

Avaliação analítica, numérica e experimental de uma viga-parede indiretamente apoiada

Rafael Alves de Souza ¹, Túlio Nogueira Bittencourt ²,
Joaquim Azevedo Figueiras ³, Mário Jorge de Seixas Pimentel ⁴

Trabalho recebido em 27/04/2005 e aprovado para publicação em 13/06/2005.

Resumen

O presente trabalho tem por objetivo apresentar os resultados obtidos de uma viga-parede indiretamente apoiada, através da avaliação analítica, numérica e experimental. Trata-se de um caso de dimensionamento complexo, uma vez que tal elemento não respeita a hipótese de manutenção das seções planas e deformações lineares ao longo da seção. Para o dimensionamento desses elementos deve-se recorrer a métodos que levem em conta essa particularidade, sendo que Método das Bielas em parceria com o Método dos Elementos Finitos têm se constituído em ferramentas excepcionais para tal atividade. Os resultados apresentados no presente trabalho comprovam a potencialidade dos métodos supracitados na avaliação de regiões sujeitas a descontinuidades ("Regiões D"), possibilitando racionalidade e segurança no dimensionamento de estruturas especiais em concreto estrutural.

Palavras-Chave: Método das Bielas, Método dos Elementos Finitos, regiões D, vigas-parede e concreto estrutural

¹ Professor Dr, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Maringá. Av. Colombo 5790, Bloco C67, Sala 219, CEP 87020-900, Maringá, SP, Brasil. E-mail: rsouza@uem.br

² Professor Associado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. E-mail: tulio.bittencourt@poli.usp.br

³ Professor Catedrático, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: jafig@fe.up.pt

⁴ Assistente Estagiário, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. E-mail: mjsep@fe.up.pt

1. Introdução

Atualmente, para o dimensionamento de qualquer estrutura em concreto estrutural, convém identificar regiões distintas de comportamento, de maneira a se efetuar um dimensionamento seguro e eficaz. De acordo com Schäfer e Schlaich (1991), duas regiões de comportamentos bem definidos podem ser identificadas nas estruturas de concreto: “Regiões B” e “Regiões D”.

As “Regiões B” seguem a “Hipótese de Bernoulli”, isto é, pode-se assumir que as deformações ao longo da seção transversal são lineares desde o início do carregamento até a ruptura. Estas regiões correspondem basicamente ao caso das peças lineares (vigas e pilares), e pode-se assumir que as deformações provocadas pelo momento fletor e pela força normal são predominantes em relação as deformações provocadas pela força cortante.

Em uma “Região B”, a força de tração na armadura longitudinal varia ao longo do elemento, de maneira a balancear o momento fletor aplicado, mantendo o braço de alavanca interno relativamente constante. Por outro lado, em uma “Região D” a força de tração na armadura tende a permanecer constante, o braço de alavanca interno sofre variação e o elemento se comporta como se fosse um arco atirantado.

As “Regiões D” apresentam deformações não-lineares ao longo da seção transversal, e as rotinas convencionais de dimensionamento se tornam inadequadas e até mesmo inseguras se aplicadas. Nessas regiões, que normalmente correspondem a detalhes de uma estrutura, observa-se um estado de tensão com claras descontinuidades, decorrentes das deformações resultantes da força cortante.

Em geral as “Regiões D” se manifestam a partir de perturbações de ordem estática (causada pela presença de cargas) e geométrica (causada por mudanças bruscas na geometria), sendo que o comprimento dessas regiões pode ser definido aproximadamente a partir da altura do elemento estrutural (Princípio de Saint Venant), conforme ilustram os trechos cinzentos da Figura 1.

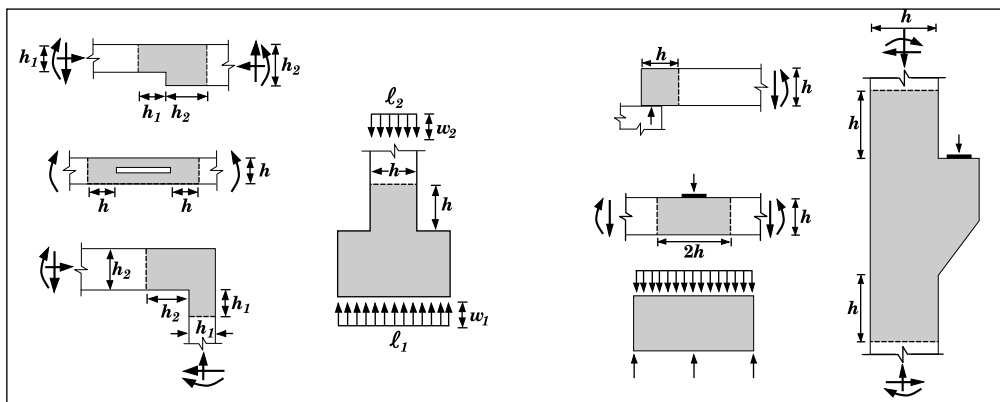


Figura 1: Exemplos de “Regiões D” e seus contornos

Para as Regiões D, freqüentemente dimensionadas no passado com a utilização de critérios empíricos, convém aplicar o Método das Bielas ou o Método dos Elementos Finitos, de maneira a se obter um critério de dimensionamento sistemático, racional e seguro.

2. Método das bielas

A maioria dos elementos utilizados em concreto estrutural podem ser dimensionados de maneira simplificada, adotando-se a clássica Hipótese de Bernoulli de que seções planas permanecem planas após a flexão. No entanto, existem várias situações para as quais esta hipótese simplificadora não pode ser aplicada, tais como: blocos rígidos sobre estacas, sapatas, consolos, vigas-parede e dentes Gerber.

Para os casos citados anteriormente, deve-se recorrer a soluções mais eficazes de dimensionamento, sendo que o Método das Bielas tem se apresentado como uma alternativa muito racional. Por outro lado, o Método dos Elementos Finitos, além de auxiliar na aplicação do Método das Bielas, também pode validar as soluções de dimensionamento obtidas, constituindo-se em um verdadeiro laboratório virtual.

O Método das Bielas tem como idéia principal a substituição da estrutura real por uma estrutura hipotética resistente na forma de treliça, que simplifica de maneira sistemática o problema original, conforme ilustram os exemplos da Figura 2.

Nessa treliça hipotética os elementos comprimidos (que são elementos prismáticos de concreto) são denominados de escoras e os elementos tracionados (que normalmente são barras de aço) são denominados de tirantes. Os pontos de interseção das escoras e dos tirantes no modelo, isto é, os pontos onde ocorrem as distribuições de forças entre as escoras e os tirantes são chamados de “regiões nodais”.

