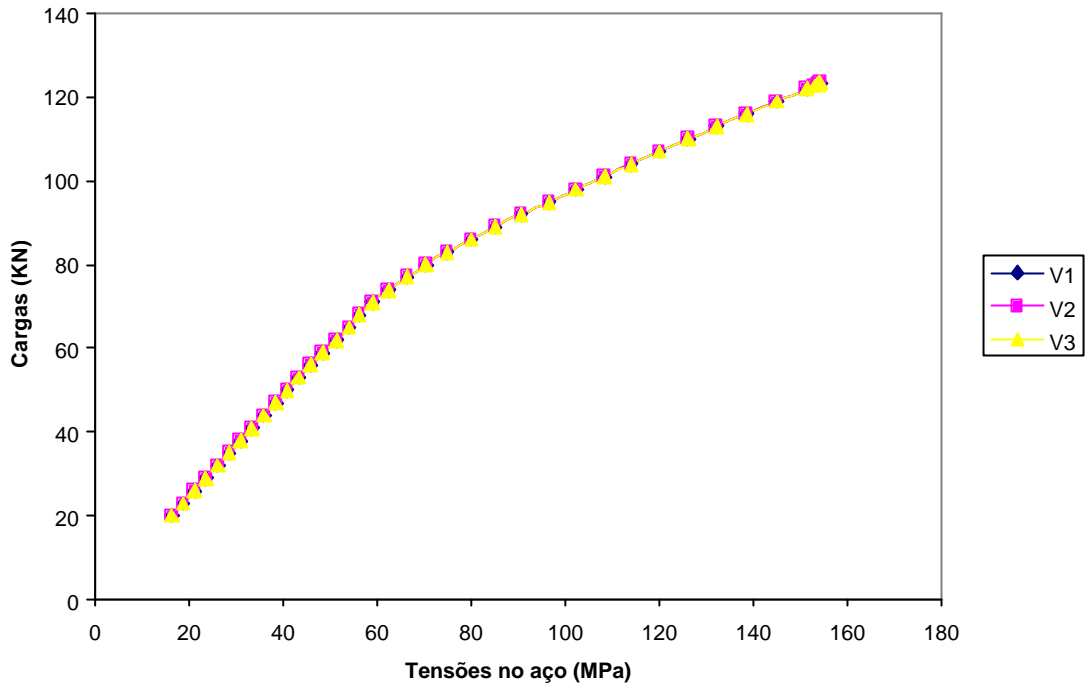




### SIMULAÇÃO 16







## ANÁLISE DO COMPORTAMENTO À FLEXÃO DE ADUELAS EM VIGAS PROTENDIDAS

**Jean Marie Désir**

**Mário Coelho Barroso**

**Sergio Luis Gonzalez Garcia**

[jean@uenf.br](mailto:jean@uenf.br)

[barroso@uenf.br](mailto:barroso@uenf.br)

[liluiser@uenf.br](mailto:liluiser@uenf.br)

Laboratório de Engenharia Civil – UENF

Maria Elizabeth da N. Tavares

[etavares@uerj.br](mailto:etavares@uerj.br)

Universidade Estadual do Rio de Janeiro – UERJ

***Abstract.** The constructions in precast beams constitute one of the most practical for certain projects. Many structures, especially bridges, are built with precast segmental girders. So much in the case of new structures, as in the cases of reinforcement and recovery of existent structures, the isolated behavior of the precast segmental girders is of fundamental importance, because it governs the global behavior of the structure. Studies already accomplished show the influence of the relationship width/height of a rectangular section in the rupture type presented by the tested beams, rupture that can happen by crushing failure of concrete due to excessive joint opening or by cracking of the segmental girders, that exhibit in this case a beam behavior. In this work, it is intended to realyze, through computational simulations, a parametric analysis to investigate the limits of this relationship in function of certain factors like section type, concrete type and level of prestress, so much for the situation of a perfect bond between the concrete and the tendon as with debonding. The structural response will be analyzed in term of curves such as load-deflection of the beams, tension-deformation of the materials, tension variation of the prestress tendons, joint opening for models reproducing the conditions of Tavares' tests (2000).*

**Keywords:** precast beams, flexural behavior, steel-concrete adherence.



## 1. INTRODUÇÃO

Nas superestruturas de pontes, a pré-fabricação pode ser feita dividindo-se a estrutura em elementos transversais (aduelas pré-moldadas) com a largura de todo ou quase todo o tabuleiro, e com comprimentos da ordem de 3 a 7 metros, com peso entre 50 e 300 tf, técnica esta, iniciada pelos engenheiros franceses na década de 50, e que hoje ainda é um processo competitivo tanto em obras grandes quanto pequenas (Pfeil, 1980).

Nos sistemas com aderência, ao se abrir uma fissura no concreto, os cabos sofrem grandes deformações localizadas na região ao redor da fissura. Em decorrência disso, a tensão no aço aumenta consideravelmente nesses pontos. Entretanto, nos cabos sem aderência, o valor absoluto de abertura de uma fissura se dilui num comprimento muito grande do cabo, produzindo um alongamento unitário pequeno, e como consequência, o acréscimo de tensão no cabo também é pequeno.

No caso da protensão aderente, devido à contribuição da armadura através da aderência, aparece primeiro uma descompressão das aduelas, a qual em geral é acompanhada de uma fissuração das mesmas. Aí o processo de ruptura pode evoluir de varias maneiras, sendo fundamental o papel da seção de concreto que ainda contribui. É, portanto muito importante poder determinar a seção de concreto necessária, assim como o comprimento da aduela para evitar o processo de fissuração no interior da aduela. Faz-se necessário entender melhor o fenômeno de aderência e analisar como influencia o comportamento das estruturas sejam em concreto armado ou protendido.

