Universidade do Porto
Faculdade de Engenharia
Departamento de Engenharia Civil
Pesquisador Orientador: Prof. Joaquim Azevedo Figueiras
Pesquisador Visitante: Rafael Alves de Souza
Atividade: Estágio de Doutoramento

“Análise e Dimensionamento de Estruturas de Concreto Utilizando o Método dos Elementos Finitos e Modelos de Escoras e Tirantes”

Porto, Maio/Junho de 2003.

ÍNDICE

1. Introdução..... 02
2. Utilização do Programa DIANA..... 02
3. Análise de Uma Viga-Parede Ensaiada Utilizando o MET..... 07
4. Redimensionamento da Viga-Parede Utilizando o MET..... 10
4.1 Detalhamento da Viga-Parede para Experimentação..... 13
4.2 Análise Não-Linear da Viga-Parede a Ser Ensaiada..... 15
4.3 Carga de Escoamento do Tirante Utilizando Modelo Teórico..... 24
4.4 Ensaio Experimental da Viga-Parede..... 27
5. Dimensionamento de Uma Viga-Parede Complexa..... 37
5.1 Análise Elástica-Linear da Estrutura..... 38
5.2 Dimensionamento Utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes..... 40
5.3 Análise Não-Linear do Modelo B Utilizando DIANA..... 42
5.4 Análise Não-Linear do Modelo B com Armaduras de Fissuração..... 47
6. Determinação Automática de Armaduras Utilizando o MEF..... 54
6.1 Formulação do Modelo de Chapa..... 54
6.2 Exemplo de Cálculo Utilizando a Viga-Parede Ensaiada..... 58
6.3 Exemplo de Cálculo Utilizando a Viga-Parede Proposta por SOUZA & BITTENCOURT (2003)..... 60
7. Visita Técnica ao Estádio do Braga..... 66
8. Conclusões..... 68
9. Referências Bibliográficas..... 69
10. Contatos Estabelecidos na Universidade do Porto..... 70
11. Endereços Úteis na Universidade do Porto..... 70

1. Introdução

No período de 10 de Maio a 30 de Junho de 2003 foi desenvolvido estágio de doutoramento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), junto ao Departamento de Engenharia Civil e sob a orientação do Prof. Catedrático Joaquim Azevedo Figueiras.

Dentre as diversas atividades desenvolvidas na instituição, citam-se como mais relevantes as relacionadas a seguir:

- Aprendizagem e aplicação do programa DIANA para análises lineares e não-lineares de estruturas de concreto;
- Aplicação do Modelo de Escoras e Tirantes para a análise de ruptura de uma viga-parede ensaiada em laboratório;
- Aplicação do Modelo de Escoras e Tirantes para o dimensionamento de uma nova viga-parede a ser ensaiada em laboratório;
- Aplicação do Modelo de Escoras e Tirantes para o dimensionamento de uma viga-parede complexa e posterior verificação utilizando DIANA;
- Aplicação da formulação proposta por LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993,1995) para a determinação de armaduras ortogonais em estruturas bidimensionais de concreto utilizando o Método dos Elementos Finitos;
- Revisão geral do texto pertencente a tese de doutoramento.

Dessa maneira, o presente relatório tem por objetivo descrever com detalhes as investigações especificadas anteriormente.

2. Utilização do Programa DIANA

DIANA (DIsplacement Method ANAlyser) é um programa de elementos finitos baseado no Método dos Deslocamentos com características tridimensionais e não-lineares. O programa vem sendo desenvolvido por engenheiros civis da TNO Building and Construction Research, Holanda, desde 1972.

As maiores capacidades do programa DIANA estão relacionadas com o concreto armado, possibilitando a análise de fenômenos complexos tais como: fissuração, plasticidade, fluência, cura, temperatura, estabilidade estrutural e flambagem. Além disso, o programa oferece uma grande variedade de elementos, tais como: viga, sólidos, membranas, placas, cascas, etc.

Uma característica especial que possui o programa DIANA é a capacidade de modelar as armaduras das estruturas de concreto através de elementos especiais denominados “embedded reinforcement”. Esses elementos possibilitam definir armaduras discretas (barras ativas ou passivas) e distribuídas (malhas) em estruturas bidimensionais e tridimensionais.

Sem dúvida o que diferencia o programa DIANA dos outros programas de elementos finitos existentes no mercado é o fato dele ser desenvolvido por engenheiros civis e, dessa maneira, encontra-se totalmente adaptado para

atender às maiores necessidades desses profissionais. As características mais marcantes do programa são os modelos de fissuração discreta e distribuída, bem como, a simulação da perda de protensão devido a efeitos especiais.

O programa disponibiliza o modelo de fissuração distribuída ("smeared crack model") e um modelo particular desse grupo denominado "Total Strain Crack Model", proposto por VECCHIO & COLLINS (1986). O modelo de fissuração distribuída implementado no programa possibilita tratar a tração no concreto utilizando modelos do tipo "tension cut-off" e "tension softening",

Para o tratamento do concreto armado destacam-se os "Modelos Plásticos" e os "Modelos Total Strain". Os modelos plásticos disponíveis para tratar o concreto são: Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb e Drucker-Prager. De maneira a combinar os esforços de tração e compressão existentes no concreto o programa oferece o modelo de Rankine, que pode atuar isoladamente ou em conjunto com o modelo de VonMises ou Drucker-Prager.

Para a determinação de abertura de fissuras nos modelos plásticos costuma-se utilizar o modelo "Multi-Directional Fixed Crack", que permite abrir várias fissuras em um mesmo ponto.

O modelo "Multi-Directional Fixed Crack" possui um parâmetro denominado "treshold angle" que se refere ao ângulo existente entre uma fissura e outra formada num mesmo ponto. Por defeito esse parâmetro é 60o e se for modificado para 90o obtém-se o modelo "Fixed Crack", utilizado nos "Modelos Total Strain". Se o ângulo for mudado para 0o obtém-se o modelo "Rotating Crack". De uma maneira geral, pode-se dizer que o modelo multidirecional é um modelo intermediário entre o fixed e o rotating.

No "Modelo Total Strain" as aberturas de fissuras são calculadas pelos modelos "Fixed Crack" e "Rotating Crack", podendo-se introduzir aspectos relevantes para a simulação do comportamento mecânico do concreto, tais como: "tension softening" (tração e compressão) e "tension stiffening". Para a utilização adequada desses modelos é necessário o conhecimento de parâmetros pertencentes ao campo da Mecânica da Fratura, tais como a energia de fraturamento na tração e na compressão.

De acordo FEENSTRA & BORST (1993), ROTS et alli (1985) e ROTS & BLAAUWENDRAAD (1989) o modelo "Rotating Crack" tende a apresentar cargas de ruína inferiores àquelas apresentadas com o modelo "Fixed Crack". Nos trabalhos citados anteriormente pode-se encontrar comparações de desempenho entre os vários modelos, bem como, aspectos teóricos da formulação.

Em particular, o trabalho de FEENSTRA & BORST (1993) apresenta uma série de equações que auxiliam na estimativa de parâmetros para simulações numéricas de estruturas de concreto utilizando DIANA.

Deve-se observar que nos modelos do tipo “Total Strain” recorre-se unicamente a uma relação constitutiva dependente das deformações em um dado instante, o que numericamente é muito mais viável. Já na formulação dos “Modelos Plásticos” costuma-se recorrer a formulação contida na “Teoria da Plasticidade”, preferindo dividir as deformações em duas parcelas: elásticas e plásticas (irreversíveis).

Para concreto, o modelo plástico de Mohr-Coulomb é freqüentemente utilizado quando o material se encontra no regime de compressão. Geralmente, a resistência à compressão e o ângulo de atrito ϕ ($\approx 30°$) são conhecidos e isso facilita a sua utilização.

Se o Modelo de Drucker-Prager para plasticidade é utilizado para modelar a ruína de superfícies em estados planos de tensão, o ângulo de atrito a ser utilizado deve ser de 10° e com isso a coesão passa a ser $c = fc(1 - \sin\phi)/2\cos\phi = 0{,}42.fc$. Se essa modificação não for feita pode-se obter resultados irreais com as análises numéricas.

Cabe aqui relatar algumas observações decorrentes da utilização do programa DIANA e que poderão servir de auxílio a novos usuários:

- O fator β, denominado de “constant shear retention” é normalmente tomado igual a 0,2 e é responsável pela redução do módulo transversal quando abre-se uma fissura. Esse fator deve-se ser cuidadosamente estimado e pode levar a mudanças significativas nos resultados, principalmente quando utilizando o modelo “fixed crack”;
- Às vezes é necessário alterar as condições de apoio no arquivo de dados (arquivos *.dat) visando obter vinculações mais realistas. Esse caso pode ocorrer quando se vincula uma linha e o DIANA por defeito acaba engastando os elementos;
- Muitas vezes é necessário definir vários passos de carga, visando dar incrementos mais reduzidos em determinados instantes, procurando assim obter a convergência do modelo. Esse fato depende muito da experiência do usuário;
- Verificou-se que uma boa maneira de entender a filosofia de funcionamento do programa DIANA é através dos arquivos com extensão *.his. Esses arquivos contemplam todo o histórico das operações de montagem do modelo e, dessa maneira, basta ir lendo o arquivo e digitando as instruções na linha de comando do DIANA. O modelo vai sendo gerado passo a passo e o aprendizado é de maneira iterativa;
- É necessário testar os vários modelos constitutivos disponíveis, pois os resultados de análises não-lineares são complicados de serem analisados uma vez que a variação dos mesmos pode ser grande. Modelos que são adequados para uma caso podem não ser para outro, o que gera a necessidade de investigação cuidadosa antes de se chegar a alguma conclusão de desempenho. De maneira geral, o modelo “rotating crack” tende a ser o mais recomendado.

De maneira geral, observou-se que a modelagem de estruturas de concreto armado utilizando DIANA é muito mais eficiente do que o programa ADINA, tanto no aspecto numérico quanto de construção do modelo. Deve-se aqui elogiar a grande versatilidade quanto a escolha de modelos disponíveis, bem como, a grande facilidade de inserir armaduras no modelo.

A grande variedade de modelos existentes para tratar o concreto merece ser estudada com maior atenção. No presente trabalho utilizou-se apenas alguns desses modelos e com isso pôde-se deixar de obter melhores resultados. É necessário dominar a formulação dos modelos e saber o momento certo de aplicar cada um deles.

Foram realizadas várias análises numéricas, inicialmente utilizando recursos de análise linear e posteriormente foram feitas algumas simulações utilizando recursos de análise não-linear que serão relatadas mais adiante. As Figuras de 3 a 7 ilustram algumas das simulações efetuadas visando uma familiarização com o programa.

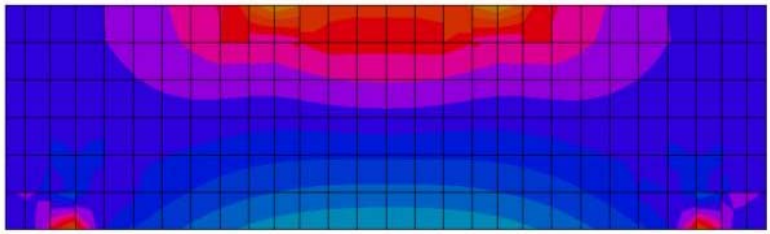


Figura 3 – Análise linear de viga-parede utilizando DIANA

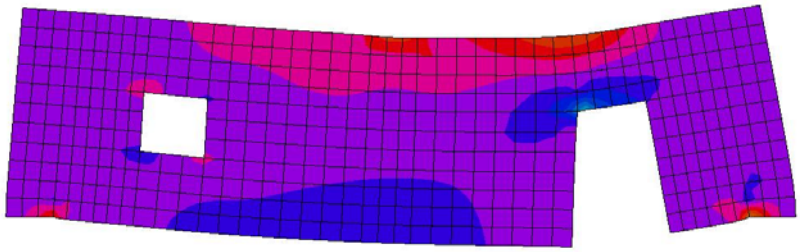


Figura 4 – Análise linear de viga-parede complexa utilizando DIANA

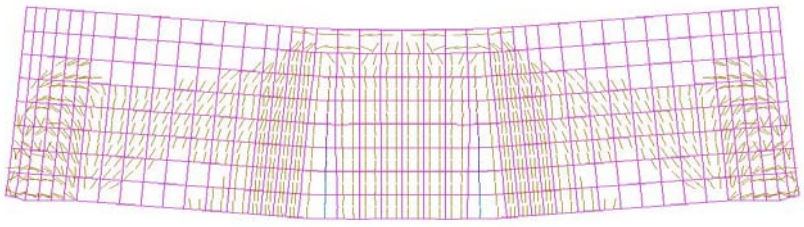


Figura 5 – Análise não-linear de viga com armadura em malhas utilizando DIANA

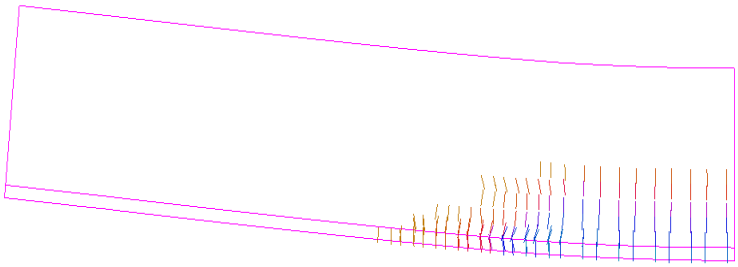


Figura 6 – Análise não-linear de uma viga armada utilizando DIANA

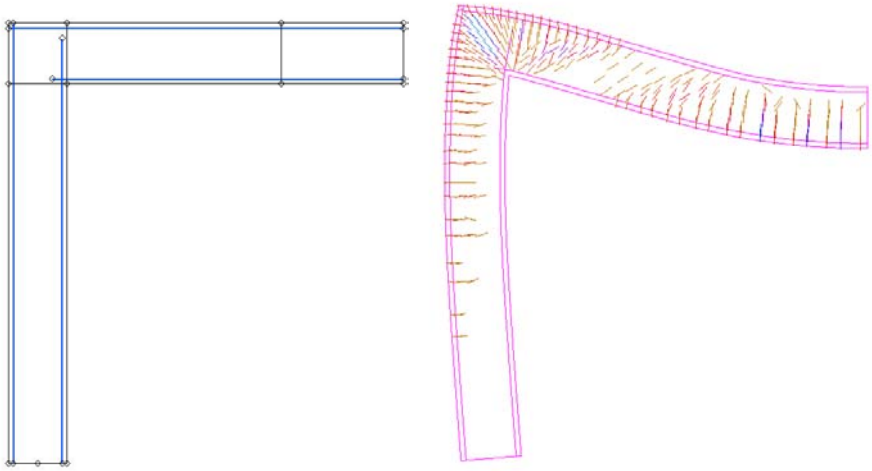


Figura 7 – Análise não-linear de um pórtico de concreto armado

As instruções abaixo são muito úteis para a visualização dos resultados obtidos no programa DIANA e são aqui relatadas visando uma maior produtividade na obtenção das respostas:

- Visualização de armaduras com cores distintas no pré-processamento:

VIEW REINFORCE +NOME_DA_ARMADURA COR_DESEJADA

- Visualização de tensões:

RESULTS LOADCASE ALL
RESULTS ELEMENT EL.SXX SXX
PRESENT CONTOUR LEVELS

- Visualização das tensões principais:

RESULTS LOADCASE ALL
RESULTS ELEMENT EL.SXX SXX
RESULTS CALCULATE PSTRESS ALL
RESULTS CALCULATE AVERAGE
PRESENT VECTORS ALL

- Visualização das tensões principais de compressão:

RESULTS RANGE VALUES BELOW 0

- Visualização das tensões principais de tração:

RESULTS RANGE VALUES ABOVE 0

- Visualização de Fissuras:

RESULTS LOADCASE NÚMERODOPASSO_COM_FISSURA
RESULTS GAUSSIAN EL.EKNN1 EKNN
PRESENT DISC 0.3

- Visualização da deformada:

VIEW OPTIONS DEFORM USING Tdtx…g Restdt

- Evolução da flecha em um nó:

RESULTS LOADCASE ALL
RESULTS NODAL Tdtx…g Tdty
PRESENT GRAPH NODE NÚMERO_DO_NÓ

- Evolução das tensões nas armaduras:

RESULTS ELEMENT RE.SXX.G SXX
PRESENT GRAPH LINE ELEMENTS LIST ELE_INICIAL TO ELE_FINAL

- Mudança dos eixos do gráfico:

PRESENT OPTIONS GRAPH AXES SWAP

- Captura da tela de resultados:

UTILITY SETUP PLOTTER FORMAT TIFF
DRAWING SAVE PLOTFILE NOME_DESEJADO

3. Análise de Uma Viga-Parede Ensaiada Utilizando o MET

O problema em questão é decorrente de um pedido de consultoria ao Prof. Joaquim Figueiras e trata-se de uma viga-parede de reservatório apoiada indiretamente sobre outras duas vigas-parede. A estrutura em questão é ilustrada com maiores detalhes na Figura 8.

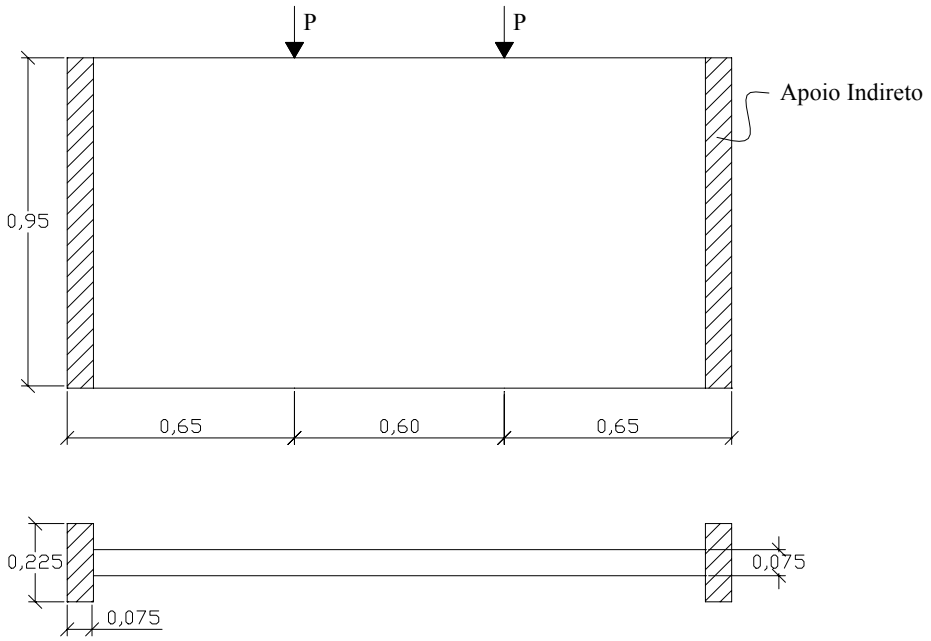


Figura 8 – Geometria da viga-parede ensaiada na FEUP

A viga-parede foi dimensionada utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes e posteriormente ensaiada no LABEST (Laboratório de Estruturas da Universidade do Porto). No entanto, o modo de ruína esperado não coincidiu com o modo de ruína observado experimentalmente e, esse fato levou a uma motivação adicional para o aprofundamento nessa investigação.

Visando explicar melhor o modo de ruína observado experimentalmente e relatado no trabalho de MOREIRA & CASTRO (2001), conduziu-se uma série de cálculos, procurando entender o comportamento estrutural de tal elemento.

Aparentemente, a ruína da viga-parede se deu devido ao desenvolvimento de tensões transversais de tração em uma das escoras inclinadas, conforme ilustra a Figura 9. Na verdade, quando a peça foi dimensionada havia a expectativa de que a ruína ocorresse pelo escoamento do tirante principal, seguido pela ruína de uma escora horizontal superior.

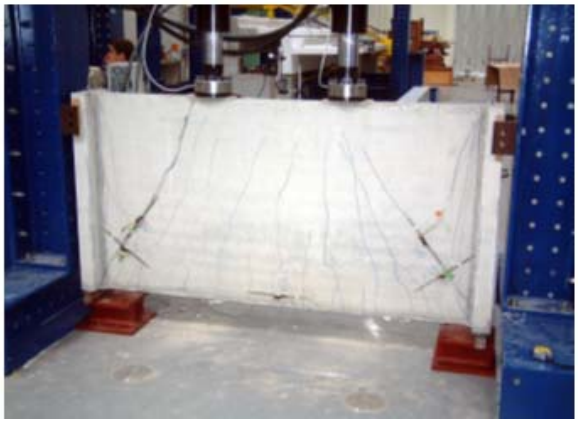


Figura 9 – Aspecto de ruína da viga-parede ensaiada

A configuração de armação da estrutura ensaiada é apresentada na Figura 10, sendo que as cargas observadas na ruína foram cerca de 250 kN. O ensaio foi executado com controle de deslocamentos e vários extensômetros do tipo “clip gage” foram disponibilizados, visando obter as deformações em pontos de interesse. As propriedades observadas para os materiais foram f_{cm} = 36 MPa e f_{sym} = 494 MPa.

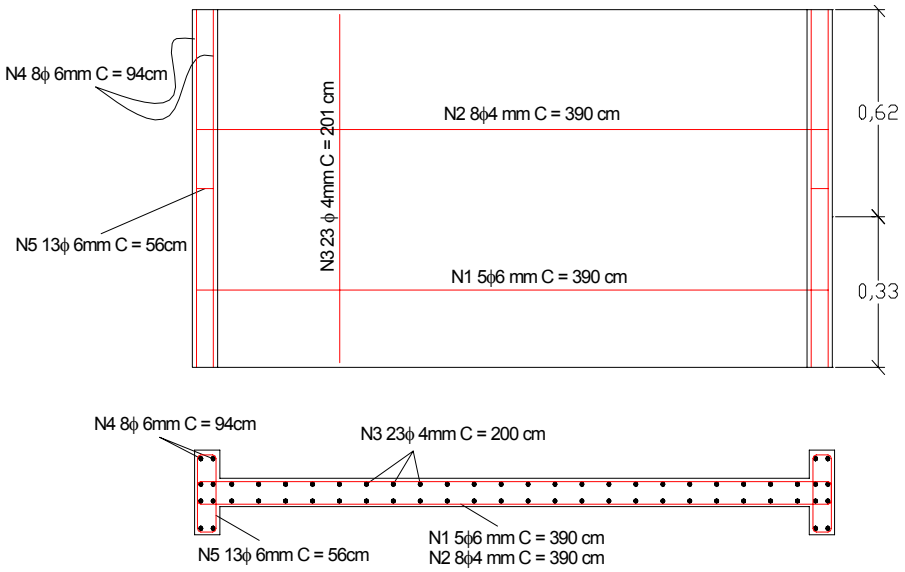


Figura 10 – Mapa de armação da viga-parede ensaiada

A determinação do modo de ruptura da viga-parede pode ser feito levando em consideração o mapa de armação apresentado na Figura 10 e considerando um modelo simples do tipo escora-tirante. As verificações a seguir procuram determinar a carga de ruptura teórica da viga-parede ensaiada em laboratório:

$$C_2 = C_1.\cos\alpha = \frac{P}{\tan\alpha} = T_1 = A_s.f_{sd}$$

$$f_e = 0{,}85.\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}85.\left(1-\frac{36}{250}\right).36 = 26{,}19\,MPa$$

$$a_{2,\min} = \frac{C_2}{f_e.b} = \frac{A_s.f_{sd}}{f_e.b} = \frac{0{,}00028.494}{26{,}19.0{,}075} = 0{,}070\,m$$

$$\alpha = arc\,tg\left(\frac{0{,}95-\frac{0{,}070}{2}-\frac{0{,}33}{2}}{\frac{1{,}825-0{,}60}{2}}\right) = 50{,}76^0$$

$$a_1 = lb.sen\alpha + u.\cos\alpha = (0{,}075-0{,}018).sen50{,}76 + 0{,}33.\cos 50{,}76 = 0{,}252\,m$$

$$f_e = 0{,}60.\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}60.\left(1-\frac{36}{250}\right).36 = 18{,}48\,MPa$$

$$a_{1,\min} = \frac{\frac{C_2}{\cos\alpha}}{f_e.b} = \frac{\frac{0{,}00028.494}{\cos 50{,}76}}{18{,}48.0{,}075} = 0{,}157\,m$$

Como $a_1 > a_{1,\min}$ então OK!

$$P_{escora} = a_1.f_e.b.sen\alpha = 0{,}252.18{,}48.10^3.0{,}075.sen50{,}76 = 270{,}51\,kN$$

$$P_{tirante} = A_s.f_{sd}.\tan\alpha = 0{,}00028.494.10^3.\tan 50{,}76 = 169{,}35\,kN$$

Conforme se observa, os valores de ruína ficaram distantes dos valores observados experimentalmente. Tal fato se deve principalmente a incerteza quanto ao parâmetro efetivo de resistência do concreto nas escoras e a disponibilização de armaduras em malha nas faces da parede.

A armadura em malha parece trabalhar para o aumento da ductilidade do elemento estrutural, contribuindo na costura das escoras inclinadas e aumentando a resistência do elemento. Além disso, existem algumas incertezas quanto a confiabilidade dos resultados obtidos no ensaio, principalmente em relação às cargas aplicadas e em relação ao momento de escoamento do tirante, que só pode ser feito de maneira indireta a partir dos comprimentos de aberturas medidos.

A falta de instrumentação das armaduras prejudicou análise de resultados, pois não é possível saber com exatidão se as armaduras do tirante escoaram antes da ruptura das escoras inclinadas. Em nossa opinião os tirantes escoaram e logo em seguida as escoras romperam e, apenas o aspecto visual, dá a impressão de que a ruína foi pelas escoras.

4. Redimensionamento da Viga-Parede Utilizando o MET

O redimensionamento da viga-parede para uma nova experimentação pode ser feito de maneira iterativa. Inicialmente definem-se larguras razoáveis para os elementos do modelo e em seguida verificam-se as tensões atuantes.

Supõe-se no redimensionamento da estrutura que f_{cm} = 38 MPa, f_{sd} = 550 MPa e que o Modelo de Escoras e Tirantes desenvolvido na ruptura seja o apresentado na Figura 11.

