



FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

MODELOS DE CAMPOS DE TENSÕES PARA A ANÁLISE DE REGIÕES DE DESCONTINUIDADE

BRUNO OLIVEIRA TEIXEIRA DA MOTA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professora Sandra da Conceição Barbosa Nunes

JULHO DE 2011

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2010/2011

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2010/2011 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2011.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e irmãs

A mente que se abre a uma nova ideia jamais voltará ao seu tamanho original

Albert Einstein

AGRADECIMENTOS

Sendo este projecto o culminar da vida académica, não posso passar sem expressar o reconhecimento a pessoas que ao longo deste trajecto me foram importantes.

Ao professor Mário Jorge Seixas Pimentel, pela sua disponibilidade e simpatia no acompanhamento contínuo à realização deste trabalho.

Aos meus Pais, por todo o suporte e motivação durante toda a minha carreira académica, por toda a paciência e confiança que sempre tiveram em mim.

Às minhas irmãs, por serem sempre compreensivas e prestáveis de modo a proporcionar-me as melhores condições de estudo e trabalho, mesmo quando não merecesse tal dedicação.

Aos meus amigos, pelo suporte que sempre me deram e pelo facto de tornarem a minha vida académica num marco que nunca irei esquecer.

O meu Muito Obrigado a todos!

RESUMO

As estruturas de betão armado podem ser divididas internamente em 2 zonas a que correspondem métodos de análise e dimensionamento distintos: as zonas B e D. As zonas B são aquelas onde as deformações são lineares, ou seja, onde a teoria de Bernoulli é passível de ser aplicada. As zonas D, por sua vez, são aquelas onde ocorrem descontinuidade de índole estática ou geométrica que inibem a aplicação da teoria de Bernoulli, sendo genericamente designadas por zonas de descontinuidade. Nestas zonas o dimensionamento é muitas vezes baseado em modelos de campos de tensões. São apresentadas as bases desta metodologia, assim como alguma regulamentação existente.

Posteriormente é efectuada uma comparação entre as cargas e modos de rotura obtidos experimentalmente e os correspondentes resultados obtidos pela aplicação do método em estudo. São analisadas uma viga-parede e uma viga com carga junto ao apoio. Os resultados experimentais foram retirados da literatura. Como apoio é usado o software DIANA para a determinação do estado de tensão correspondente à distribuição elástica através do método dos elementos finitos.

Numa última parte deste trabalho é feito o dimensionamento dos pilares de um viaduto, a realizar no IC3 Avelar Norte – Condeixa, sendo dada ênfase às regiões de descontinuidade, nomeadamente ao capitel de apoio do tabuleiro e a uma região perturbada pela existência de aberturas com dimensões relevantes.

PALAVRAS-CHAVE: Betão estrutural, análise plástica, regiões de descontinuidade, escoras e tirantes.

ABSTRACT

Concrete structures are divided in 2 types of regions: the B-regions where the cross section's strains are linear, i.e., where the Bernoulli's theory can be applied; and the D-regions, or regions of stress discontinuity, where this phenomenon does not occur. In the latter, design can be based on the discontinuous stress field approach, which is a method based on the theory of plasticity. It is shown the bases for this methodology as well as some normative aspects about this subject.

A comparison is made between experimental and theoretical results using tests described in the literature, namely a deep-beam and a bent-cap beam. As a support, and sometimes as a guide, it is used the software DIANA that gives an important information about the linear states of the specimen provided.

In the last phase of this work it is done the design of the piers of a viaduct, situated in IC3 Avelar Norte – Condeixa, where the main points of analysis are the discontinuous regions.

This thesis is useful to present how reliable this method is and also to explain the differences between the method and the experiences.

KEYWORDS: Structural concrete, plastic analysis, discontinuities zones, struts and ties

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 CONTEXTO	1
1.2. OBJECTIVOS	2
1.3. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. MODELOS DE CAMPOS DE TENSÕES – FUNDAMENTOS E BASES	5
2.1. TEORIA DA PLASTICIDADE	5
2.1.1. COMPORTAMENTO DO MATERIAL	5
2.1.2. TEOREMAS DA ANÁLISE LIMITE	6
2.1.2.1. Teorema do Limite Inferior	6
2.1.2.2. Teorema do Limite Superior	6
2.1.2.3. Opção Prática	7
2.2. ZONAS DE DESCONTINUIDADE	7
2.2.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES	7
2.2.2. ZONAMENTO DA ESTRUTURA	7
2.2.3. ANÁLISE DE REGIÕES D	9
2.2.4. ESCOLHA DO MODELO DE ESCORAS E TIRANTES	9
2.2.4.1. Análise Elástica	9

2.2.4.2. Caminhos de Carga	10
2.2.4.3. Modelos Padronizados.....	10
2.2.4.4. Conclusão	10
2.3. DIMENSIONAMENTO DE ESCORAS, TIRANTES E NÓS	11
2.3.1. INTRODUÇÃO	11
2.3.2. ESCORAS DE BETÃO	12
2.3.3. TIRANTES	14
2.3.4. Nós	15
2.4. SOFTWARE DIANA.....	18
3. ANÁLISE DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS	19
3.1. INTRODUÇÃO	19
3.2. VIGAS-PAREDE.....	19
3.3. VIGA COM CARGA JUNTO AO APOIO.....	30
4. ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE CASO	43
4.1. INTRODUÇÃO	43
4.2. CARGAS VERTICAIS DEVIDO AO TRÁFEGO	43
4.3. CARGAS PERMANENTES	46
4.3.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE BETÃO	46
4.3.2. PAVIMENTOS E GUARDAS	46
4.4. ANÁLISE LONGITUDINAL.....	47
4.5. DIMENSIONAMENTO DO CAPITEL USANDO MODELO DE CAMPOS DE TENSÕES.....	48
4.6. CARGAS HORIZONTAIS DEVIDAS AO TRÁFEGO.....	52
4.6.1. FORÇA CENTRÍFUGA.....	52
4.6.2. FORÇA DO VENTO	53

4.6.2.1. No tabuleiro	53
4.6.2.2. No pilar	55
4.6.3. FORÇA SÍSMICA.....	55
4.7. DIMENSIONAMENTO DO TRONCO DO PILAR USANDO MODELO DE CAMPOS DE TENSÕES.....	59
4.7.1. ESCOLHA DO MODELO A USAR E RESPECTIVO CÁLCULO DOS NÓS	60
4.7.2. VERIFICAÇÃO DE ESCORAS E NÓS AO ESMAGAMENTO	63
5. CONCLUSÃO	65
5.1. SUMÁRIO	65
5.2. CONCLUSÕES FINAIS	65
5.3. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	66

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1 – Diagrama elástico-plástico idealizado para o aço.....	5
Fig. 2 - Diagrama rígido-plástico idealizado para o aço.....	6
Fig. 3 - Exemplo de delineação duma zona D [2]	8
Fig. 4 - Exemplos de delineação de zonas D [2].....	8
Fig. 5 - Tensões elásticas sobrepondo o modelo de escoras e tirantes [3].....	9
Fig. 6 - Modelo de escoras e tirantes criado a partir do método do caminho das cargas [2]	10
Fig. 7 - Consolas curtas com a mesma geometria e duas soluções diferentes de modelos de escoras e tirantes [2].....	11
Fig. 8 - Alguns exemplos de modelos de escoras e tirantes, fazendo referência aos campos de tensões, aos nós, escoras e às armaduras [3]	12
Fig. 9 - Campos de compressão: (a) leque; (b) garrafa; (c) prismático [3]	13
Fig. 10 - Vários estados de tensão para as escoras [4].....	13
Fig. 11 - Exemplos de nós [3].....	17
Fig. 12 - Mais exemplos de nós [3]	18
Fig. 13 - Viga WT3, carregamento e geometria [7].....	20
Fig. 14 - Dois modelos possíveis a adoptar para o modelo de escoras e tirantes	21
Fig. 15 - Campo de tensões escolhido para a viga-parede WT3 [7].....	21
Fig. 16 - Campo de tensões na viga-parede, na forma de vectores	22
Fig. 17 - Tensões no eixo de simetria da peça	23
Fig. 18 - Campo de tensões mostrando as incógnitas a determinar	23
Fig. 19 - Pormenor do cálculo do centróide das armaduras	24
Fig. 20 - Pormenor do nó A, segundo uma perspectiva de método dos nós.....	26

Fig. 21 - Pormenor do nó A	26
Fig. 22 - Pormenor do nó A, segundo as novas imposições	27
Fig. 23 - Ilustração do segundo caso estudado [8]	30
Fig. 24 - Representação da viga a ser alvo de estudo [8]	31
Fig. 25 - Modo de carregamento da viga [8]	31
Fig. 26 - Idealização do modelo de escoras e tirantes.....	32
Fig. 27 - Idealização do modelo de campo de tensões para o caso de uma carga aplicada junto ao apoio.....	33
Fig. 28 - Pormenor das armaduras	34
Fig. 29 - Pormenor nó A	35
Fig. 30 - Pormenor nó B	35
Fig. 31 - Pormenor nó D	36
Fig. 32 - Pormenor nó D	37
Fig. 33 - Pormenor nó A	38
Fig. 34 - Pormenor nó B	39
Fig. 35 - Pormenor nó E	39
Fig. 36 - Exemplificação de um dos nós junto ao apoio	40
Fig. 37 - Esquema do nó no ponto de aplicação da carga	41
Fig. 38 - Ilustração da secção transversal do tabuleiro no pilar.....	43
Fig. 39 - Esquemática da secção transversal	44
Fig. 40 - Linha de influência que origina a maior reacção em A.....	44
Fig. 41 - Aplicação das cargas verticais (tráfego) na secção transversal.....	45
Fig. 42 - Planta do viaduto	46
Fig. 43 - Aplicação das cargas (pavimento e guardas) na secção transversal	47