O objetivo deste artigo é, através de simulações computacionais, realizar uma análise paramétrica para investigar o comportamento de uma viga protendida levando em consideração a contribuição da aderência.

## 1. CONSIDERAÇÃO SOBRE O FENOMENO DE ADERÊNCIA

Pode-se definir aderência como sendo o mecanismo de transferência de tensões que existe na interface entre a barra de aço da armadura e o concreto que a envolve. A forma usual de considerar essa ligação tem sido por meio da definição de uma “tensão de aderência”, e sua distribuição ao longo da interface tem sido assunto de muitas pesquisas. Porém, não existe nenhum método ou modelo fechado para a sua consideração, devido ao fato dos mecanismos de aderência e de sua degradação, serem ainda pouco entendidos.

Nas pesquisas os estudos experimentais visam estabelecer a origem do fenômeno de forma a poder considera-lo nos cálculos estruturais atendendo dois aspectos indispensáveis: 1) a definição de leis constitutivas adequadas e consistentes e 2) o desenvolvimento de ferramentas apropriadas para a consideração do fenômeno.

Apesar da dificuldade de se avaliar com exatidão todos os fatores que influenciam o mecanismo da aderência, alguns destes: diâmetro da barra (Leonhardt, 1967; Tepfers, 1973; Eligenhausen, 1983), resistência mecânica do concreto (Eligenhausen, 1983), idade de carregamento (Chapman e Shah, 1987), direção da concretagem em relação à posição da barra (Rhem, 1961) já foram identificados pela grande influência que exercem no fenômeno de aderência e devem ser considerados no dimensionamento das peças.

Muitos ensaios foram realizados para caracterizar o comportamento de aderência. Apesar de existirem ensaios em trechos de vigas, a configuração mais difundida é a do ensaio de arrancamento. Em geral, as características de aderência da barra são descritas com uma relação entre a tensão de aderência média e o deslizamento local correspondente. Isso porque as campanhas experimentais devem definir as leis constitutivas que servirão para a modelagem numérica da interface aço concreto.

Désir (1998), no trabalho intitulado “Interface aço-concreto: reformulando os modelos constitutivos e numéricos” apresenta uma revisão interessante sobre o assunto, considerando os trabalhos experimentais e numéricos já publicados. Também apontou as limitações dos

dados experimentais, reportando as conclusões de Windisch (1985) e ressaltando o trabalho de Bigaj (1995) cujo objetivo principal foi avaliar a distribuição da tensão de aderência ao longo de uma barra de aço embebida no concreto.

Tavares (2000), analisou o comportamento de vigas protendidas com juntas e armadura interna aderente passante e com armadura mista. O estudo se restringiu ao comportamento à flexão das peças, não levando em consideração a força cortante. A questão principal abordada foi o comportamento de uma aduela de concreto com armadura aderente após a abertura da junta, o que caracteriza a fissuração como “discreta” e não como repartida, tipo geralmente observado no caso das vigas monolíticas. Para esta análise foram ensaiadas uma viga com protensão mista (interna aderente e externa) e quatro vigas com protensão interna aderente. Um dos parâmetros estudados foi a influência da relação entre o comprimento e a altura das aduelas.

Um dos grandes problemas dos métodos numéricos para a análise de materiais com não-linearidade física é o estabelecimento de equações constitutivas que consigam captar da melhor forma possível o comportamento real do material. Normalmente as características de aderência da barra são descritas como uma relação entre a tensão de aderência local e o deslocamento local correspondente (Nilson, 1972; Eligehausen, 1982 entre outros). O deslizamento é considerado como o deslocamento relativo da barra em relação ao concreto.

Existem na literatura abordagens diferentes para a resolução do mesmo problema. Em geral, todas elas consideram a existência de um deslocamento relativo associado a um determinado nível de tensão cisalhante na interface. A peculiaridade de cada abordagem está na maneira como se escreve o equilíbrio do sistema.

## 2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA

Como mencionado no item anterior, algumas pesquisas já apontaram timidamente para uma certa influência da relação  $L/h$  destas vigas, porém ainda falta aprofundar o assunto. Inserido neste contexto, este trabalho procura complementar um aspecto já estudado por Tavares (2000), que realizou ensaios em algumas vigas de seção retangular e com três comprimentos diferentes de aduelas onde concluiu que a relação  $L/h$  influencia o tipo de ruptura que ocorre na viga.

A proposta de análise inclui simulações tanto para verificar a habilidade do aplicativo em reproduzir os resultados de Tavares (2000), quando foram consideradas as mesmas condições, quanto a sua capacidade de realizar estudos paramétricos visando cobrir os aspectos que o referido trabalho não pôde considerar.

O programa CARPE (Martins,1989; Désir, 1993) foi concebido para a análise não-linear geométrica e física, até a ruptura, de vigas hiperestáticas protendidas com protensão interna, externa e mista. Foi implementado um algoritmo para a análise não linear de vigas hiperestáticas protendidas com cabos externos. O algoritmo permite determinar para uma seção de concreto armado ou protendido submetida a um par de solicitações normais externas (Next, Mext), próximas aos valores últimos, através das deformações, os esforços internos que equilibram estas solicitações externas. O programa permite também considerar diferentes tipos de perdas de protensão além de possuir um algoritmo para tratar a influência da degradação de aderência aço-concreto no processo de ruptura. A curva utilizada para a interface é mostrada na “Fig. 1”.