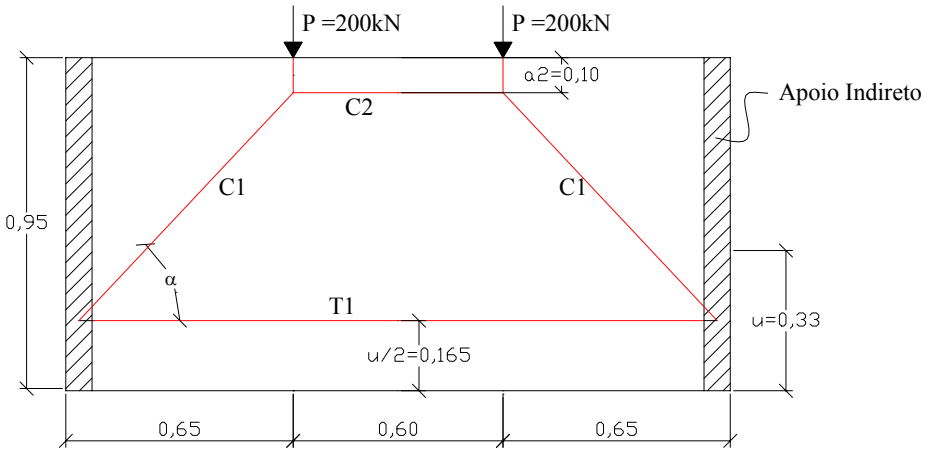


Figura 11 – Redimensionamento da viga-parede através do Modelo de Escoras e Tirantes

Supondo-se que u/2 = 0,33 m e que a2/2 = 0,20 m, pode-se encontrar o ângulo α e determinar a armadura necessária para o tirante. Os cálculos a seguir ilustram as verificações realizadas:

- *Cálculo da Armadura Principal*

$$\alpha = arc\,tg\left(\frac{0{,}95 - 0{,}165 - 0{,}10}{0{,}65 - 0{,}075/2}\right) = 48{,}19^0$$

$$C_1 = \frac{P}{sen\alpha} = \frac{200}{sen48{,}19} = 268{,}32\,kN$$

$$f_e = 0{,}60.\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}60.\left(1 - \frac{38}{250}\right).38 = 19{,}33\,MPa$$

$$a_1 = lb.sen\alpha + u.\cos\alpha = 0{,}06.sen48{,}19 + 0{,}33.\cos 48{,}19 = 0{,}264\,m$$

$$a_{1,\min} = \frac{C_1}{f_e.b} = \frac{268{,}32}{19{,}33.10^3.0{,}075} = 0{,}185\,m$$

Como $a_1 > a_{1,\min}$ então OK!

$$C_2 = C_1.\cos\alpha = 268{,}32.\cos 48{,}19 = 178{,}87\,kN$$

$$f_e = 0{,}85.\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}85.\left(1 - \frac{38}{250}\right).38 = 27{,}39\,MPa$$

$$a_{2,\min} = \frac{C_2}{f_e.b} = \frac{178{,}87}{27{,}39.10^3.0{,}075} = 0{,}087\ m$$

Como $a_2 > a_{2,\min}$ então OK!

$$T_1 = C_1.\cos\alpha = 268{,}32.\cos 48{,}19 = 178{,}87\,kN$$

$$A_s = \frac{T_1}{f_{syd}} = \frac{178{,}87}{550} = 3{,}25\,cm^2 \rightarrow 12\phi 6.0mm \rightarrow 6x2\phi 6.0mm$$

Será disponibilizada apenas uma parcela da armadura calculada (2,19 cm²) sendo que o restante da armação (1,06 cm²) será adicionada posteriormente, através de protensão externa da peça. Serão disponibilizadas 2 camadas de armaduras com duas barras de 4,0 mm de diâmetro e 3 camadas de armaduras com duas barras de 6,0 mm de diâmetro, numa altura efetiva de 33 cm.

A disponibilização de uma armadura inferior a calculada será feita visando obter a ruína inicial do elemento pelo escoamento do tirante principal. Quando esse fato se concretizar o ensaio será paralisado e imediatamente será disponibilizada a armadura de protensão adicional.

Pretende-se fazer que com a adição da protensão o elemento venha a ruir pelo desenvolvimento de tensões transversais de tração em alguma das escoras inclinadas. Dessa maneira, pretende-se induzir o modo de ruína da viga-parede no ensaio experimental a ser realizado.

- *Cálculo da Armadura de Distribuição*

$$A_{s,malha} = 0{,}2\%.b.h = \frac{0{,}2}{100}.7{,}5.95 = 1{,}43\ cm^2$$
$$A_{s,v} = 1{,}43/1{,}90 = 0{,}75\, cm^2/m$$
$$A_{s,v} = 1{,}43/0{,}95 = 1{,}50\, cm^2/m$$

Logo, adota-se 1,50 cm²/m por face nas duas direções, o que corresponde a barras de 4,0 mm espaçadas a cada 8 cm.

- *Ancoragem da Armadura Principal*

Observa-se que como será utilizada uma armadura em laço a verificação da ancoragem é feita de maneira distinta das rotinas tradicionais de determinação de comprimentos de ancoragem. Nesse caso, o laço ficará em uma região comprimida pela escora inclinada, caracterizando dessa maneira, uma região que se comportará como se uma placa de ancoragem estivesse sendo utilizada. Se garantirmos a integridade do concreto nessa região a ancoragem dos tirantes estará plenamente garantida.

A força total no tirante é $T_1 = 178{,}87\, kN$, portanto, cada camada de barras deve suportar aproximadamente 178,87/6 = 29,81 kN. Como consideramos a região como sendo uma placa fictícia aplicando compressão ao nó, pois trata-se de uma ancoragem em laço, só é necessário verificar se o concreto é capaz de suportar a força de 29,81 kN.

$F_{concreto}$ = 3.3,6.5,5.0,6 = 35,64 kN (regiões parcialmente carregadas)
$F_{tirante}$ = 29,81 kN

Como $F_{concreto} > F_{tirante}$, conclui-se que as condições de ancoragem estão garantidas. A Figura 12 apresenta o Modelo de Escoras e Tirantes desenvolvido.

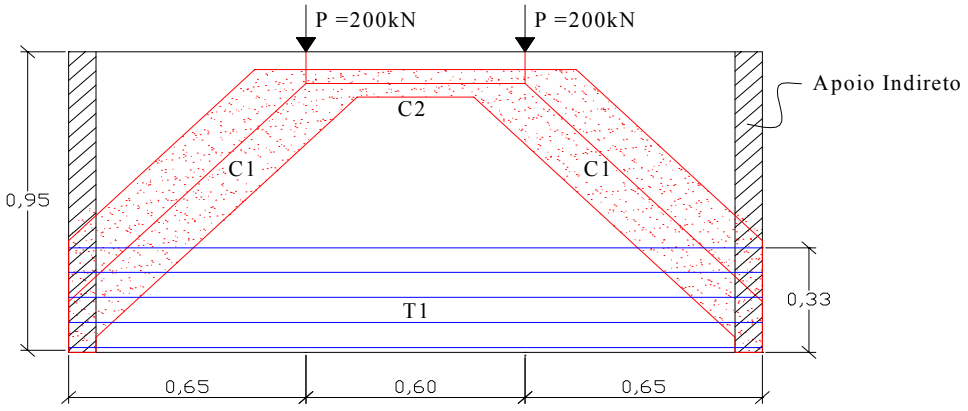


Figura 12 – Modelo de Escoras e Tirantes desenvolvido

- *Armadura Longitudinal dos Pilaretes*

R = 200 kN

$$200 = f_e.A_c + f_{syd}.A_{s,vertical}$$

Como $A_{s,vertical}$ resulta negativo, conclui-se que não é necessária armadura longitudinal para os pilares. No entanto, serão dispostas 8ϕ6,0 mm em cada um dos dois pilaretes de apoio.

- *Armadura Transversal dos Pilaretes*

$$C = \frac{200}{2.\cos 45} = 141{,}42\,kN$$

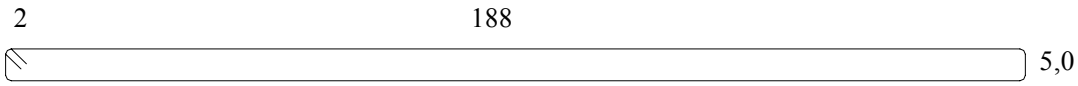
Sendo C o valor de cada força a 45^o que se instala nas paredes de apoio.

$$T = C.\cos 45 = 141{,}42.\cos 45 = 99{,}99\,kN$$

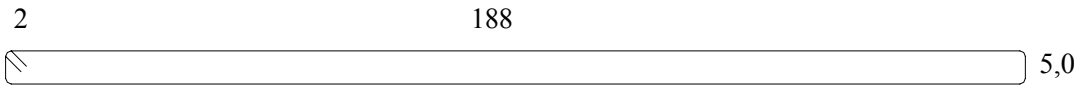
$$A_{s,transversal} = \frac{T}{f_{ysd}} = \frac{99{,}99}{55} = 1{,}81\ cm^2 \rightarrow 0{,}91 cm^2/\ face \rightarrow Estribos\ \ de\ 6.0mm$$

4.1 Detalhamento da Viga-Parede para Experimentação

- *Armadura Principal:*

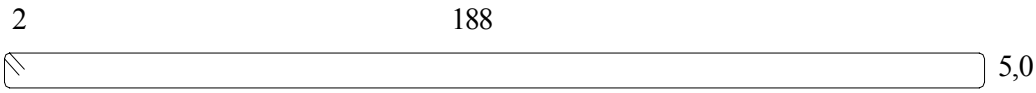


N1 3ϕ6 mm C = 390cm



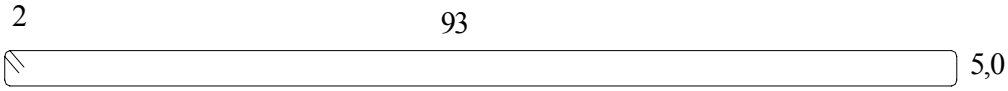
N2 2ϕ4 mm C = 390cm

- *Armadura de Alma Horizontal:*



N3 8ϕ4 mm C = 390 cm

- *Armadura de Alma Vertical:*



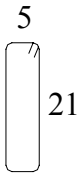
N4 22ϕ 4mm C = 200cm

- *Armadura Vertical dos Pilaretes:*

94

N5 8ϕ 6mm C = 94cm

- *Estribos dos Pilaretes:*



N6 12ϕ 6mm C = 56cm

- *Detalhamento Final da Viga-Parede:*

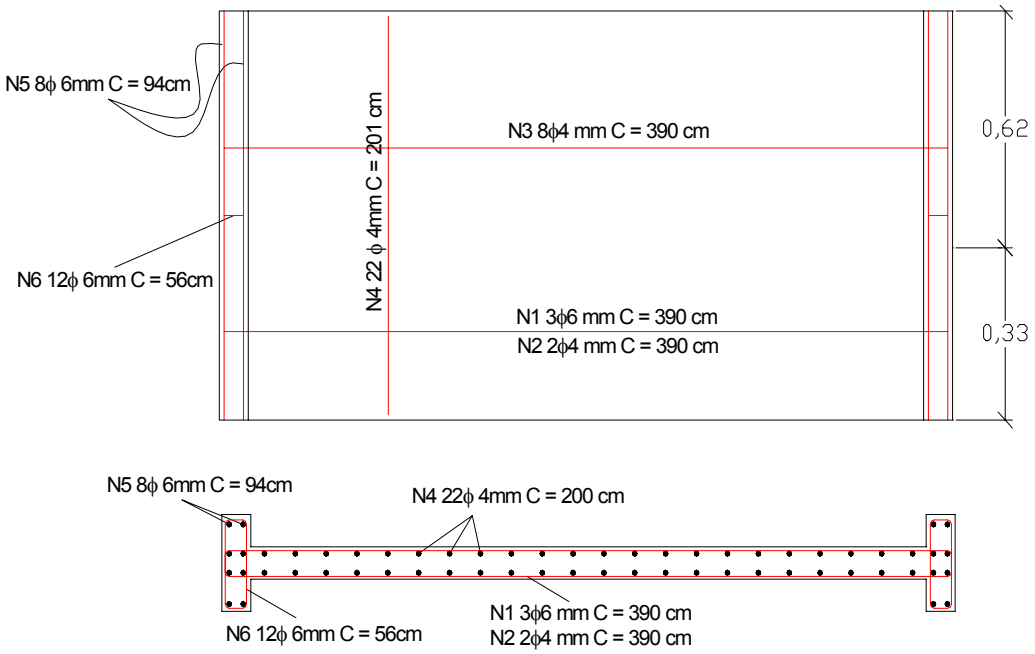


Figura 13 – Detalhamento final da viga-parede a ser ensaiada

Observação: Recobrimento de armaduras em torno de 1,5 cm e distâncias entre as camadas de armadura principal iguais a 7,5 cm. O restante da armadura será adicionado no decorrer do ensaio, por meio de protensão.

4.2 Análise Não-Linear da Viga-Parede a Ser Ensaiada

A viga-parede dimensionada de acordo com o Modelo de Escoras e Tirantes e apresentada em detalhes na Figura 13, foi discretizada no programa DIANA e analisada utilizando recursos de análise não-linear. Tal diretriz foi seguida no sentido de estabelecer o modo de ruptura do elemento, bem como, o panorama de fissuração da estrutura na ruína.

Foram utilizados elementos quadráticos de oito nós em estado plano de tensão do tipo CQ16M para o concreto e para as armaduras foram utilizados elementos especiais denominados “embedded reinforced”. Foram utilizadas armaduras discretas e em forma de malha conforme ilustram as Figuras 14 a 20.

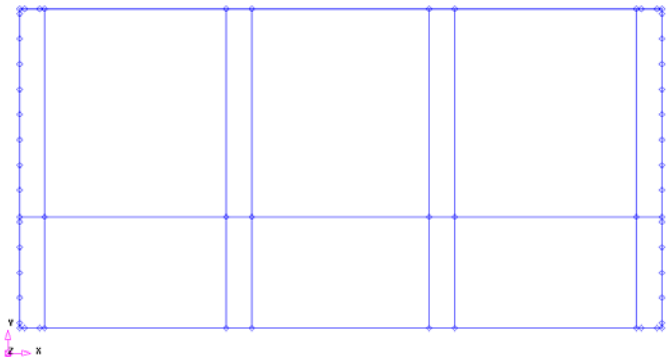


Figura 14 – Descrição da geometria

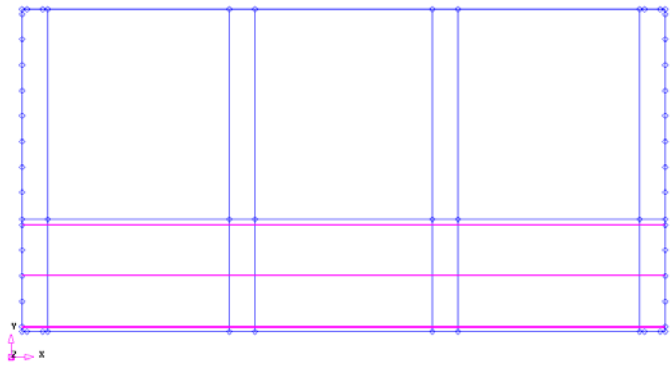


Figura 15 - Introdução da armadura N1(discreta)

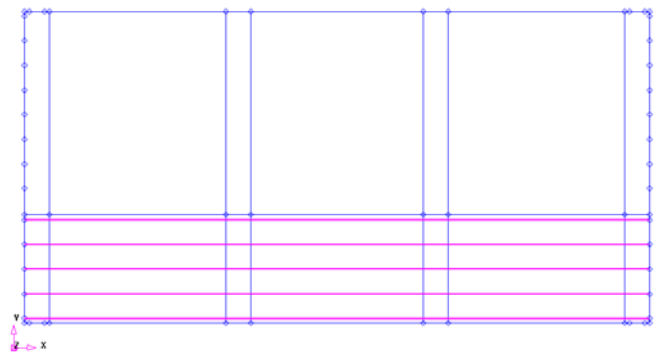


Figura 16 – Introdução da armadura N2(discreta)

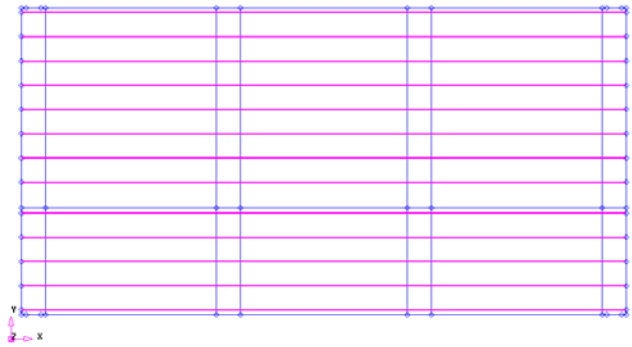


Figura 17 - Introdução da armadura N3 (discreta)

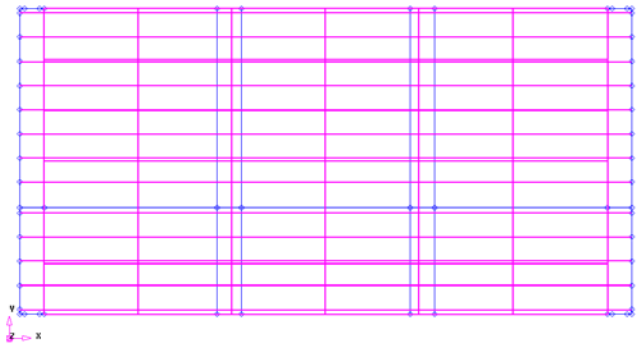


Figura 18 - Introdução da armadura N4(malha com componente x nula)

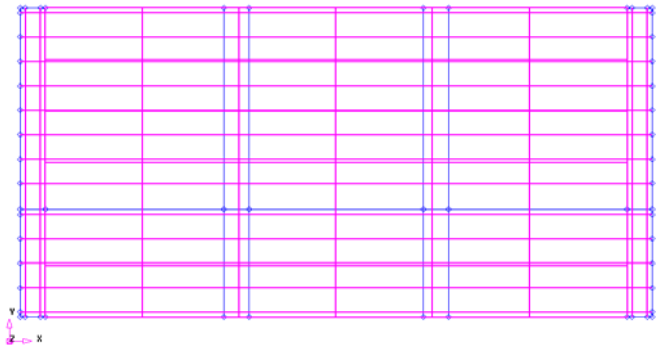


Figura 19 - Introdução da armadura N5(discreta)

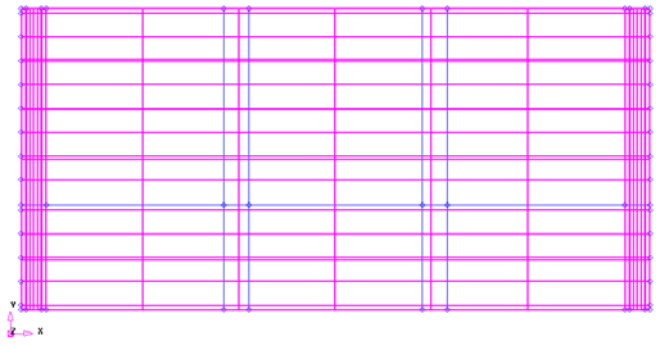


Figura 20 - Introdução da armadura N6(malha com componente y nula)

Foram aplicadas duas cargas distribuídas do tipo “pressure” de 100 N/mm e as condições de vinculação foram descritas de maneira a se obter uma viga-parede biapoiada. Adicionalmente foram definidas as seguintes propriedades para os materiais:

CONCR→

- Linear Elasticity

Concept = Isotropic
E = 33619.75 MPa,
Coeficiente de Poisson = 0,15

- Static Nonlinearity

Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Linear Softening in Tension, Parabolic Diagram in Compression, Shear Retention Factor = 0,01, Tensile Strength = 2,89 MPa, Mode-I Tensile Fracture Energy = 0,0763 N.mm/mm², Compressive Strength = 38 MPa, Compressive Fracture Energy = 3,18 N.mm/mm².

BAR4→

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement
SubConcept = Bonded
E = 209999,984 MPa,

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 168,85 MPa.

BAR6→

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement
SubConcept = Bonded
E = 209999,984 MPa,

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 494 MPa.

As propriedades físicas definidas foram as seguintes:

ENE1→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;

Cross Section Area = 56,54 mm².

ENE2→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Area = 25,12 mm².

ENE3→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Area = 25,12 mm².

ENE4→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Grid;
SubConcept = X-Axis;
Equivalent Thickness X = 0;
Equivalent Thickness Y = 0,316;
X Component X Axis = 1;
Y Componente X Axis = 0;
Z Component X Axis = 0.

ENE5→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Area = 113,09 mm².

ENE6→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Grid;
SubConcept = X-Axis;
Equivalent Thickness X = 0,714;
Equivalent Thickness Y = 0;
X Component X Axis = 1;
Y Componente X Axis = 0;
Z Component X Axis = 0.

WALL→

Concept = Plane Stress;
SubConcept = Regular;
Thickness = 75 mm.

PIL→

Concept = Plane Stress;
SubConcept = Regular; Thickness = 225 mm.

Associadas as propriedades físicas e materiais aos elementos do modelo, procedeu-se a análise não-linear da viga-parede, utilizando passos de carga 3(50) com controle de deslocamentos e com “arc lenght control”. O passo de carga 3(50) significa que serão executados 50 passos de carga com incrementos de multiplicação da carga real por 3. Dessa maneira, a cada passo haverá acréscimos de carga iguais a 22,5 kN (3*100*75/1e3).

Deve-se aqui relatar que inicialmente conduziu-se uma análise não-linear utilizando o modelo “multifixed crack”, no entanto, os resultados obtidos não foram satisfatórios. Nessa análise o escoamento das armaduras ocorreu inicialmente na segunda camada, correspondente às barras de 4,0 mm, para uma carga concentrada de 120 kN. A ruptura da estrutura ocorreu para uma carga concentrada de 145,5 kN.

Após as leituras dos trabalhos de FEENSTRA & BORST (1993), ROTS et alli (1985) e ROTS & BLAAUWENDRAAD (1989) chegou-se a conclusão de que o melhor modelo a ser empregado seria o “rotating crack model”, devido a maior estabilidade apresentada em simulações e por aproximar de maneira quase precisa a carga de ruptura. Além disso, esse modelo é mais preciso uma vez que leva em consideração os efeitos de amolecimento do concreto, tanto na tração como na compressão.

Dessa maneira, o modelo foi descrito conforme apresentado anteriormente e as propriedades do concreto tais como o módulo de elasticidade e energia de fraturamento foram estimadas seguindo as recomendações contidas no trabalho de FEENSTRA & BORST (1993).

As primeiras fissuras surgem para a carga de 65,63 kN e ocorrem, conforme já era esperado, na face inferior da viga parede. A Figura 21 apresenta o panorama das primeiras fissuras.

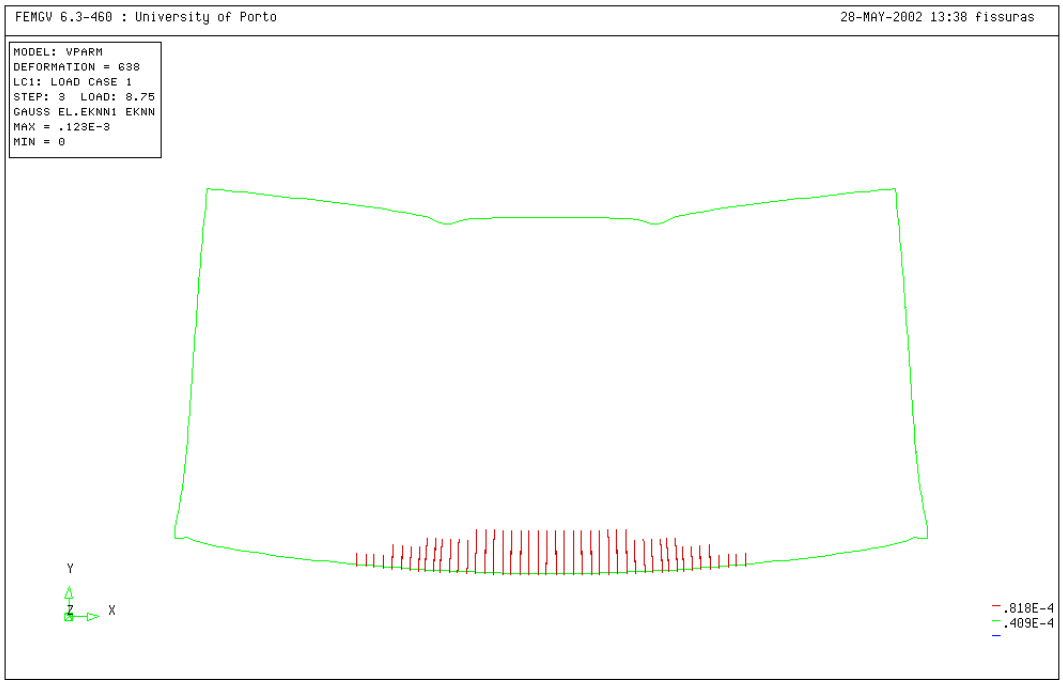


Figura 21 – Fissuras iniciais, ocorridas para a carga concentrada de 65,63 kN

O início do escoamento do tirante principal se dá nas barras de 4,0 mm, situadas na segunda camada do tirante principal, para a carga concentrada de 73,27 kN (passo da carga 7). A Figura 22 apresenta o desenvolvimento das tensões para diversos elementos situados nessa camada de armaduras.

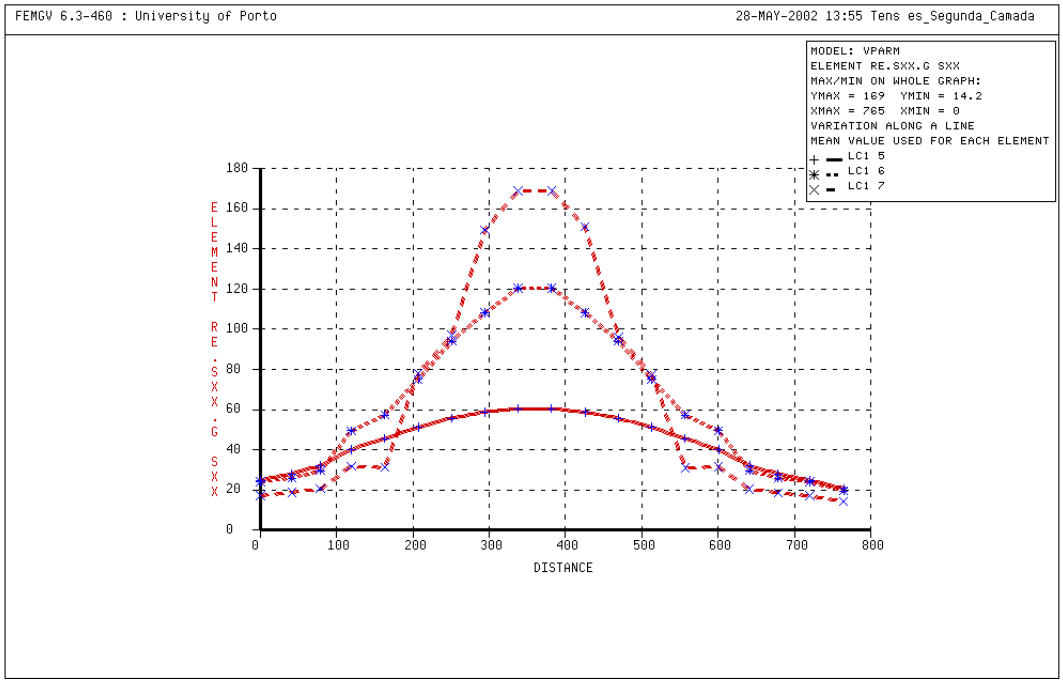


Figura 22 – Tensões médias para uma série de elementos situadas na segunda camada de armaduras, correspondente às barras de 4,0 mm

As tensões médias máximas medidas para vários elementos situados nas camadas de armadura para o passo de carga número 7, correspondente à carga concentrada da 73,27 kN são apresentadas na Tabela 3.