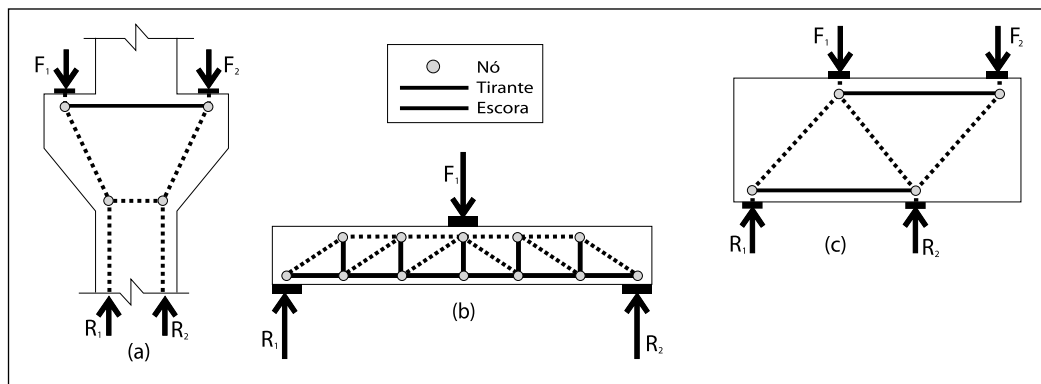


Figura 2: Aplicações do Método das Bielas: (a) Consolo, (b) Viga e (c) Viga-Parede em Balanço

O Método das Bielas tem sua validade fundamentada no Teorema do Limite Inferior da Teoria da Plasticidade. Basicamente esse teorema estabelece que se existe uma carga

para a qual pode-se encontrar um estado de tensão estável e estaticamente admissível, existe a garantia que essa mesma carga será inferior à carga de ruína da estrutura.

O nível de tensão estabelecido nas regiões nodais, bem como nas escoras, deve ser limitado a uma certa parcela da resistência à compressão do concreto, de maneira a evitar fissurações indesejáveis e até mesmo uma possibilidade de ruína prematura. Adicionalmente, de maneira a sempre se obter um modo de ruína dúctil, deve-se garantir que os tirantes sempre irão escoar antes das escoras e das regiões nodais entrarem em ruptura.

Vários códigos normativos já têm recomendado a utilização do Método das Bielas para o dimensionamento das Regiões D, merecendo destaque principalmente as publicações do CEB-FIP Model Code 1990 (1993), CSA (1994), EHE (1999) e ACI-318 (2002).

3. Vigas-parede apoiadas indiretamente

As vigas-parede encontram-se normalmente presentes nas fachadas das edificações, servindo como elementos de vedação ou como elementos resistentes. Com a função de resistência, tem-se recorrido às vigas-parede principalmente para os casos de transição, de maneira a encaminhar para os apoios mais extremos elevadas cargas concentradas, normalmente provenientes de pilares que não podem chegar até a base da edificação.

No entanto, observa-se que em alguns casos as vigas-paredes podem cumprir simultaneamente a função de elemento resistente e de vedação, como é o caso das vigas-parede utilizadas em reservatórios. Para este caso, há necessidade de um tratamento especial, uma vez que as cargas tendem a ser aplicadas por debaixo da viga-parede, requerendo uma armadura especial de suspensão.

De acordo com a NBR6118:2003, denominam-se de vigas-parede aquelas vigas de grande altura, que possuem uma relação entre o vão e a altura (l/h) inferior igual a 2,0, no caso de serem simplesmente apoiadas, e igual a 3,0 no caso de serem contínuas. As vigas-parede podem ser classificadas como elementos de descontinuidade generalizada, e como visto, as hipóteses normalmente aceitas para o dimensionamento de vigas ordinárias são inválidas para esse tipo de elemento.

Vários trabalhos publicados nos últimos anos, com base em diversos resultados experimentais, têm demonstrado que o Método das Bielas é uma ótima ferramenta para o dimensionamento de vigas-parede. Como exemplo, citam-se os trabalhos publicados por Foster e Gilbert (1998), Maxwell e Breen (2000), Wight e Montesinos (2003) e Matamoros e Wong (2003).

De acordo com Montoya et al. (2002) vários ensaios experimentais têm demonstrado que a ruína desses elementos, salvo algumas exceções, se dá normalmente por compressão excessiva das escoras e das regiões nodais junto aos apoios. Em geral, observa-se que a condição mais crítica está na resistência dos nós junto aos apoios, sendo que a resistência junto às escoras é normalmente superabundante.

No caso de vigas-parede simplesmente apoiadas com carregamento superior distribuído, observa-se que as isostáticas de tensão tendem a seguir a forma apresentada

na Figura 3(a). Como pode-se observar pela Figura 3(b), a distribuição de tensões/deformações ao longo da seção transversal AB é fortemente não-linear, sendo que normalmente pode-se adotar um braço de alavanca interno entre a resultante de tração e de compressão em torno de 60% do vão da viga.

Uma vez conhecido o estado de tensões principais pode-se estabelecer um modelo de escoras e tirantes para dimensionamento da estrutura, substituindo a carga concentrada por duas cargas concentradas equivalentes, conforme ilustra a Figura 3(c).

A partir das condições de equilíbrio pode-se deduzir facilmente a força atuante no tirante e determinar a quantidade necessária de armaduras, a serem distribuídas ao longo de uma altura de aproximadamente 12% a 15% do vão da viga-parede.

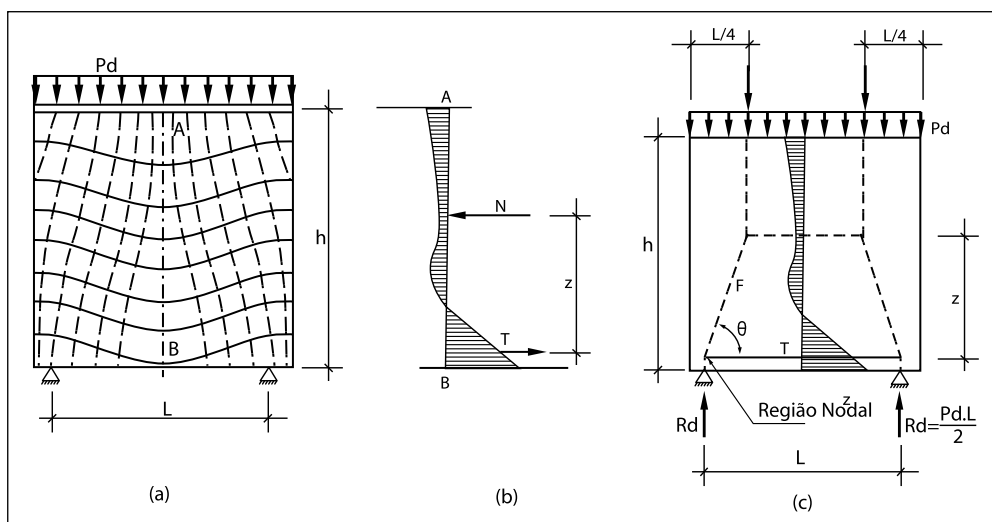


Figura 3: (a) Isostáticas de tensão, (b) Distribuição de tensões ao longo da seção transversal e (c) Modelo de Escoras e Tirantes para viga-parede simplesmente apoiada com carga uniforme superior

Adicionalmente, convém ainda dispor uma armadura mínima horizontal e vertical nas duas faces da viga-parede, de maneira a controlar a fissuração da viga-parede, bem como, para aumentar a ductilidade da estrutura. A maioria dos códigos normativos tem indicado uma malha, com armadura mínima por face, em torno de 0,1% da área da seção transversal de concreto.