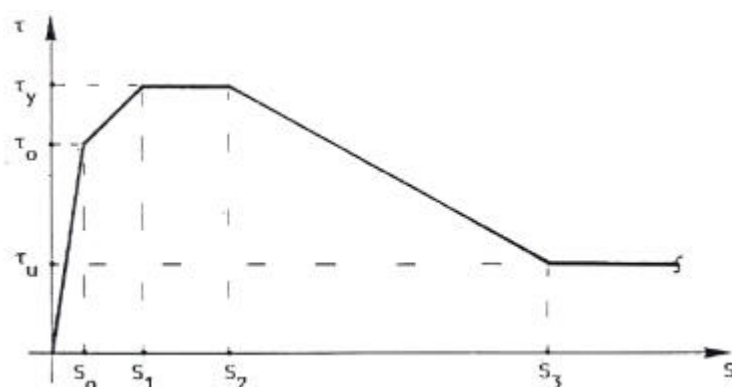


Figura 1 - Curva tensão de aderência-deslizamento (Martins, 1989)

Nesta análise foram escolhidos, como parâmetros de controle, os aspectos que poderiam influenciar, de forma mais significativa, o comportamento isolado das aduelas. Envolve dimensões das peças, propriedades dos materiais, nível e tipo de solicitação e por último, não por ser o menos importante, o comportamento do compósito, onde a degradação da aderência tem um papel fundamental no comportamento global da estrutura. Foram avaliadas as variações de seis parâmetros: relação  $L/h$ ; tipos de seção; nível de aderência; nível de protensão; posição das cargas concentradas em relação aos apoios; número de seções na área de momento constante.

A análise prévia dos dados dos ensaios de Tavares (2000) onde a viga tinha 4,50 m não mostrou claramente a influência desta relação. Para avaliar melhor este efeito analisa-se uma viga com 10,50 m cuja inércia foi definida para proporcionar a ruptura com uma carga da mesma ordem do que nos ensaios originais. Além do mais, permite ter um número maior de aduelas de mesma dimensão e também mais aduelas na região de momento constante.

Os dados relativos às características dos materiais e das vigas utilizadas nos ensaios de Tavares (2000), estão resumidos na “Tab. 1”.

Tabela 1 – Características dos materiais e vigas ensaiadas

Comprimento da viga	4,50 m
Protensão interna com 02 cordoalhas de diâmetro	15,7 mm
Excentricidade da borda inferior da viga	7,50 cm
Diâmetro da armadura passiva (CA 50)	10,0 mm
Diâmetro dos estribos	8,0 mm
Cargas concentradas iniciais	0,15 KN
Força de protensão	1130 KN
Posições das cargas em relação aos apoios (m)	1,15; 1,55 e 2,15
Relações $L/h$	1,25; 2,00 e 2,50
Resistência característica do concreto	35 MPa
Resistência a tração	2,25 MPa
Módulo de elasticidade do concreto	36000 MPa
Deformação correspondente a resistência máx.	0,002
Deformação última	0,00365

Considerando os parâmetros escolhidos e os dois comprimentos, foram definidas 16 situações distintas (sintetizadas na “Tab. 1”) a serem analisadas com o programa CARPE. Com uma análise incremental interativa até a ruptura, o programa permite analisar tanto a distribuição das grandezas ao longo da viga, quanto a evolução das mesmas para as diferentes etapas de carga, sendo possível acompanhar a evolução de parâmetros tais como: flecha,

deformação e tensão do concreto, deformação e tensão do aço, abertura da junta, altura da abertura da junta.

Tabela 1 – Quadro resumo das condições das simulações

Simulação	Viga	L viga (m)	L aduela (m)	Seção analisada (m)	Seções (cm)		Posição carga (m)	L/h	φ cord. (mm)	Ader. Perf.	Prot. (KN)
					Ret.	I					
1	V1	4,50	0,50	2,25	15x40	-	1,15	1,25	15,7	SIM	1.130
1	V2	“	0,80	“	“	“	“	2,00	“	“	“
1	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
2	V2	“	0,80	“	“	“	1,55	2,00	“	“	“
2	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
3	V1	4,50	0,50	2,25	15x40	“	1,15	1,25	“	NÃO	“
3	V2	“	0,80	“	“	“	“	2,00	“	“	“
3	V3	“	1,00	“	“	“	“	2,50	“	“	“
4	V2	“	0,80	“	“	“	1,55	2,00	“	“	“
4	V3	“	1,00	“	“	“	1,55	2,50	“	“	“
5	V1	“	0,50	“	“	“	2,15	1,25	“	SIM	“
5	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
5	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
6	V1	“	0,50	“	“	“	“	1,25	“	NÃO	“
6	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
6	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
7	V1	10,50	0,50	5,25	15X60	“	3,15	1,25	“	SIM	“
7	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
7	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
8	V1	10,50	0,75	5,25	15x60	“	3,15	1,25	“	NÃO	“
8	V2	“	1,50	“	“	“	“	1,87	“	“	“
8	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
9	V1	“	0,50	“	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	SIM	“
9	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
9	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
10	V1	“	0,50	“	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	NÃO	“
10	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
10	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
11	V1	“	0,50	3,15	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	SIM	“
11	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
11	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
12	V1	“	0,50	3,15	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	NÃO	“
12	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
12	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
13	V1	“	0,50	5,25	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	SIM	565
13	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
13	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
14	V1	“	0,50	3,15	“	10x20+10x40+10x20	“	1,25	“	SIM	“
14	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
14	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
15	V1	4,50	0,50	2,25	“	10x20+10x20+10x20	1,15	1,25	“	“	1130
15	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
15	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“
16	V1	4,50	0,50	1,15	“	10x20+10x20+10x20	1,15	1,25	“	“	“
16	V2	“	0,75	“	“	“	“	1,87	“	“	“
16	V3	“	1,50	“	“	“	“	3,75	“	“	“

Estas simulações incluem tanto os esquemas ensaiados por Tavares (2000) quanto às propostas no âmbito da análise paramétrica deste trabalho. As vigas que foram ensaiadas são

ilustradas esquematicamente na “Fig. 2”, onde podem ser vistas aduelas com relação L/h fixadas em 1,25; 2,0 e 2,50. A nomenclatura V1, V2, V3 corresponde a estas relações de L/h.