Tabela 2 – Tensões no tirante principal para a carga concentrada de 73,27 kN

Camada	***Armadura***	***Escoamento(MPa)***	***Tensão(MPa)***	***Situação***
Primeira	2ϕ6,0mm	494	234	-
Segunda	2ϕ4,0mm	168,85	169	Escoamento
Terceira	2ϕ6,0mm	494	269	-
Quarta	2ϕ4,0mm	168,85	91,3	-
Quinta	2ϕ6,0mm	494	266	-

As Figuras 23 e 24 apresentam as tensões principais de compressão e de tração desenvolvidas no passo de carga número 6, referente à carga concentrada de 96,75 kN, pouco antes das armaduras entrarem em escoamento. Observar que as tensões respeitam o modelo escora-tirante idealizado para a estrutura.

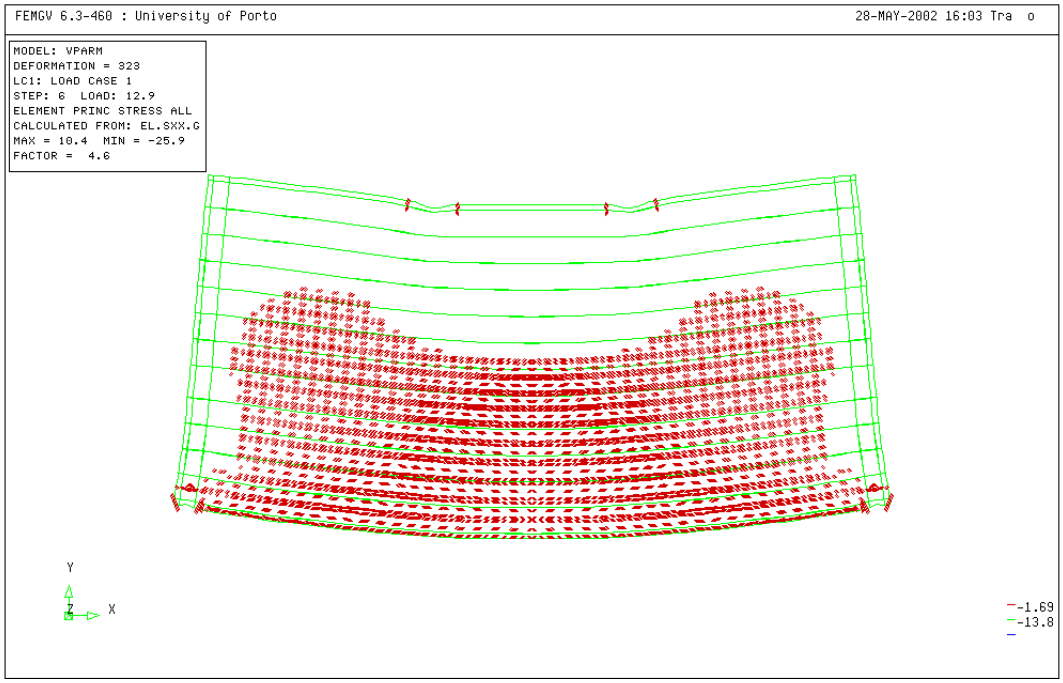


Figura 23 – Tensões principais de tração pouco antes do escoamento do tirante

Medindo-se a largura dos elementos observados nas Figuras 23 e 24 encontram-se as dimensões de 485 mm para o tirante, 310 mm para a escora superior e 511 mm para a escora inclinada.

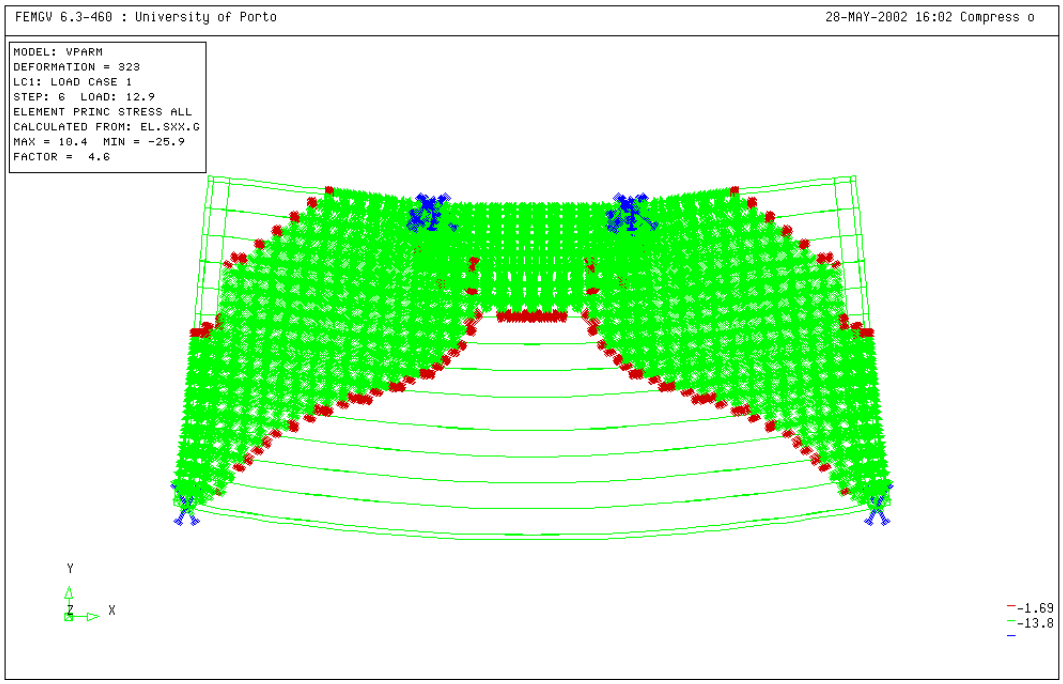


Figura 24 – Tensões principais de compressão antes do escoamento do tirante

No passo de carga 11, referente à carga concentrada de 118, 50 kN, a quinta camada de armaduras, constituída por barras de 6,0 mm entra em escoamento. A Tabela 2 apresenta os resultados das máximas tensões médias registradas.

Tabela 2 – Tensões no tirante principal para a carga concentrada de 118,5 kN

Camada	***Armadura***	***Escoamento(MPa)***	***Tensão(MPa)***	***Situação***
Primeira	2ϕ6,0mm	494	460	-
Segunda	2ϕ4,0mm	168,85	169	Escoamento
Terceira	2ϕ6,0mm	494	485	-
Quarta	2ϕ4,0mm	168,85	116	-
Quinta	2ϕ6,0mm	494	494	Escoamento

No passo de carga 12, referente à carga concentrada de 109, 50 kN, a quarta camada de armaduras, constituída por barras de 4,0 mm entra em escoamento. A Tabela 3 apresenta os resultados das máximas tensões médias registradas.

Tabela 3 – Tensões no tirante principal para a carga concentrada de 109,5 kN

Camada	***Armadura***	***Escoamento(MPa)***	***Tensão(MPa)***	***Situação***
Primeira	2ϕ6,0mm	494	460	-
Segunda	2ϕ4,0mm	168,85	169	Escoamento
Terceira	2ϕ6,0mm	494	485	-
Quarta	2ϕ4,0mm	168,85	116	-
Quinta	2ϕ6,0mm	494	494	Escoamento

Em seguida entram em escoamento a terceira e a quarta camada e no passo de carga 15, referente à carga concentrada de 123,75 kN, todas as armaduras

do tirante encontram-se em escoamento. No passo de carga 18, referente à carga concentrada de 132,00 kN a estrutura finalmente chega a ruptura com a configuração de fissuração ilustrada na Figura 25. Observa-se que na rotura desenvolve-se uma fissura central que tende a se propagar em direção ao eixo de simetria na face superior da estrutura.

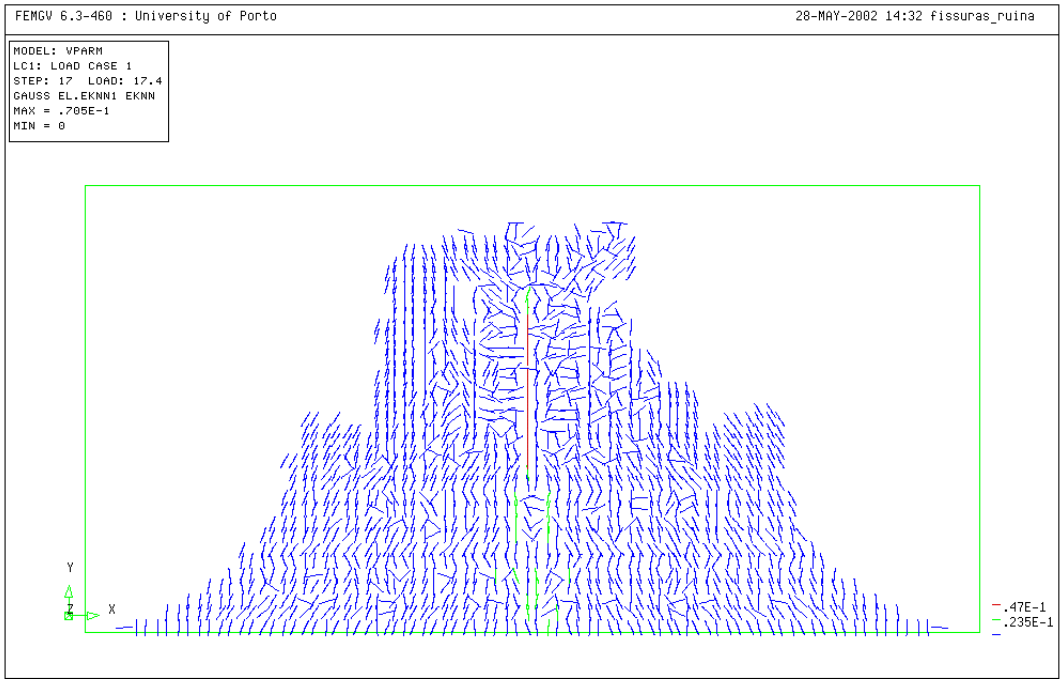


Figura 25 – Panorama de fissuração na ruína da viga-parede

A Figura 26 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.

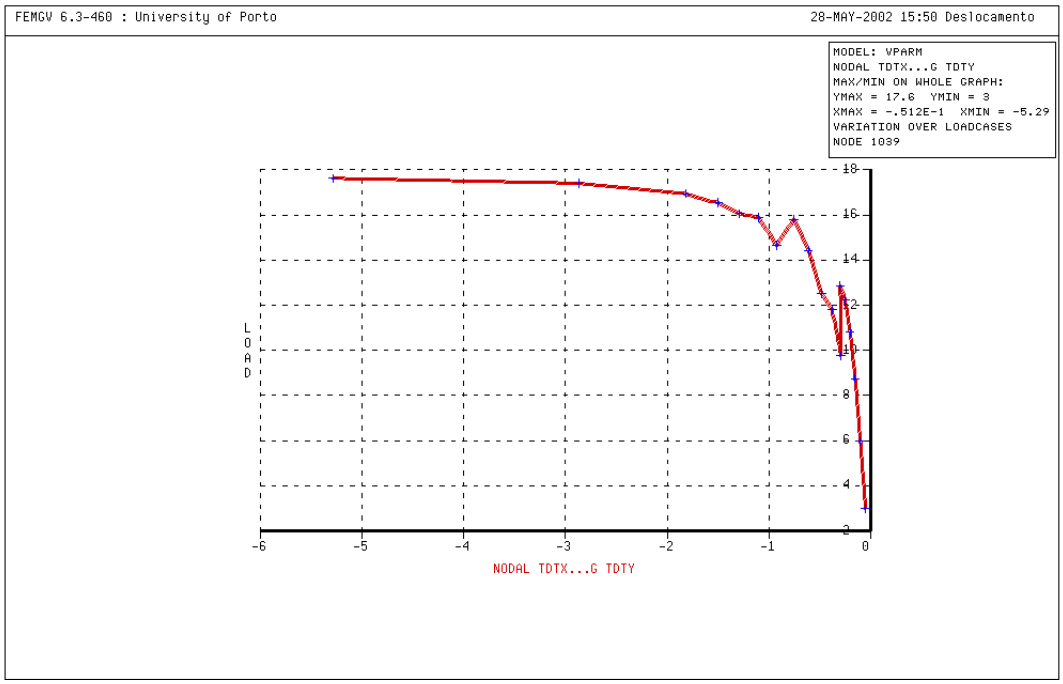


Figura 26 – Evolução dos deslocamentos no eixo de simetria da viga-parede

4.3 Carga de Escoamento do Tirante Utilizando Modelo Teórico

A determinação da carga de escoamento da viga-parede pode ser feita levando em consideração o mapa de armação apresentado na Figura 13 e a resistência à compressão média do concreto de 38 MPa. Este cálculo será feito visando futura comparação com a carga de escoamento obtida para a terceira camada de armaduras através da análise não-linear e através da disponibilização de extensômetros elétricos no ensaio experimental.

- ***Carga Limite para Escoras Inclinadas***

$$C_2 = C_1.\cos\alpha = \frac{P}{\tan\alpha} = T_1 = A_s.f_{sd}$$

$$f_e = 0{,}85.\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}85.\left(1-\frac{38}{250}\right).38 = 27{,}39\,MPa$$

$$a_{2,\min} = \frac{C_2}{f_e.b} = \frac{A_s.f_{sd}}{f_e.b} = \frac{(0{,}000169.494 + 0{,}00005.168{,}85)}{27{,}39.0{,}075} = 0{,}0447\,m$$

$$\alpha = arc\,tg\left(\frac{0{,}95 - \frac{0{,}0447}{2} - \frac{0{,}33}{2}}{\frac{1{,}825-0{,}60}{2}}\right) = 51{,}23^0$$

$$a_1 = lb.\operatorname{sen}\alpha + u.\cos\alpha = (0{,}075-0{,}015).\operatorname{sen}51{,}23 + 0{,}33.\cos 51{,}23 = 0{,}253\ m$$

$$f_e = 0{,}60.\left(1-\frac{f_{ck}}{250}\right).f_{cd} = 0{,}60.\left(1-\frac{38}{250}\right).38 = 19{,}33\,MPa$$

$$a_{1,\min} = \frac{\frac{C_2}{\cos\alpha}}{f_e.b} = \frac{\frac{(0{,}000169.494 + 0{,}00005.168{,}85)}{\cos 51{,}23}}{19{,}33.0{,}075} = 0{,}101\ m$$

Como $a_1 > a_{1,\min}$ então OK!

$$P_{escora} = a_1.f_e.b.\operatorname{sen}\alpha = 0{,}253.19{,}33.10^3.0{,}075.\operatorname{sen}51{,}23 = 285{,}97\ kN$$

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

Para a obtenção da carga de fissuração e de escoamento do tirante principal será suposto que o mesmo se trata de 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 e área total de armadura de 2,19 cm².

Como o tirante é formado por barras de 6,0 mm e 4,0 mm e as resistências de cada um destes aços são diferentes, 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 a seguinte resistência média ao escoamento para o tirante:

f_{ym} = 0,77.494 + 0,23.168,85 = 419,21 MPa

Seguindo as recomendações do CEB-FIP Model Code 1990 pode-se obter um gráfico aproximado da força normal versus deformações do prisma de concreto armado, sem levar em consideração o efeito de "tension stiffening" e de "tension sttifening". Para isso, definem-se as seguintes propriedades para os materiais:

- Concreto:

$$f_{cm} = 38\,\text{MPa}$$
$$f_{ck} = f_{cm} - 8 = 38 - 8 = 30\,\text{MPa}$$
$$E_{ci} = 21{,}5.\left(\frac{f_{ck}}{10}\right)^{1/3} = 21{,}5.\left(\frac{30}{10}\right)^{1/3} = 33{,}55\ \text{GPa}$$
$$f_{ctm} = 0{,}3.f_{ck}^{2/3} = 0{,}3.30^{2/3} = 2{,}90\,\text{MPa}$$
$$\bar{\varepsilon} = \frac{0{,}9.f_{ctm}}{E_{ci}} = \frac{0{,}9.2{,}90}{33550} = 0{,}0078\%$$
$$\varepsilon = 0{,}015\% \quad \rightarrow \text{Deformação limite para o concreto}$$

Desta maneira, podem ser definidas as seguintes equações de deformação para o concreto:

Para $0 \le \varepsilon \le 0{,}0078\% \rightarrow \ \sigma_t = 33550{,}55.\varepsilon$ (MPa)

Para $0{,}0078 \le \varepsilon \le 0{,}0150\% \rightarrow \ \sigma_t = 4006{,}087.\varepsilon + 2{,}30$ (MPa)

Para $\varepsilon > 0{,}0150\% \rightarrow \ \sigma_t = 0$ (MPa)

- Aço:

$$f_{ym} = 419{,}21\,\text{MPa}$$
$$E_s = 210{,}00\ \text{GPa}$$
$$\varepsilon_s = \frac{419{,}21}{210000} = 0{,}2\%$$

Para $\varepsilon < 0{,}2\% \rightarrow \ \sigma_s = 210000.\varepsilon$ (MPa)

Adicionalmente, sabe-se que a força a ser suportada pelo prisma de concreto armado pode ser dividida em duas parcelas:

$F = F_{concreto} + F_{aço}$
$F = A_c.\sigma_t + A_s.\sigma_s$

Conhecidas as equações acima e sabendo-se a área de concreto e a área das armaduras, pode-se então determinar a força normal de tração que ocasiona a fissuração e o escoamento para o prisma de concreto armado. A Figura 27 ilustra um gráfico força normal versus deformações construído utilizando as equações apresentadas anteriormente.

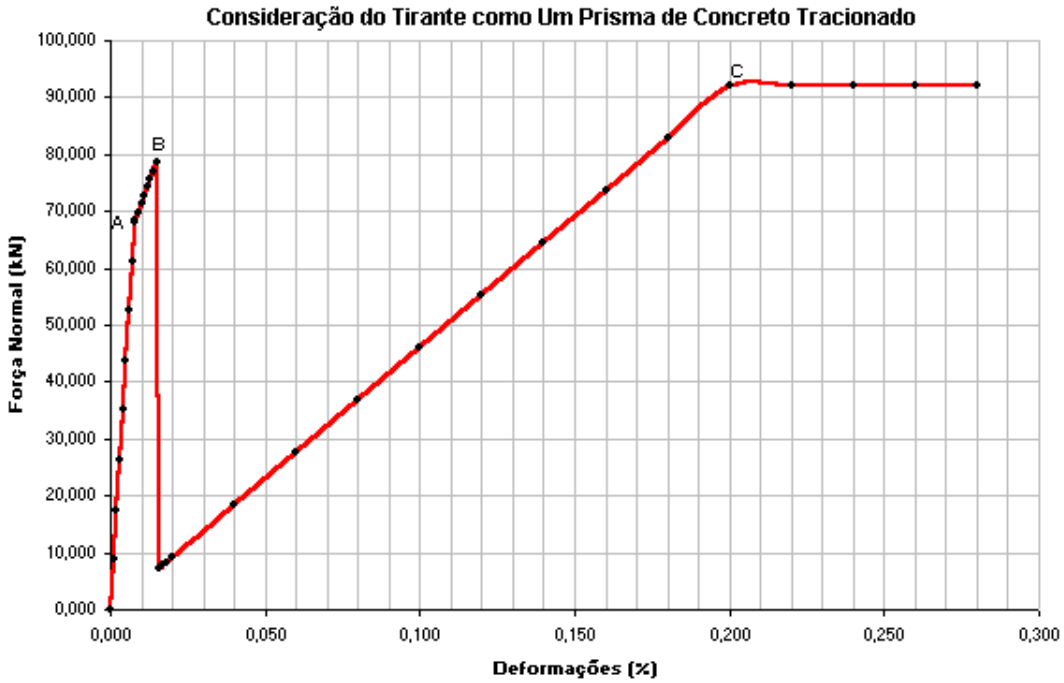


Figura 27 – Evolução da força normal versus deformação para o tirante, sem considerar os efeitos de "tension softening" e "tension stiffening"

Observa-se pela Figura 27 que a fissuração inicial do prisma ocorre para uma força normal de 68,13 kN. A fissuração se desenvolve cada vez mais 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.

Dessa maneira, podem ser encontradas as cargas aplicadas pelos atuadores, simplesmente multiplicando-se as forças normais de interesse da Figura 34 pela tangente do ângulo formado entre a escora inclinada e o tirante principal. As cargas de fissuração e escoamento teóricas são as definidas a seguir:

$P_{fissuração}$ = N.tg α = N.tg 51,19° = 68,13.tg 51,19° = 84,70 kN
$P_{escoamento}$ = N.tg α = N.tg 51,19° = 91,98.tg 51,19° = 114,35 kN

Portanto, pelo modelo numérico a carga de escoamento esperada para o tirante principal é de aproximadamente 112,00 kN, enquanto que pelo modelo teórico (Modelo de Escoras e Tirantes) é de 114,35 kN. Observa-se que a carga de escoamento obtida pelo modelo teórico é bastante aproximada, uma vez que foi adotada como tensão de escoamento a média ponderada entre as tensões de escoamento das armaduras de 4,0 mm e 6,0 mm.

4.4 Ensaio Experimental da Viga-Parede

No dia 18/06/2003, após a finalização de montagem das armaduras e instrumentação, a viga-parede foi finalmente concretada no LABEST (Laboratório de Estruturas da Universidade do Porto). A Figura 28 ilustra a armação completa da viga-parede, momentos antes da sua concretagem.

Figura 28 – Detalhe da armação utilizada na viga-parede

Para a moldagem da viga-parede foi utilizado um concreto autocompactante, dosado para atingir a resistência média de 38 MPa. No rompimento dos corpos-de-prova cúbicos realizados aos sete dias constatou-se uma resistência média de 50 MPa, que transformada para resistência em corpos-de-prova cilíndricos resulta em 40 MPa.

Junto às 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 utilizou-se extensômetros especiais de se embeber no concreto, nas posições de passagem das escoras inclinadas, procurando registrar as deformações nesses elementos.

No dia 27/06/2003 procedeu-se o ensaio experimental da viga-parede no LABEST (Laboratório de Estruturas da Universidade do Porto). A estrutura foi instrumentada externamente com “clip gages” e LVDT’s de controle vertical (instalado no meio do vão) e horizontal (fixado em uma barra de controle na base da estrutura), conforme ilustra a Figura 29.

Com base nas simulações numéricas anteriormente efetuadas, pôde-se definir os parâmetros de controle do ensaio, que foi executado com controle de deslocamentos. Para isso, definiu-se que o carregamento aplicado seria função dos deslocamentos horizontais registrados no apoio onde estava instalado o LVDT horizontal. O valor limite imposto para o deslocamento horizontal foi 5 mm.

O controle do ensaio experimental foi feito através do LVDT horizontal por este fornecer melhores condições de resposta do que o LVDT vertical. Esse fato foi

inclusive verificado posteriormente e caso essa atitude não tivesse sido tomada o ensaio poderia ter sido prejudicado.

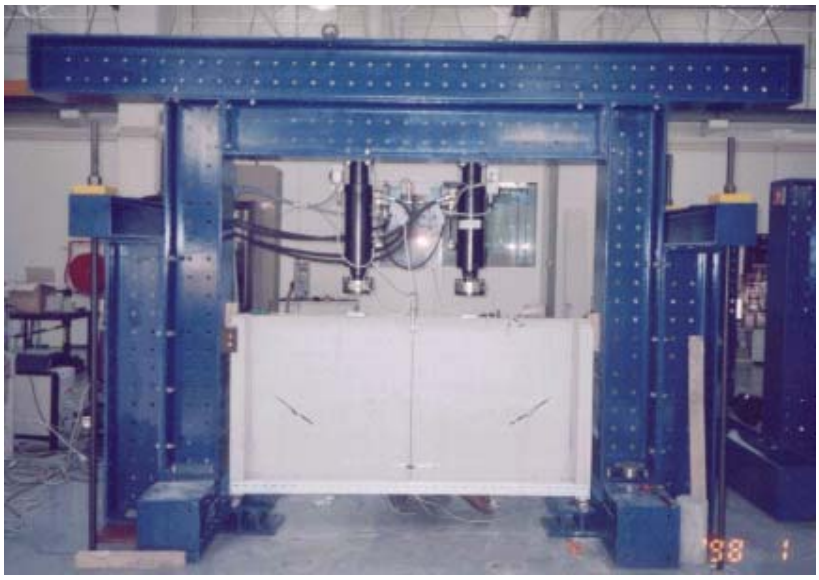


Figura 29 – Viga-parede preparada para o ensaio e instrumentada externamente com “clip gages” e LVDTs

Tendo a estrutura preparada para o ensaio ajustou-se os dois atuadores sobre placas metálicas de 7,5 cm de largura e iniciou-se a introdução dos carregamentos. As primeiras fissuras surgiram para uma carga concentrada 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 outras fissuras surgiram na região central tomando o mesmo caminho iniciado pelas primeiras fissuras. O “clip gage” disponibilizado no eixo de simetria da viga-parede registrou ao longo do ensaio uma abertura máxima de aproximadamente 0,12 mm, conforme ilustra a Figura 30.

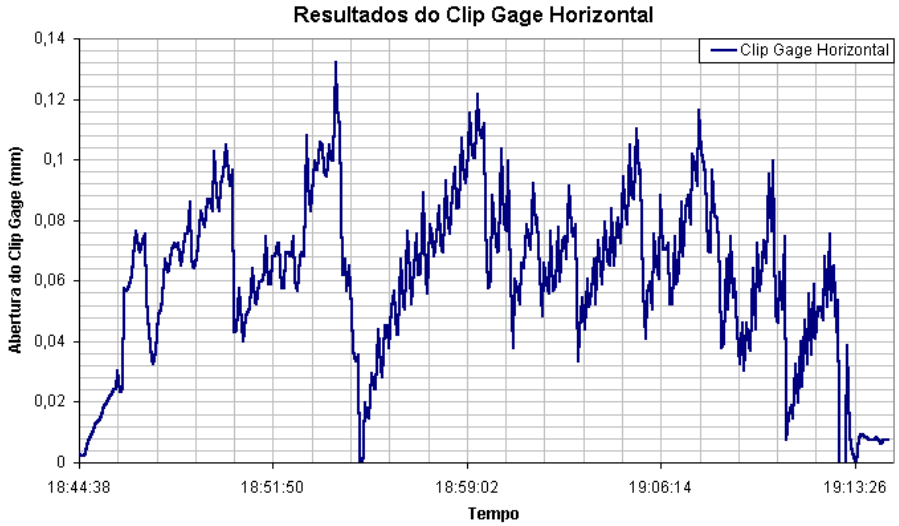


Figura 30 – Aberturas registradas no “clip gage” horizontal

O ensaio foi paralisado para uma carga vertical de aproximadamente 142 kN, com o deslocamento horizontal medido pelo LVDT de 5,0 mm. Nesse momento, pôde-se constatar através dos resultados obtidos que se fossem dados deslocamentos adicionais a viga chegaria rapidamente a ruptura, por rompimento do tirante principal, uma vez que as armaduras instrumentadas já se encontravam em escoamento.