Fig. 44 - Alçado do viaduto.....	47
Fig. 45 - Esquematização da linha de influência no pilar P1	47
Fig. 46 - Modelo de escoras e tirantes para o capitel	48
Fig. 47 - Pormenor armadura capitel para as cargas verticais	49
Fig. 48 - Pormenor nó A.....	50
Fig. 49 - Pormenor nó B	50
Fig. 50 - Representação do nó B	51
Fig. 51 - Representação do nó A	52
Fig. 52 - Representação das cargas a aplicar no pilar devido à força centrífuga.....	53
Fig. 53 - Esquematização de um pilar com os respectivos valores da rigidez	56
Fig. 54 - Alçado de um dos pilares com aberturas.....	60
Fig. 55 - Pormenor do modelo adoptado na zona do capitel	61
Fig. 56 - Pormenor do modelo na abertura superior	62

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Características dos materiais da parede WT3.....	20
Tabela 2 - Rigidez dos vários pilares	56
Tabela 3 - Força vs deslocamentos provenientes da aplicação da carga permanente vertical, horizontalmente	57
Tabela 4 - Parâmetros do espectro de cálculo para análise elástica	58
Tabela 5 - Forças sísmicas a aplicar em cada pilar	59
Tabela 6 - Resultados método dos nós para o capitel.....	61
Tabela 7 - Resultados do método dos nós para a abertura superior.....	62

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO

Há cerca de 10 000 anos o homem começou a desenvolver a agricultura e a pecuária deixando então de ser nómada, passando assim a habitar em local fixo. Com este fenómeno apareceram as primeiras aldeias e, conseqüentemente, as primeiras estruturas. Desde esta altura o homem vem desenvolvendo novas construções com âmbito político, religioso ou puramente de lazer.

Ao longo dos séculos houve uma progressiva mudança de tipos construtivos e associação de materiais. Data do início do século XX o início do uso do betão armado, tirando partido da conjugação dos materiais aço e betão. Desde então tem-se assistido a um contínuo desenvolvimento dos processos para análise e dimensionamento de estruturas de betão armado.

No caso de estruturas com geometria mais complexa, torna-se necessário compreender o fluxo das forças internas na estrutura. O desenvolvimento de ferramentas computacionais que tem tido lugar nos últimos 30 anos, nomeadamente desde a generalização do método dos elementos finitos na prática corrente de engenharia, levou à utilização de modelos numéricos que permitem a resolução de estruturas cada vez mais complexas e desafiantes.

O método estudado neste trabalho é baseado nos modelos de campos de tensões, que permitem uma estimativa do acima mencionado fluxo de forças tendo apenas por base as condições de equilíbrio e a hipótese de comportamento rígido-plástico para os materiais. As vantagens da aplicação deste método consistem em:

- permitir a explicitação dos caminhos das cargas em qualquer região da estrutura, proporcionando a compreensão do comportamento estrutural após a fendilhação.
- ser um método baseado no limite inferior da teoria da plasticidade.
- permitir o dimensionamento de zonas de descontinuidade com geometria arbitrária.
- fornecer indicações claras sobre a forma de dispor a armadura, nomeadamente a indicação dos seus prolongamentos, zonas de amarração, etc.

Contudo, a aplicação prática deste método é por vezes dificultada pelo facto de nem sempre ser evidente qual o modelo de equilíbrio mais adequado. A escolha entre modelos alternativos poderá tomar mais ou menos tempo ao engenheiro projectista, consoante a experiência e sensibilidade do mesmo.

1.2. OBJECTIVOS

Os objectivos desta dissertação têm como pano de fundo os modelos de campos de tensões para a análise de regiões de descontinuidades em estruturas de betão armado. Pretende-se neste trabalho descrever e aplicar os modelos de campos de tensões, comparando os resultados dos modelos com os valores experimentais. Pretende-se também efectuar uma aplicação prática num caso real. Como apoio para estas aplicações será usada uma ferramenta de cálculo automático.

A estruturação deste trabalho consiste em três grandes partes:

- Numa primeira fase faz-se uma apresentação e explicação dos métodos aplicados.
- Numa segunda fase, com base em experiências realizadas por alguns autores, irá ser feita a comparação entre resultados experimentais e os resultados obtidos por aplicação dos modelos de campos de tensões, nomeadamente no que se refere à carga e modo de rotura.
- Na terceira e última fase são dimensionados os pilares de um viaduto rodoviário, sendo dado especial realce às zonas de descontinuidade.

1.3. ESTRUTURAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se dividido em 5 capítulos. O presente capítulo descreve de forma sumária o âmbito desta tese bem como o seu enquadramento.

O segundo capítulo – FUNDAMENTOS E BASES – inicia-se com uma introdução sumária à teoria da plasticidade e aos teoremas da análise limite. Apresenta-se a definição de zona de descontinuidade, sendo introduzidos os modelos de escoras e tirantes, assim como o zonamento das estruturas em zonas B e D. Em seguida apresentam-se alguns critérios de escolha de modelos de escoras e tirantes. Passa-se então para a fase em que se descreve o modo de dimensionamento das escoras, tirantes e nós; este dimensionamento tem como base a regulamentação mais actual. Por fim, é feita uma pequena descrição do programa de cálculo automático que é usado.

O capítulo 3 – ANÁLISE DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS – tem por objectivo a comparação das cargas e modos de rotura obtidos em ensaios experimentais de estruturas dominadas por zonas de descontinuidade com os resultados obtidos por aplicação dos modelos de campos de tensões. O primeiro elemento estrutural que é tratado é uma viga-parede, sendo introduzido o uso da ferramenta de cálculo automático DIANA como auxiliar à construção do modelo de campo de tensões. A outra peça ensaiada é uma viga com uma carga junto ao apoio. A viga é representativa de uma tipologia construtiva usada nos EUA nos anos 50 em pontes para materializar o apoio das longarinas do tabuleiro. O crescimento exponencial do tráfego levou com que fosse alvo de grande escrutínio dada a incerteza quanto à sua capacidade para resistir às crescentes solicitações.

O capítulo 4 – ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DE CASO – tem como base a aplicação do método a um pilar com aberturas, tomando como base a definição da geometria definida num projecto existente e fazendo o dimensionamento de acordo com a regulamentação em vigor. Este capítulo pretende ilustrar a aplicação dos modelos de campos de tensões num caso prático. O estudo é iniciado com a determinação das cargas de projecto. Esta determinação é dividida em cargas verticais e horizontais; as cargas verticais vão ser fundamentalmente importantes para o dimensionamento da zona do capitel do pilar. As cargas horizontais são importantes para o dimensionamento do tronco do pilar; para além das cargas permanentes, as cargas a considerar são as originárias pela força centrífuga, vento e pelo sismo. A força preponderante para o dimensionamento do tronco do pilar é a sísmica. Para a sua determinação é usado o espectro de resposta de cálculo preconizado no Eurocódigo 8. A determinação da frequência natural é feita através do método de Rayleigh. Finalmente são idealizados

os modelos de escoras e tirantes a usar, procedendo-se à verificação de segurança ao esmagamento nos nós e dimensionamento das armaduras.

2

MODELOS DE CAMPOS DE TENSÕES – FUNDAMENTOS E BASES

2.1. TEORIA DA PLASTICIDADE

2.1.1. COMPORTAMENTO DO MATERIAL

A aplicação dos teoremas de análise limite pressupõe um comportamento rígido-plástico para os materiais, ou seja, admite-se que as deformações elásticas são desprezadas visto serem muito inferiores às plásticas. A Fig.1 e 2 mostram a comparação entre diagramas tensões/extensões para um comportamento elástico-plástico e rígido-plástico, respectivamente [1].

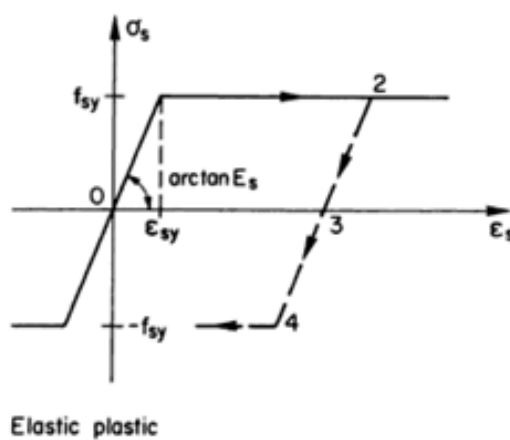


Fig. 1 – Diagrama elástico-plástico idealizado para o aço

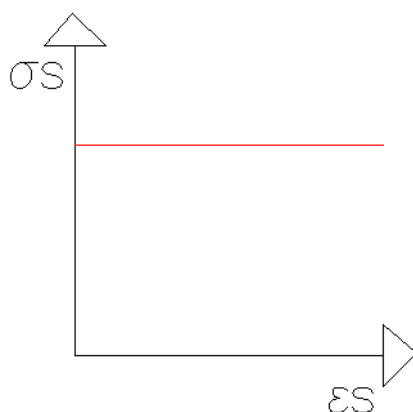


Fig. 2 - Diagrama rígido-plástico idealizado para o aço

A utilização do comportamento rígido-plástico para o betão é uma simplificação da realidade muito maior do que no caso do aço, na medida em que o betão tem uma ductilidade muito inferior. Isto deve-se ao facto do rácio entre extensões elásticas e as plásticas do betão ser maior do que no aço.