A comprovação da região nodal junto ao apoio, pode ser feita de maneira simplificada, mantendo a tensão σ_c atuante nessa região com um valor inferior a $0,40 f_{ck}$. Uma vez que essa condição é mais crítica que aquela verificada para as escoras, pode-se desprezar a verificação das escoras inclinadas e horizontais restantes do modelo.

De acordo com Leonhardt e Mönnig (1979), a existência de pilares nas extremidades ou engrossamentos locais, que ocorrem quando a viga-parede está ligada a pilares ou vigas transversais, influenciam fortemente na distribuição das tensões junto aos extremos da viga-parede, levando a uma distribuição de tensões sensivelmente diferente

daquela verificada com apoios simples.

De acordo com Montoya et al. (2002), para vigas-parede apoiadas em vigas-parede de extremidade, a transmissão de cargas se efetua predominantemente através de escoras comprimidas situadas no terço médio da altura da viga-parede que serve de apoio. Como consequência, conforme ilustra a Figura 4(a), a viga-parede 2 resulta carregada principalmente em sua zona inferior, devendo ser disponibilizada armadura de suspensão nessa região.

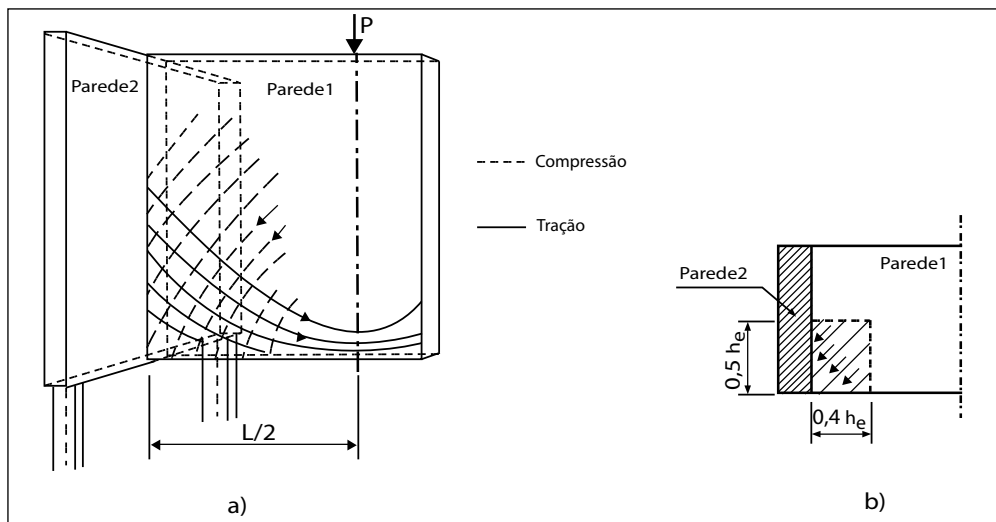


Figura 4: (a) Apoio indireto em viga-parede e (b) Fissuras entre escoras no canto inferior da viga-parede

A viga-parede 1, conforme ilustra a Figura 4 (b), apresenta risco de apresentar fissuras em sua base, no canto inferior, na direção das tensões principais de compressão, de maneira que torna-se necessário dispor armadura transversal ou barras dobradas para essa região, caso a carga aplicada seja elevada. Para cargas de pequena intensidade, as malhas em armadura mínima são suficientes para evitar tal possibilidade de fissuração.

4. Descrição da estrutura investigada

A geometria da viga-parede investigada, bem como, a armação utilizada são apresentadas em maiores detalhes na Figura 5. Trata-se de uma estrutura indiretamente apoiada cujo panorama de armação foi obtido através de um modelo simples de escoras e tirantes. Os pilaretes de extremidade se apoiam sobre placas metálicas com dimensões de 7,5 x 22,5 cm, enquanto que o carregamento concentrado é aplicado na face superior da estrutura por meio de placas metálicas de 7,5 x 7,5 cm.

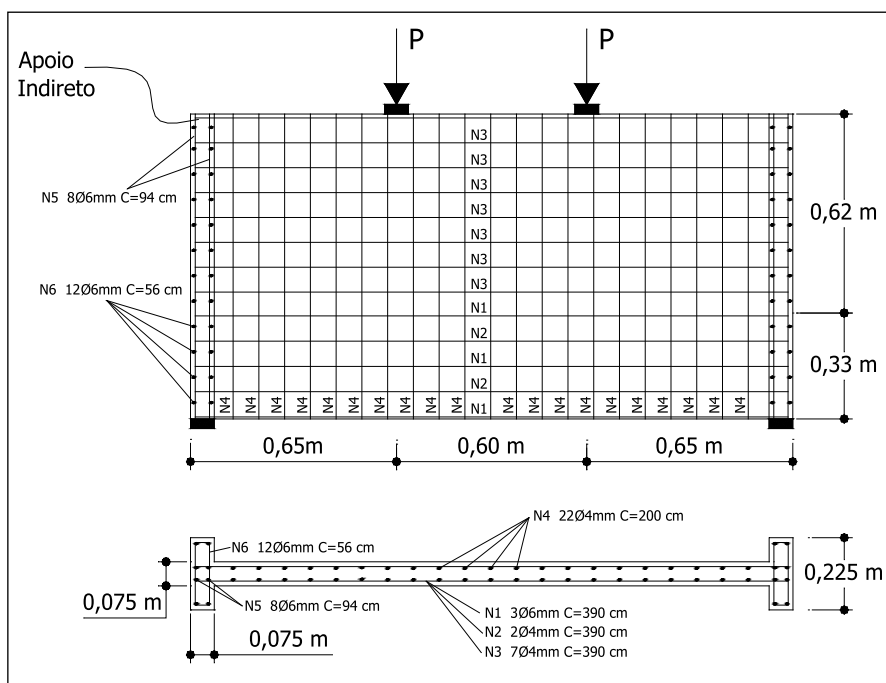


Figura 5: Geometria e panorama de armação da viga-parede indiretamente apoiada

Junto aos pilaretes de extremidade também foi adotado um modelo de escoras e tirantes, de maneira a quantificar os estribos na região inferior dos apoios indiretos da viga-parede. Observa-se que as escoras da viga-parede se distribuem ao longo de uma certa altura do pilarete, dissipando-se por meio de duas escoras inclinadas que são equilibradas por um tirante (estribos) presente nos pilaretes de extremidade. Adicionalmente, teve-se a preocupação de disponibilizar uma armadura mínima horizontal e vertical, visando controlar a fissuração da estrutura.

5. Avaliação analítica da viga-parede indiretamente apoiada

Considerando a resistência característica à compressão do concreto igual a 30 MPa, a tensão de escoamento das barras de 6,0 mm igual a 494 MPa e a tensão de escoamento das barras de 4,0 mm igual a 168,85 MPa, pode-se a partir do modelo de escoras e tirantes apresentado na Figura 6, definir as cargas limites de maior interesse para a estrutura.