A instrumentação indicou que ambas as barras monitoradas entraram em escoamento para uma carga média de 107 kN. Quando o ensaio foi paralisado, na carga de 142 kN, uma das barras apresentava deformação de 3,2 $^{0}/_{00}$ enquanto a outra barra apresentava uma deformação de 9,6 $^{0}/_{00}$, conforme ilustram a Figura 31.

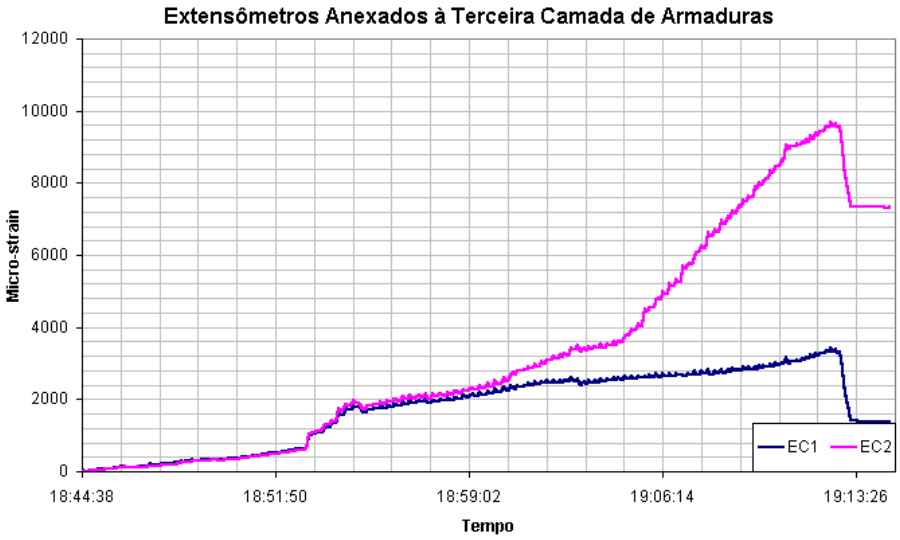


Figura 31 – Deformações nos extensômetros das terceira camada de armaduras

As deformações medidas no extensômetros embebidos nas escoras inclinadas apresentam no limite da carga imposta deformações inferiores a 0,2 $^{0}/_{00}$, indicando um limite bastante folgado de resistência para as escoras. A Figura 32 apresenta os resultados dos extensômetros de embeber no concreto.

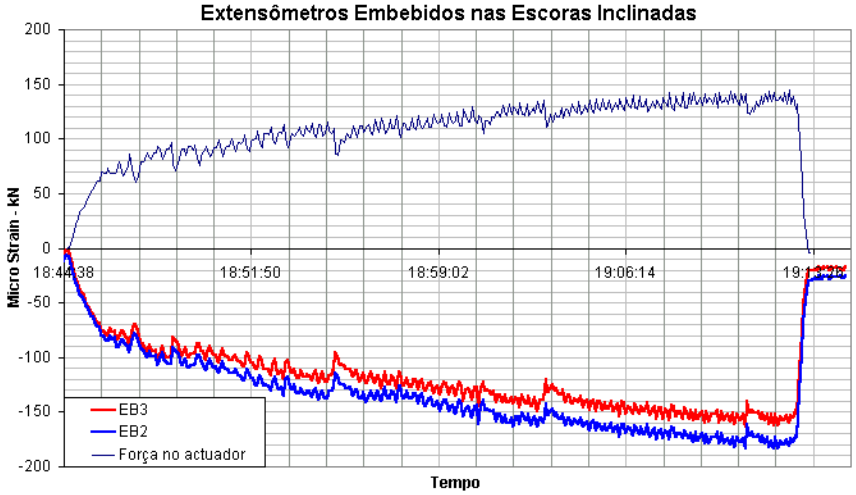


Figura 32 – Deformações nos extensômetros de embeber no concreto

Os deslocamentos verticais capturados pelo LVDT não foram bastante satisfatórios no início do ensaio, conforme se observa pela Figura 33. Parece ter ocorrido uma certa acomodação da estrutura que acabou prejudicando a coleta dos dados iniciais, uma vez que o deslocamento só começou a ser efetivamente medido a partir da carga de aproximadamente 60 kN.

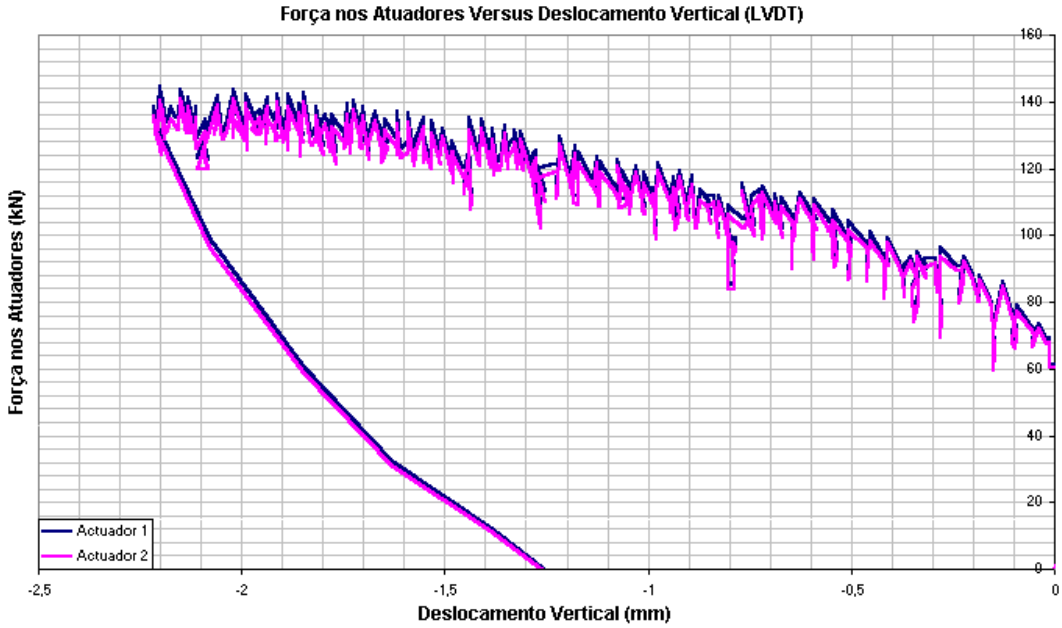


Figura 33 – Força nos atuadores versus deslocamento vertical medido no LVDT

Os deslocamentos horizontais capturados pelo LVDT foram excelentes, conforme ilustra a Figura 34. Observa-se que a opção adotada previamente de monitorar o ensaio através desse LVDT foi acertada.

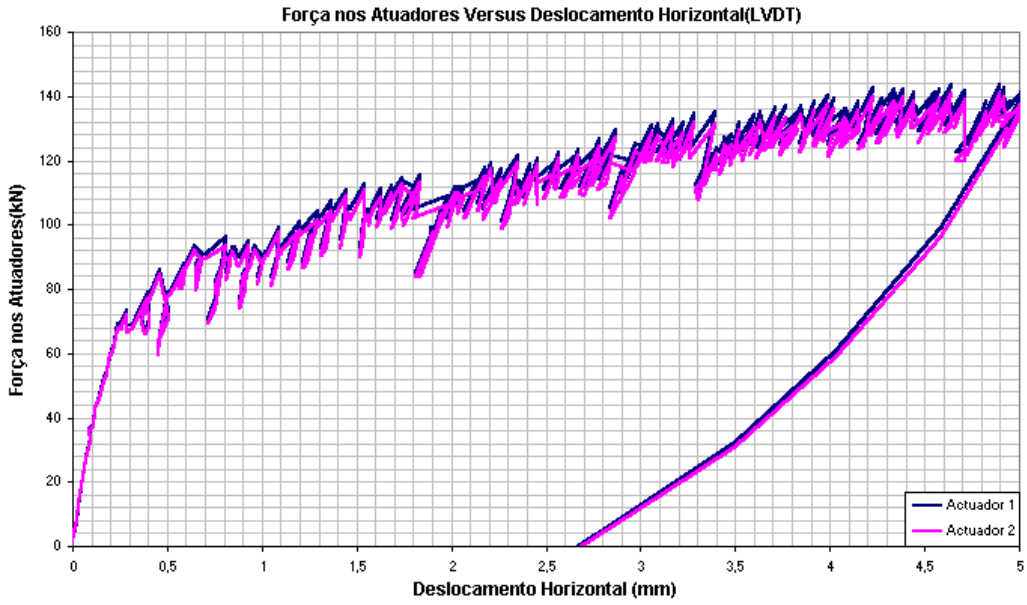


Figura 34 – Força nos atuadores versus deslocamento horizontal medido no LVDT

O panorama de fissuração apresentado para a viga-parede momentos antes da paralisação do ensaio é apresentado na Figura 35. 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.

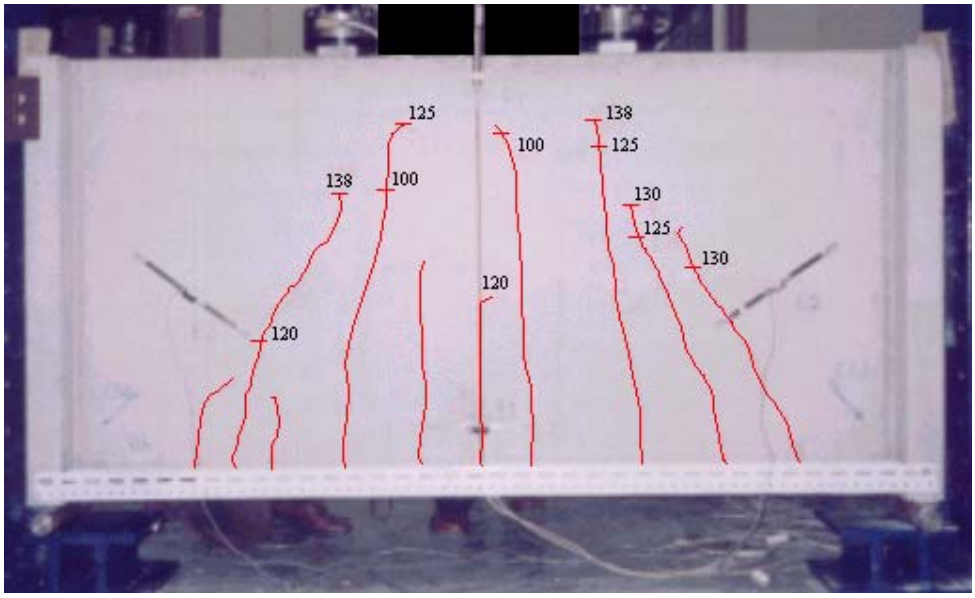


Figura 35 – Panorama de fissuração da viga-parede momentos antes da paralisação do ensaio

Deve-se observar que os resultados obtidos experimentalmente foram muito semelhantes com aqueles resultados obtidos numericamente. Além disso, o panorama de fissuração esperado foi praticamente idêntico, levando à conclusão de que a análise numérica realizada previamente foi de grande utilidade para a realização do ensaio experimental.

A Tabela 4 apresenta a comparação dos resultados numéricos, analíticos e experimentais. Deve-se observar que os resultados analíticos são superiores aos outros resultados, sendo esse fato devido ao fato ter sido utilizado uma resistência ponderada entre as resistências dos aços de 4,0 mm e 6,0 mm.

Tabela 4 – Comparação entre resultados numéricos, analíticos e experimentais

	Numérico	Analítico	Experimental
Carga de Fissuração	65,63	85,70	68,00
Carga de Escoamento (3ª Camada)	115,00	114,35	107,00

Infelizmente não foi possível acompanhar o restante da experimentação da viga-parede e os dados que serão a partir de agora apresentados foram gentilmente fornecidos pelo Prof. Joaquim Azevedo Figueiras e pelo Eng. Mário Pimentel, que tiveram participação ativa desde o início do dimensionamento da estrutura até a sua efetiva ruptura.

A Figura 36 apresenta uma comparação entre os resultados numéricos e experimentais para o LVDT horizontal disponibilizado na base da viga-parede, após a realização do ensaio experimental. No modelo numérico as propriedades dos materiais foram ajustadas, tendo em vista a quantificação dos valores reais no ensaio experimental.

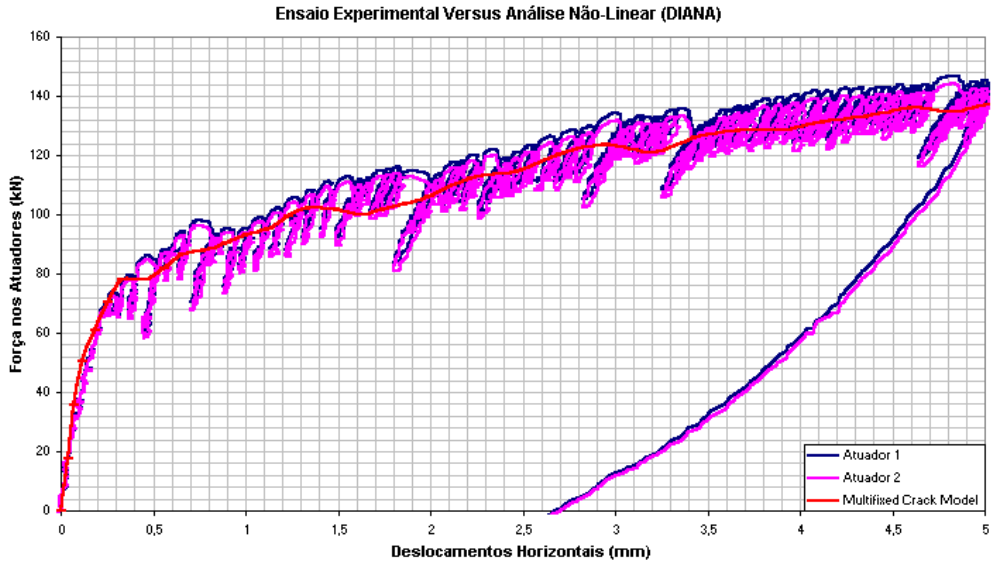


Figura 36 – Comparação entre resultados experimentais e resultados numéricos efetuados após o ensaio

Os resultados numéricos da Figura 36 foram obtidos com o programa DIANA, utilizando o modelo "multifixed crack model" e levando em consideração o efeito "tension stiffening". Observa-se uma excelente concordância entre os resultados experimentais e numéricos.

Conforme era previsto, após a paralisação do ensaio experimental na carga de 142 kN, houve a introdução de uma armadura complementar de protensão, no meio da faixa de 33 cm disponibilizada para o tirante principal. Para isso, foram utilizados dois cabos de 5,0 mm, protendidos externamente e ancorados em placas metálicas situadas nas laterais dos pilaretes, conforme ilustra a Figura 37.

Figura 37 – Aplicação de protensão na viga-parede para nova experimentação

Os cabos com resistência característica de 1770 MPa foram pré-esforçados no dia 17/07/2003 com uma força média de 16,38 kN. Pensou-se inicialmente em aplicar cerca de 24 kN em cada um dos fios, mas isso não foi possível devido ao fato do equipamento utilizado não poder evitar grandes perdas decorrentes da reentrância das cunhas.

Após a aplicação da protensão nos cabos de 5,0 mm, prosseguiu-se um acompanhamento das perdas de protensão, durante dois dias, conforme ilustra a Figura 38. Observa-se que força média verificada nos cabos no dia da realização do ensaio experimental foi de aproximadamente 15,51 kN.

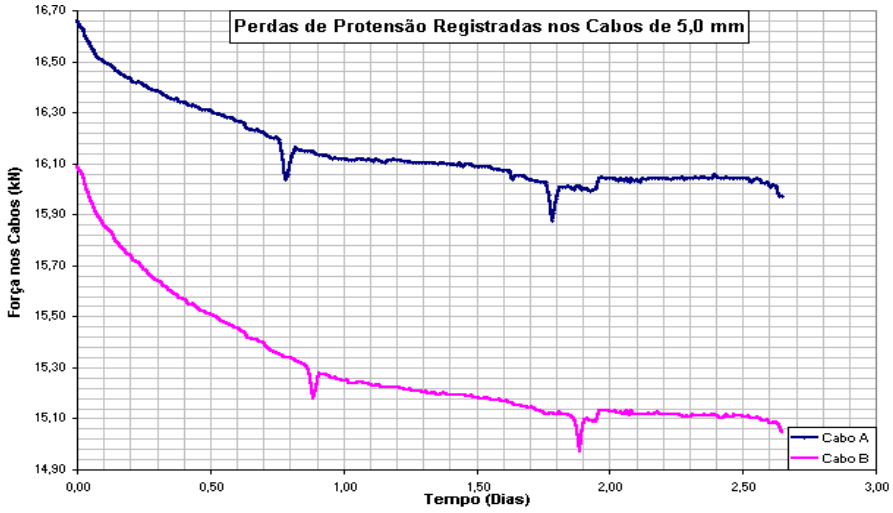


Figura 38 – Perdas de protensão registradas para os cabos de 5,0 mm

No dia 21/07/2003, após a monitoração das perdas de protensão e instrumentação, que seguiu as mesmas características do ensaio anterior, a viga-parede reforçada com protensão externa foi ensaiada até a ruptura. O escoamento para as armaduras monitoradas ocorreu para a carga de 147 kN e a ruptura da viga-parede foi verificada para a carga de 220 kN. As Figuras 39 e 40 ilustram os resultados obtidos para os LVDT's.

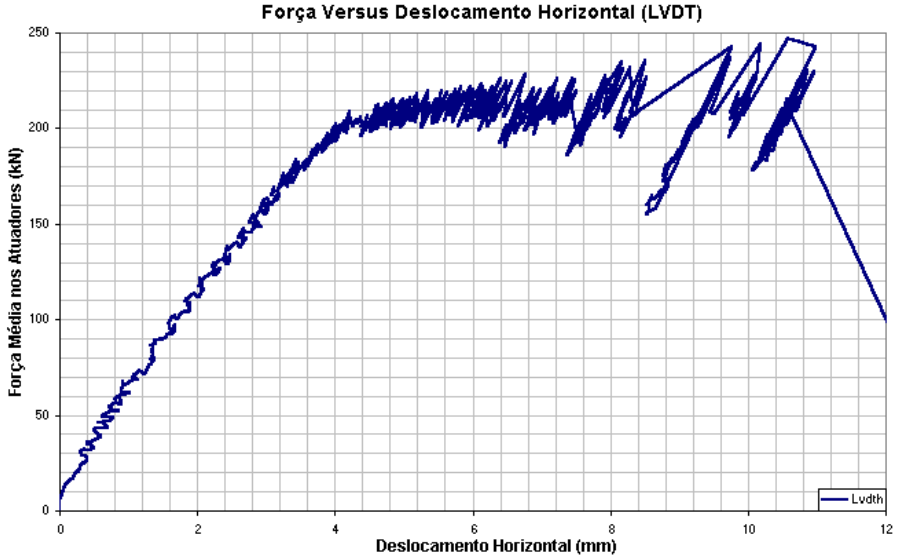


Figura 39 – Força média nos atuadores versus deslocamento horizontal (LVDT)

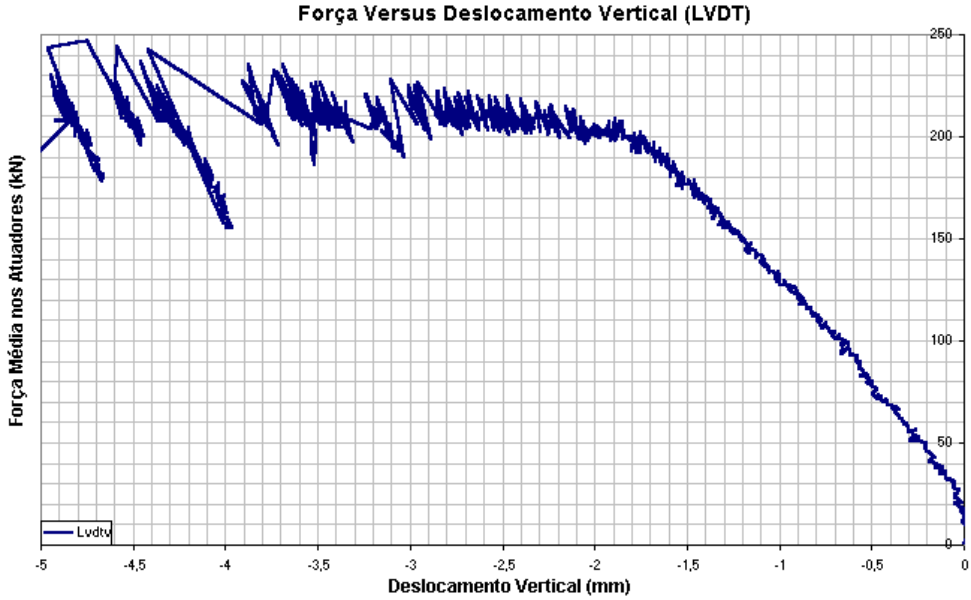


Figura 40 – Força média nos atuadores versus deslocamento vertical (LVDT)

O estado limite último da estrutura ficou caracterizado por um panorama intenso de fissuração, pelo escoamento das armaduras e pelo desenvolvimento de uma grande fenda vertical que praticamente cortou a viga-parede e arrebentou algumas barras do tirante principal. A configuração de ruína da viga-parede protendida externamente é apresentada na Figura 41.

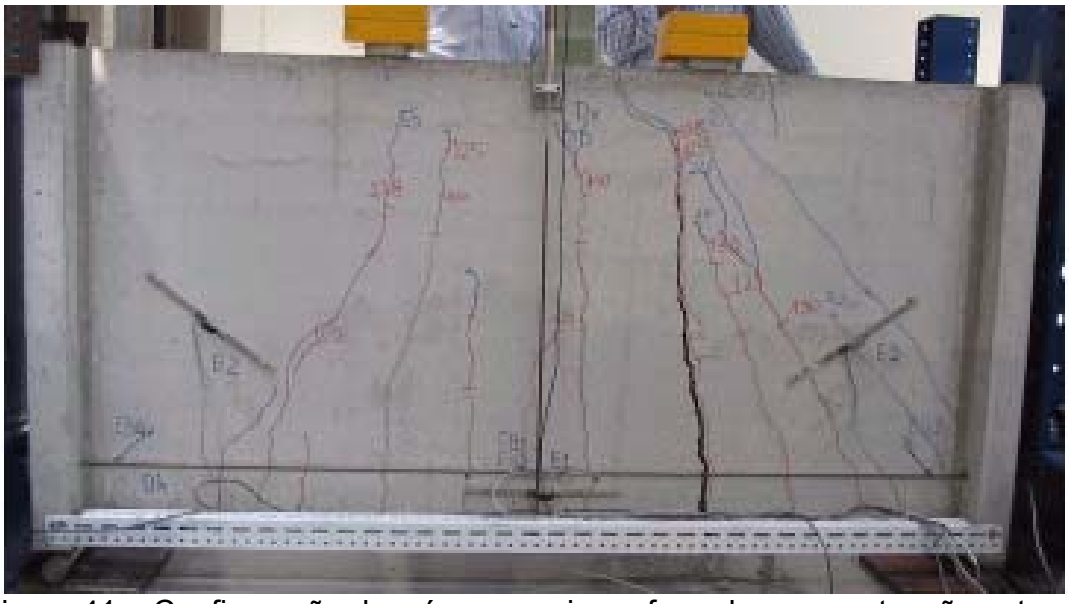


Figura 41 – Configuração de ruína para viga reforçada com protensão externa

Adicionalmente, deve-se relatar que surgiram algumas fissuras na direção das escoras inclinadas, conforme ilustra a Figura 41, provocadas por tensões transversais de tração resultantes das grandes deformações sofridas pelos tirantes. A malha de armadura mínima não foi suficiente para absorver estas tensões transversais, no entanto, a estrutura chegou ao colapso antes que elas pudessem se desenvolver de maneira decisiva.

A força média medida no final do ensaio para os cabos protendidos foi de aproximadamente 30 kN, conforme ilustra a Figura 42. Esse é um valor muito elevado e irreal, pois na verdade o gráfico traduz a evolução das deformações nos cabos com a evolução da carga aplicada pelos atuadores.

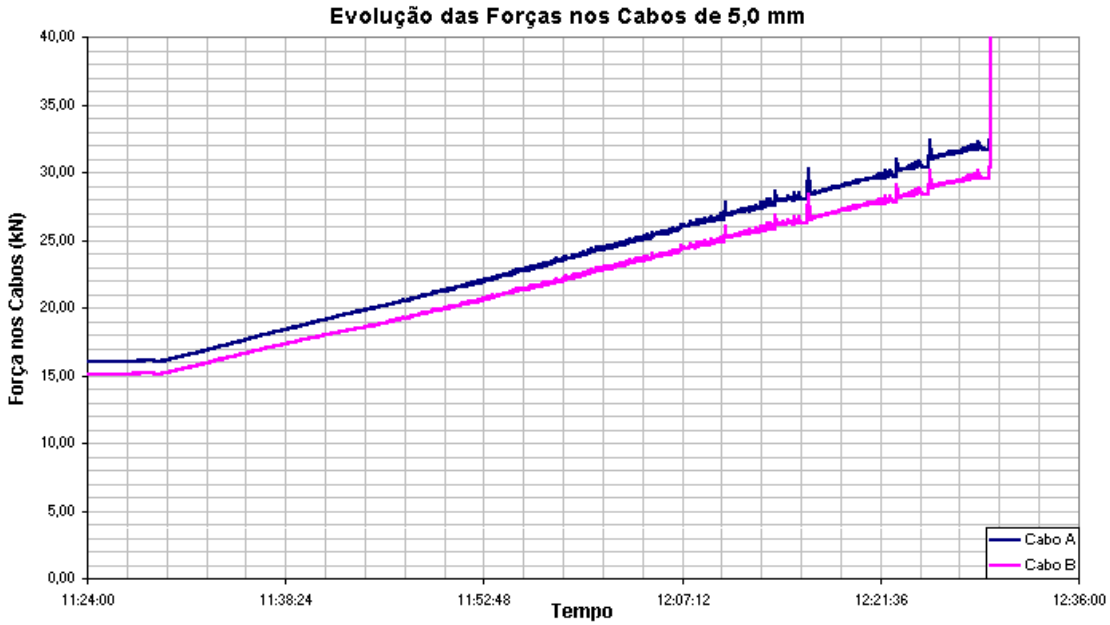


Figura 42 – Evolução das forças nos cabos protendidos

A evolução das forças ilustradas na Figura 42 foi obtida multiplicando-se a deformação verificada nos cabos pelo Módulo de Elasticidade e dividindo-se o produto pela área dos cabos, pelo que não traduz a força correta para as deformações inelásticas, ou seja, com o aço de protensão fora do ramo elástico.

Adicionalmente, os extensômetros de embeber no concreto acusaram uma deformação máxima inferior a 0,4 $^{0}/_{00}$ e o "clip gage" horizontal situado na face inferior da viga acusou uma abertura máxima de 0,2 mm antes da ruptura. Deve-se observar que foram colhidos uma série de dados, no entanto, procura-se ilustrar aqui apenas os mais relevantes.

A Figura 43 apresenta a evolução das deformações das armaduras de 6,0 mm situadas na terceira camada de armaduras do tirante principal. A história deformacional das armaduras é um tanto quanto complexa, compreendendo as deformações do primeiro ensaio, a descarga da estrutura, a aplicação da protensão e a realização do segundo ensaio até a ruptura.