2.1.2. TEOREMAS DA ANÁLISE LIMITE

A determinação da carga última pela teoria da plasticidade pode ser feita por diversos métodos, todos eles baseados nos teoremas da análise limite [1].

2.1.2.1. TEOREMA DO LIMITE INFERIOR

Neste caso apenas condições de equilíbrio, de fronteira e de cedência têm de ser verificadas para resolver o problema em questão. Para aplicar o designado teorema do limite inferior é necessário que se verifique as condições de cedência nos pontos críticos da estrutura, havendo ao mesmo tempo uma distribuição de esforços em equilíbrio com uma dada carga exterior. Estas considerações fazem com que a carga de rotura retirada seja inferior à carga de rotura real. Isto dá origem ao teorema do limite inferior que é enunciado de seguida.

Teorema do limite inferior $[Q_s] \leq [Q_r]$:

“A carga de um sistema $[Q_s]$, à qual lhe corresponde um campo de tensões estaticamente admissível, é igual ou inferior à carga de rotura $[Q_r]$ ”.

Aplicando este teorema, as seguintes condições têm de ser verificadas [1]:

- Todas as cargas permanecem proporcionais às outras $[Q_s] = \lambda_s \cdot [Q]$, sendo todo o sistema controlado por um só parâmetro. Caso isto não aconteça, as combinações de cargas têm de ser analisadas individualmente.
- Um estado de tensão é dito estaticamente admissível se forem cumpridas as condições de equilíbrio, as condições de fronteira e as condições de cedência do material.

2.1.2.2. TEOREMA DO LIMITE SUPERIOR

Por outro lado tem-se uma solução cinemática, em que se considera um mecanismo de rotura cinematicamente admissível na determinação do trabalho realizado pelas forças aplicadas, assim como aquele realizado pelos esforços internos nas zonas de dissipação. Estas zonas de dissipação são regiões onde se concentram as dissipações plásticas: rótulas plásticas no caso de vigas, linhas de rotura no caso de lajes. Através do princípio dos trabalhos virtuais, dando pequenos deslocamentos à estrutura é

possível determinar as forças internas e externas do sistema. Segundo este princípio, o trabalho realizado pelas forças internas é igual ao trabalho realizado pelas forças externas Eq.1.

$$A_a + A_i = 0 \quad (1)$$

A aplicação deste princípio dá origem ao segundo teorema, o teorema do limite superior [1].

Teorema do limite superior $[Q_s] \geq [Q_r]$:

“A carga de um sistema $[Q_s]$, à qual lhe corresponde um mecanismo de rotura cinematicamente admissível, é igual ou superior à carga de rotura $[Q_r]$ ”.

Segundo este teorema as seguintes considerações são aplicadas:

- O campo de deslocamentos é cinematicamente admissível se as deformações são compatíveis com as condições de fronteira e se respeita a lei de escoamento plástico.
- Um mecanismo de rotura tem um campo de deslocamentos cinematicamente admissível e exhibe um grau de liberdade.
- Muitas vezes os mecanismos levam a um estado de tensão que viola a condição de cedência. Sendo assim é necessário pesquisar de entre os mecanismos possíveis aquele que corresponde ao menor valor de $[Q_s]$. O mecanismo que não infringe a condição de cedência é o que corresponde à carga Q_s mínima:

$$\text{Mínimo } [Q_s] \rightarrow [Q_r]$$

2.1.2.3. OPÇÃO PRÁTICA

Em termos práticos não é usual usar o método cinemático na fase de dimensionamento, pois fornece resultados acima da carga de rotura estando portanto do lado da insegurança, sendo necessária a experiência do projectista para ajudar a avaliar a peça em questão. Este método é usado em verificações de segurança. Por outro lado, o método estático é mais usual em dimensionamento pelo facto de fornecer resultados abaixo do valor real.

2.2. ZONAS DE DESCONTINUIDADE

2.2.1. MODELO DE ESCORAS E TIRANTES

Os modelos de escoras e tirantes surgem da generalização dos modelos de treliça desenvolvidos por Ritter e Mörsch para estudar o comportamento de vigas. Neste modelo as resultantes das tensões de compressão são reproduzidas por escoras e as de tracção por tirantes. Este modelo serve essencialmente para dimensionamento de zonas fendilhadas, submetidas a esforços de flexão, corte e de torção. Os modelos de escoras e tirantes estendem a aplicação dos conceitos subjacentes ao modelo de treliça às designadas zonas de descontinuidade que são o caso de pontos de aplicação de cargas, cantos das estruturas, consolas curtas, aberturas nas estruturas, entre outros.

2.2.2. ZONAMENTO DA ESTRUTURA

As estruturas podem ser divididas em duas partes: **zonas contínuas e zonas descontínuas**.

As zonas contínuas são caracterizadas pelo facto de ser possível aplicar a “hipótese de Bernoulli”, ou seja, as deformações na secção transversal são lineares. Estas zonas são portanto chamadas regiões B, estando estas fora do âmbito deste trabalho.

As zonas de descontinuidade, regiões D , são então locais da estrutura onde as deformações transversais não são lineares, sendo alguns destes locais já descritos no subcapítulo anterior. São zonas descontínuas pelo facto de representarem descontinuidades estáticas, geométricas, ou ambas. Torna-se então necessário delinear na estrutura em estudo os dois tipos de zonas possíveis. Para essa delineação é necessário aplicar o Princípio de Saint-Venant, que diz que a dimensão do comprimento no qual se efectua a regularização das tensões, é muito semelhante à maior altura da secção transversal do elemento. O restabelecimento das tensões dá-se para ambos os lados do elemento, a partir da força aplicada ou variação de secção [2]. As figuras seguintes, Fig.3 e Fig.4, ilustram alguns exemplos dessa definição.

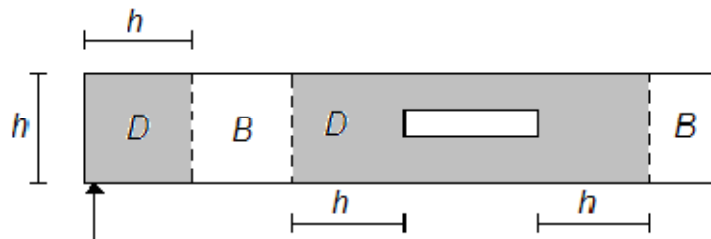


Fig. 3 – Exemplo da definição duma zona D [2]

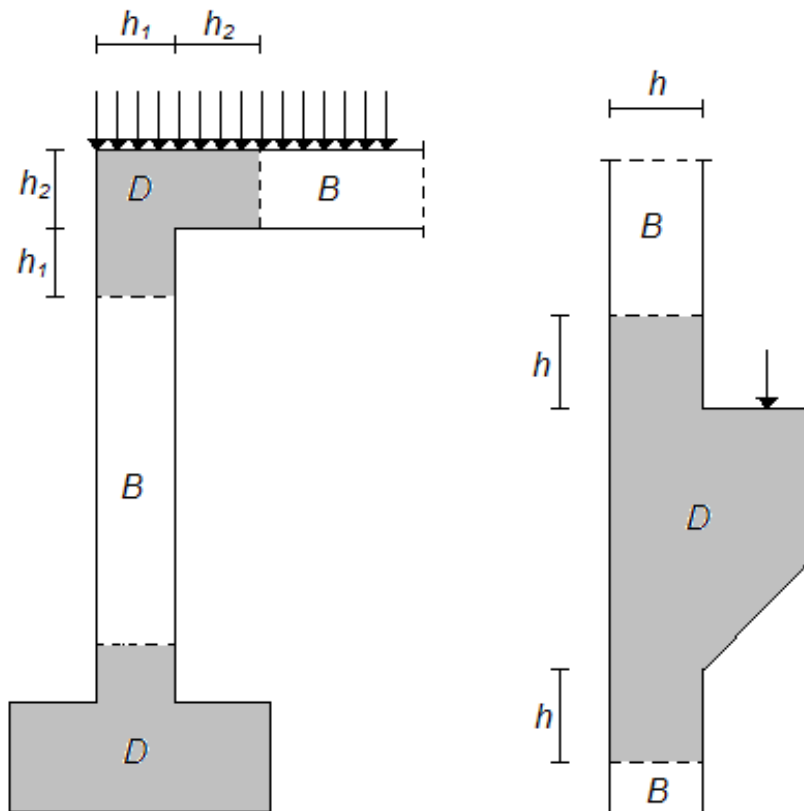


Fig. 4 – Exemplos da definição de zonas D [2]

2.2.3. ANÁLISE DE REGIÕES D

Nas estruturas, as zonas D são normalmente uma pequena parcela quando comparadas com as B. Torna-se geralmente desnecessário aplicar o método das escoras e tirantes às zonas B, pelo facto de haver métodos de cálculo mais expeditos, visto ser aplicada aqui a hipótese de Bernoulli.