A “Figura 3” é uma variante adaptada para realização de algumas simulações, aonde se procurou uniformizar os tamanhos das aduelas, verificando-se outras relações L/h. Analisa-se também, além da seção retangular, uma seção I de dimensões (20x10, 10x20, 20x10). A “Figura” 4 mostra o esquema utilizado nas simulações para vigas com comprimento de 10,50 m.

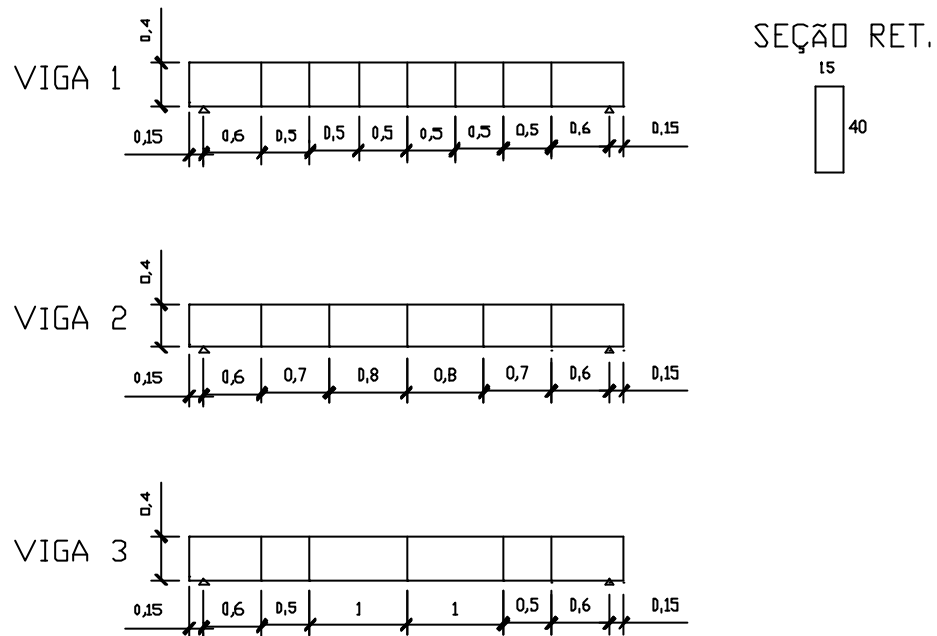


Figura 2 – Esquemas estruturais para as simulações 1, 2, 3 e 4 (vigas ensaiadas).

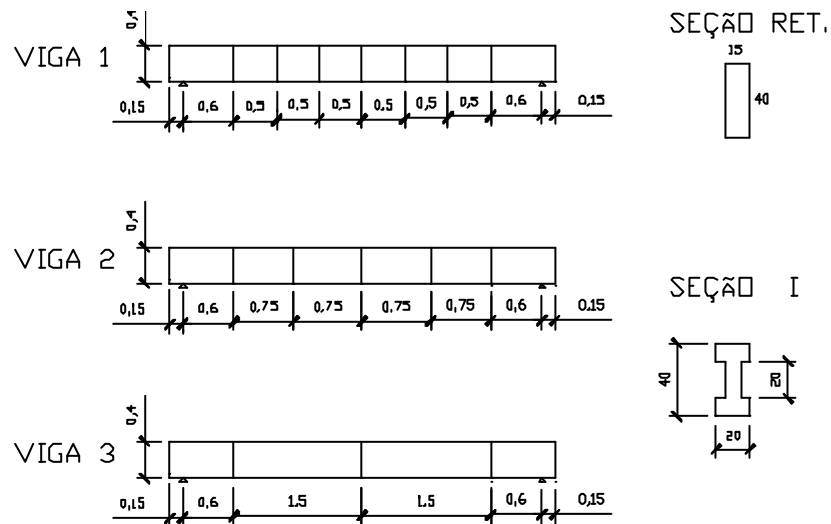


Figura 3 – Esquemas estruturais para as simulações 5, 6, 15 e 16.