Deve-se observar que o gráfico apresentado na Figura 43 representa um estado deformacional muito complicado. As deformações apresentadas neste gráfico representam as deformações apenas ao longo do segundo ensaio e não representam as deformações reais das armaduras. Para a determinação efetiva das deformações é necessária manipulação algébrica englobando todo o histórico das deformações.

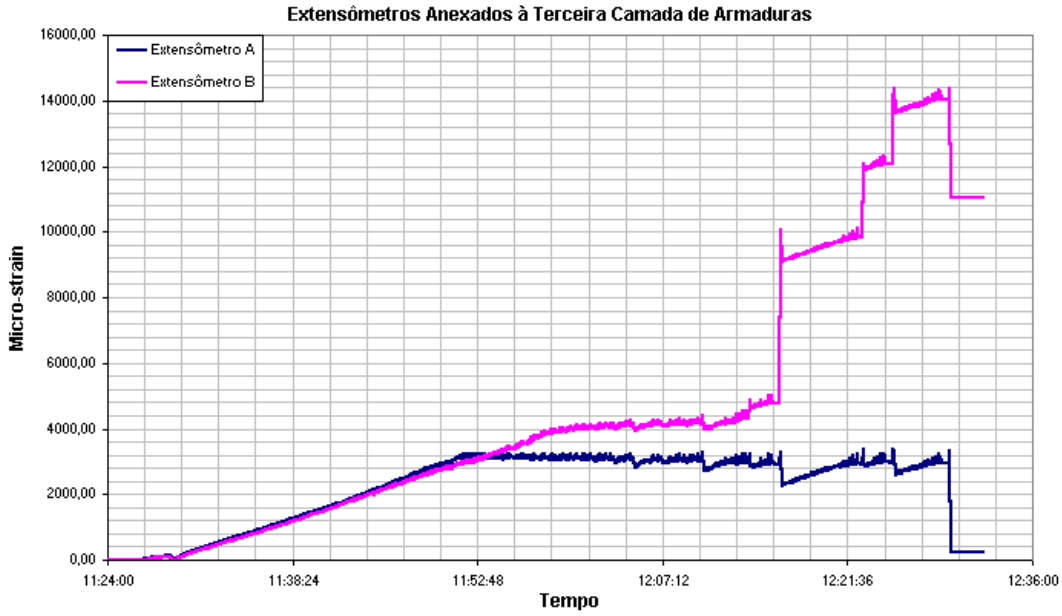


Figura 43 – Evolução das deformações nas armaduras da terceira camada do tirante

Apesar dos problemas referenciados anteriormente, conclui-se que o dimensionamento efetuado para a viga-parede em relação a carga de 200 kN foi plenamente verificado quanto as questões de segurança no estado limite último. Tal conclusão decorre do fato da estrutura ter entrado em colapso para uma carga de 220 kN e apresentado um comportamento perfeitamente dúctil antes da ruína, evidenciado pelo intenso panorama de fissuração.

Dessa maneira, pode-se dizer que o Modelo de Escoras e Tirantes foi aplicado com sucesso para o dimensionamento de uma estrutura complexa, evidenciando a sua potencialidade e segurança em problemas nunca antes analisados. Adicionalmente, pode-se dizer que a análise não-linear realizada previamente com o programa DIANA pôde prever com bastante sucesso o comportamento estrutural de elementos dimensionados, servindo como ferramental excepcional para a verificação à segurança.

As diferenças que foram observadas inicialmente entre os resultados numéricos, analíticos e experimentais podem ser facilmente explicadas pela definição prévia de parâmetros para o concreto como a resistência à compressão, resistência à tração e módulo de elasticidade e de parâmetros prévios para o aço como a resistência à tração e deformação no escoamento.

Como a simulação numérica e a estimativa analítica foram realizadas antes do ensaio experimental esses valores tiveram de ser estimados com o seu valor médio de maneira a obter respostas iniciais para o problema e, quando houve a realização do ensaio, observou-se que os valores obtidos para todas essas variáveis eram superiores àquelas definidas previamente ao ensaio. Um simples ajustes nos parâmetros conduziu a resultados praticamente idênticos, conforme ilustrou a Figura 36.

5. Dimensionamento de Uma Viga-Parede Complexa

Seja o problema de dimensionar a viga-parede apresentada na Figura 44, cuja geometria apresenta duas irregularidades que provocam o surgimento de perturbações de grande intensidade no campo de tensões. Aplicando o "Princípio de Saint Venant" na estrutura observa-se que a mesma constitui na sua integralidade uma "Região D" e, portanto, não deve ser dimensionada utilizando os processos correntes.

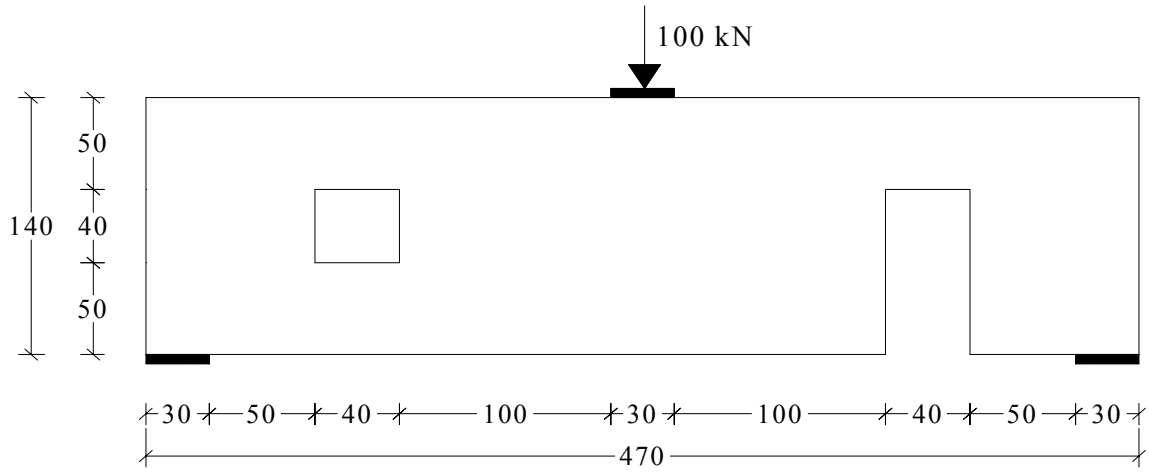


Figura 44 – Viga-parede sujeita a irregularidades

Como dados complementares, a viga possui largura de 25 cm e é moldada com concreto de fck igual a 26 MPa e aço CA50A. A condição de carregamento apresentada na Figura 34 já se refere à carga de cálculo, isto é, $F_d = 1{,}4.F_k = 100$ kN. Tendo em vista o fato da viga se constituir em uma "Região D", será utilizado o Modelo de Escoras e Tirantes para a determinação da posição e da quantidade de armaduras resistentes para o elemento estrutural.

Para adquirir uma visão mais geral do encaminhamento das forças estrutural no interior do elemento estrutural é de bom censo a utilização do Método dos Elementos Finitos. A partir das tensões principais de compressão e das tensões principais de tração fornecidas por esse método podem ser estabelecidos alguns modelos do tipo escora-tirante.

A orientação geral do fluxo de forças internas na estrutura para as cargas de serviço e até mesmo para níveis de carga superiores deve manter uma certa relação com o nível de distribuição de tensões elásticas obtidas através da utilização do Método dos Elementos Finitos. Dessa maneira, códigos como o CEB-FIP Model Code 1990, por exemplo, permitem que não sejam feitas as verificações para as condições de serviço, desde que o elemento tenha sido dimensionado a partir do fluxo de tensões elásticas no estado limite último.

Conforme visto, o encaminhamento das forças no interior da estrutura também poderia ser feito manualmente recorrendo ao "Load Path Method". No entanto, como trata-se de uma estrutura com geometria muito complexa achou-se mais conveniente usufruir de mecanismos mais potentes e exatos.

Na determinação do encaminhamento de forças no interior de uma estrutura utilizando o “Load Path Method” ou o “Método dos Elementos Finitos” é necessário certa sensibilidade na escolha dos elementos do Modelo de Escoras e Tirantes. É necessário muito treino e o processo se assemelha muito com aquele referente ao lançamento dos elementos estruturais de um edifício.

No caso do “Load Path Method” somente a experiência acumulada por anos de prática pode gerar bons resultados, por isso, o Método dos Elementos Finitos é preferível quando surgir um caso muito complicado ou nunca antes analisado. Em alguns casos, os modelos de escoras e tirantes acabam se repetindo e, um engenheiro com grande experiência, acaba identificando rapidamente o mecanismo resistente recorrendo somente ao “Load Path Method”.

5.1 Análise Elástica-Linear da Estrutura

Uma análise elástica linear da estrutura foi conduzida utilizando-se o programa ADINA, tendo como malha de elementos finitos a discretização apresentada na Figura 45. Foram utilizados nesta análise 175 elementos bidimensionais retangulares de 8 nós, em estado plano de tensão, resultando em um modelo final de 605 nós.

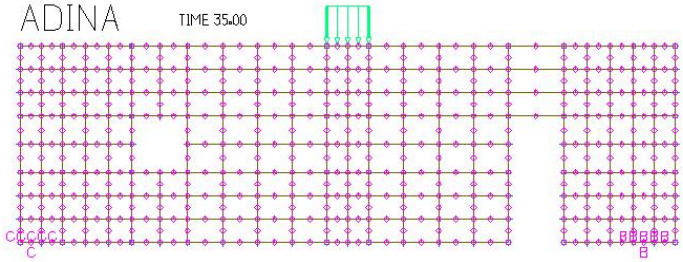


Figura 45 – Malha de elementos finitos utilizada para viga-parede

As Figuras 46, 47 e 48 apresentam os fluxos das tensões principais, as isotensões principais de compressão e as isotensões principais de tração, respectivamente. Observar como é possível ver claramente a posição de alguns elementos resistentes no interior da estrutura.

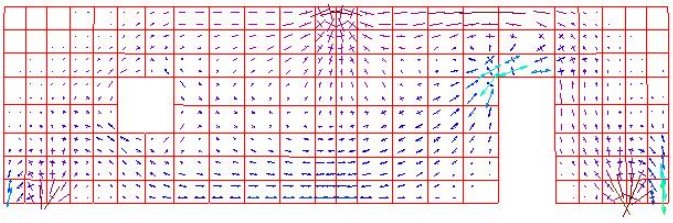


Figura 46 – Fluxo das tensões principais

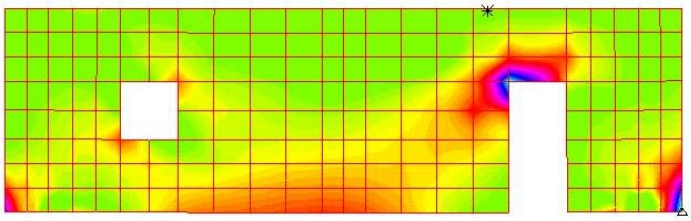


Figura 47 – Isotensões principais de tração

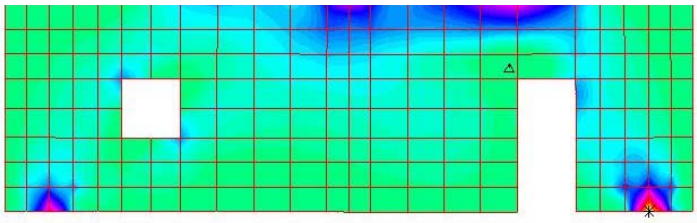


Figura 48 – Isotensões principais de compressão

Da análise linear da viga-parede em estudo, mais especificamente da análise cuidadosa dos resultados obtidos nas Figuras 46, 47 e 48, pode-se tirar as seguintes conclusões a respeito do encaminhamento das forças no interior da estrutura:

- Junto ao canto superior esquerdo da abertura situada na extremidade direita da viga, surgem significativas concentrações de tensão, propiciando o aparecimento de tensões de tração de grande intensidade nessa região;
- Na face inferior da viga, região central da estrutura, também surgem tensões de tração significativas. Essas tensões ocupam grande parte do vão central e prolongam-se até os cantos das duas aberturas, formando um ângulo de aproximadamente 45º com a direção horizontal. O prolongamento das tensões de tração para a abertura situada na extremidade esquerda da viga se faz por dois caminhos: um deles provocando concentração de tensão no canto superior direito e outro provocando tensões de tração no canto inferior esquerdo da abertura;
- Surgem tensões de tração nas duas extremidades da viga, na posição limite dos apoios e verifica-se no apoio da direita a maior tensão de tração;
- As tensões de compressão são mais significativas nas vizinhanças dos apoios e imediatamente abaixo e ao lado direito do ponto de aplicação da carga de 100 kN;
- Uma escora horizontal na face superior da estrutura é formada dividindo-se em dois caminhos distintos para o encaminhamento de forças internas até os apoios da estrutura;
- O caminho de compressão situado à direita do eixo central da estrutura leva as forças de compressão da escora horizontal por uma escora inclinada de aproximadamente 75º diretamente para o apoio;
- O caminho situado à esquerda do eixo central da estrutura divide-se em outros dois caminhos para poder conduzir as forças internas de compressão: um dos caminhos inicia-se na extremidade da escora superior horizontal, passando pelo canto superior esquerdo da abertura e indo diretamente para o apoio, formando um ângulo de 45º.
- O outro caminho do caso anterior surge aproximadamente na metade do caminho entre o ponto de aplicação da carga e a abertura e desce paralelamente ao caminho descrito anteriormente, cruzando o canto inferior direito da abertura. Em seguida esse campo de compressão acaba dissipando-se.

5.2 Dimensionamento Utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes

Após várias tentativas, baseando-se no campo das tensões principais elásticas obtidas com o auxílio do programa ADINA e das conclusões obtidas anteriormente, pôde-se idealizar dois modelos de treliça adequados para a simulação dos mecanismos resistentes da estrutura. O desenvolvimento de tal atividade foi bastante demorado pois havia a preocupação de se combinar o fluxo identificado com uma treliça isostática que pudesse fornecer armaduras em posições ajustadas com a realidade.

O primeiro modelo concebido, denominado de "Modelo A" apresenta tirantes horizontais, verticais e inclinados e é ilustrado na Figura 49. O segundo modelo idealizado, denominado de "Modelo B" e apresentado na Figura 50, apresenta apenas tirantes dispostos nas posições horizontal e vertical.

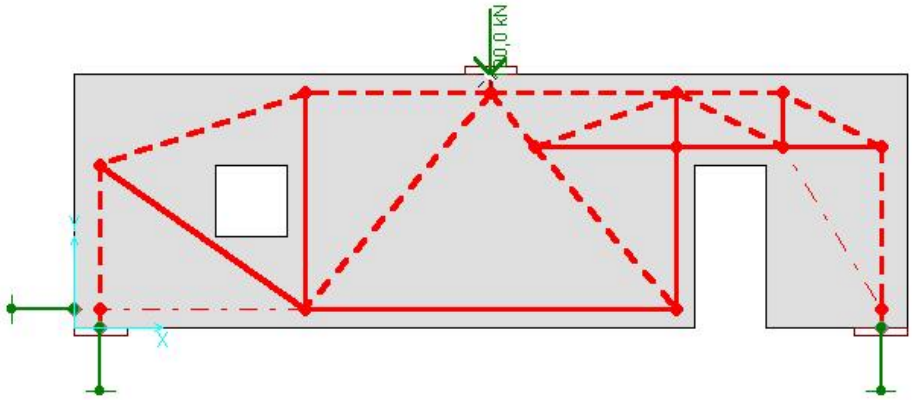


Figura 49 – Modelo A, constituído de tirantes horizontais, verticais e inclinados

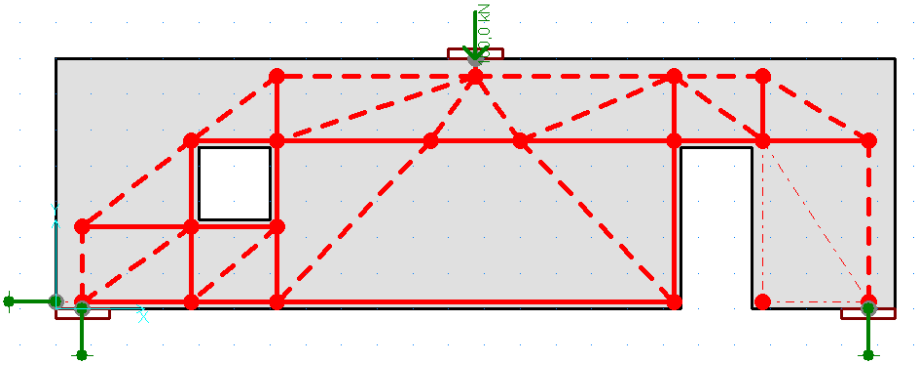


Figura 50 – Modelo B, constituído apenas de tirantes horizontais e verticais

Evidentemente, o "Modelo B" além de ser mais prático do ponto de vista construtivo, também possibilita uma verificação computacional com maior rapidez utilizando um programa de análise não-linear baseado no Método dos Elementos Finitos. Esse modelo conduz à menor probabilidade de erro de execução, pois todos os tirantes são posicionados de uma maneira que os operários da construção já estão acostumados.

A simulação computacional de estruturas de concreto, modelando conjuntamente as armaduras e o concreto ainda é um grande desafio e a introdução de armaduras inclinadas às vezes pode ser muito trabalhosa numa análise não-linear. No programa ADINA, por exemplo, a elaboração do modelo

de elementos finitos é muito complicada e demanda um tempo de análise que não condiz com as necessidades do mercado. No programa DIANA, no entanto, essa tarefa seria muito simples e rápida, sendo que um usuário experiente poderia obter respostas a curto prazo.

De maneira geral, tudo vai depender do ferramental que o engenheiro de estruturas tem ao seu alcance. A maioria dos programas disponível no mercado possui um funcionamento semelhante ao do ADINA e, portanto, as análises com armaduras inclinadas e até mesmo em posições horizontais e verticais demandariam muito tempo de análise.

Na prática, a utilização de armaduras inclinadas também é difícil, podendo gerar a perda de produtividade, uma vez que o funcionário deve ter o cuidado de identificar adequadamente a posição do elemento na estrutura. O risco do elemento ser posicionado em uma posição indesejada é grande e a segurança da estrutura pode ser comprometida, caso esse elemento seja essencial para o desenvolvimento de mecanismos resistentes no interior da estrutura.

Salvo os problemas anteriores, os Modelos A e B foram rapidamente dimensionados com o auxílio do programa CAST. Com a utilização deste programa foi possível fazer a verificação da resistência das escoras e das regiões nodais de maneira automática, economizando grande tempo da análise.

Deve-se observar que os nós singulares devem ser freqüentemente verificados e às vezes a definição geométrica desses nós pode ser extremamente complicada. Isso acontece porque os nós singulares encontram-se em regiões muito apertadas, onde o volume de concreto disponível para a transferência dos esforços proveniente das armaduras é muito pequeno. Dessa maneira, uma ferramenta que auxilie na tarefa de definição e verificação automática dos nós singulares é sem dúvida de muito bom grado.

Tabela 5 – Determinação das armaduras resistentes para o Modelo B

Tirante	Posição	Esforço (kN)	Armadura Adotada
N1	Face inferior da viga	72,8	2ϕ10 mm
N2	Abaixo da abertura esquerda	43,1	2ϕ10 mm
N3	Acima da abertura direita e esquerda	151,4	3ϕ10 mm + 1ϕ12.5 mm
N4	À esquerda da abertura esquerda	17,2	2ϕ10 mm
N5	À direita da abertura esquerda	32,8	2ϕ10 mm
N6	À esquerda da abertura direita	76,2	3ϕ10 mm
N7	À direita da abertura direita	50,0	2ϕ10 mm

*Obs: Os esforços apresentados são apenas os maiores valores de cada armadura discretizada. De maneira a evitar armaduras diferenciadas ao longo da estrutura, tomou-se o maior esforço e dimensionou-se a armadura de cada tirante com bitola constante.

Uma fez feita a verificação dos dois modelos, o padrão de armação do Modelo B foi escolhido para ser investigado utilizando os recursos de análise não-linear do programa DIANA, uma vez que é o modelo mais adequado com a prática da engenharia. A Tabela 5 apresenta os esforços e as respectivas armações

definidas para este modelo enquanto a Figura 51 apresenta o aspecto final da armação, que levou em consideração um cobrimento de armaduras de 4 cm.

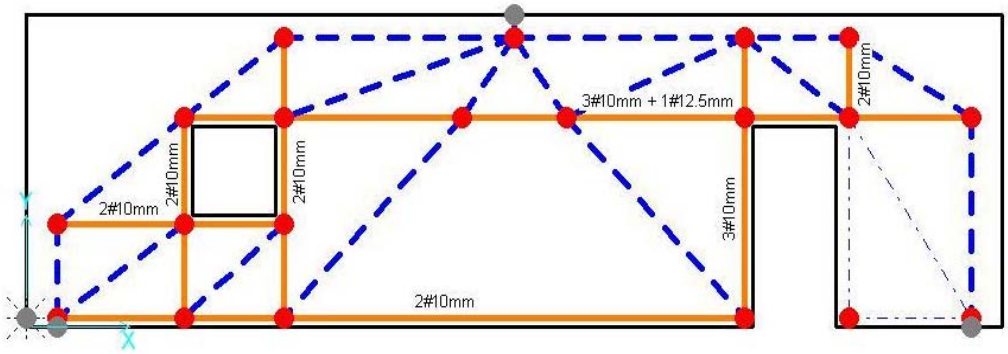


Figura 51 – Panorama final de armação para o Modelo B utilizando CAST

5.3 Análise Não-Linear do Modelo B Utilizando DIANA

Inicialmente foi conduzida uma análise não-linear para o Modelo B, sem levar em consideração as armaduras de controle de fissuração freqüentemente exigidas pelos códigos. As Figuras 52 e 53 apresentam a malha de elementos finitos e a disposição geométrica das armaduras definidas no programa DIANA. Para concreto foram utilizados elementos retangulares de oito nós do tipo CQ16m e para as armaduras discretas foram utilizados elemento do tipo "embedded reinforcement".

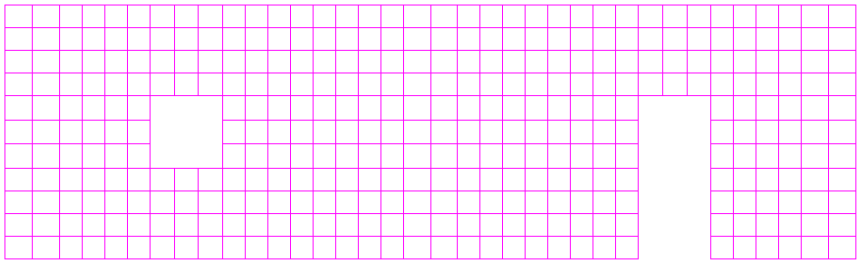


Figura 52 – Malha de elementos finitos adotada

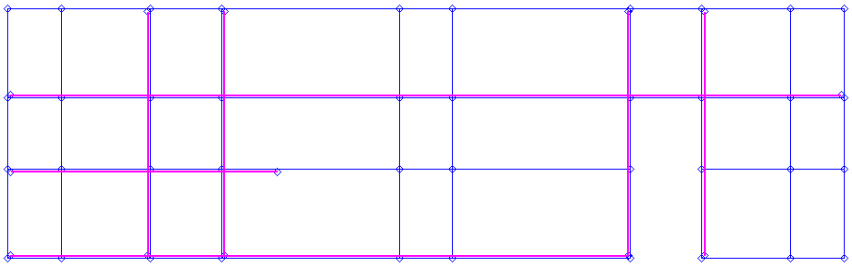


Figura 53 – Viga armada apenas com os tirantes principais

Deve-se observar que foram feitos alguns ajustes na disposição das armaduras, visando torná-las mais exeqüíveis do ponto de vista prático. No entanto, essas alterações não alteram de forma alguma o funcionamento inicialmente proposto para o modelo escoras-tirantes apresentado na Figura 51.

No modelo de elementos finitos aplicou-se uma carga do tipo “pressure” de 100 N/mm ao longo da placa de 30 cm e as condições de vinculação foram descritas de maneira a se obter uma viga-parede biapoiada. Adicionalmente foram definidas propriedades características para os materiais na condução da análise não-linear, conforme recomenda FIGUEIRAS et alli (1990, 2002). As propriedades utilizadas para os materiais e definidas no programa DIANA são as seguintes:

CONCRETO→ Essas propriedades foram todas estabelecidas tomando como referência as recomendações de FEENSTRA & BORST (1993).

- Linear Elasticity

Concept = Isotropic,
E = 29624 MPa,
Coeficiente de Poisson = 0,15

- Static Nonlinearity

Concrete and Brittle Materials, Total Strain Rotating Crack, Direct Input, Linear Softening in Tension, Parabolic Diagram in Compression, Shear Retention Factor = 0,01, Tensile Strength = 2,06 MPa, Mode-I Tensile Fracture Energy = 0,0585 N.mm/mm², Compressive Strength = 26,0 MPa, Compressive Fracture Energy = 2,928 N.mm/mm².

AÇO→

- Linear Elasticity

Concept = Reinforcement
SubConcept = Bonded
E = 209999,984 MPa,

- Static Nonlinearity

Concept = Reinforcement, SubConcept = VonMisses Plasticity, SubConcept = Ideal Plasticity, SubConcept = Reinforcement Bonded, Yield Stress = 500 MPa.

As propriedades físicas definidas para os tirantes e para os elementos planos de concreto foram as seguintes:

ENE1→ Referente aos Tirantes N1, N2, N4, N5 e N7 apresentados na Tabela 6

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Área = 157,07 mm².

ENE2→ Referente ao Tirante N3 apresentado na Tabela 6

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Área = 358,33 mm².

ENE3→ Referente ao Tirante N6 apresentado na Tabela 6

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Bar;
Cross Section Área = 235,61 mm².

THICK→ Referente aos elementos planos de concreto

Concept = Plane Stress;
SubConcept = Regular;
Thickness = 250 mm.

Associadas as propriedades físicas dos elementos e mecânicas dos materiais, procedeu-se a análise não-linear da viga-parede, utilizando 50 passos de carga incrementais de $0{,}3.P_n$ -1, utilizando-se como critério de convergência o controle de deslocamentos e com a ativação do "arc lenght control", visando capturar o comportamento pós-pico da estrutura.

As primeiras fissuras surgem no passo de carga 4, correspondente à uma carga concentrada de 36,30 kN e se dão logo acima da abertura localizada no lado direito da viga. Essas fissuras começam a se intensificar e no passo de carga 34, correspondente a carga concentrada de 137,40 kN, as armaduras do tirante horizontal situadas acima da abertura direita entram em regime de escoamento.

A Figura 54 ilustra as tensões no tirante situado acima da abertura direita para uma série de elementos e para três passos de carga distintos. Observar que no passo de carga 34 um dos elementos atinge a tensão de escoamento de 500 MPa.