O primeiro passo é isolar as regiões D a dimensionar, procedendo-se à determinação dos esforços a actuar nesta região. Estes podem ser de proveniência externa (acções ou reacções externas) ou proveniente de regiões B, fronteiriças com a zona em estudo. Após a caracterização da zona em estudo é necessário definir o modelo a adoptar. Estes modelos podem assumir várias formas sendo necessário aplicar critérios de escolha, sendo estes critérios descritos de seguida. De realçar que estruturas com a mesma geometria, mas diferentes carregamentos, podem ter modelos diferentes.

2.2.4. ESCOLHA DO MODELO DE ESCORAS E TIRANTES

2.2.4.1. ANÁLISE ELÁSTICA

A escolha do modelo de escoras e tirantes a usar é uma das etapas mais importantes. Um bom guia para a construção do modelo é o diagrama das tensões elásticas. A Fig. 5 ilustra a construção de um modelo, colocando tanto a escora como o tirante horizontais, coincidentes com a resultante das tensões segundo um corte vertical no eixo de simetria. A tracejado estão representadas escoras e a linha contínua os tirantes.

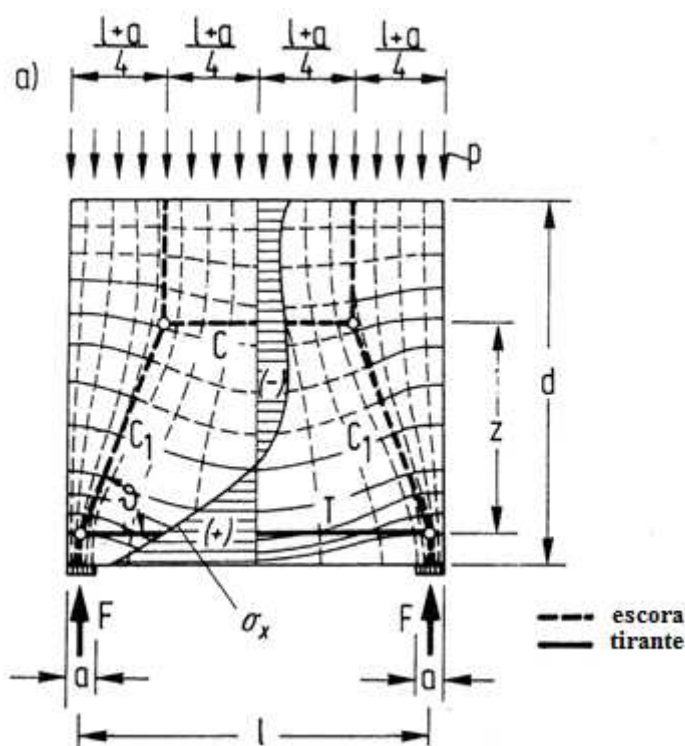


Fig. 5 – Tensões elásticas sobrepondo o modelo de escoras e tirantes [3]

Os modelos adoptados tentam não fugir muito do modelo elástico, pelo facto de, em geral, este assegurar as verificações de serviço e ductilidade necessárias. Na página 6, quanto maior é o braço Z,

mais afastado está o campo de tensões idealizado do campo de tensões elástico. O aumento de Z implica um aumento da fendilhação, logo um reajuste das tensões internas. Segundo Schlaich, J., Schäfer, K. e Jennewein [3], *uma estrutura adapta-se ao sistema estrutural interno escolhido*.

2.2.4.2. CAMINHOS DE CARGA

Quando por algum motivo não existe possibilidade ou tempo de realizar uma análise elástica, um método a adoptar é o chamado método do caminho da carga.

Os campos de tensões mostram os itinerários principais das cargas (tensões de tracção e de compressão), desde o ponto de aplicação da carga até aos apoios onde o equilíbrio se restabelece. Isto é traduzido pelo modelo aproximado de escoras e tirantes, sendo o objectivo posicionar as escoras de acordo com estes caminhos principais das cargas. Os tirantes são colocados para equilibrar os nós. O objectivo do método é obter o caminho mais curto das cargas. Na eventualidade de haver mais do que um caminho, o método não permite que estes trilhos se intersectem. Os caminhos mostram as zonas mais carregadas da estrutura, ou por outras palavras, as zonas críticas da peça. A Fig.6 mostra um maciço de encabeçamento de estacas modelada com base no método do caminho das cargas.

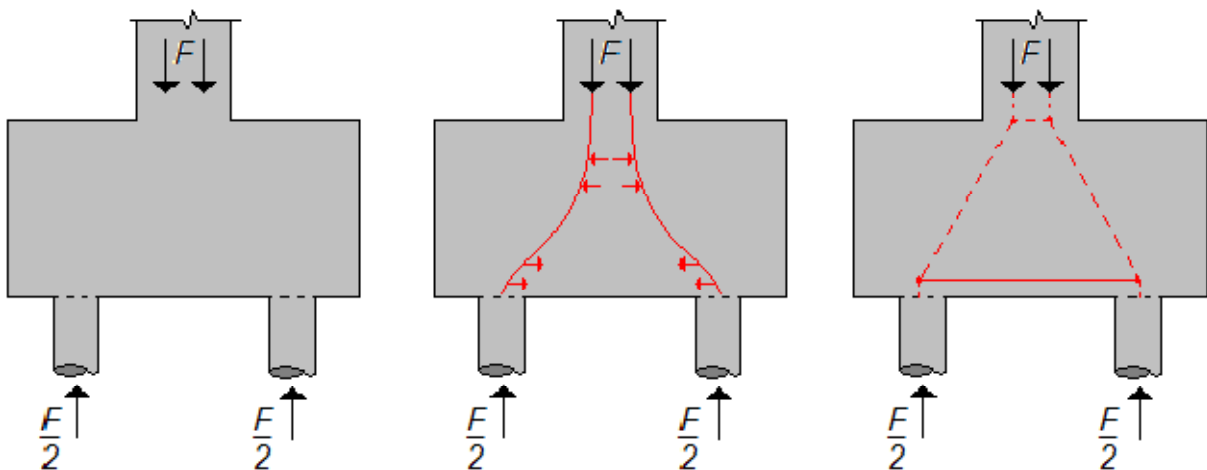


Fig. 6 – Modelo de escoras e tirantes criado a partir do método do caminho das cargas [2]

2.2.4.3. MODELOS PADRONIZADOS

O estudo por diversos autores de modelos de cálculo baseados nos campos de tensões levou com que, para algumas estruturas comuns, existam já propostas padronizadas para modelos de escoras e tirantes. Sendo a escolha do modelo uma fase crítica do processo de dimensionamento, se a peça em estudo se enquadrar num dos modelos padronizados, a análise do problema fica muito simplificada. São o caso das consolas curtas, vigas parede, vigas com aberturas ou blocos de fundação.

2.2.4.4. CONCLUSÃO

Um meio muito poderoso para desenvolver modelos de escoras e tirantes é a junção da análise elástica com o método do caminho da carga.

Por fim, para a optimização do modelo é necessário ter em conta e perceber que as cargas usam o caminho que implica menores deformações. Como os tirantes (varões de aço) são mais deformáveis do

que as escoras (betão), o modelo a adoptar é o que tem menos tirantes. A Eq. 2 mostra um dos critérios mais simples de selecção de modelos.

$$\Sigma F_i L_i \varepsilon_{mi} = \text{mínimo} \quad (2)$$

Onde,

F_i = força na escora ou tirante i

L_i = comprimento do membro i

ε_{mi} = média de deformação no membro i

A Eq. 2 é derivada a partir do princípio da energia mínima de deformação para um comportamento linear elástico de escoras e tirantes após fendilhação.

A Fig. 7 ilustra duas consolas curtas com diferentes soluções. Aplicando a Eq. 2 verifica-se que os dois modelos da Fig. 7 são muito semelhantes. Contudo, a Fig. 7.b) necessita de armadura diagonal, o que em termos práticos é uma solução que se evita, pelo facto de ser de difícil execução em obra. Depois de se encontrar uma solução, é necessário ponderar se essa mesma solução é exequível em obra.

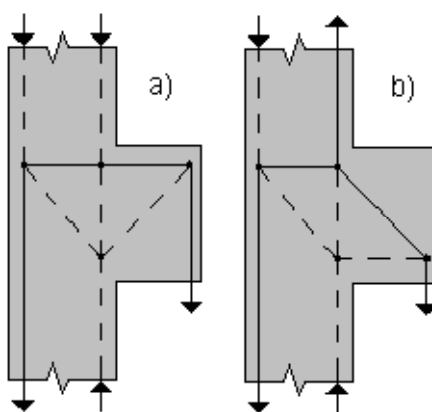


Fig. 7 – Consolas curtas com a mesma geometria e duas soluções diferentes de modelos de escoras e tirantes [2]

2.3. DIMENSIONAMENTO DE ESCORAS, TIRANTES E NÓS

2.3.1. INTRODUÇÃO

A Fig. 8 mostra alguns casos correntes de modelos de escoras e tirantes e respectivos campos de tensões.