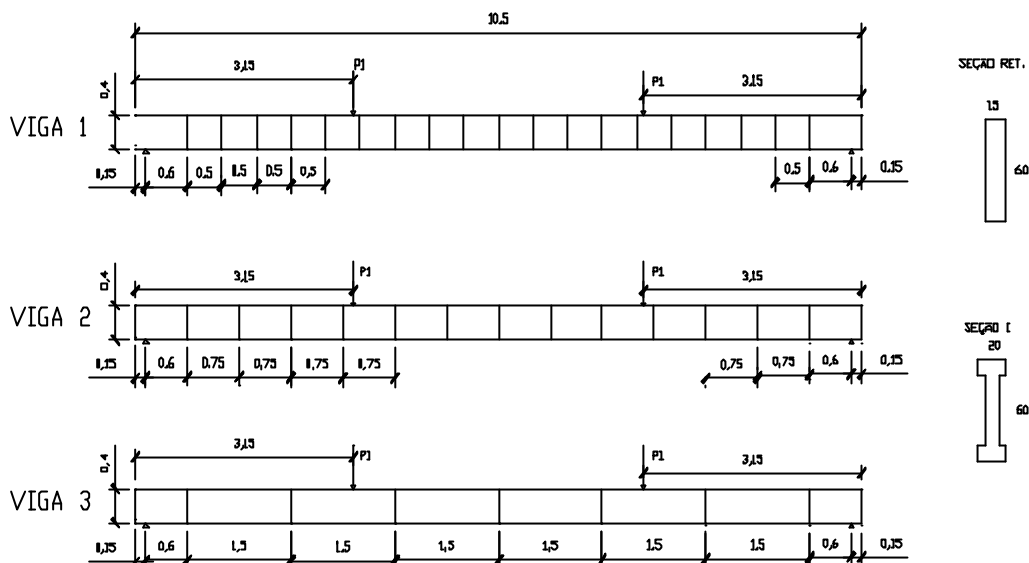


Figura 4 – Esquemas estruturais para as simulações 7, 8 e 9 a 14.

#### 4. – RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para se ter uma idéia geral dos resultados das simulações, apresenta-se na “Tab. 3” os valores obtidos para as variáveis de controle nas 16 simulações. Em seguida, faz-se uma análise detalhada para os diferentes aspectos tratados, procurando sempre destacar a tendência da relação L/h. Finalmente, analisou-se também a distribuição de certos parâmetros ao longo das vigas.

Na simulação (1) a viga V1 apresentou uma flecha 4% maior do que as vigas V2, que apresentou um valor 2% menor do que o da viga V3. Na análise da abertura das juntas centrais, as vigas V2 e V3 apresentaram o mesmo valor, sendo este 15% maior do que o da viga V1. O concreto e o aço experimentaram deformações de (3‰) e (11‰) respectivamente. Na simulação (2) que difere do anterior pela posição da carga a viga V2 apresentou uma flecha 6% maior do que a viga V3.

A simulação (3) levou em consideração a degradação de aderência entre aço e concreto. A viga V2 apresentou uma flecha 9% maior do que a viga V1 e, a viga V3 apresentou um valor 3% maior do que o da viga V2. Considerando esta simulação, nota-se só uma maior deflexão da viga para igual nível de carregamento. A simulação (4) tem, como na simulação (2), a carga aplicada a 1,55 m do apoio. Neste caso a viga V2 apresentou uma flecha 6% maior do que a viga V3. Não foi considerada esta posição de carga para o esquema V1 porque não foi ensaiado este caso.

Simul.	Viga	L Viga (m)	L aduela (m)	Seção analisada (m)	Carga kN	Flecha (mm)	Ab. Junta (mm)	Alt. Ab. Junta (mm)	Ten. Aço (Mpa)	Tem. Conc. (Mpa)	Def. Conc. (% <sub>o</sub> )	Def. Aço (% <sub>o</sub> )
1	V1	4,50	0,50	2,25	115,00	31,98	2,006	286,39	520	32	3,006	11,015
1	V2	“	0,80	“	115,00	30,57	2,296	286,13	520	32	3,006	11,015
1	V3	“	1,00	“	115,00	31,25	2,296	286,130	520	32	3,006	11,015
2	V2	“	0,80	“	83,00	28,11	2,284	286,101	520	32	2,990	11,000
2	V3	“	1,00	“	83,00	26,46	2,282	286,094	520	32	2,990	11,000
3	V1	4,50	0,50	2,25	110,00	39,03	8,980	253,567	430	33	2,770	7,960
3	V2	“	0,80	“	110,00	42,52	9,012	253,643	430	33	2,770	7,960
3	V3	“	1,00	“	110,00	43,81	8,860	253,055	430	33	2,770	7,960
4	V2	“	0,80	“	79,00	26,68	8,850	253,028	430	33	2,760	7,960
4	V3	“	1,00	“	79,00	24,97	8,850	253,027	430	33	2,760	7,960
5	V1	“	0,50	“	58,00	11,47	2,530	285,278	514	32	2,790	10,580
5	V2	“	0,75	“	58,00	10,46	2,510	285,186	514	34	2,770	10,580
5	V3	“	1,50	“	58,00	11,50	2,500	284,748	512	34	2,700	10,580
6	V1	“	0,50	“	55,00	10,07	2,633	249,321	430	34	2,378	7,824
6	V2	“	0,75	“	55,00	9,50	2,606	249,222	430	34	2,372	7,821
6	V3	“	1,50	“	55,00	10,65	2,579	249,080	430	34	2,364	7,817
7	V1	10,50	0,50	5,25	63,00	76,87	1,002	484,338	550	35	2,985	12,400
7	V2	“	0,75	“	63,00	76,08	1,504	484,338	550	35	2,985	12,400
7	V3	“	1,50	“	63,00	73,39	1,773	484,338	550	35	2,985	12,400
8	V1	10,50	0,75	5,25	62,00	153,69	3,422	451,614	470	35	2,621	8,320
8	V2	“	1,50	“	62,00	149,07	3,427	451,650	470	35	2,621	8,320
8	V3	“	1,50	“	62,00	143,25	3,454	451,858	470	35	2,621	8,320
9	V1	“	0,50	“	66,00	78,32	1,050	463,218	490	31	3,500	9,085
9	V2	“	0,75	“	66,00	76,09	1,572	463,218	490	31	3,500	9,085
9	V3	“	1,50	“	66,00	72,68	1,944	463,218	490	34	3,500	9,085
10	V1	“	0,50	“	62,00	96,10	1,966	491,067	480	35	2,620	8,997
10	V2	“	0,75	“	62,00	92,36	1,966	491,092	480	35	2,620	8,997
10	V3	“	1,50	“	62,00	90,06	1,966	491,237	480	35	2,620	8,996
11	V1	“	0,50	3,15	66,00	59,41	-	-	315	24,1	0,799	1,470
11	V2	“	0,75	“	66,00	57,55	-	-	293	24,1	0,799	1,470
11	V3	“	1,50	“	66,00	54,51	-	-	293	24,1	0,799	1,480
12	V1	“	0,50	3,15	62,00	71,46	-	-	293	23,75	0,783	1,470
12	V2	“	0,75	“	62,00	68,19	-	-	293	23,75	0,783	1,470
12	V3	“	1,50	“	62,00	66,31	-	-	293	23,75	0,783	1,480
13	V1	“	0,50	5,25	66,00	202,39	2,114	497,549	1065	35	2,071	11,849
13	V2	“	0,75	“	66,00	190,33	3,171	497,547	1053	35	1,909	10,854
13	V3	“	1,50	“	66,00	172,16	4,205	497,528	1065	35	2,069	11,837
14	V1	“	0,50	3,15	66,00	155,26	-	-	1094	29,50	1,100	4,058
14	V2	“	0,75	“	66,00	149,71	-	-	1083	29,50	1,100	4,058
14	V3	“	1,50	“	66,00	143,98	-	-	1094	29,50	1,100	4,058
15	V1	4,50	0,50	2,25	122,00	42,81	2,188	310,330	412	34	3,260	7,910
15	V2	“	0,75	“	122,00	37,73	2,716	310,330	412	34	3,260	7,910
15	V3	“	1,50	“	122,00	29,74	2,721	310,330	412	34	3,260	7,910
16	V1	4,50	0,50	1,15	116,00	17,45	-	-	152	27	0,938	0,859
16	V2	“	0,75	“	116,00	16,10	-	-	152	27	0,938	0,859
16	V3	“	1,50	“	116,00	14,02	-	-	152	27	0,938	0,859