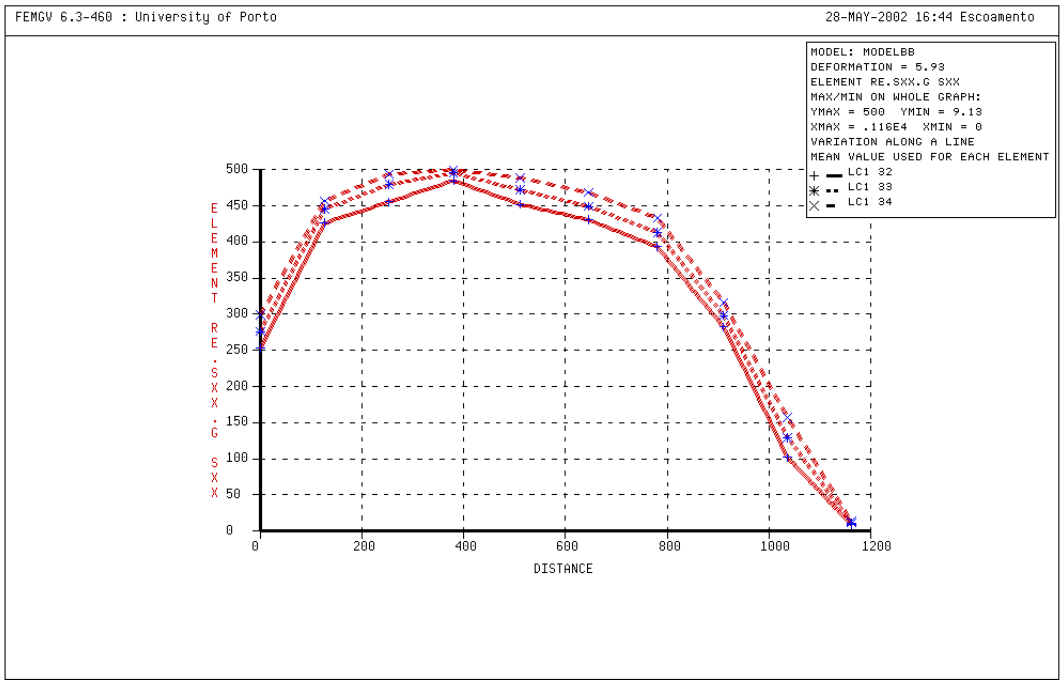


Figura 54 – Tensão em elementos situados na armadura acima da abertura direita

No passo de carga 38, correspondente a carga concentrada de 147,60 kN, o tirante vertical situado à esquerda da abertura direita também entra em regime de escoamento e acaba levando a estrutura definitivamente à ruína. A Figura 55 apresenta as tensões desenvolvidas nesse tirante para três passos de cargas distintos.

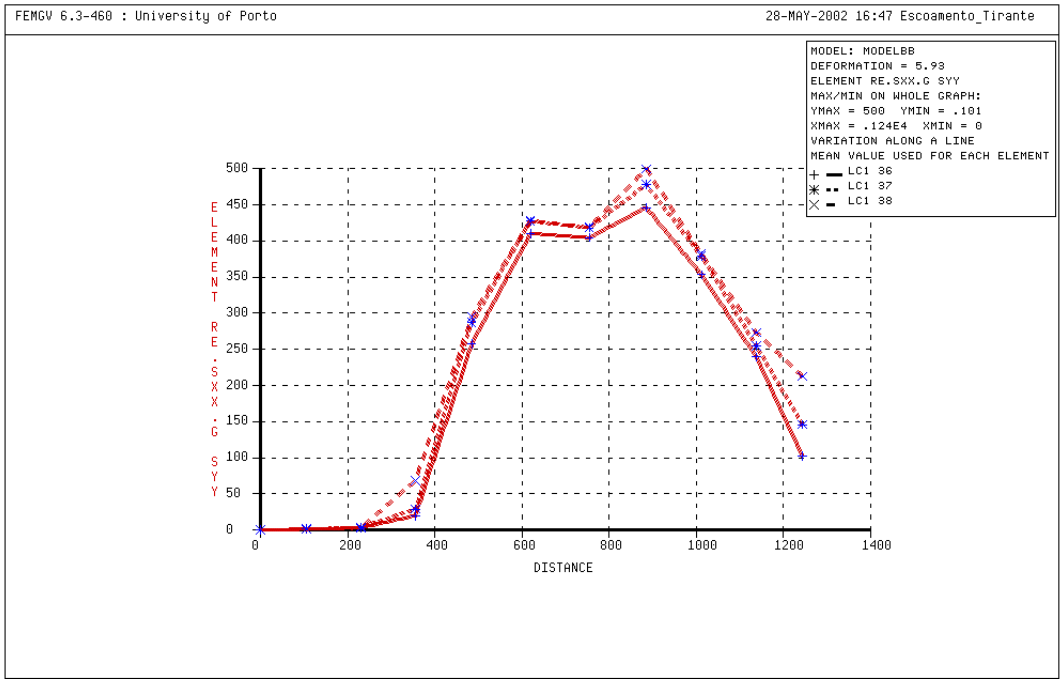


Figura 55 – Tensão na armadura situada à esquerda da abertura esquerda

O panorama de fissuração encontrado na ruptura da viga-parede corresponde a uma intensa deterioração da estrutura sobre a abertura direita, conforme ilustra a Figura 56. Observa-se que em outras regiões as tensões nas armaduras permaneceram baixas e não houve o aparecimento de fissuras.

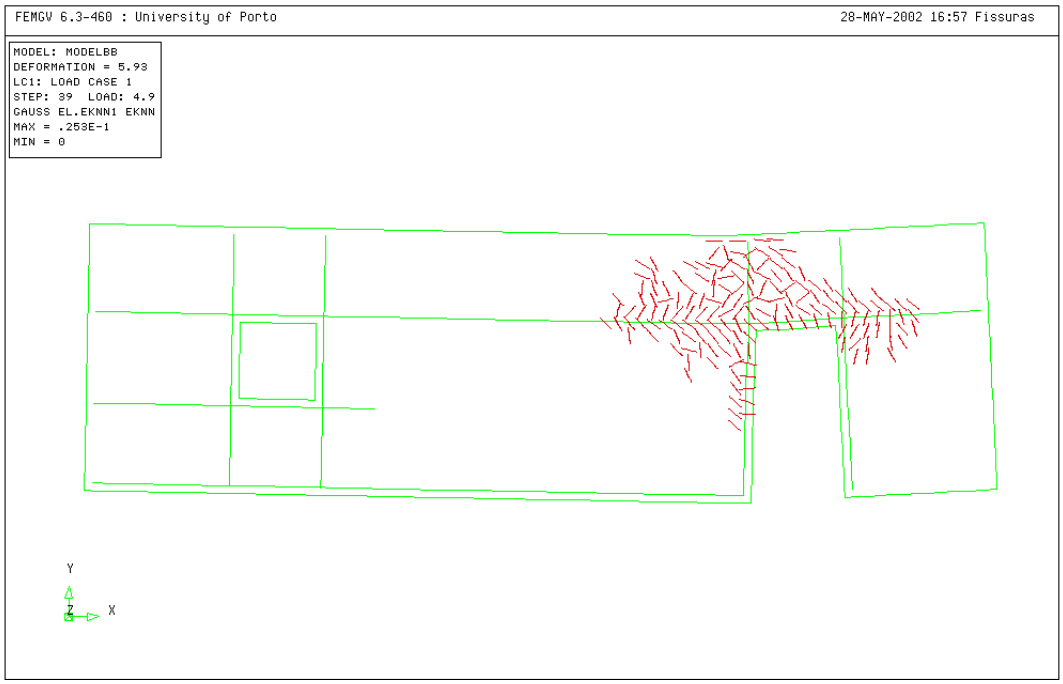


Figura 56 – Panorama de fissuração da viga-parede na ruptura

A Figura 57 apresenta a evolução dos deslocamentos para um nó situado na face inferior da viga, na mesma linha de aplicação do carregamento. Observa-se claramente o momento de ruína da estrutura e um deslocamento vertical no pico da resistência de aproximadamente 6,0 mm.

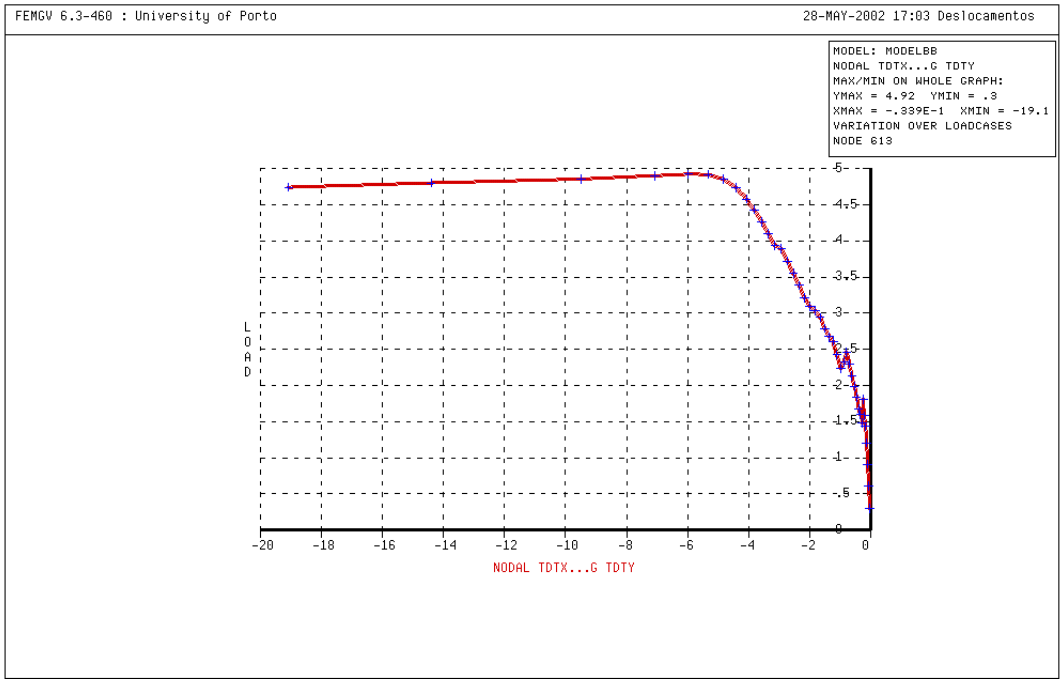


Figura 57 – Evolução dos deslocamentos para um nó situado na face inferior da viga e na linha de ação do carregamento aplicado

A análise não-linear conduzida com DIANA indicou que a carga de ruptura será obtida pelo rompimento dos tirantes situados acima e à esquerda da abertura direita, com um fator de carga $\lambda_u \approx 2{,}06$. Como $\lambda_u > \lambda_c = 1{,}61$, pode-se assegurar que a estrutura apresentará boas condições de segurança no estado limite último, conforme as recomendações de FIGUEIRAS et alli (1990, 2002).

5.4 Análise Não-Linear do Modelo B com Armaduras de Fissuração

Em seguida, foi efetuada uma nova análise não-linear da estrutura considerando a presença das armaduras de controle de fissuração no Modelo B. As armaduras de fissuração foram calculadas levando-se em consideração que cada face do elemento deve possuir uma armadura mínima igual a 0,1%.bw.h, conforme ilustram os cálculos a seguir:

As,malha = 0,1%.b.h = 0,1/100.25.100 = 2,5 cm²/m

Para se obter a armadura calculada anteriormente foi disponibilizada na viga-parede uma malha ortogonal constituída de barras de ϕ 8,0 mm espaçadas a cada 20 cm. As propriedades dos materiais foram as mesmas da simulação relatada anteriormente, com a diferença que foi introduzido um novo elemento, visando representar as armaduras de controle de fissuração. Como o elemento se tornou mais rígido foi necessário alterar os passos de carga para 0,5 (50), visando atingir a convergência.

As propriedades das armaduras de fissuração foram definidas no programa DIANA conforme a seguir:

MALHA→

Concept = Embedded Reinforcement;
SubConcept = Grid;
SubConcept = X-Axis;
Equivalent Thickness X = 0,502;
Equivalent Thickness Y = 0,502;
X Component X Axis = 1;
Y Componente X Axis = 0;
Z Component X Axis = 0.

A Figura 58 apresenta a disposição geométrica das armaduras para essa nova simulação, levando em conta as armaduras de controle de fissuração. Observar que nessa figura alguns elementos da malha de armaduras encontram-se mais espaçados do que outros, sendo no caso real todos elementos igualmente espaçados. Essa é apenas uma configuração de apresentação do programa que não interfere nos resultados, uma vez que as propriedades estabelecidas estão todas mantidas, isto é, todas armaduras estão espaçadas de 20 cm.

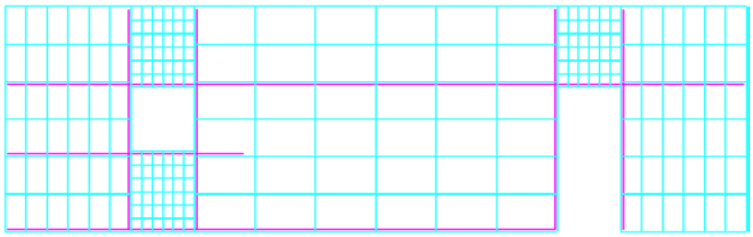


Figura 58 – Parede com os tirantes principais e armaduras de fissuração

As primeiras fissuras surgem no passo de carga 3, correspondente a uma carga concentrada de 43,20 kN e se dão logo acima da abertura localizada no lado direito da viga. Essas fissuras começam a se intensificar e predominam até o passo de carga 24, referente a uma carga concentrada de 187,50 kN, quando surgem fissuras na parte inferior da viga, conforme ilustram a Figura 59.

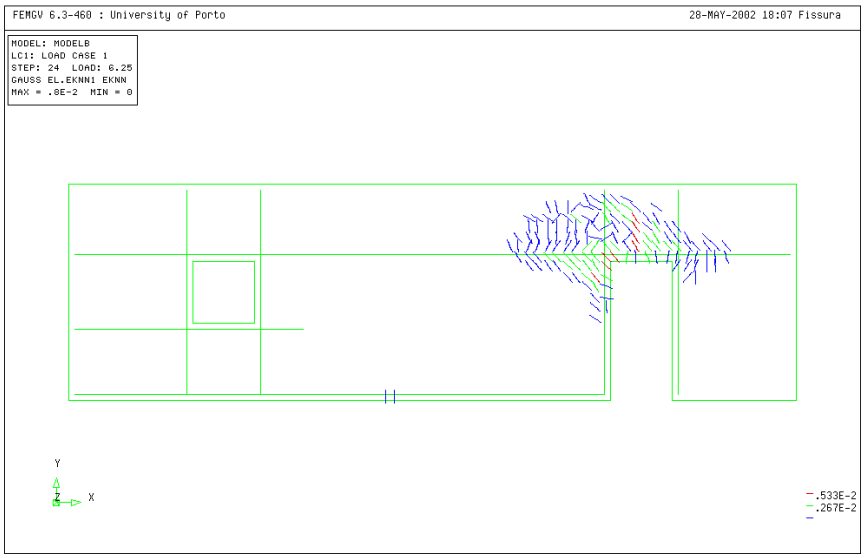


Figura 59 – Fissuração para a carga concentrada de 187,50 kN

A Figura 60 apresenta um detalhe da abertura direita da estrutura, visando apenas apresentar a disposição de alguns elementos que serão úteis para ilustrar alguns resultados de tensão nos tirantes principais.

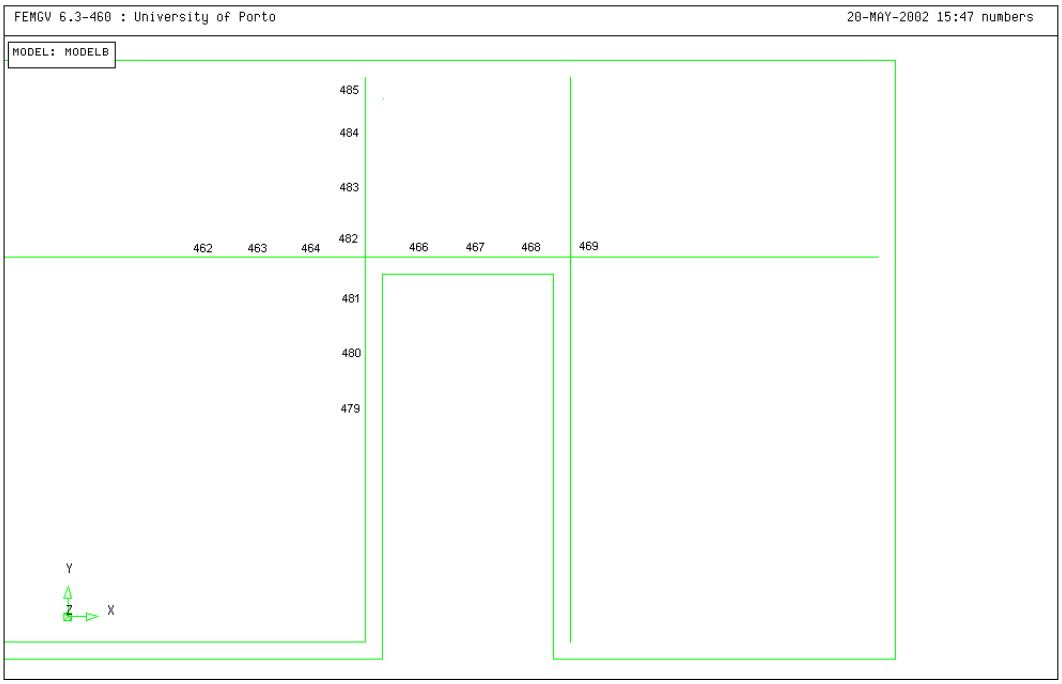


Figura 60 – Elementos selecionados para determinação de tensões

Ainda no passo de carga 24, referente à carga concentrada de 187,50 kN, ocorre o escoamento do tirante horizontal localizado acima da abertura direita. A Figura 61 ilustra a evolução das tensões nessa armadura para uma série de elementos (462 a 469, conforme a Figura 49), durante os passos de carga 23, 24 e 25.

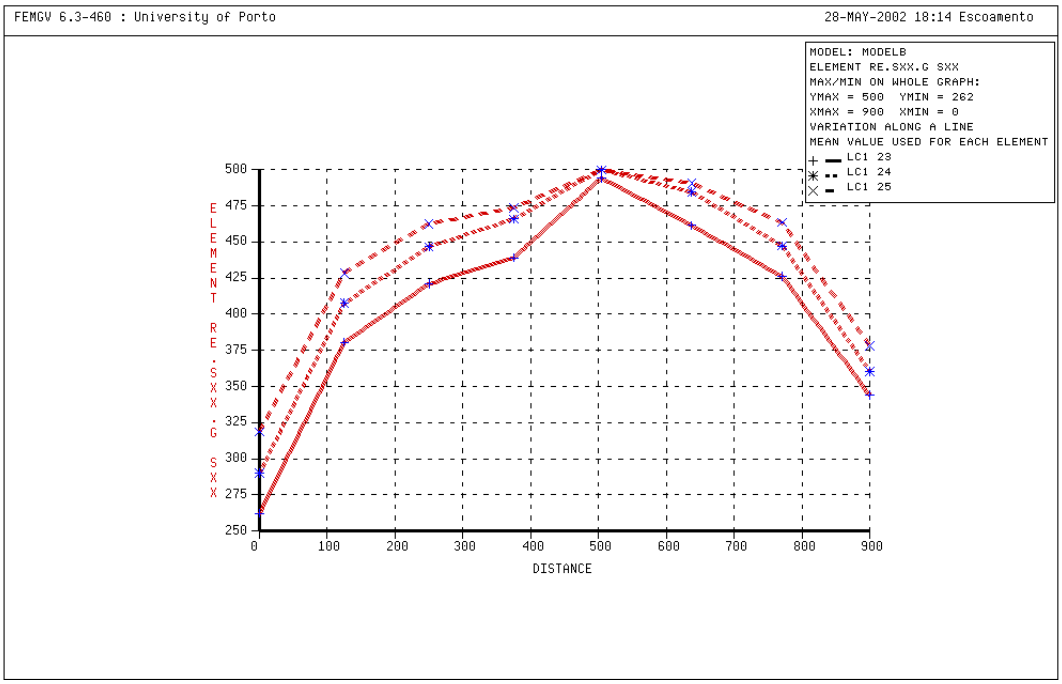


Figura 61 – Tensões em elementos do tirante horizontal situado acima da abertura direita para os passos de carga 23, 24 e 25.

As Figuras 62 e 63 apresentam as tensões principais de compressão e tração no passo de carga 23, referente à carga concentrada de 179,10 kN. Essas figuras demonstram que o modelo de escoras idealizado no dimensionamento foi razoavelmente desenvolvido, apesar das armaduras em malha fornecerem uma resistência adicional que não pode ser ignorada no pré-dimensionamento.

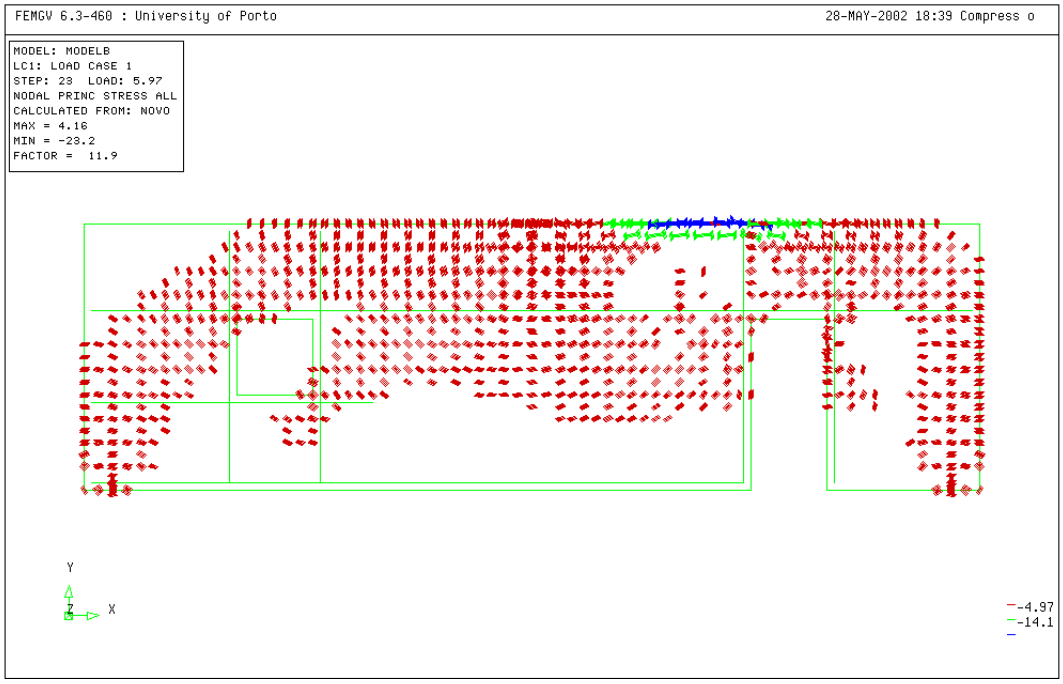


Figura 62 – Tensões principais de compressão antes do escoamento dos tirantes

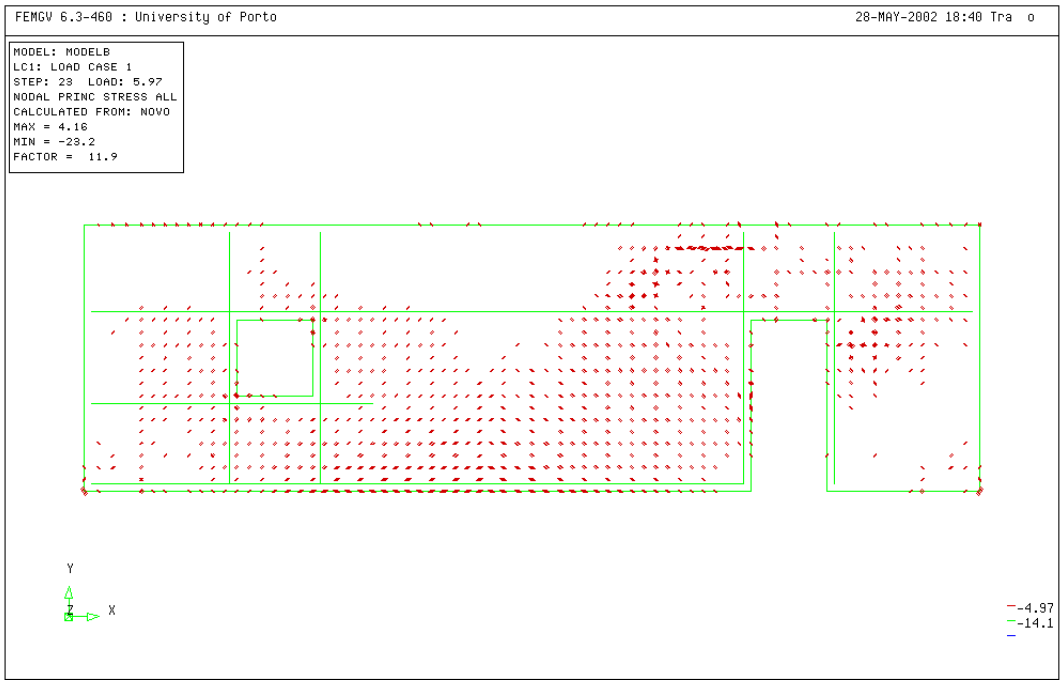


Figura 63 – Tensões principais de tração antes do escoamento dos tirantes

No passo de carga 28, referente à carga concentrada de 209 kN, a armadura principal vertical situada à esquerda da abertura direita está na eminência de entrar em regime de escoamento, no entanto, a estrutura acaba chegando ao colapso provavelmente devido ao rompimento do tirante horizontal que já se encontrava em escoamento. A Figura 64 apresenta os valores de tensão medidos em uma série de elementos (479 a 485) do tirante situados a esquerda da abertura direita, no passo de carga 28.