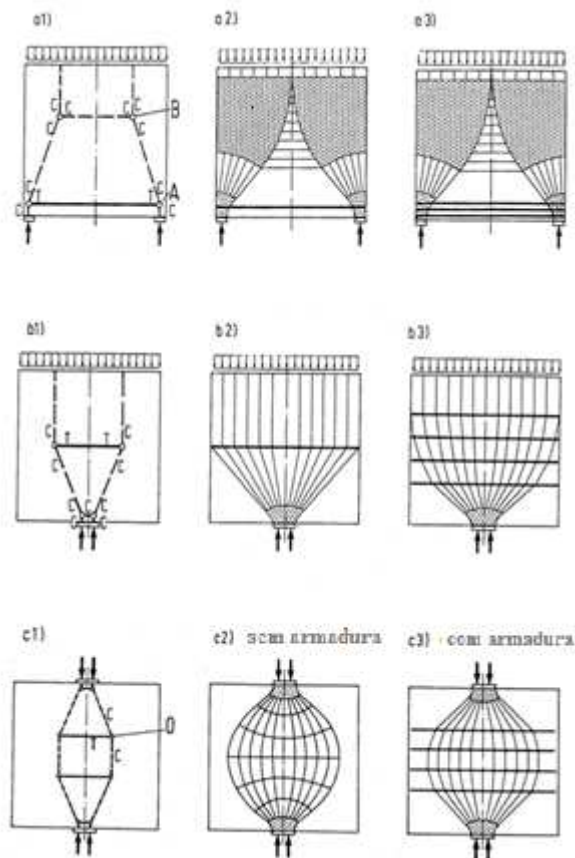


Fig. 8 – Alguns exemplos de modelos de escoras e tirantes, fazendo referência aos campos de tensões, aos nós, escoras e às armaduras [3]

Na figura anterior as partes a sombreado representam os nós. É necessário ter em atenção que o dimensionamento não é só a determinação de tamanho e armaduras para assegurar que as escoras e tirantes suportam as forças a carregar, mas também assegurar a passagem das cargas entre eles através da verificação da região dos nós [3].

2.3.2. ESCORAS DE BETÃO

Existem 3 tipos de escoras sendo cada uma aplicada consoante a situação onde se encontram. Existem as escoras tipo leque, garrafa e prismáticas, conforme o campo de tensões que lhes esteja associado

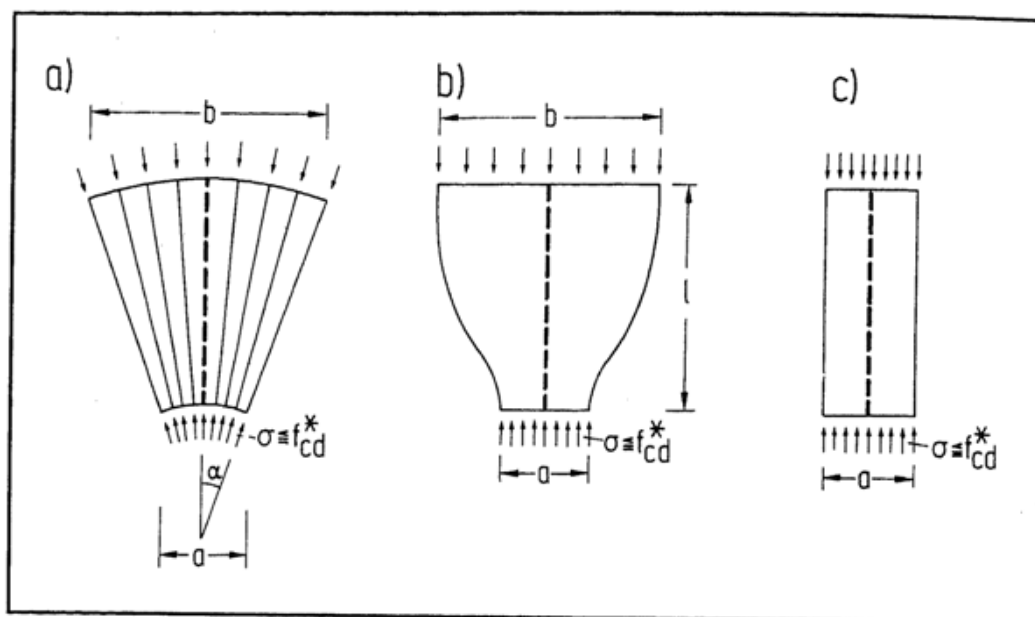


Fig. 9 – Campos de compressão: (a) leque; (b) garrafa; (c) prismático [3]

As escoras do tipo leque e prismáticas são definidas como não tendo esforços de tracção a nível transversal. As escoras prismáticas são as mais simples, tendo uma tensão constante ao longo do seu comprimento. A tensão é simplesmente obtida dividindo a resultante das forças pela área tensionada. São mais utilizadas em zonas B ou em zonas fronteiriças da zona D/aplicação de cargas.

As escoras do tipo leque (“fan struts”) têm uma variação de tensões hiperbólica ao longo do seu comprimento [12].

Ao contrário dos dois últimos casos apresentados, as escoras do tipo garrafa (“bottle shaped”) desenvolvem tensões de tracção a nível transversal. Este caso aparece, normalmente, entre 2 nós quando lhe é permitido pela geometria da peça.

A capacidade resistente destas escoras pode ser retirada de vários regulamentos, ou ainda de propostas de alguns autores. Neste trabalho irá ser usado o “fib bulletin 56: model code 2010” [4], proporcionando resultados muito parecidos com o do “Eurocódigo 2” [5]. Segundo a Fig. 10 é possível verificar 3 tipos de estados de tensão, uniaxial de compressão (a), compressão com tracções na direcção normal (b) e compressão com tracções numa direcção oblíqua (c). Cada um proporciona uma diferente tensão resistente.

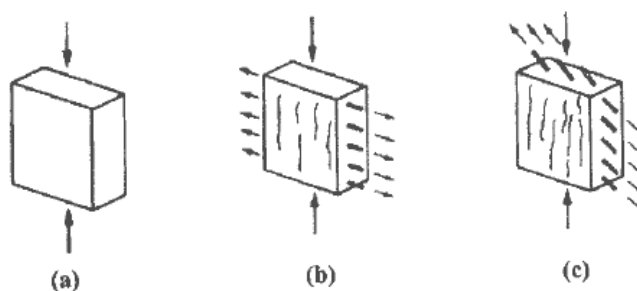


Fig. 10 – Vários estados de tensão para as escoras [4]

Para o dimensionamento das escoras, a resistência à compressão deve ser reduzida em relação à resistência do cilindro padronizado. O cálculo da tensão é dado pelo “fib 2010” [4]:

$$\sigma_{rd,max} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3)$$

Onde,

k_c = factor de redução

f_{ck} = valor característico da resistência à compressão uniaxial do betão

γ_c = coeficiente parcial de segurança para o betão

O factor k_c é então preponderante para a determinação da tensão máxima. Para uma escora com um estado de tensão uniaxial (ver Fig. 10 (a)) ou para regiões onde haja compressão transversal (o valor da resistência deve ser aumentado em zonas onde se verifique compressões multi-axiais), k_c é dado por:

$$k_c = 1.0 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (4)$$

Para escoras que tenham fendas paralelas à compressão e armadura perpendicular ao plano de carga (ver Fig. 10 (b)), vem:

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0.8 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (5)$$

Por último, escoras iguais às anteriores mas em que a armadura está disposta obliquamente, k_c é dado por (ver Fig. 10 (c)):

$$k_c = 0.55 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 0.55 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (6)$$

2.3.3. TIRANTES

Os tirantes representam as resultantes das tensões de tracção numa peça. Normalmente, são materializados na forma de varões de aço ou cabos de pré-esforço. Na aplicação deste modelo, não são consideradas as capacidades do betão para resistir à tracção, pelo facto da complexidade que envolve o reajustamento das tensões após fendilhação.

Um aspecto importante a ter em conta é o modo como é disposta a armadura, nomeadamente em termos do número de camadas de armadura. Esta disposição influencia directamente o tamanho do nó podendo, portanto, ser responsável por um aumento da capacidade resistente do nó em questão. Dois aspectos também importantes, mas não tão ligados à aplicação do método, é a amarração e o betão envolvente das armaduras. Ensaios realizados por vários autores mostram que por vezes estes dois aspectos, apesar de não serem considerados na aplicação do modelo de campos de tensões, provocam

a rotura da peça antes do esperado. Segundo o EC2 [5], é possível determinar os parâmetros mínimos de forma a garantir que a rotura não se verifique devido a estes 2 últimos aspectos.

Usando o mesmo código que foi usado para as escoras [4], definem-se nas seguintes equações as resistências a considerar para o aço.