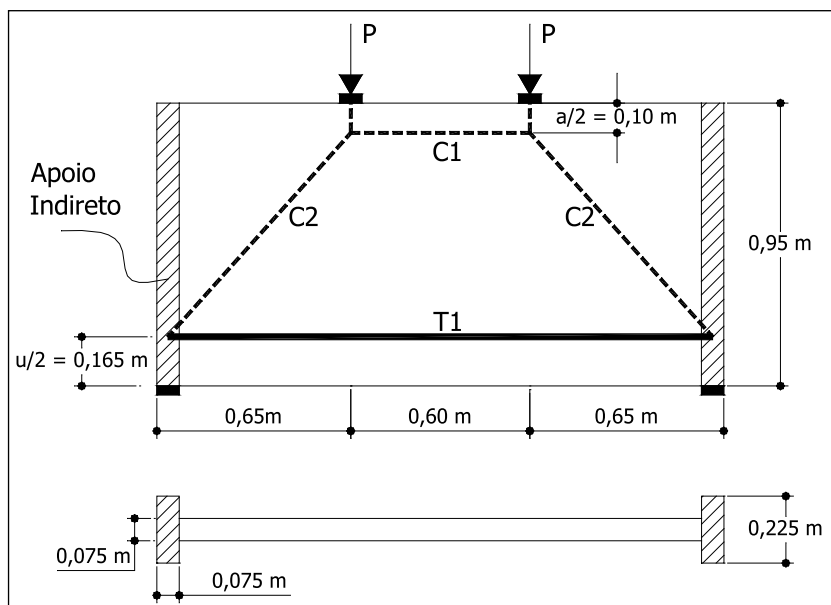


Figura 6: Modelo de Escoras e Tirantes utilizado para avaliação analítica da viga-parede

Como a viga foi inicialmente dimensionada utilizando o Método das Bielas, e este é um método baseado no Limite Inferior da Teoria da Plasticidade, espera-se que o tirante T1 venha a escoar antes das escoras C1 e C2 entrarem em ruptura, obtendo-se assim um modo de ruptura dúctil. Para a avaliação da resistência das escoras foram utilizadas os parâmetros de tensão efetiva recomendados por Souza (2004), conforme ilustram as Equações (01) a (09):

- *Carga Limite para as Escoras Inclinadas:*

$$C_1 = C_2 \cdot \cos\theta = \frac{P}{\tan\theta} = T_1 = A_s \cdot f_{yd} \quad (1)$$

Tensão efetiva da escora horizontal C_1

$$f_c = 0,63 \cdot f_{ck} = 0,63 \cdot 30 = 18,90 \text{ MPa} \quad (2)$$

Largura mínima para escora C_1

$$a_{1,min} = \frac{C_1}{f_c \cdot b} = \frac{A_s \cdot f_{sd}}{f_c \cdot b} = \frac{(0,000169 \cdot 494 + 0,00005 \cdot 16 \cdot 8,85)}{18,90 \cdot 0,075} = 0,0649 \text{ m} \quad (3)$$

Como $a_1 > a_{1,min}$ então a escora horizontal C1 apresenta boas condições de segurança.

Ângulo de inclinação da escora inclinada C_2

$$\theta = \arctg \left(\frac{0,95 - \frac{0,0649}{2} - \frac{0,33}{2}}{0,65 - \frac{0,075}{2}} \right) = 50,85^\circ \quad (4)$$

Largura das escoras C_2

$$a_2 = l_b \cdot \sin\theta + u \cdot \cos\theta = (0,075 - 0,015) \cdot \sin(50,85^\circ) + 0,33 \cdot \cos(50,85^\circ) = 0,254 \text{ m} \quad (5)$$

Tensão efetiva das escoras inclinadas

$$f_e = 0,48 \cdot f_{ck} = 0,48 \cdot 30 = 14,40 \text{ MPa} \quad (6)$$

Largura mínima para as escoras C_2

$$a_{2,\min} = \frac{C_1}{f_e \cdot b} = \frac{(0,000169 \cdot 494 + 0,00005 \cdot 16 \cdot 8,85)}{\cos(50,85^\circ) \cdot 14,40 \cdot 0,075} = 0,134 \text{ m} \quad (7)$$

Como $a_2 > a_{2,\min}$ então as escoras inclinadas C_2 apresentam boas condições de segurança.

Carga de ruína analítica da escora inclinada C_2

$$P_{\text{escora}} = a_2 \cdot f_e \cdot b \cdot \sin\theta = 0,254 \cdot 14,4 \cdot 0,10^3 \cdot 0,075 \cdot \sin 50,85^\circ = 212,73 \text{ kN} \quad (8)$$

Como as escoras inclinadas apresentam condições mais críticas do que a escora horizontal, despreza-se a definição da máxima carga que pode ser aplicada afim de causar a ruptura da escora horizontal.

• *Carga Limite para a região nodal junto ao apoio:*

$$P_{\text{nó}} = 0,40 \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{apoio}} = 0,40 \cdot 30 \cdot 0,75 \cdot 22,5 = 202,50 \text{ kN} \quad (9)$$

Como junto ao apoio tem-se a região nodal mais crítica, pode-se desprezar a verificação dos nós restantes da estrutura. Observa-se que a condição anterior limita a resistência da estrutura em termos do concreto comprimido. No entanto, é de se esperar que a estrutura chegue ao colapso para cargas inferiores a 202,50 kN, tendo em vista que espera-se que o tirante venha a escoar para cargas muito menores.

- *Carga de Fissuração e Carga de Escoamento dos Tirantes:*

Para a obtenção da carga de fissuração e da carga de escoamento do tirante principal será suposto que o mesmo possa ser associado a um prisma de concreto armado solicitado por forças normais de tração. O prisma a ser analisado possuirá então uma seção transversal de 33 cm x 7,5 cm com uma área total de armadura de 2,19 cm².

Como o tirante é formado por barras de 6,0 mm e 4,0 mm e a resistência ao escoamento de cada um destes aços é diferente, será utilizada uma média ponderada para estimativa da resistência ao escoamento. Como as barras de 6,0 mm representam cerca de 77% da armadura total e as barras de 4,0 mm representam cerca de 23%, admite-se uma resistência média de 419, 21 MPa para o escoamento do tirante.

Seguindo as recomendações do CEB-FIP Model Code 1990 (1993) pode-se obter um gráfico aproximado da força normal versus deformação do prisma de concreto armado, desprezando os efeitos de “tension stiffening” e de “tension softening” do concreto. Nesse sentido, a Figura 7 apresenta o início da fissuração (ponto A), o limite de contribuição do concreto à tração (ponto B) e o escoamento das armaduras do tirante (ponto C).