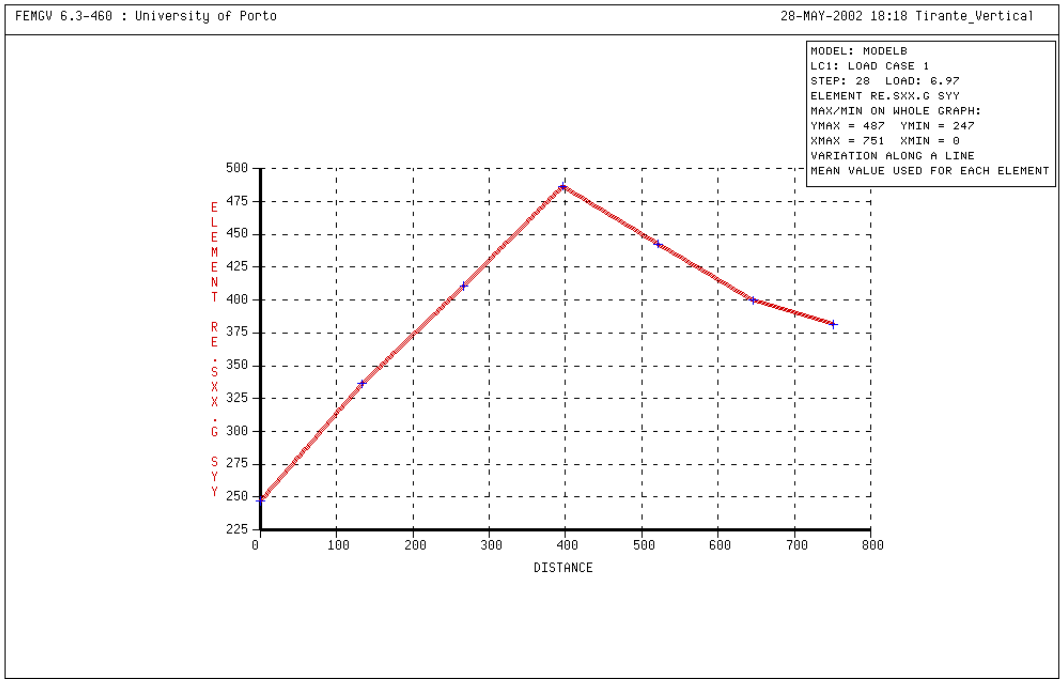


Figura 64 – Tensões em elementos do tirante vertical situado à esquerda da abertura direita para o passo de carga 28

A Figura 65 apresenta a evolução do deslocamento vertical de um nó situado na face inferior da viga, na mesma linha de ação do carregamento aplicado. Observar que o deslocamento medido na ruptura foi de aproximadamente 7,0 mm.

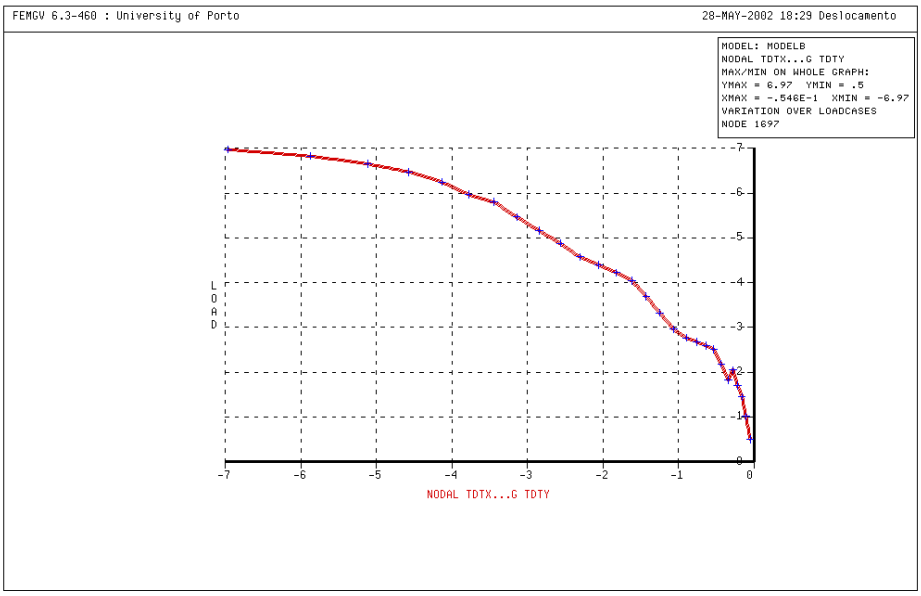


Figura 65 – Deslocamento vertical de um nó situado na face inferior da viga

Com base nos resultados apresentados anteriormente, pode-se dizer que o modelo de escoras e tirantes concebido para a estrutura em análise atende com grande segurança o desenvolvimento da carga limite. A análise não-linear indicou que a estrutura provida de armaduras adicionais de controle de fissuração chegará ao colapso pelo rompimento dos tirantes situados nas proximidades da abertura direita com um fator de carga $\lambda_u \approx 2{,}92$. Como verifica-se que $\lambda_u > \lambda_c = 1{,}61$ pode-se assegurar que a estrutura apresentará boas condições de segurança.

A grande vantagem observada na carga de ruptura de 209 kN obtida com o programa DIANA em relação à carga última de projeto de 100 kN pode ser explicada pela disposição de armaduras de controle de fissuração. Tudo indica que as armaduras de controle de fissuração acabam participando como tirantes que enrijecem ainda mais a peça e que possibilitam um comportamento ainda mais dúctil para a estrutura. Esse fato fica evidente a partir da carga de ruptura de 147,60 kN obtida numericamente para a viga desprovida de armaduras de controle de fissuração.

Adicionalmente conduziu-se uma nova análise não-linear e verificou-se que a parede constituída apenas de armadura de controle de fissuração suporta cerca de 60% da carga de ruptura. As primeiras fissuras surgem para a carga de 30 kN e as armaduras em malha entram em escoamento na região localizada acima da abertura direita para a carga concentrada de 52,8 kN. A carga de ruptura registrada para a estrutura é de 60 kN com o panorama de fissuração apresentado na Figura 66.

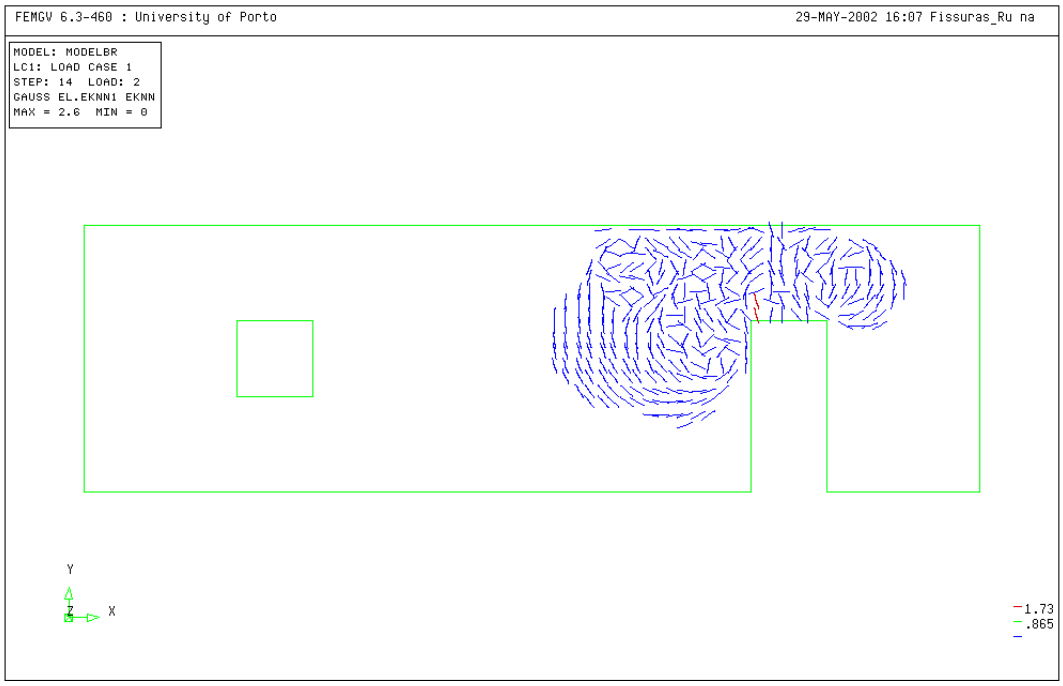


Figura 66 – Panorama de fissuração para viga-parede armada apenas com armaduras de controle de fissuração

Verifica-se que a ruína da viga-parede se dá pelo esgotamento das armaduras situadas na região da abertura direita e pela formação intensa de fissuras nessa região. Dessa maneira, observa-se que o jeito mais simples de armar a estrutura seria utilizar uma armadura em malha mínima em conjunto com um tirante principal posicionado acima da abertura direita.

Outra alternativa de dimensionamento, e que parece ser a mais adequada para a viga-parede em estudo, é a de reforçar todo o elemento com armaduras em malha através da metodologia proposta por LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993, 1995), FIGUEIRAS (2002) e FIGUEIRAS et alli (1994). Um dimensionamento tomando partido dessa metodologia parece conduzir a resultados mais próximos da realidade e mais rápidos, uma vez que a definição do modelo de escoras e tirantes pode por vezes ser muito complicado.

Evidentemente existem algumas questões que deveriam ter sido melhor exploradas nas análises aqui conduzidas. Poderia-se, por exemplo, ter conduzido uma investigação maior quanto aos modelos constitutivos empregados, métodos de convergência e a validade dos parâmetros estimados para o comportamento do concreto.

De qualquer maneira, o objetivo principal do problema foi atingido, uma vez que demonstrou-se que o desempenho da estrutura dimensionada utilizando o Modelo de Escoras e Tirantes é adequado. Evidentemente, o modelo inicial poderia ter sido ser melhorado e a metodologia de quantificação de armaduras em chapa também poderia ter sido uma ferramenta importante para a obtenção das armaduras a serem dispostas.

Um problema que fica evidente com as análises realizadas é que às vezes a armadura de fissuração estabelecida pelos códigos pode ser maior do que as armaduras dos tirantes e, nesse caso, a disponibilização da armadura em malha pode alterar profundamente o Modelo Escora-Tirante concebido.

O ideal em problemas complicados como o investigado será sempre fazer inicialmente uma análise não-linear do elemento armado unicamente com as armaduras mínimas de fissuração e em seguida reforçar as regiões que sejam realmente necessárias. Dessa maneira, pode-se obter um modelo mais próximo do real tomando partido do benefício das armaduras distribuídas.

LOURENÇO (1992) já havia notado esse tipo de comportamento para uma viga-parede complexa dimensionada por SCHLAICH & SCHÄFER (1991). Na opinião de LOURENÇO (1992) a viga-parede não teria condições de desenvolver o modelo escora-tirante proposto SCHLAICH & SCHÄFER (1991) se fossem seguidas as exigências dos códigos de dispor uma armadura mínima em malha.

6. Determinação Automática de Armaduras Utilizando o MEF

Inicialmente, visando um aprofundamento no assunto, foram estudadas as propostas de automatização de cálculo de armaduras utilizando o Método dos Elementos Finitos apresentadas por LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993, 1995), FIGUEIRAS (2002) e FIGUEIRAS et alli (1994).

A formulação proposta pelos pesquisadores encontra-se inserida no programa FEMIX, um software de elementos finitos desenvolvido na Universidade do Porto. No entanto, este software não foi utilizado no estágio aqui relatado, preferindo seguir-se uma outra metodologia, apresentada a seguir.

Como a formulação proposta pelos pesquisadores é extremamente simples, procurou-se programá-la em uma planilha eletrônica (Excel), de maneira que definindo-se seções nas regiões mais criticas da estrutura e lendo-se os esforços de membrana (por unidade de largura) atuantes, pode-se determinar rapidamente a quantidade de armaduras em malha a ser disposta em ambas as faces do elemento em análise. Esse processo é, no entanto, bastante moroso.

Uma maneira racional de se definir seções críticas para o cálculo das armaduras pode ser feita levando-se em conta o panorama de desenvolvimento das tensões principais de tração.

6.1 Formulação do Modelo de Chapa

A Figura 67 apresenta um elemento de chapa de espessura h, submetido a forças de membrana (por unidade de espessura) designadas por N_x, N_y e N_{xy}. De acordo com LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993, 1995) a armadura a ser disponibilizada para este elemento, em estado plano de tensão, consiste de uma malha ortogonal paralela aos eixos x e y.

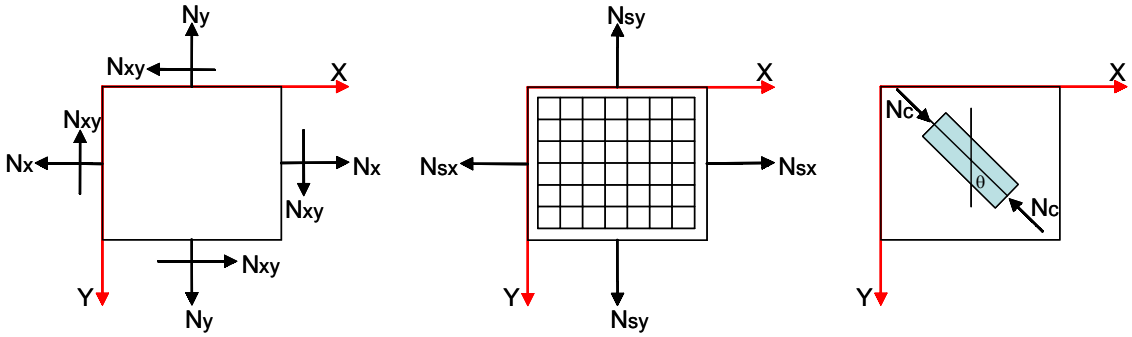


Figura 67 – (a) elemento de chapa submetido a forças de membrana, (b) contribuição das armaduras e (c) contribuição do concreto

Dessa maneira, A_{sx} e A_{sy} são as armaduras necessárias (por unidade de largura) nesse sistema de coordenadas sendo calculadas a partir das forças N_{sx} e N_{sy}. As forças aplicadas são resistidas pela somatória das contribuições do concreto e das armaduras. No sistema de coordenadas escolhido a resistência ao cisalhamento das armaduras é nula.

Dessa maneira, pode-se estabelecer as seguintes equações de equilíbrio:

$$N_x = N_{sx} + N_c \sin^2\theta \quad (1)$$

$$N_y = N_{sy} + N_c \cos^2\theta \quad (2)$$

$$N_{xy} = N_c . \sin\theta . \cos\theta \quad (3)$$

Sendo $N_c \geq -h.f_c^*$

Do lado esquerdo das equações apresentadas anteriormente encontram-se as forças aplicadas e do lado direito encontram-se as forças internas. As forças internas são constituídas de duas contribuições: uma devido à contribuição das armaduras (N_{sx} e N_{sy}) e outra devido à contribuição do concreto.

Os casos de $\theta = 0$ e $\theta = \pi/2$ são triviais e assumindo que $\theta \neq 0$ e que $\theta \neq \pi/2$ novas expressões podem ser estabelecidas:

$$N_{sx} = N_x + N_{xy} \tan\theta \quad (4)$$

$$N_{sy} = N_y + N_{xy} \cot\theta \quad (5)$$

$$N_c = -\frac{N_{xy}}{\sin\theta . \cos\theta} \quad (6)$$

A taxa total de armaduras pode ser obtida das equações (4) e (5) e é igual a:

$$N_{sx} + N_{sy} = N_x + N_y + N_{xy}(\tan\theta + \cot\theta) \quad (7)$$

Como pelo menos o último termo tem que ser positivo, N_{xy} e θ devem ter o mesmo sinal. O valor mínimo da taxa total de armadura corresponde a um valor de $\theta = \pm\pi/4$. Para esses valores de θ obtém-se $N_{sx} \geq 0$, $N_{sy} \geq 0$, $N_x \geq -|N_{xy}|$ e $N_y \geq -|N_{xy}|$. Caso contrário, o valor de θ deve ser modificado.

Nessa formulação quatro casos devem ser considerados, sendo a formulação de cada um deles apresentada a seguir:

- *Caso 1-Necessário A_x e A_y*

$$N_x \geq -\left|N_{xy}\right|$$
$$N_y \geq -\left|N_{xy}\right|$$
$$N_{sx} = N_x + \left|N_{xy}\right|$$
$$N_{sy} = N_y + \left|N_{xy}\right|$$
$$\theta = \pm\frac{\pi}{4}$$
$$N_c = -2\left|N_{xy}\right|$$

- *Caso 2 – Necessário apenas A_y*

$$N_x < -\left|N_{xy}\right| \rightarrow N_{sx} = 0$$
$$\tan\theta = -\frac{N_x}{N_{xy}}$$
$$N_{sy} = N_y - \frac{N_{xy}^2}{N_x}$$
$$N_{sy} \geq 0 \rightarrow N_y \geq \frac{N_{xy}^2}{N_x}$$
$$N_c = N_x + \frac{N_{xy}^2}{N_x}$$

- *Caso 3 – Necessário apenas A_x*

$$N_y < -\left|N_{xy}\right| \rightarrow N_{sy} = 0$$
$$\tan\theta = -\frac{N_{xy}}{N_y}$$
$$N_{sx} = N_x - \frac{N_{xy}^2}{N_y}$$
$$N_{sx} \geq 0 \rightarrow N_x \geq \frac{N_{xy}^2}{N_y}$$
$$N_c = N_y + \frac{N_{xy}^2}{N_y}$$

- *Caso 4 – Compressão Biaxial, não necessidade de armaduras*

$$\begin{cases} N_x < -|N_{xy}| \\ N_y < \dfrac{N_{xy}^2}{N_x} \end{cases}$$

ou

$$\begin{cases} N_y < -|N_{xy}| \\ N_x < \dfrac{N_{xy}^2}{N_y} \end{cases}$$

$$N_{sx} = 0$$
$$N_{sy} = 0$$
$$N_{c1,c2} = \frac{N_x + N_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}$$

Essas equações correspondem à direção ótima de compressão no concreto, isto é, ao valor de θ que leva a taxa mínima de armadura. A determinação das armaduras, por unidade de espessura, é obtida da seguinte maneira:

$$A_{sx} = \frac{N_{sx}}{f_{yd}}$$
$$A_{sx} = \frac{N_{sy}}{f_{yd}}$$

A tensão no concreto é dada por $f_c = N_c/h$ e de acordo com o MC90 as tensões devem ser inferiores a:

$$f_c \le 0{,}60\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right].f_{cd} = f_{cd2} \rightarrow \text{Para os casos 1 a 3}$$

$$f_c \le K.0{,}85\left[1 - \frac{f_{ck}}{250}\right].f_{cd} = K.f_{cd1} \rightarrow \text{Para o caso 4}$$

Onde:

$$K = \frac{1 + 3{,}65.\alpha}{(1+\alpha)^2}, \text{com } \alpha = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

Deve-se observar que para o caso 4, devido ao estado de compressão biaxial, a resistência à compressão é aumentada de um fator K, devido ao confinamento do concreto. Para maiores detalhes a respeito dessa formulação recomenda-se consultar os trabalhos de LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993, 1995), FIGUEIRAS (2002) e FIGUEIRAS et alli (1994).

6.2 Exemplo de Cálculo Utilizando a Viga-Parede Ensaiada

A viga-parede em estudo foi analisada inicialmente segundo um modelo elástico adotando-se para o concreto as seguintes propriedades:

f_{cm} = 38 MPa
f_{ck} = 31 MPa

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} = 5600\sqrt{31} = 31.179\,MPa$$

$$E_{cs} = 0{,}85.E_{ci} = 0{,}85 * 31179 = 26.502\,MPa$$

Foram utilizados elementos quadráticos de oito nós do tipo CQ16m em estado plano de tensão e foram definidas as espessuras de 7,5 cm para a parede central e de 22,5 para os pilaretes de extremidade. A malha de elementos finitos utilizada é apresentada na Figura 68.

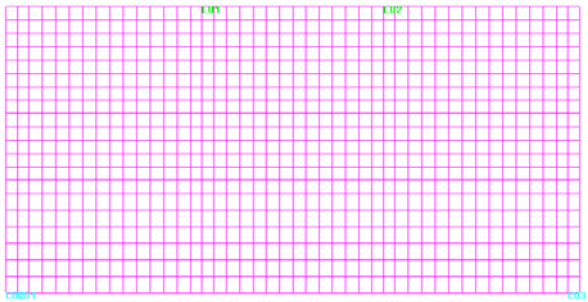


Figura 68 – Malha de elementos finitos utilizada

Utilizando o programa DIANA calculou-se os esforços atuantes na parede devido a aplicação de duas cargas de 200 kN. As Figuras 69 e 70 apresentam alguns dos resultados obtidos no que se refere às tensões.

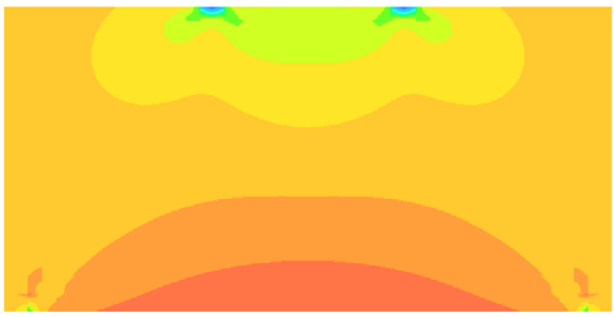


Figura 69 – Tensões σ_{xx} obtidas utilizando DIANA

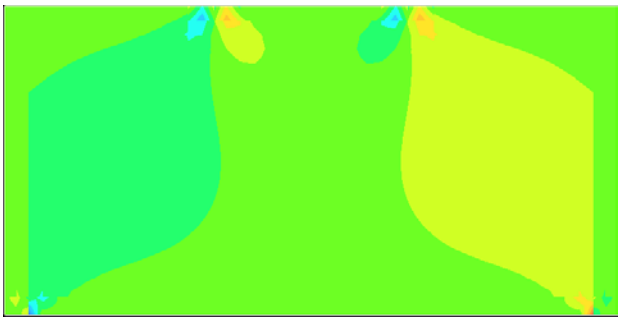


Figura 70 – Tensões σ_{xy} obtidas utilizando DIANA

O programa DIANA possibilita a leitura de diversos tipos de resultados, sendo que uma grande vantagem do programa é a disponibilização imediata dos esforços de membrana. Passando-se seções nas regiões mais críticas da estrutura pode-se determinar a armadura em malha a ser disponibilizada. A Tabela 6 apresenta os resultados de uma seção criteriosamente escolhida no eixo de simetria da viga-parede.

Tabela 6 – Determinação de armaduras em malha utilizando o MEF

Propriedades do Elemento de Chapa			
fck(MPa)	fyd(MPa)	Espessura(cm)	fcd2(kN/cm²)
38	550	7,5	1,83

Seção A

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
	Nx	Ny	Nxy		Nsx	Nsy	Asx	Asy	Compressão	Altura
Elemento	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Caso	(kN/m)	(kN/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(kN/cm²)	(m)
326	882,30	0,45	-0,04	1	882,34	0,49	16,04	0,01	0,00	0,00
338	749,30	-2,36	-4,37	1	753,67	2,01	13,70	0,04	-0,01	0,05
350	626,80	-10,37	-8,27	3	633,40	0,00	11,52	0,00	-0,02	0,10
362	513,50	-22,99	-11,68	3	519,43	0,00	9,44	0,00	-0,04	0,15
374	408,30	-39,57	-14,51	3	413,62	0,00	7,52	0,00	-0,06	0,20
386	309,90	-59,33	-16,63	3	314,56	0,00	5,72	0,00	-0,09	0,25
398	216,80	-81,25	-17,78	3	220,69	0,00	4,01	0,00	-0,11	0,30
410	144,40	-99,57	-17,84	3	147,60	0,00	2,68	0,00	-0,14	0,35
422	73,25	-117,60	-16,92	3	75,68	0,00	1,38	0,00	-0,16	0,40
434	2,18	-134,20	-14,75	3	3,80	0,00	0,07	0,00	-0,18	0,45
446	-70,02	-148,00	-11,07	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,09	0,50
458	-144,50	-157,40	-5,60	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,19	0,55
470	-222,40	-160,60	1,85	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,21	0,60
482	-303,90	-155,40	11,16	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,21	0,65
494	-388,20	-140,10	21,52	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,18	0,70
506	-471,80	-114,10	30,92	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,15	0,75
518	-547,50	-79,31	35,80	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,10	0,80
530	-602,60	-42,15	32,03	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,05	0,85
542	-622,50	-13,14	18,64	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,02	0,90
554	-599,80	-1,10	2,76	4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,95

Observa-se pela Tabela 6 que a região efetivamente tracionada apresentou uma altura de cerca de 0,50 m. Tomando-se a resultante da área gerada pelos resultados da Tabela 6, que constitui um triângulo, pode-se encontrar a quantidade de armadura principal a ser disponibilizada para o tirante principal:

T_1 = (16,04 cm²/m * 0,5 m)/2 = 4,01 cm^2

A seção crítica para a armadura vertical se encontra nas proximidades dos apoios, onde é necessária a disponibilização de armadura vertical constituída de barras de 4,0 mm de diâmetro espaçadas a cada 4 cm.

Observa-se que essa formulação leva a disponibilização de uma quantidade maior de armaduras para o tirante principal. Além disso, observa-se que esta formulação acaba disponibilizando uma quantidade de armadura em malha

muito superior àquela mínima necessária com a utilização do Modelo de Escoras e Tirantes.

A técnica de ler os resultados e tratá-los em um programa a parte (planilha) acaba sendo bastante dispendiosa. O ideal seria utilizar a formulação já implementada em um programa computacional como o FEMIX ou procurar implementá-la em algum outro programa de elementos finitos.

Os programas DIANA e Robot Millenium, utilizados com freqüência na Universidade do Porto, possuem potencialidades para a determinação automática das armaduras em malha. Os programas foram empregados para tal situação, no entanto, as formulações disponíveis são simplificadas, levando a taxas inapropriadas em algumas regiões da viga-parede.

6.3 Exemplo de Cálculo Utilizando a Viga-Parede Proposta por SOUZA & BITTENCOURT (2003)

A divisão da estrutura em “Regiões B” e em “Regiões D” é fundamental nos processos modernos de dimensionamento do concreto estrutural. Dentro desse contexto, parece surgir um problema aparentemente híbrido entre as duas situações. Tal problema é ilustrado na Figura 71 e será dimensionada utilizando o modelo de chapa, através do Método dos Elementos Finitos.

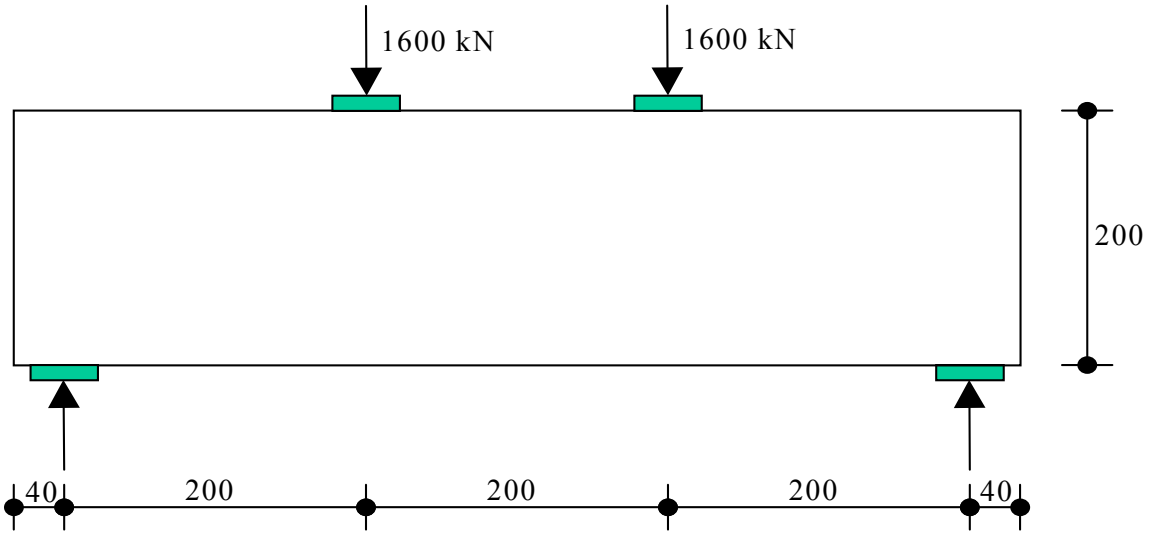


Figura 71 – Viga-parede comumente classificada como viga comum pelos códigos

De acordo com a maioria do códigos disponíveis para o concreto estrutural, a viga apresentada na Figura 71 pode ser dimensionada assumindo-se que a mesma se trate de uma “Região B”, pois a relação l/h é maior do que 2 e não a caracteriza como uma viga-parede. No entanto, quando aplica-se o “Princípio de Saint Venant” nos pontos de introdução de carregamento, consta-se que a estrutura como um todo pode ser considerada integralmente como uma “Região D”.