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{para aço normal} \quad (7)$$

f_{yd} = valor de cálculo da tensão de cedência do aço

f_{yk} = valor característico da tensão de cedência do aço

γ_s = coeficiente parcial de segurança do aço

$$f_{pd} = \frac{f_{p0.1k}}{\gamma_s} \quad \text{para aço de pré esforço} \quad (8)$$

f_{pd} = valor de cálculo da tensão de cedência do aço de pré esforço

f_{yk} = valor de característico da tensão de cedência do aço de pré – esforço

No caso de uma estrutura pré-esforçada com os dois tipos de aço, as tensões iniciais no aço de pré-esforço têm de ser consideradas. Assim sendo, o valor de cálculo a usar na força de tracção é:

$$F_{td} = A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot (f_{pd} - \sigma_{p0}) \quad (9)$$

F_{td} = força de tracção de cálculo no aço

A_s = área de aço

A_p = área de pré esforço

σ_{p0} = tensão inicial no pré esforço

2.3.4. NÓS

Os nós são talvez os pontos mais condicionantes (críticos) na aplicação deste método. É necessário haver um conhecimento preciso da sua geometria, a fim de se conseguir determinar as capacidades resistentes do nó ao esmagamento. Um nó não é mais do que a intersecção entre 3 ou mais escoras ou tirantes, sendo os responsáveis por mudanças na direcção das forças.

Existem 3 tipos de nós, que são distinguidos consoante o tipo de tensões que chegam a cada nó.

- CCC
- CCT/CTT
- TTT

As siglas anteriores significam respectivamente, nó onde confluem apenas escoras (3 ou mais), nó onde existe a convergência de escoras de betão mas também existem tirantes e por fim os nós

compostos apenas por tirantes. O “C” e “T” vêm do inglês significando respectivamente, “compression” e “tension”.

Segundo Schlaich, J., Schäfer, K. e Jennewein, M [3], as Fig. 11 e 12 representam bem os 3 tipos de nós ilustrados anteriormente.

Na Fig. 11 (a1) e (a2) vê-se exemplos de nós CCC. Na mesma figura mas em (b1) a (b4), (c1) e (c2) podem ser observados nós do tipo CCT/CTT. Em (b3) e (b4) pode-se ainda visualizar alguns pormenores como por exemplo, o comprimento de amarração e o tipo de amarração que pode ser feito.

Por último em (d1) e (d2) tem-se 2 exemplos de nós TTT. Para a determinação da resistência dos nós são tidos em conta alguns critérios. Três factores que influenciam essa mesma resistência são [3]:

- A compressão transversal é favorável especialmente se actua em ambas as direcções, como é o caso de zonas cintadas. Esta cintagem é possível através de armadura transversal ou através do efeito natural do betão que circunda o campo de compressão localizado.
- Esforços de tracção e consequentes fendas são prejudiciais para a resistência do betão. As resistências verificadas podem até ser inferiores à resistência obtida pelo cilindro, caso hajam fendas muito próximas (provocadas por tensões transversais) que sejam aproximadamente paralelas à direcção principal de compressão. A redução da resistência é pouco significativa, caso as tensões transversais sejam resistidas por armaduras e as fendas sejam separadas consideravelmente.
- Fendas que não sejam paralelas às tensões de compressão são prejudiciais.

Por estas razões, a redução da capacidade resistente dos nós é necessária. Usando uma vez mais o “fib bulletin 56” [4], vêm as seguintes equações que fornecem a resistência máxima para cada caso.

$$\sigma_{rd,max} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (10)$$

Para nós CCC (ver Fig. 11 (a1) e (a2)), o factor k_c é dado por:

$$k_c = 1.0 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (11)$$

Para o caso dos nós CCT (ver Fig. 10 (b1)), k_c é igual a:

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{f_{ck}}\right)^{1/3} \leq 1.0 \quad (f_{ck} \text{ em MPa}) \quad (12)$$

Ainda segundo o “fib bulletin 56” [4], é considerado um aumento de 10% na resistência caso uma das seguintes 5 condições se verifique.

- É verificada a compressão tri-axial.
- O ângulo entre escoras e tirantes é superior a 55°.

- As tensões aplicadas nos apoios e nos pontos de carga são uniformes, e o nó está cintado por estribos.
- As armaduras estão dispostas em várias camadas.
- O nó é bem cintado através do tipo de amarração que é usado.

É ainda de realçar que a amarração da armadura começa no início do nó, devendo atravessá-lo todo. Em muitos casos este comprimento de amarração pode-se prolongar para além do nó.

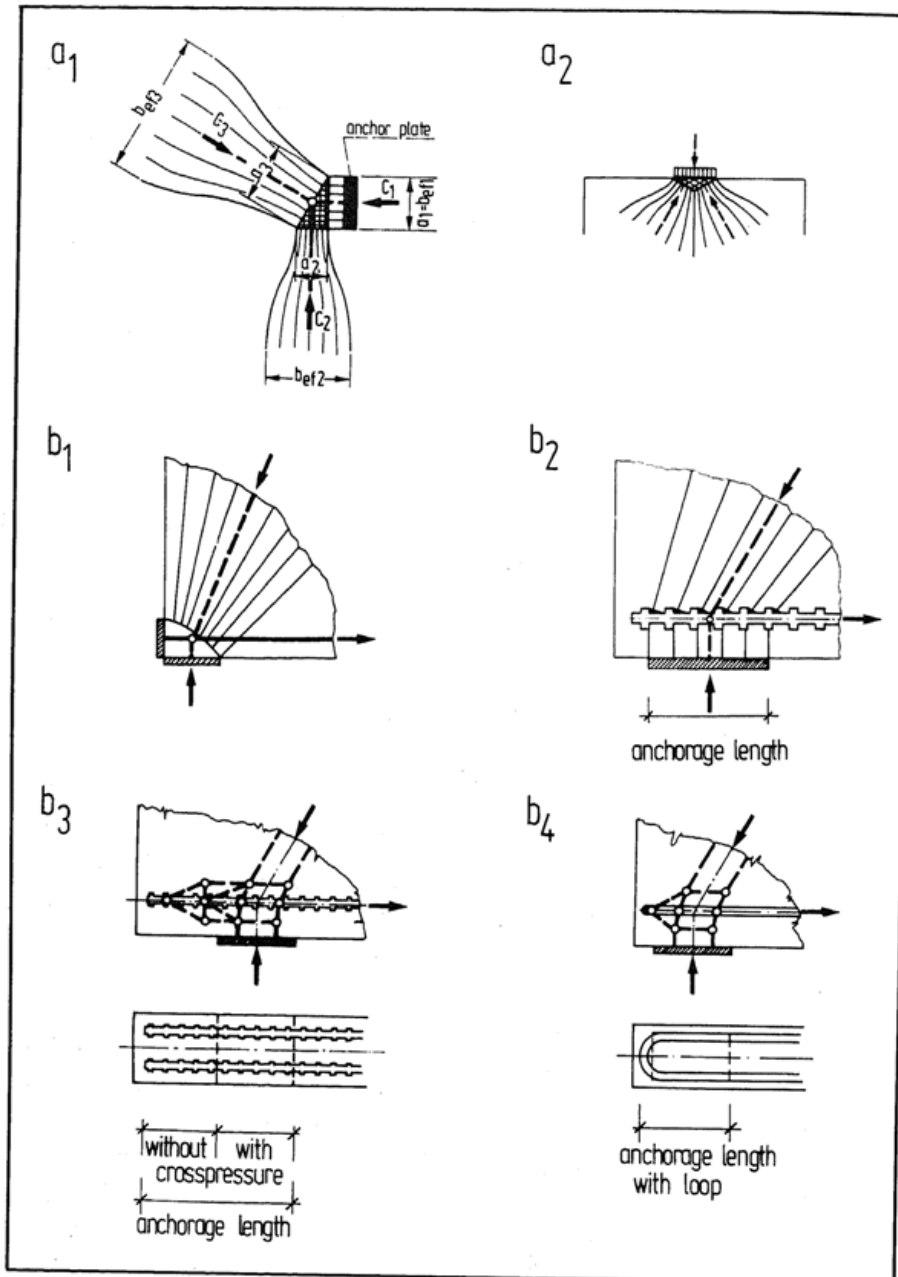


Fig. 11 – Exemplos de nós [3]