Tabela 3 - Quadro resumo com os dados e condições das vigas analisadas.

Nesta análise, nota-se que para as mesmas condições de aderência, o fator que provoca uma variação significativa é a posição da carga em relação ao apoio, estando o comportamento da viga governado pelo nível de sollicitação nas seções. A seguir apresenta-se na “Tab. 4” um resumo comparativo dos resultados da tese experimental de Tavares (2000) com os valores numéricos.

Tabela 4 – Resumo comparativo dos resultados experimentais e numéricos

EXPERIMENTAL					
VIGA	V1	V2		A3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	88	80	84	135	83
Flecha max. (mm)	64	55	32	29	25
Abertura da junta central (mm)	2,7	2,4	2,1	3,4	4,2
Programa Carpe - ADERENCIA PERFEITA					
VIGA	V1	V2		V3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	116	116	83	116	83
Flecha max. (mm)	31,98	30,57	28,11	31,25	26,46
Abertura da junta central (mm)	2,006	2,296	2,284	2,296	2,282
Programa Carpe - DEGRADAÇÃO DA ADERENCIA					
VIGA	V1	V2		V3	
Posição da carga (m)	1,15	1,15	1,55	1,15	1,55
Carga Maxima (KN)	110	110	77	107	79
Flecha max. (mm)	39	42,5	26,68	43,10	24,97
Abertura da junta central (mm)	8,98	9	8,85	8,86	8,85

Os valores da “Tab. 4” mostram um desvio entre os resultados seja comparando os diferentes esquemas estruturais; seja comparando o experimental e o teórico. Não é possível confirmar a tendência do comportamento em relação ao quociente L/h. Se na campanha experimental pode ser observada uma maior flexibilidade em função da relação L/h, os valores de carga não são totalmente condizentes com isso. Isto é, não mostram a mesma tendência do que as flechas. Contudo, este fato se explica por tratar-se de uma análise na ruptura onde se efetuam medições de valores de tensões que se aproximam dos valores máximos, sendo o material na eminência de perda de capacidade portante.

Nas simulações (5) e (6) foi alterado o comprimento das aduelas, e as cargas concentradas foram posicionadas bem próximas da junta central. A viga V2 foi a que apresentou a menor flecha, sendo esta 5% menor que a flecha da viga V1 e 11% menor que a flecha da viga V3. Em relação à abertura da junta central a viga V1 foi a que apresentou maior abertura, e a viga V3 menor abertura, sendo a variação entre as vigas de aproximadamente 1%.

Pelos resultados das simulações 1, 2, 3, 4, 5 e 6, verifica-se que para as posições de aplicação das cargas concentradas mais afastadas dos apoios consegue-se resultados mais de acordo com o esperado.

Nas simulações (7) e (8) onde se considera um comprimento de 10,50 m, o número de aduelas na área de momento constante foi alterado, mantendo-se as relações L/h anteriores. Neste esquema, as aduelas são praticamente todas do mesmo tamanho, evidenciando mais a noção de relação L/h. Os resultados destas simulações demonstram a influência da relação L/h. A viga V1 apresentou uma flecha 3% maior do que a da viga V2 que por sua vez, apresentou uma flecha 3,5% maior do que a da viga V3. Em relação à abertura da junta



central, a diferença foi de 1,5% entre as vigas, sendo que a viga V3 foi a que apresentou a maior abertura. Verifica-se a influência da degradação da aderência, chegando-se a valores para as flechas com aproximadamente o dobro do valor do caso de aderência perfeita.