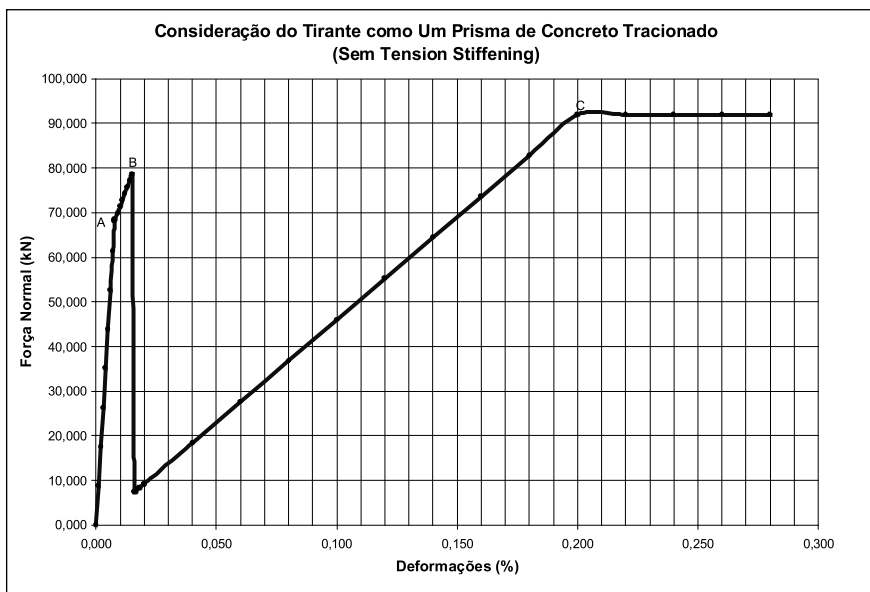


Figura 7: Força normal versus deformação do tirante, sem consideração do efeito de “tension stiffening”

A fissuração inicial do prisma ocorre para uma força normal de 68,13 kN, começa a se intensificar e para a força normal de 78,58 kN o concreto já não é mais capaz de suportar as tensões de tração, que são então transferidas para as barras de aço do tirante. As barras passam a ser tracionadas continuamente, até que o limite de escoamento é atingido para a força normal de 91,98 kN. As cargas de fissuração e de escoamento teóricas são definidas a seguir, a partir das Equações (10) e (11).

$$P_{\text{fissuração}} = P \cdot \text{tg } \theta = P \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 68,13 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 83,68 \text{ kN} \quad (10)$$

$$P_{\text{escoamento}} = P \cdot \text{tg } \theta = P \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 91,98 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 112,97 \text{ kN} \quad (11)$$

Pode-se melhorar a previsão analítica das cargas de fissuração através da consideração do efeito de “tension stiffening”, conforme ilustra a Figura 8. Evidentemente, os valores obtidos se constituem em uma aproximação um pouco mais precisa para a fissuração do tirante tracionado, no entanto, ainda são uma estimativa grosseira para o caso da viga-parede em análise

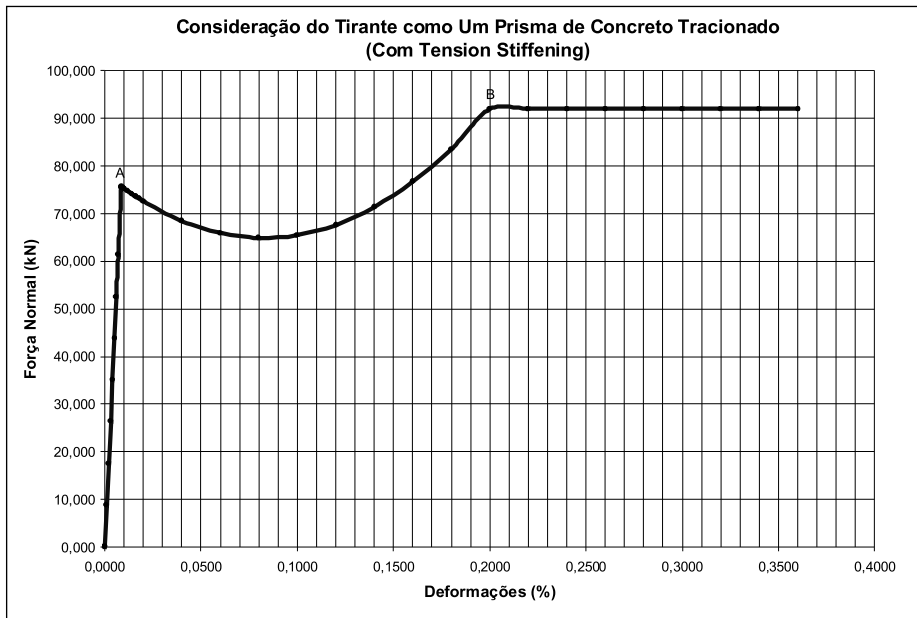


Figura 8: Força normal versus deformação do tirante, com consideração do efeito de “tension stiffening”

As cargas de fissuração e de escoamento teóricas, considerando o efeito de “tension stiffening” são definidas nas Equações (12) e (13):

$$P_{\text{fissuração}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 75,68 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 92,95 \text{ kN} \quad (12)$$

$$P_{\text{escoamento}} = N \cdot \text{tg } \theta = N \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 91,98 \cdot \text{tg } 50,85^\circ = 112,97 \text{ kN} \quad (13)$$

6. Avaliação numérica da viga-parede apoiada indiretamente

A viga-parede indiretamente apoiada foi discretizada no programa DIANA (TNO 2002) e analisada numericamente utilizando recursos de análise não-linear. Tal diretriz foi seguida no sentido de estabelecer o modo de ruína do elemento, bem como, o panorama de fissuração, para fins de comparação com os resultados analíticos e experimentais.

Na simulação numérica foram utilizados para o concreto elementos quadráticos de oito nós em estado plano de tensão do tipo CQ16M, acompanhados do modelo de fissuração distribuída do tipo Total Strain Rotating Crack. Para as armaduras foram utilizados elementos especiais denominados “embedded reinforcement”, na forma de armaduras discretas (tirantes) e na forma de malha (armaduras secundárias).

Foram aplicadas duas cargas distribuídas do tipo “pressure” de 100 N/mm (cerca de 7,5 kN) e as condições de vinculação foram descritas de maneira a se obter uma viga-parede simplesmente apoiada. Adicionalmente foram definidas as propriedades para os materiais, seguindo as recomendações contidas no trabalho de Feenstra e Borst (1993), conforme ilustra a Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades definidas para os materiais no programa DIANA

Concreto					Aço		
E_c (MPa)	f_t (MPa)	f_c (MPa)	G_t (N.mm/mm ²)	G_c (N.mm/mm ²)	E_s (Mpa)	ϕ 4,0 mm f_y (MPa)	ϕ 6,3 mm f_y (MPa)
33.619,75	2,89	38,00	0,0763	3,18	210.000,00	168,85	494,00

Finalizada a descrição e a definição das propriedades do modelo procedeu-se à análise não-linear da estrutura. As primeiras fissuras surgiram na face inferior da viga-parede, no vão central, para as cargas concentradas de 65,63 kN. O início do escoamento do tirante principal ocorreu nas barras de 4,0 mm, situadas na segunda camada do tirante principal, para as cargas concentradas de 73,27 kN.

Para as cargas concentradas de 118,50 kN, a quinta camada de armaduras, constituída por barras de 6,0 mm, entrou em regime de escoamento e, para as cargas concentradas de 123,75 kN, todas as armaduras do tirante principal já estavam escoando. A Figura 9, procura reproduzir de uma maneira muito simplificada as tensões verificadas nas camadas de armaduras para os valores de cargas mais significativos.

Finalmente, para as cargas concentradas de 132,00 kN, a estrutura chegou à ruína, com a configuração de fissuração ilustrada na Figura 10 (a). Observa-se que na ruptura desenvolve-se uma fissura central que tende a se propagar no eixo de simetria, em direção a face superior da estrutura, separando a estrutura em duas partes distintas.