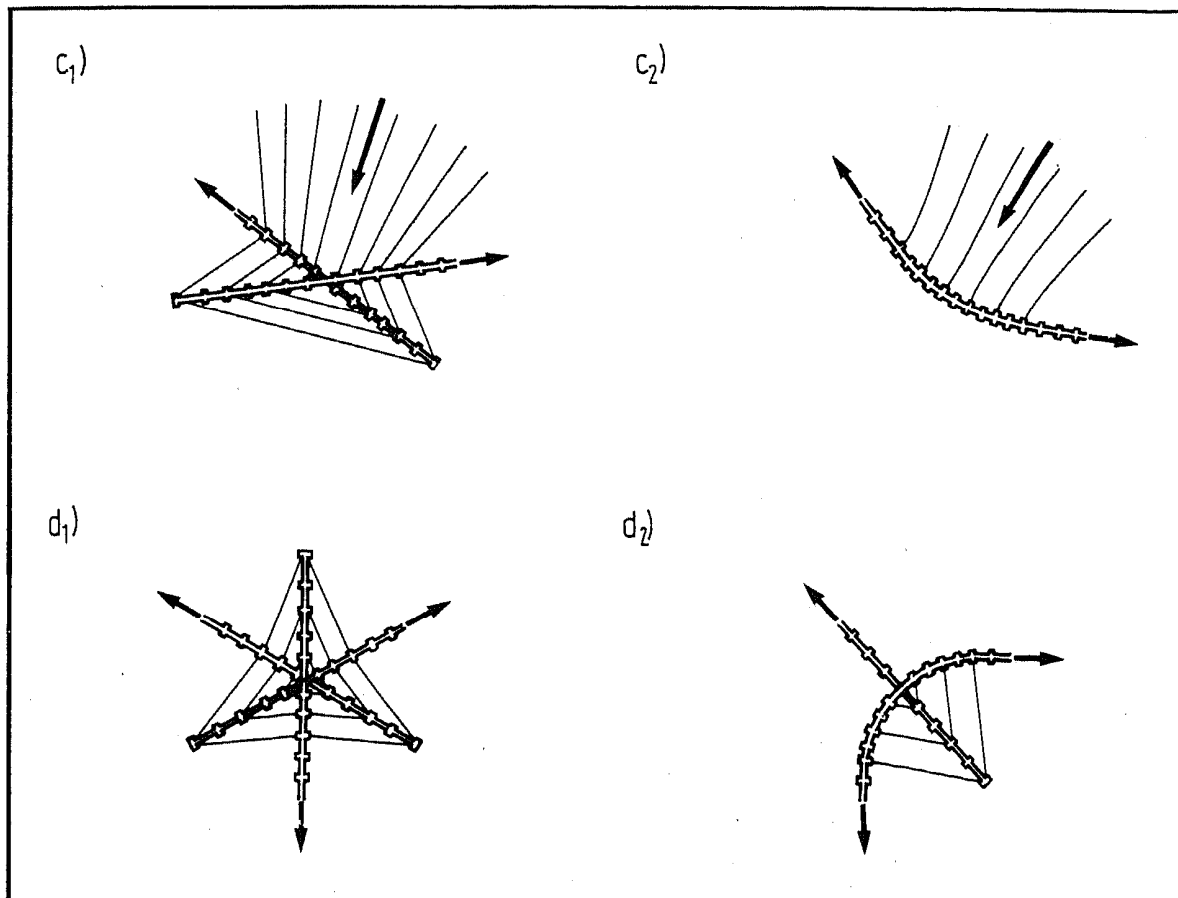


Fig. 12 – Mais exemplos de nós [3]

2.4. SOFTWARE DIANA

O DIANA é um programa de cálculo estrutural baseado no método dos elementos finitos. Para além das comuns análises elásticas, o programa permite ainda efectuar análises física e geometricamente não lineares.

Uma das grandes vantagens deste software é o facto de permitir a análise de uma grande variedade de fenómenos no domínio da Engenharia Civil. O programa é usado essencialmente em estruturas de betão armado, estando então preparado para a análise de fenómenos como a fissuração, plasticidade, fluência, cura do betão, temperatura e instabilidade.

Neste trabalho o DIANA irá ser usado para efectuar análises elásticas que irão permitir validar os modelos aqui usados, sendo aplicado no capítulo 3.

3

ANÁLISE DE ENSAIOS EXPERIMENTAIS

3.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo irá ser feito um estudo de dois elementos estruturais constituídos essencialmente por regiões de descontinuidade. Irá ser efectuada a comparação das cargas e modos de rotura calculados através de modelos de escoras e tirantes com as cargas e modelos de rotura observadas experimentalmente. Os resultados dos ensaios experimentais foram retirados da literatura.

3.2. VIGAS-PAREDE

O primeiro exemplo a estudar é uma viga-parede, exemplo que foi exaustivamente trabalhado por diversos autores, nomeadamente Leonhardt e Walther [11]. Esta mesma parede é igualmente abordada por Nunes, N., Lourenço, M e Almeida, J [7].

A viga-parede escolhida tem uma geometria rectangular 1600×1600×100 mm de betão, dois apoios inferiores com 160×100 mm, e uma carga distribuída uniforme aplicada na parte superior. A armadura é constituída por oito varões de oito milímetros de diâmetro na base da peça (4×2Ø8) e ainda uma malha quadrada de 6Ø5 disposta na direcção vertical e 7Ø5 na direcção horizontal. A Fig. 13 ilustra a parede em questão.

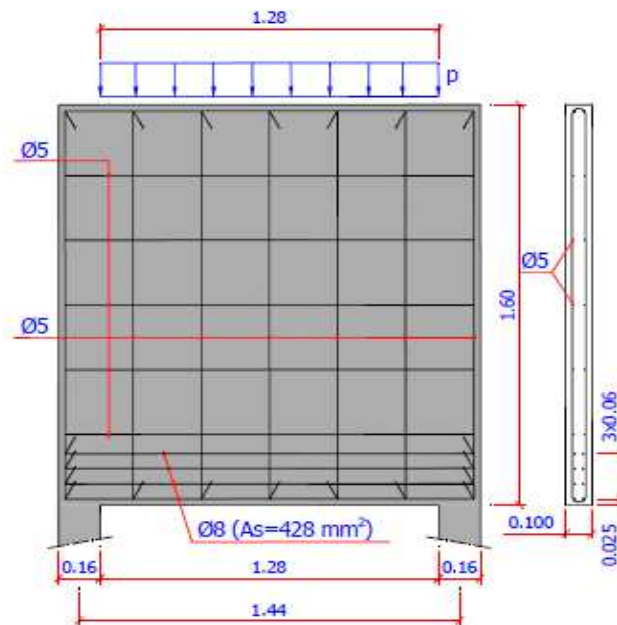


Fig. 13 – Viga-parede, carregamento e geometria [7]

Segundo os testes de Leonhardt e Walther [11], as características mecânicas do betão e do aço vêm expressas na tabela 1.

Tabela 1 – Características mecânicas dos materiais da viga-parede.

	MPa
f_y	419
E_s	205000
f_c	28
E_c	31000

Todas as comparações efectuadas neste capítulo são baseadas nos valores médios e não nos de cálculo. Pretende-se através das armaduras utilizadas e consequente secções de betão, alcançar a carga última, processo este inverso do usado aquando do dimensionamento de uma nova peça. O processo de dimensionamento irá ser usado no capítulo 4 do presente trabalho.

Inicia-se então pela escolha do modelo de escoras e tirantes a usar. A Fig. 14 descreve dois possíveis modelos a utilizar (linhas verde representam os tirantes e a vermelho as escoras).



Fig. 14 – Dois modelos possíveis a adoptar para o modelo de escoras e tirantes

A escolha cai no modelo que necessita de menos armadura. Segundo Schlaich [13], o modelo escolhido é o que tem uma menor energia de deformação (ver equação 2). Como se desprezam as deformações do betão (visto serem muito pequenas comparadas com as do aço), o modelo escolhido é o que tem menor comprimento de tirantes. Sem necessidade de cálculos, verifica-se apenas por observação que o primeiro modelo da Fig. 14 é o mais adequado.

A Fig. 15 mostra o campo de tensões para o modelo escolhido.

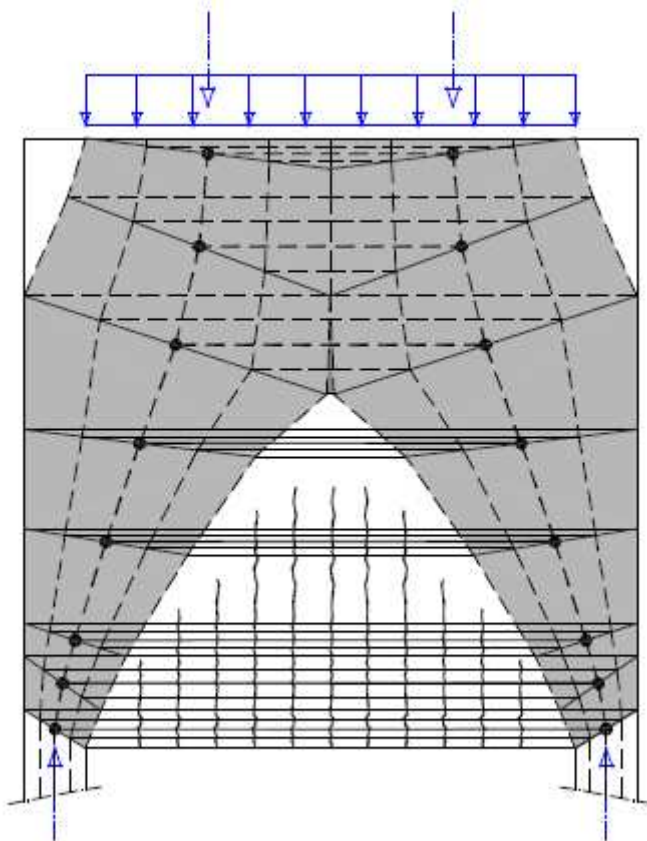


Fig. 15 – Campo de tensões de escolhido para a viga-parede [7]

Constata-se que as escoras oblíquas estão associadas a um campo e tensões em forma de leque, sendo então as tensões tanto maiores quanto menor for a abertura. Conclui-se desde já, que um dos pontos críticos será junto aos apoios. Um outro dado que irá servir como termo de comparação será as tensões elásticas, retiradas facilmente de um programa de cálculo automático usando o método dos elementos finitos. A Fig. 16 fornece esse mesmo mapa de tensões na peça, em fase elástica, pela forma de vectores.