O comportamento das vigas V1, V2 e V3 coincide bastante com o esperado. Por um lado, observa-se uma certa coerência nos valores das flechas que mostram uma maior flexibilidade para a viga com maior número de aduelas. Também é coerente a abertura da viga V3 ser maior do que a das outras. De fato ocorre uma concentração na junta central dos valores que se distribuem mais quando o número de aduelas é menor.

Adotou-se para as simulações (9), (10), (11), e (12) uma seção I com rigidez equivalente à da seção retangular das simulações (7) e (8), analisando-se nas simulações (9) e (10) a seção central e nas simulações (11) e (12) a seção abaixo da carga (seção monolítica). Nas simulações (9) e (10) as flechas tiveram valores diferenciados, sendo a viga V1 apresentou valor 2,5% maior do que a da viga V2 que por sua vez apresentou uma flecha 5% maior do que a da viga V3. Nas simulações (11) e (12), os valores tiveram uma diferença da ordem de 5% nos dois casos. Observa-se que em relação à simulação 8, a simulação 10, ambas com degradação da aderência, apresentou uma melhor capacidade resistente, com as flechas e aberturas das juntas centrais apresentando valores 35% a 40% menores respectivamente. Em relação às simulações 7 (aderência perfeita) e 8 (degradação da aderência), foram observados, nesta última, valores aproximadamente 100% maiores. Em relação à abertura das juntas centrais os valores também apresentaram diferenças da mesma ordem. Neste caso também os resultados seguem os padrões esperados. Em termo de capacidade portante as vigas com aderência perfeita se mostraram mais resistente devido a redistribuição de esforços que proporciona a transferência de tensões entre concreto e aço.

As simulações (13) e (14) consideram uma alteração no nível de protensão de 50% (565 KN) do valor anterior. Foram analisadas a seção central e a seção embaixo da carga considerando nos dois casos uma aderência perfeita. Nas duas simulações o valor da flecha máxima da viga V1 foi superior em 12% ao da viga V2 e, a da viga V2, 25% maior do que a flecha máxima da viga V3. Valores estes bem superiores aos da simulação com o nível de protensão anterior (1130 KN). Verifica-se a influência do nível de protensão que ocasionou uma diferença bem maior nos valores das flechas. Observa-se que um nível de protensão baixo acentua o comportamento de viga, podendo-se afirmar que exerce uma influência direta na relação L/h visto que, em termos comparativos, as simulações 9 e 13, bem como as simulações 11 e 14 apresentam para as flechas nas vigas V1, V2 e V3 uma variação aproximadamente igual a 160% para uma alteração de 100% no nível de protensão (565 kN para 1130 kN).

As simulações (15) e (16) consideram a seção I com um comprimento de 4,50 m mantendo as mesmas relações da simulação (5) e, analisando tanto a seção central como a seção embaixo da carga. Em relação às flechas a viga V1 apresentou um valor 13% superior ao da viga V2, que por sua vez apresentou um valor 12% superior ao da viga V3. Verifica-se, portanto que para esta dimensão de viga os valores para as vigas de seção retangular e de seção I apresentam valores totalmente distintos, neste caso demonstrando sofrer influência da relação L/h.

Mostra-se a seguir o que acontece com a distribuição das tensões e deformações do concreto ao longo da viga de 4,5 m. Na “Fig. 5” a seção central exhibe, na última etapa, uma perda de capacidade portante e apresenta valores de tensão abaixo do valor da seção situada a 1,25 m do apoio enquanto sua deformação no meio do vão (“Fig. 6”) é maior do que a deformação da mesma seção. A primeira vista, este fato causa estranheza, porem decorre da redistribuição de esforços entre os materiais.