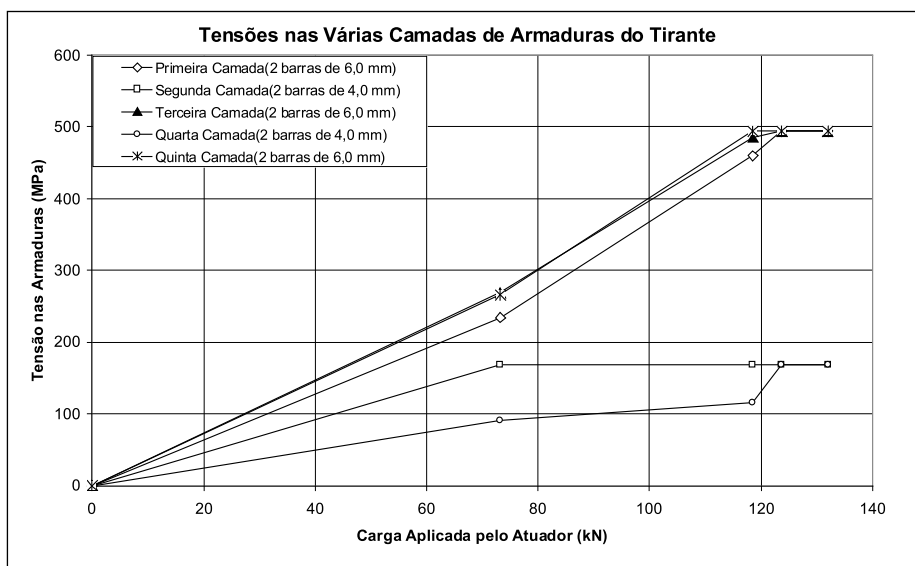


Figura 9: Diagrama simplificado das tensões desenvolvidas nas camadas de armaduras do tirante

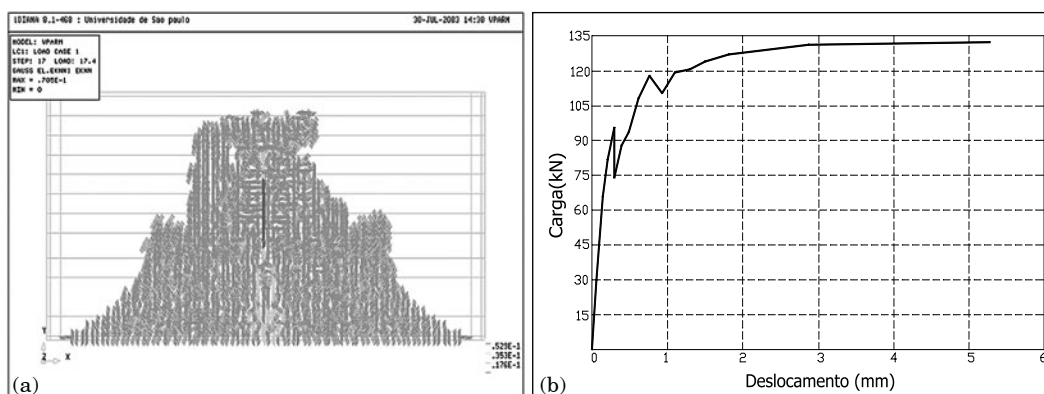


Figura 10: (a) Panorama de fissuração numérico na ruína da viga-parede indiretamente apoiada e (b) Evolução dos deslocamentos no eixo de simetria da viga-parede

A Figura 10 (b) apresenta a evolução dos deslocamentos ao longo dos carregamentos para um nó situado na face inferior da viga, exatamente no eixo de simetria da estrutura, demonstrando que na ruína o deslocamento vertical foi de aproximadamente 5,2 mm.

A Figura 11 apresenta as tensões principais de compressão e de tração desenvolvidas para as cargas concentradas de 67,76 kN, isto é, um passo de carga antes das armaduras da segunda camada entrarem em escoamento. As tensões máximas medidas foram de 10,4 MPa (tensão principal de tração) e 25,9 MPa (tensão principal de compressão).

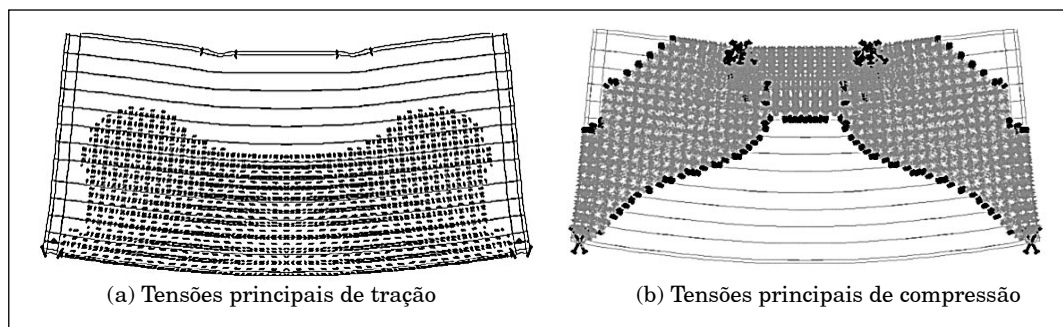


Figura 11: Tensões principais verificadas antes do escoamento do tirante principal

Observa-se que as larguras desenvolvidas na ruína foram em média 65% maiores do que aquelas previstas no modelo de escoras e tirantes idealizado. Acredita-se que essa diferença deve-se ao fato de que uma parcela das armaduras complementares também acabou exercendo papel de tirante, contribuindo para um comportamento mais dúctil da estrutura.

7. Avaliação experimental da viga-parede indiretamente apoiada

De posse dos resultados analíticos e numéricos, que serviram para balizar o ensaio experimental, partiu-se para a experimentação da viga-parede indiretamente apoiada, utilizando-se as instalações do Laboratório de Estruturas da Universidade do Porto, Portugal.

Junto as barras da terceira camada de armaduras, constituídas por bitolas de 6,0 mm, foram anexados extensômetros elétricos, com o intuito de registrar as deformações do tirante durante a aplicação gradual do carregamento.

Adicionalmente foram utilizados “clip gages”, LVDT’s de controle vertical (instalado no meio do vão) e horizontal (fixado em uma barra de controle na base da estrutura), bem como, extensômetros especiais posicionados no interior das escoras inclinadas. A Figura 12 apresenta o esquema de carregamento e de instrumentação da viga-parede investigada.

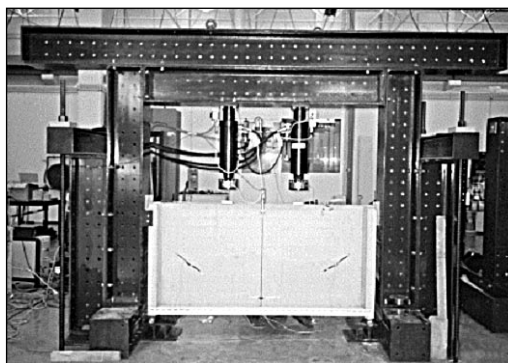


Figura 12: Esquema de carregamento e de instrumentação da viga-parede investigada

Com base na simulação numérica efetuada anteriormente, pôde-se definir os parâmetros de controle do ensaio experimental, que foi executado com controle dos deslocamentos. Para tanto, definiu-se que o carregamento aplicado seria paralisado para um deslocamento horizontal máximo de 5 mm, com base nos resultados numéricos.