Dessa maneira, acredita-se que a classificação de elementos estruturais como vigas comuns, vigas-parede e consolos em função da relação l/h não é adequada e às vezes pode conduzir a um dimensionamento inseguro. Para uma classificação coerente do elemento tanto as cargas como a geometria devem ser levadas em conta. LOURENÇO (1992) já havia observado esse problema e o ACI-318 (2002) adequadamente propõe a classificação das vigas baseando-se no vão de cisalhamento, ou seja, no vão existente entre duas cargas pontuais.

Dessa maneira, o código americano consegue capturar o problema relatado anteriormente. Para isso, o ACI-318 (2002) admite que a relação existente entre o vão de cisalhamento e a altura seja maior ou igual a 2, para que a viga seja considerada comum. A Figura 72 apresenta a classificação de vigas de acordo com o ACI-318 (2002).

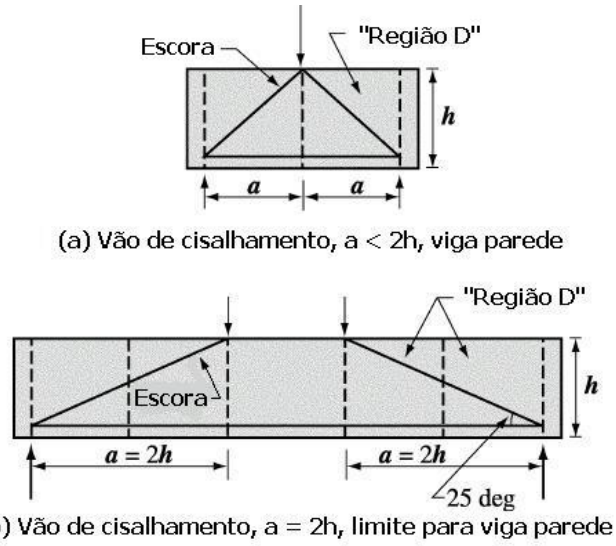


Figura 72 – Limites para viga-parede de acordo com ACI-318 (2002)

Dessa maneira, procurar-se-á dimensionar a viga da Figura 71 como se a mesma fosse parede, através do Modelo de Chapa (MEF). Posteriormente a viga será dimensionada como se fosse comum e também utilizando o Modelo Corda-Painel e o Modelo de Escoras e Tirantes. As análise posteriores poderão ser encontradas em SOUZA (2003).

Dessa maneira, poder-se-á saber se o dimensionamento recomendado pela maioria dos códigos para uma viga com essa geometria é seguro ou não. Adicionalmente poderá ser feita uma comparação entre as diversas taxas de armaduras obtidas para a viga, utilizando as quatro metodologias de cálculo citadas.

Inicialmente, visando aplicar o Modelo de Chapa proposto por LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993, 1995), FIGUEIRAS (2002) e FIGUEIRAS et alli (1994), a viga foi dimensionada utilizando os esforços de membrana obtidos através do Método dos Elementos Finitos.

A viga-parede apresentada na Figura 73 apresenta uma espessura de 50 cm e as placas de aplicação dos carregamentos têm dimensões de 45 x 50 cm. A resistência à compressão característica para o concreto é de 25 MPa e a resistência característica do aço é de 500 MPa, sendo o carregamento último dado por 1600 kN.

DIANA foi o programa de elementos finitos escolhido para a condução da análise elástica linear da viga-parede. Este programa possibilita a obtenção automática dos esforços de membrana, não sendo necessário multiplicar as tensões pela largura da estrutura para obtê-los.

As condições de contorno foram estabelecidas de maneira a se ter uma viga biapoiada e a malha de elementos finitos foi elaborada utilizando elementos quadráticos de oito nós do tipo CQ16M com dimensões uniformes. Adicionalmente definiu-se o coeficiente de Poisson como sendo igual a 0,2 e o módulo de elasticidade do concreto como sendo igual a 28 GPa.

As Figuras 74 e 75 apresentam as tensões σ_{xx} e σ_{yy} respectivamente. Para a obtenção dos esforços de membrana, gerou-se um arquivo de saída nas seções de interesse para dimensionamento da estrutura.

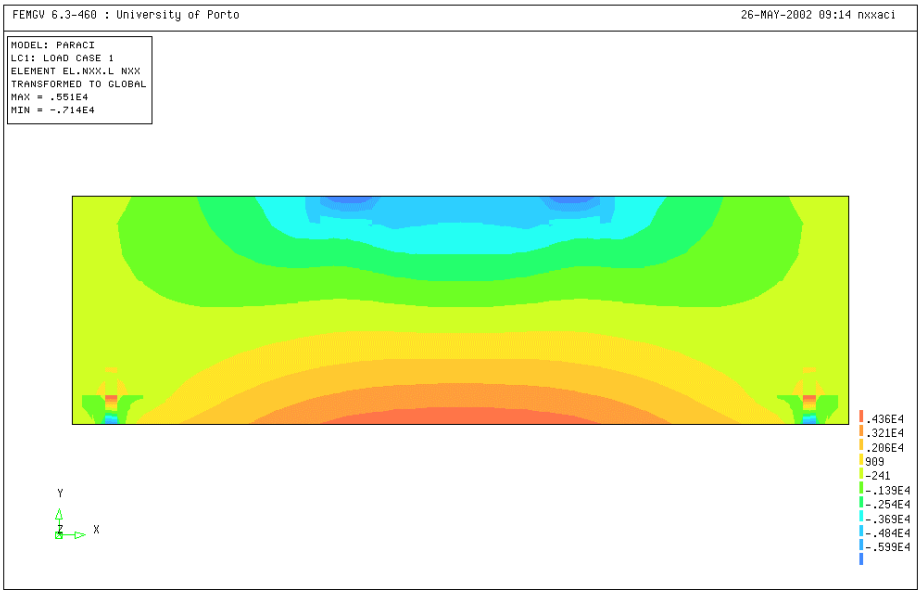


Figura 74 – Tensões σxx para a viga-parede utilizando DIANA

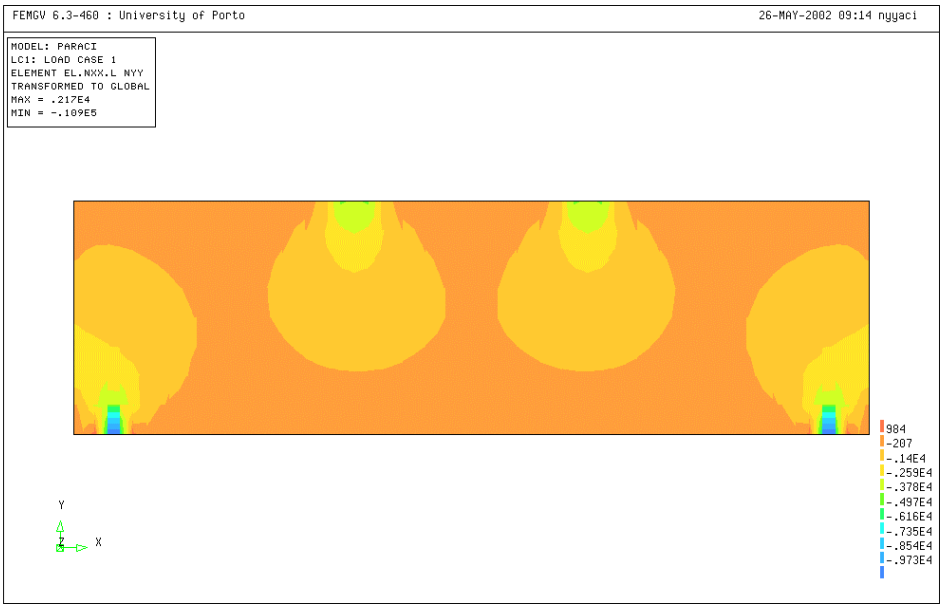


Figura 75 – Tensões σ_{yy} para a viga-parede utilizando DIANA

A primeira seção vertical, denominada de seção AA, situa-se no eixo de simetria da estrutura e visa obter a armadura principal horizontal. A segunda seção vertical, denominada de seção BB, situa-se no centro do apoio esquerdo e foi estabelecida visando determinar a quantidade de armaduras verticais.

A Tabela 7 apresenta os esforços de membrana e as armaduras determinadas em nós pertencentes as seções AA e BB. Observar que existem certos nós (139 e 87) que têm o limite de resistência à compressão ultrapassados, no entanto, esses valores podem ser desprezados, uma vez que tratam-se de pontos com singularidades.

Tabela 7 – Armaduras nas seções AA e BB utilizando o MEF e o Modelo de Chapa

Propriedades do Elemento de Chapa			
fck(MPa)	fyd(MPa)	Espessura(cm)	fcd2(kN/cm²)
25	435	50	1,28

Determinação das Armaduras Horizontais - Seção AA

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
	Nx	Ny	Nxy		Nsx	Nsy	Asx	Asy	Compressão	Altura
Nó	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Caso	(kN/m)	(kN/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(kN/cm²)	(m)
513	-4493,00	-4,50	-0,71	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,001	0,00
618	-4056,00	1,67	0,57	2	0,00	1,67	0,00	0,04	-0,811	0,13
514	-3632,00	7,71	3,64	2	0,00	7,71	0,00	0,18	-0,726	0,25
619	-3117,00	-19,87	2,25	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,004	0,38
515	-2590,00	-54,10	1,97	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,011	0,50
620	-1991,00	-91,92	0,52	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,018	0,63
516	-1392,00	-129,70	-0,92	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,026	0,75
621	-755,70	-144,60	-0,95	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,029	0,88
517	-125,80	-157,10	-1,12	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,00
622	-125,60	-155,40	-1,22	4	0,00	0,00	0,00	0,00	-0,025	1,13
518	1148,00	-124,90	-0,80	3	1148,01	0,00	26,40	0,00	-0,025	1,25
623	1794,00	-94,00	-0,73	3	1794,01	0,00	41,26	0,00	-0,019	1,38
519	2443,00	-66,11	-0,51	3	2443,00	0,00	56,19	0,00	-0,013	1,50
624	3115,00	-39,63	-0,47	3	3115,01	0,00	71,65	0,00	-0,008	1,63
520	3789,00	-15,70	-0,31	3	3789,01	0,00	87,15	0,00	-0,003	1,75
625	4499,00	-5,83	-0,19	3	4499,01	0,00	103,48	0,00	-0,001	1,88
521	5209,00	2,92	-0,01	1	5209,01	2,93	119,81	0,07	0,000	2,00

Determinação das Armaduras Verticais - Seção BB

Determinação das Armaduras Resistentes Utilizando os Esforços de Membrana Obtidos do Método dos Elementos Finitos										
	Nx	Ny	Nxy		Nsx	Nsy	Asx	Asy	Compressão	Altura
Nó	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Caso	(kN/m)	(kN/m)	(cm²/m)	(cm²/m)	(kN/cm²)	(m)
79	-93,68	13,68	1,65	2	0,00	13,71	0,00	0,32	-0,02	0,00
132	-176,20	-35,17	122,80	2	0,00	50,41	0,00	1,16	-0,05	0,13
80	-236,20	-91,96	249,40	1	13,20	157,44	0,30	3,62	-0,10	0,25
133	-225,60	-196,30	363,70	1	138,10	167,40	3,18	3,85	-0,15	0,38
81	-214,90	-300,60	477,90	1	263,00	177,30	6,05	4,08	-0,19	0,50
134	-166,80	-437,10	565,60	1	398,80	128,50	9,17	2,96	-0,23	0,63
82	-130,50	-573,70	641,90	1	511,40	68,20	11,76	1,57	-0,26	0,75
135	-62,22	-739,60	705,70	3	611,13	0,00	14,06	0,00	-0,28	0,88
83	-19,13	-904,70	742,00	3	589,43	0,00	13,56	0,00	-0,30	1,00
136	94,96	-1095,00	669,40	3	504,18	0,00	11,60	0,00	-0,30	1,13
84	142,80	-1320,00	522,20	3	349,39	0,00	8,04	0,00	-0,31	1,25
137	368,30	-1712,00	838,40	3	778,88	0,00	17,91	0,00	-0,42	1,38
85	299,70	-2053,00	901,20	3	695,30	0,00	15,99	0,00	-0,49	1,50
138	473,40	-2545,00	-292,00	3	506,90	0,00	11,66	0,00	-0,52	1,63
86	-269,50	-3552,00	-2275,00	3	1187,60	0,00	27,31	0,00	-1,00	1,75
139	-305,80	-7901,00	5026,00	3	2891,35	0,00	66,50	0,00	-2,22	1,88
87	-6120,00	-10880,00	8422,00	3	399,31	0,00	9,18	0,00	-3,48	2,00

Para o cálculo da armadura horizontal basta determinar a resultante das áreas de armaduras necessárias na seção AA. Este cálculo é feito determinando-se a área efetivamente tracionada da estrutura, que é dado por um triângulo de altura igual a 0,83 m e uma armadura necessária na base de 119,81 cm²/m:

Área total de armadura principal = (119,81*0,87)/2 = 52,11 cm²,

A armadura calculada anteriormente deve ser distribuída numa altura efetiva de 0,83 m a partir da base da viga-parede e pode ser constituída, por exemplo, por 17 barras de 20 mm. Acima do tirante principal será disponibilizada uma armadura mínima de controle de fissuração, por face, igual a:

$A_{s,min}$ = 0,15%.b.h = 0,0015.50.100 = 7,5 cm²/m $\rightarrow \phi$ 12,5 mm c/14 cm por face.

Para o cálculo da armadura vertical podería-se ter escolhido diversas seções horizontais ao longo da viga. No entanto, preferiu-se utilizar a seção vertical BB em conjunto com a seção vertical AA, para se poder determinar a taxa de armadura vertical efetiva a ser disponibilizada. Assim, tem-se uma resultante aproximada dada pela área de um triângulo de base igual a 3,0 m e altura dada pela armadura necessária de 4,08 cm²/m.

Observar que o valor de pico de armadura vertical na seção AA igual a 0,18 cm²/m foi desprezado:

Distância entre as seções AA e BB = 3,0 m
Área Total de Estribos entre as Seções AA e BB = (4,08*3)/2 = 6,12 cm²
Taxa de Estribos = 6,12/3,00 = 2,04 cm²/m

$A_{s,min}$ = 0,15%.b.h = 0,0015.50.100 = 7,50 cm²/m $\rightarrow$ ϕ 10,0 mm c/20 cm por face.

A Figura 76 apresenta o detalhamento das armaduras para a viga-parede dimensionada utilizando o modelo de chapa. Para a disponibilização das barras foi considerado um cobrimento de armadura de 3,0 cm.

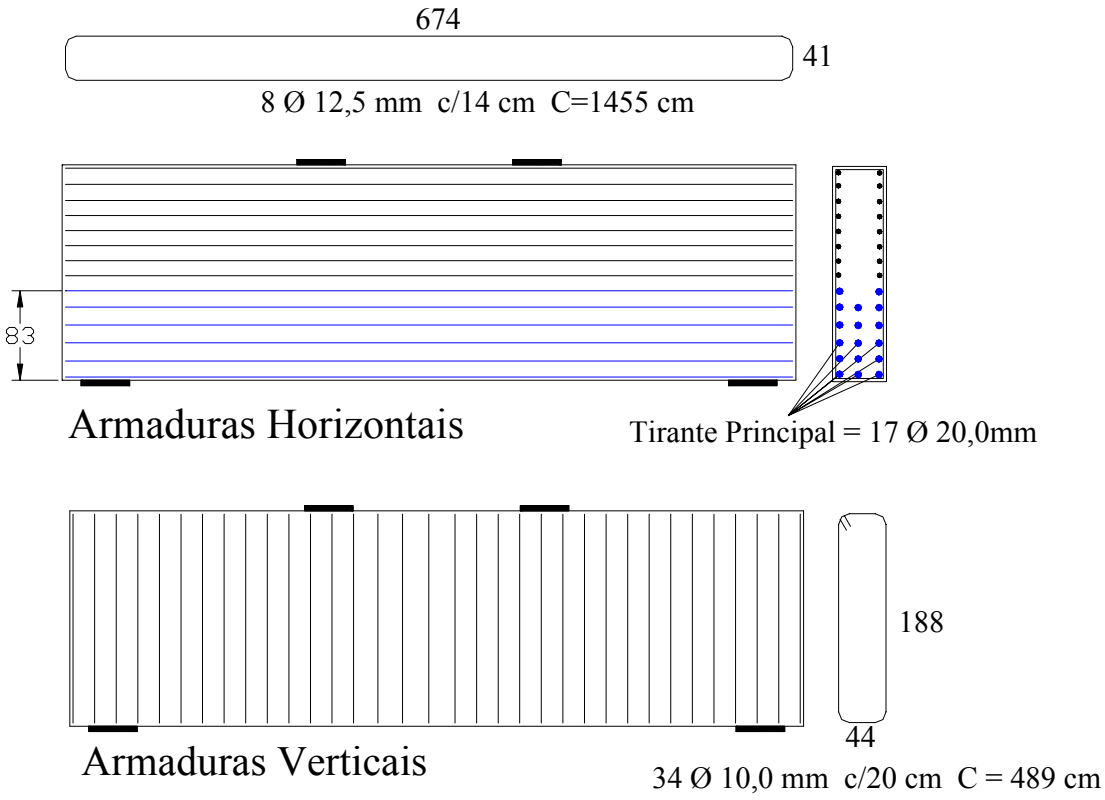


Figura 76 – Detalhamento de armaduras obtido para a viga-parede utilizando o MEF

A técnica de ler os esforços de membrana e tratá-los em uma planilha como a apresentada na Tabela 7 acaba sendo bastante trabalhosa. Uma solução interessante seria a implementação da formulação de chapa em um programa de elementos finitos, de maneira a se obter automaticamente as taxas de armação em seções julgadas importantes.

LOURENÇO & FIGUEIRAS (1993) implementaram a formulação em um programa de elementos finitos e através dessa rotina os pesquisadores têm obtido muito rapidamente respostas para o dimensionamento de estruturas do tipo parede com irregularidades geométricas.

Programas como DIANA e Robot Millenium, possuem potencialidades para a determinação automática das armaduras em malha. No entanto, tais programa utilizam uma formulação simplificada, que às vezes pode levar a taxas inapropriadas em algumas regiões das estruturas em análise.

Normalmente a formulação de chapa tende a resultar numa quantidade maior de armaduras em relação àquelas armaduras obtidas com a utilização do Modelo de Escoras e Tirantes. No entanto, quando for possível obter diretamente as armaduras em seções desejadas através de um pós-processador, isto é, acoplando o Modelo de Chapa com o Método dos Elementos Finitos, então a formulação apresentada apresenta grande vantagem em relação ao Modelo de Escoras e Tirantes, principalmente no caso de estruturas complexas.

FIGUEIRAS (1999) tem utilizado o Modelo de Chapa para o dimensionamento e em seguida tem utilizado a análise não-linear para verificar o desempenho da estrutura. Próximo ao limite de resistência verificado para a estrutura o pesquisador procura elaborar um modelo de escora e tirante, baseando-se nas deformações plásticas do concreto.

7. Visita Técnica ao Estádio do Braga

No dia 20/05/2003 foi feita uma visita técnica ao novo estádio do Braga Futebol Clube, situado na cidade de Braga, distante de aproximadamente 50 km da cidade do Porto. A visita foi organizada pelo Prof. Joaquim Figueiras e contou com a participação de vários alunos de mestrado e doutorado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Portugal está construindo 10 novos estádios para receber a Eurocopa de 2004 e todos os investimentos têm sido feitos pela UEFA. Trata-se de grandes estádios, com instalações modernas e que atendem a uma série de requisitos rigorosos. Estão sendo construídos estádios nas cidades de Braga, Porto, Lisboa, Coimbra, Guimarães entre outras.

O novo estádio de Braga foi construído dentro de um maciço rochoso, que segundo os engenheiros responsáveis pela obra, levou cerca de um ano para ser totalmente escavado. A Figura 77 apresenta uma visão geral das arquibancadas do novo estádio.

Figura 77 – Visão geral das arquibancadas do novo estádio de Braga, Portugal

O estádio alia elementos pré-moldados, protendidos e de concreto convencional. O grande destaque é a cobertura, que será feita com cabos de aço de 8 cm de diâmetro que atravessarão um vão de 200 m. A Figura 78 apresenta os cabos que serão utilizados na fase de cobertura.

Figura 78 – Cabos de aço que serão utilizados na cobertura do estádio

8. Conclusões

A realização do estágio de doutoramento na Universidade do Porto impulsionou o andamento das investigações referentes à tese de doutoramento, contribuindo significativamente para que a mesma possa ser finalizada contemplando tanto resultados numéricos quanto experimentais. Como benefícios diretos desse estágio de doutoramento, citam-se:

- Aprendizado do programa DIANA, que constitui-se atualmente em uma das melhores ferramentas para a análise não-linear do concreto armado ou protendido;
- Aplicação e constatação de que os Modelos de Escoras e Tirantes podem ser utilizados com segurança para o dimensionamento de estruturas especiais;
- Verificação de que ferramentas como ADINA e DIANA se constituem em ferramentas excepcionais no auxílio de ensaios experimentais e na previsão do comportamento de estruturas complexas;
- Acúmulo de experiência na área experimental, uma vez que praticamente toda a fase de produção e realização do ensaio experimental da viga-parede foi intensivamente acompanhada;
- Concretização efetiva do aprendizado do modelo de chapa, uma vez que as dúvidas a respeito do modelo foram diretamente tiradas com um dos seus proponentes;
- Estreitamento de amizade com vários pesquisadores da Universidade do Porto, o que poderá facilitar futuramente a realização de novos trabalhos.

Como benefícios globais desse estágio pode-se citar imediatamente:

- Disseminação dos conhecimentos adquiridos a respeito do programa DIANA através de um curso rápido realizado no mês de Agosto de 2003 na Escola Politécnica, visando beneficiar o grupo de pesquisa de qual faz parte o presente autor. Através dessa atividade vários pesquisadores poderão dar início a atividades de simulação numérica utilizando DIANA com relativa rapidez.

Adicionalmente espera-se que o presente trabalho possa servir de referência para a análise e dimensionamento de estruturas complexas de concreto juntamente com a tese de doutoramento que vem sendo conduzida com tal objetivo.

Acredita-se que o grande diferencial deste trabalho foi mostrar que o Modelo de Escoras e Tirantes aliados ao Método dos Elementos Finitos se constitui em uma excelente alternativa para a análise e verificação de estruturas. No entanto, as respostas devem ser cuidadosamente analisadas e os modelos devem ser estabelecidos levando em consideração a presença das armaduras mínimas exigidas pelos códigos. Como este trabalho é resultado de um estágio curto, espera-se tratar todas as discussões aqui levantadas, com mais calma, em SOUZA (2003).

9. Referências Bibliográficas

MOREIRA, R. F. ; CASTRO, L. G.. "Análise e Dimensionamento de Regiões Descontínuas – Estudo de Uma Viga-Parede". Relatório de Seminário de Estruturas I, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2002.

LOURENÇO, P. B; FIGUEIRAS, J. A.. "Solution for the Design of Reinforced Concrete Plates and Shells". Journal of Structural Engineering, vol121, n.05, 1995.

FIGUEIRAS, J. A.; PÓVOAS, R. H. C. F.; CACHIM, P. B.; LOURENÇO, P. B.. "Sobre o Dimensionamento de Estruturas Laminares de Betão". Encontro Nacional do Betão Estrutural, 1994.

FIGUEIRAS, J. A.. "Aplicação de Modelos Computacionais à Análise de Estruturas Laminares de Betão". Métodos Numéricos en Ingeniería V, 2002.

LOURENÇO, P. B.; FIGUEIRAS, J. A.. "Automatic Design of Reinforcement in Concrete Plates and Shells". Engineering Computations, vol10, pp519-541, 1993.

VECCHIO, F. J.; COLLINS, M. P.. "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear". ACI Journal 83, 22, pp-219-231, 1986.

SOUZA, R. A.; BITTENCOURT, T. N.. "Modelos Escoras-Tirantes: Exemplo de Dimensionamento de Viga-Parede Utilizando as Recomendações do ACI-318 (2002)". In: 45 Congresso Brasileiro do Concreto, Vitória-ES, Brasil, 2003.

ROTS, J. G.; NAUTA, P.; KUSTERS, G. M. A; BLAAUWENDRAAD, J.. "Smeared Crack Approach and Fracture Localization in Concrete". Heron, vol.30, n.01, Delft, Netherlands, 1985.

ROTS, J. G.; BLAAUWENDRAAD, J.. "Crack Models for Concrete: Discrete or Smeared? Fixed, Multi-directional or Rotating?". Heron, vol.34, n.01, Delft, Netherlands, 1989.

FEENSTRA, P. H.; BORST, R.. "Aspects of Robust Computational Modeling for Plain and Reinforced Concrete". Heron, vol.38, n.04, Delft, Netherlands, 1993.

ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2002) and Commentary (ACI 318R-2002), APPENDIX A: Strut-And-Tie Models" . American Concrete Institute, Detroit, 2002.

SCHÄFER, K.; SCHLAICH, J.. "Consistent Design of Structural Concrete Using Strut-And-Tie Models". In: Colóquio sobre Comportamento e Projeto de Estruturas, 5., Rio de Janeiro, 1988.

SCHÄFER, K.; SCHLAICH, J.. "Design and Detailing of Structural Concrete Using Strut-and-Tie Models". The Structural Engineer, vol.69, n.06, mar., 1991.

SOUZA, R. A.. "Concreto Estrutural: Análise e Dimensionamento com Descontinuidades". Tese de Doutorado (em andamento), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2003.

10. Contatos Estabelecidos na Universidade do Porto

Nome	*Função*	*e-mail*
Joaquim Figueiras	Prof. Catedrático	jafig@fe.up.pt
Rui Faria	Prof. Associado	rfaria@fe.up.pt
Pedro Pacheco	Prof. Auxiliar	ppfeup@fe.up.pt
António Abel Henriques	Prof. Auxiliar	aarh@fe.up.pt
Mário Pimentel	Prof. Assistente / Mestrando	mjsp@fe.up.pt
Victorino Vidigal Rodrigues	Mestrando	vidigal_rodrigues@yahoo.com
Hélder Filipe Moreira de Sousa	Mestrando	mec02023@fe.up.pt
Helena Isabel Maia Figueiras	Mestrando	mec02006@fe.up.pt
Américo Dimande	Mestrando	a_dimande@hotmail.com
Bruno José Afonso Costa	Mestrando	mec02002@fe.up.pt

11. Endereços Úteis na Universidade do Porto

http://civil.fe.up.pt/
http://www.fe.up.pt