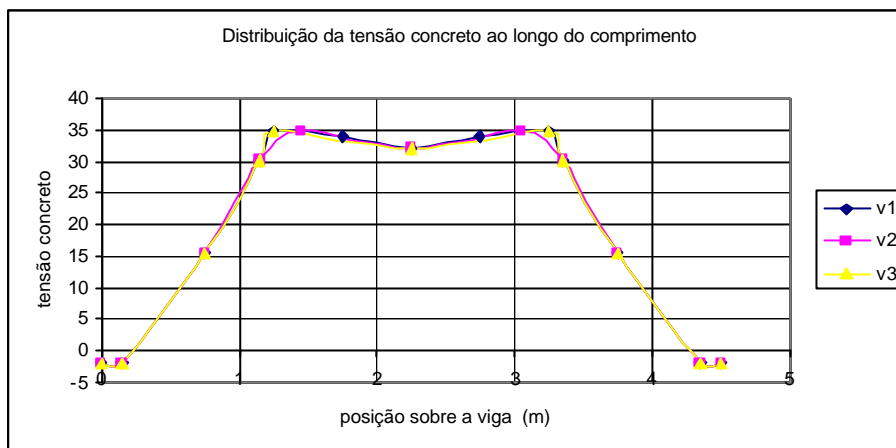


Figura 5 – Distribuição de tensões do concreto no comprimento da viga

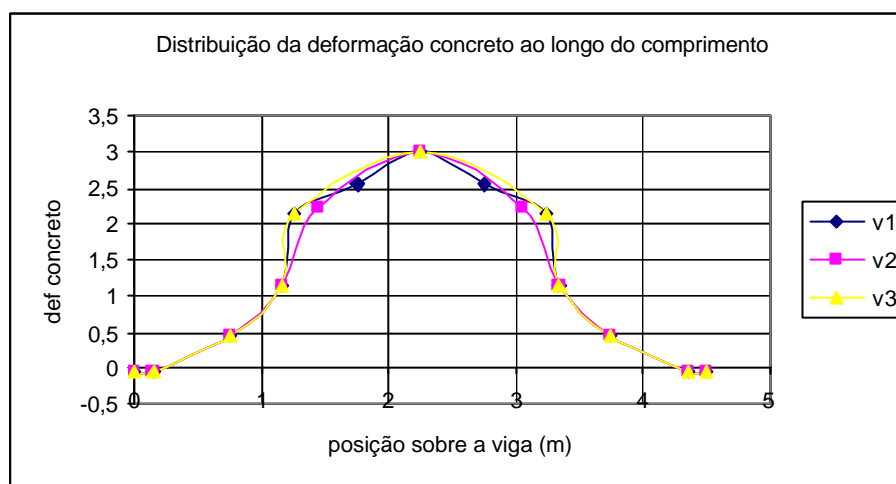


Figura 6 – Distribuição de deformações do concreto no comprimento da viga

## 5. CONCLUSÕES

O conjunto de resultados apresentados na análise das simulações corresponde a níveis de carga próximos a carga de ruptura das vigas. Em termo de simulações numéricas, corresponde ao momento quando uma seção não mais pode ser equilibrada no processo incremental iterativo. Espera-se observar para valores de flechas diferentes em uma seção, valores diferentes de tensão no concreto. Porém não ocorre assim na ruptura. De fato, após atingir a tensão máxima, a seção mais solicitada começa a redistribuir esforços, carregando as seções próximas, aliviando o nível de tensão apesar de continuar se deformando. Com o crescimento da carga variável, seções diferentes vão tomando este caminho sucessivamente até uma atingir a deformação máxima permitida pela lei de comportamento, momento no qual o algoritmo acusa a ruptura da viga. Por esta razão, a curva tensão-deformação na diferentes seções é praticamente a mesma.

As aduelas dos ensaios têm comprimento inferior ou igual a 1 m para uma viga relativamente curta (4,5 m) e ainda protendida. A princípio o comportamento destas aduelas se aproxima mais do comportamento de um bloco do que o de uma viga e isso leva a crer que elas se deslocam como um corpo rígido concentrando as deformações nas extremidades das aduelas que neste caso coincidem com as juntas. Isso motivou a definição dos esquemas adotados para as simulações de (7) a (14) na tentativa de criar condições para evidenciar o possível comportamento de viga das aduelas, o qual, ao que parece depende da flexibilidade global da viga.

A posição da carga foi tratada como uma variável da análise. Porém, seu papel não é intrínseco às dimensões da viga, visto que afeta principalmente o nível de solitação nas seções. Para posições mais próximas ao centro, tem-se maior concentração dos esforços nas seções centrais, o que conduz a uma ruptura para valores de carga mais baixa. A simulação (2) mostra bem isso. Observa-se que o nível de protensão afeta o comportamento das aduelas.

As simulações que incluíram degradação da aderência aço-concreto para um comprimento de 10,50 m mostraram um comportamento bastante próximo do esperado, ou seja, maior flexibilidade para aduelas mais curtas, além de mostrar maior abertura de fissuras na seção central das vigas com aduelas mais longas. Os estudos teóricos nos quais se baseia o algoritmo utilizado neste trabalho mostram a possibilidade de ocorrer um comportamento de viga no interior das aduelas em função do fenômeno de aderência, o qual provoca uma redistribuição de tensões no aço e no concreto.

Apesar do programa possibilitar a consideração das perdas de protensão, esta análise não levou em conta nenhum tipo de perda. Entretanto, de uma forma geral, foi possível observar sensibilidade do algoritmo para reproduzir as peculiaridades dos diferentes esquemas de simulação que foram adotados.

## 5 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Désir, J. M. - Análise Não Linear Do Comportamento Até A Ruptura De Vigas Com Protensão Externa – Tese De Mestrado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (1993)

Désir, J. M. – Interface Aço-Concreto: Reformulando Os Modelos Constitutivo E Numérico – Tese De Doutorado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (1998)

Eligehausen, R., Popov, E. P. And Bertero, V. V., “Local Bond Stress-Slip Relationship Of Deformed Bars Under Generalized Excitations”, Repot No. Ucb/Eerc 83-23, Univ. Of California, Berkeley, California, 1983.

Leonhardt, I. F. – Hormigon Pretensado Inst. Eduardo Torroja De La Construcccion Y Del Cimento. Madrid, 1967.

Martins, P.C.R. – Modélisation Du Comportement Jusqu’à La Rupture en Flexion de Poutres en Béton à Précontrainte Extérieure ou Mixte - D.Sc. Thèse, Ecole Centrale Paris, France (1989).

Pfeil, Walter – Concreto Protendido. Liv. Téc. E Cient. Ed. S.A. Rio De Janeiro, 1980

Rehm, G. “Urber Die Grundlagen Des Verbundes Zwischen Stahl Und Beton”. Dafs 1961;138:59.

Tavares, Maria Elizabeth Da Nóbrega - Estudo Experimental De Vigas De Concreto Protendido - Influência Da Variação Da Aderência Aço-Concreto. Tese De Doutorado, Coppe/Ufrj, Rio De Janeiro (2000).

Tepfers, R. - Bond Stress Along Lapped Reinforcing Bar. Magazine Of Concrete Research 1980;31(106):135-42.

Tepfers, R.: A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices of Deformed Bar. Report 73.2, pp. 328, Chalmers University of Technology, Göteborg, 1973.

Windisch A. (1985) - “A modified pull-out test and a new evaluation methods for a more real local bond slips relationship” . *Matériaux et Constructions*,1985.