As primeiras fissuras surgiram para cargas concentradas de aproximadamente 68 kN, na região central da viga-parede. Com o aumento do carregamento as fissuras iniciais foram se propagando até o topo da viga-parede e uma série de fissuras vizinhas surgiram na região central. O “clip gage” disponibilizado no eixo de simetria da viga-parede registrou ao longo do ensaio uma abertura máxima de fissuras de aproximadamente 0,13 mm.

O ensaio foi paralisado para cargas concentradas de aproximadamente 142 kN, com o deslocamento medido pelo LVDT horizontal igual a 5,0 mm. Nesse instante, pôde-se constatar que se fossem dados deslocamentos adicionais, a viga chegaria a ruína por rompimento do tirante principal, uma vez que as armaduras instrumentadas já se encontravam em escoamento.

A instrumentação indicou que as barras monitoradas da terceira camada entraram em escoamento para cargas concentradas médias de 107 kN. Quando o ensaio foi paralisado, para as cargas concentradas de 142 kN, uma das barras apresentava deformação de 3,2 ‰, enquanto a outra barra já apresentava uma deformação de 9,6 ‰, conforme ilustra a Figura 13.

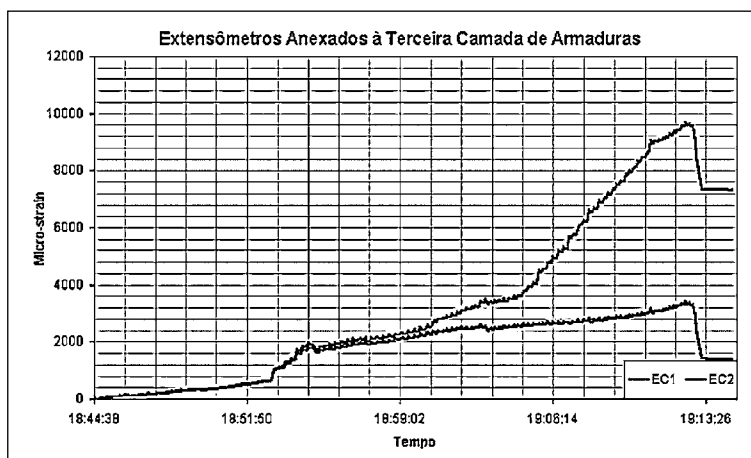


Figura 13: Deformações nos extensômetros da terceira camada de armaduras

A Figura 14 apresenta os resultados dos extensômetros posicionados no interior das escoras inclinadas de concreto. Observa-se que as deformações medidas no extensômetros posicionados nas escoras inclinadas apresentam no limite das cargas impostas deformações inferiores a 0,2 ‰, indicando grande folga de resistência para as escoras.

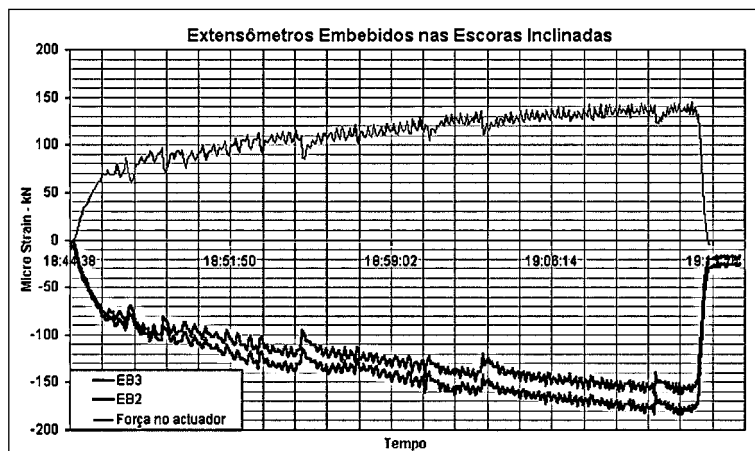


Figura 14: Deformações nos extensômetros posicionados nas escoras inclinadas

O panorama de fissuração apresentado para a viga-parede antes da paralisação do ensaio é apresentado na Figura 15. Observa-se que as fissuras, inicialmente surgidas no meio do vão e depois nas laterais da viga-parede, tendem a convergir para uma mesma direção, situada no eixo de simetria da estrutura.

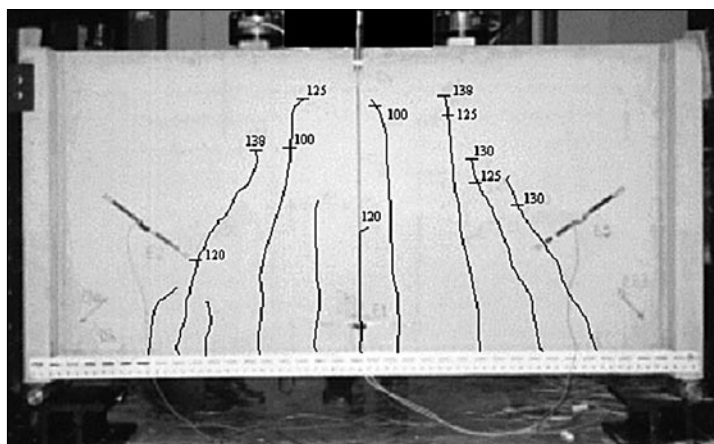


Figura 15: Panorama de fissuração da viga-parede antes da paralisação do ensaio

A Tabela 2 apresenta a comparação dos resultados numéricos, analíticos e experimentais, tomando como referência a terceira camada de armaduras do tirante principal. Deve-se observar que os resultados obtidos experimentalmente foram muito semelhantes àqueles resultados obtidos numericamente.

Tabela 2: Comparação entre resultados numéricos, analíticos e experimentais para a terceira cama da de armaduras do tirante principal

Cargas Concentradas Aplicadas à Viga-Parede	Numérico	Analítico		Experimental
		Sem "Tension Stiffening"	Com "Tension Stiffening"	
Fissuração (kN)	65,63	83,68	92,95	68,00
Escoamento (kN)	115,00	112,97	112,97	107,00

9. Conclusões

O dimensionamento efetuado foi plenamente satisfatório, tendo em vista que a viga-parede indiretamente apoiada chegou ao colapso com um comportamento dúctil, evidenciado pelo intenso panorama de fissuração apresentado no ensaio experimental. Evidentemente, os resultados apresentados se referem a um exemplar isolado, e sem dúvida alguma, outras vigas-parede dotadas das mesmas características deveriam ser ensaiadas, visando validar as observações aqui efetuadas.

As diferenças observadas entre os resultados numéricos, analíticos e experimentais podem ser explicadas pela definição prévia de parâmetros para o concreto e para o aço, tais como a resistência à compressão, resistência à tração, energia de fraturamento, módulo de elasticidade e tensão de escoamento.

Como a simulação numérica e a estimativa analítica foram realizadas antes do ensaio experimental, os parâmetros citados tiveram de ser estimados com valor médio, de maneira a obter respostas iniciais para o problema. Quando houve a realização do ensaio experimental, observou-se que os valores obtidos foram levemente diferentes dos valores médios adotados nas investigações analítica e numérica.

Deve-se observar que foram apresentados apenas resultados numéricos e analíticos prévios à investigação experimental, procurando ilustrar com fidelidade o processo de investigação com o Método das Bielas e com o Método dos Elementos Finitos. Para maiores informações sobre análises numéricas efetuadas após o ensaio experimental recomenda-se a leitura de Pimentel et al. (2004).

Finalmente, a investigação efetuada vem a validar preliminarmente os valores de resistência efetiva propostos por Souza (2004), para a segurança das escoras e das regiões nodais. Essa informação pode ser de grande importância para a NBR6118:2003, tendo em vista a relativa falta de posicionamento do código brasileiro em relação ao Método das Bielas.

Referências

- American Concrete Institute (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)*, APPENDIX A: Strut-And-Tie Models. Farmington Hills, Michigan.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. NBR 6118. Rio de Janeiro: ABNT.
- Canadian Standards Association (1994). *Design of Concrete Structures*. CSA Standard-A23.3-94. Ontario: Rexdale.
- Comité Euro-International du Béton (1990). CEB-FIP Model Code 1990. London: Thomas Telford Services Ltd.
- EHE (1999). *Instrucción de Hormigón Estructural*. 2.ed. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Feenstra, P.H. and Borst, R. (1993). Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete. *Heron*, v. 38, n. 4, Delft, Netherlands, p 3-76.
- Foster, S. J. and Gilbert, R. I. (1998). Experimental Studies on High Strength Concrete Deep Beams. *ACI Structural Journal*, v. 95, n. 4, p. 382-390.
- Leonhardt, F. and Monning, E. (1979). *Construções de Concreto*, v.1, 2 e 3. Editora Interciência, Rio de Janeiro.
- Matamoros, A. B. and Wong, K. H. (2003). Design of Simply Supported Deep Beams Using Strut-And-Tie Models. *ACI Structural Journal*, v. 100, n. 6, p. 704-712.
- Maxwell, B. S. and Breen, J. E. (2000). Experimental Evaluation of Strut-And-Tie Model Applied to Deep Beam with Opening. *ACI Structural Journal*, v. 97, n. 1, p. 142-149.
- Montoya, P.J; Meseguer, A. G. and Cabre, F. M. (2002). *Hormigón Armado*. Barcelona: Editora Gustavo Gili.
- Pimentel, M. J. S.; Figueiras, J. A.; Souza, R. A. and Bittencourt, T. N. (2004) Modelação Numérica e Validação Experimental do Comportamento de Vigas Parede Com Apoio Indiretos. *Proceeding of Congresso de Métodos Computacionais em Engenharia*, Lisboa.
- Schäfer, K. and Schlaich, J. (1991). Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models. *The Structural Engineer*, v. 69, n. 6, p. 113-125.
- Souza, R. A. (2004). *Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento de Elementos com Descontinuidades*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- TNO. DIANA Finite Element Analysis (2002). User's Manual – Release 8.1, Delft, Netherlands.
- Wight, J. K. and Montesinos, G. J. P. (2003). Strut-And-Tie Model for Deep Beam Design. *Concrete International*, v. 25, n. 5, p. 63-70.

Analytical, numerical and experimental evaluation of an indirectly supported deep beam

Abstract

This paper presents the results obtained from an indirectly supported deep beam by means of analytical, numerical and experimental evaluation. It is a complex design case, once this element do not respect the Bernoulli's Hypothesis of plane sections and linear deformations after bending. Other rational methods taking into account nonlinear deformations, like the Strut-And-Tie Method and the Finite Element Method, are necessary to design this type of element. The results shown in this work demonstrates the potentiality of the mentioned methods for evaluation of regions with discontinuities ("D Regions"), supplying rationality and safety for the design of special reinforced concrete structures.

Keywords: Strut-And-Tie Method, Finite Element Method, D Regions, deep beams and structural concrete

1. Introduction

Nowadays, it is common to perform a separation into continuous areas, named "B-Regions", and discontinuous areas, named "D-Regions", to execute the design of any reinforced concrete member. In B-Regions, Bernoulli's Hypothesis related to the linear distribution of deformations along the cross sections is considered valid. In D-Regions, Bernoulli's Hypothesis cannot be applied, and the distribution of deformations along the element is can be viewed as nonlinear.

Taking this perspective into consideration, the analysis and design of D-Regions should be based on models which take into account the deformation caused by shear. Considering this fact, several researchers have recommended the use of both the Strut-And-Tie and the Finite Element Method for the design of special reinforced concrete structures such as brackets, deep beams and pile caps.

2. Strut-and-tie method

The central point of the Strut-And-Tie Method is the substitution of the real structure by a resistant system in truss form, what systematically simplifies the original problem, and can be observed in examples shown in Figure 2. In the idealized truss, the compressed elements are named struts, and the elements in tension are known as ties. The point of intersection of these elements where a change of force direction occurs are named “nodal regions”.

Several normative codes have recommended the use of the Strut-And-Tie Method for “D Regions”, among them the CEB-FIP Model Code 1990 (1993), CSA (1994), EHE (1999) e ACI-318 (2002).

3. Indirectly supported deep beams

According to NBR6118:2003, deep beams are members in which the relation between span and depth (l/h) is, for the case of simply supported deep beams, smaller than 2. In the case of continuous deep beams this limit is considered to be 3.

Deep beams are considered as discontinuity members (“D Region”), and for this, the hypotheses normally used for simple beams are invalid. In the past, these elements were frequently designed based on empirical rules, but the use of Strut-And-Tie Method can provide a rational way for dimensioning.

Many experimental tests demonstrated that the collapse of these elements is normally due the excessive compression of struts and nodal regions in supports. In general, it is observed that the most critical condition is the nodal strength in the region of supports, with the strut strength normally superabundant.

Additionally, the existence of columns in the extremities of deep beams or local thickenings that occurs when a deep beam is connected to transversal deep beams, leads to a significantly change in the stress distribution, increasing the design difficulties.

4. Deep beam: analytical, numerical and experimental evaluations

For the analysis and design of the indirectly supported deep beam, presented in Figure 5, analytical, numerical and experimental evaluations have been conducted. To build the analytical model the Strut-And-Tie Method has been used, while the nonlinear resources available in DIANA have been utilized in the numerical analysis.

The obtained results demonstrated a good agreement between applied methods indicating that both the Strut-And-Tie Method and the Finite Element Method have great potentialities in the analysis and dimensioning of disturbed regions.

5. Conclusions

The analysis of this indirectly supported deep beam have been very satisfactory indicating that the structure collapses under ductile behavior evidenced by the intense cracking observed in the experimental evaluation. Evidently, the presented results are related to an isolated specimen and other deep beams with the same characteristics must be tested to validate the observations described here.

This work demonstrates the potentialities of both the Strut-And-Tie and the Finite Element Method, as well as, validates preliminarily the effective strength of struts and nodal regions proposed by Souza (2004). This information can be of great importance for the application of the Strut-And-Tie Method in the context of the code NBR6118:2003.