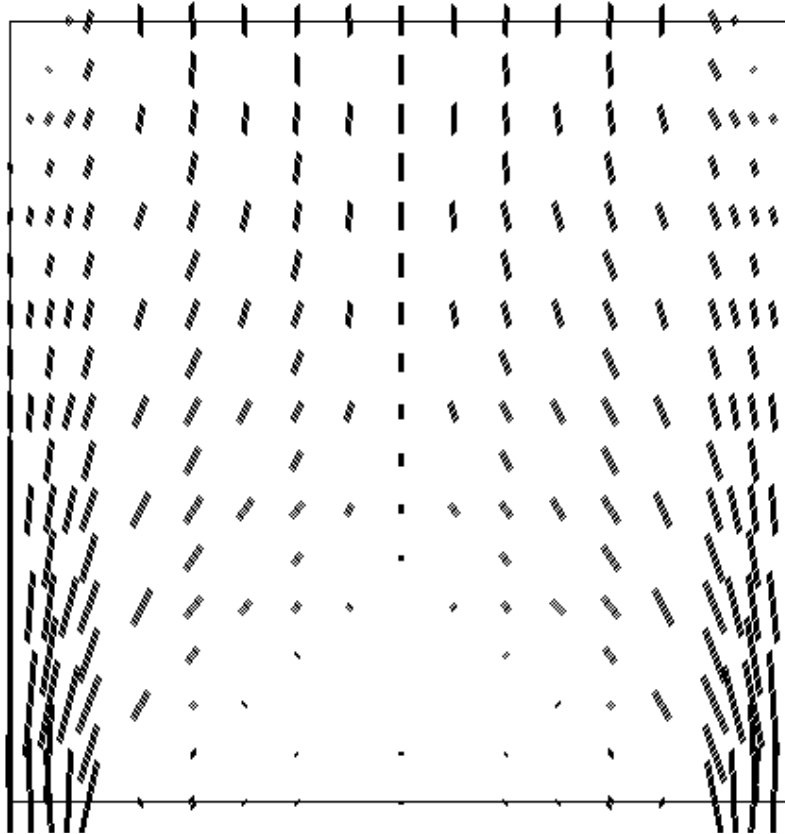


Fig. 16 – Campo de tensões de compressão na viga-parede, na forma de vectores

A utilização destes mapas serve essencialmente para verificar se a opção tomada relativamente ao modelo foi a mais correcta. Contudo, pode-se ainda retirar as tensões no eixo de simetria da peça, dando uma ideia de onde se localizam as resultantes.

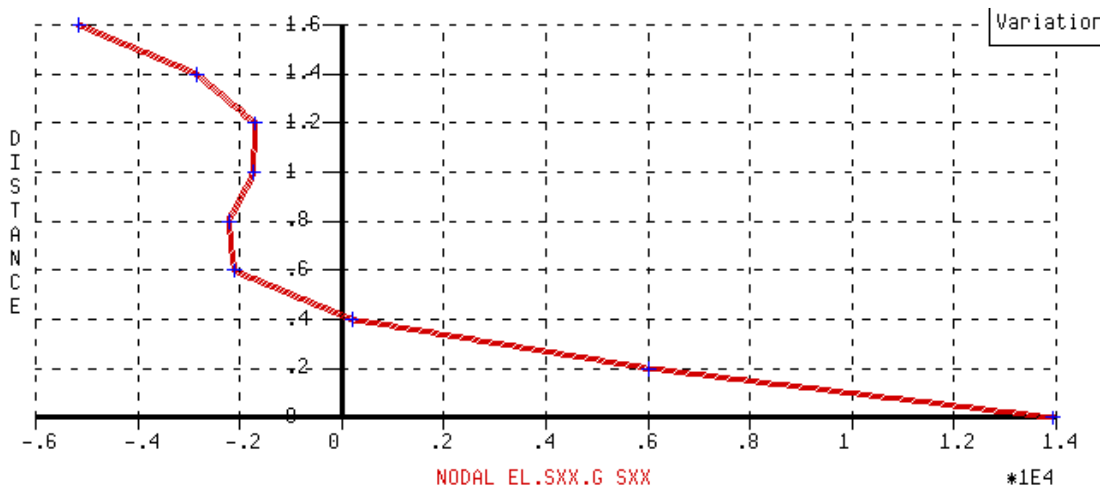


Fig. 17 – Tensões no eixo de simetria da peça

Esta informação é relevante para determinação do braço interno das forças, em situação elástica, informação esta que permite ter uma ideia onde estão as resultantes que dão origem aos binários. Mais uma vez, este é um procedimento mais usado em dimensionamento, e quanto maior é o braço interno das forças maior é a fendilhação na peça, logo existe um reajustamento das tensões. Este reajustamento leva com que o diagrama visto na Fig. 16 seja bastante diferente. Aqui, como se trata de uma verificação da capacidade resistente da peça, usa-se a escora horizontal o mais afastado possível do tirante, dando origem ao máximo braço z sem que haja esmagamento do betão na escora horizontal. Um outro factor a ter em conta na escolha deste braço é a ductilidade do betão.

Segundo a imagem seguinte, Fig. 18, consegue-se visualizar as incógnitas que são necessárias determinar e ainda a identificação dos nós (A, B e C).

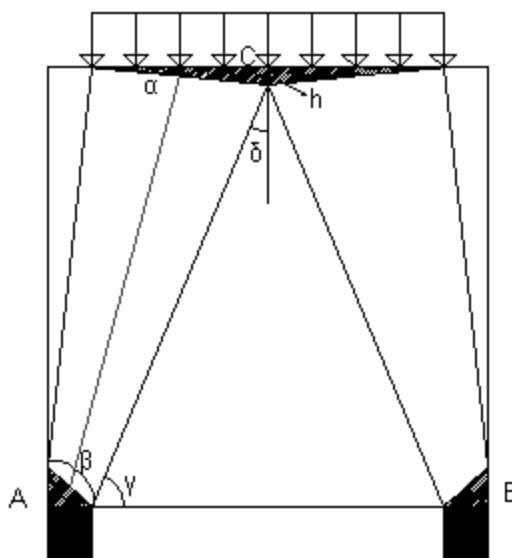


Fig. 18 – Campo de tensões mostrando as incógnitas a determinar

Para a determinação de h é necessário igualar a força no aço com a força no betão. Por questões de simplificação no cálculo, não se considera as armaduras adicionais tanto em xx como em yy . Mostra-se em seguida, pela Eq. 13, o cálculo de h .

$$F_c = F_s \quad (13)$$

$$f_y \times A_s = f_c \times h \times \text{espessura}_{\text{parede}}$$

$$490000 \times 8 \times \frac{\pi \times 0.008^2}{4} = 28000 \times h \times 0.1$$

$$h = 0.06m$$

Este h é então o mínimo possível para não haver esmagamento de betão na escora horizontal (estando também as armaduras em cedência).

Tendo h determinado, é possível determinar as outras incógnitas da Fig. 18.

$$\alpha = \arctg\left(\frac{0.06}{\frac{1.6}{2} - 0.16}\right) = 5.36^\circ$$

$$\gamma = \arctg\left(\frac{1.6 - 0.06}{\frac{1.6}{2} - 0.16}\right) = 67.43^\circ$$

$$\delta = \arctg\left(\frac{0.64}{1.54}\right) = 22.57^\circ$$

A inclinação da escora inclinada é a média entre o ângulo β e γ . Como ainda não é sabido a altura do nó no apoio, não é possível determinar β .

De seguida determina-se a altura do braço interno das forças. Para esta determinação, considera-se um recobrimento de 25mm e um espaçamento entre armaduras igual a 20mm. A Fig. 19 juntamente com a equação 14 descrevem a determinação do braço.

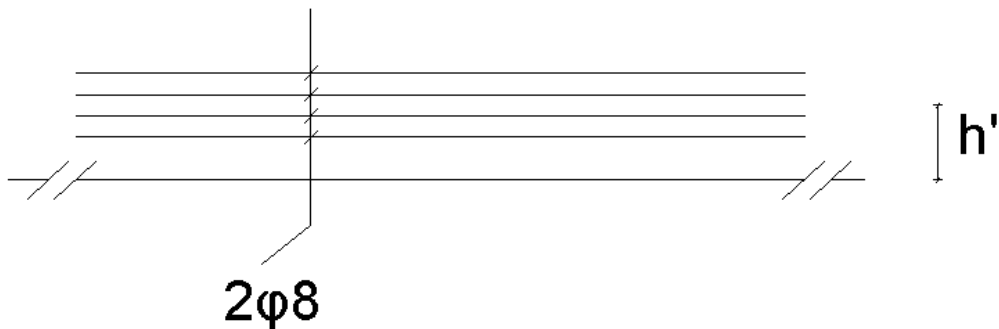


Fig. 19 – Pormenor do cálculo do centróide das armaduras

$$h' = 2 \times 0.008 + 0.020 + \frac{0.020}{2} + 0.025 = 0.071m \quad (14)$$

Tendo sido determinado h' facilmente se retira o z sendo este a resultante da subtracção do H (altura total da peça) com h' e $h/2$ (h = altura da escora horizontal no eixo de simetria). O momento resistente é assim dado pela Eq. 15.

$$M_r = F_c \times z \quad (15)$$

$$z = 1.6 - \frac{0.06}{2} - 0.071 = 1.499m$$

$$F_c = f_c \times A_c = 28000 \times 0.06 \times 0.1 = 168 \text{ kN}$$

$$M_r = 168 \times 1.499 = 251.83 \text{ kN.m}$$

Agora tem-se todos os dados para o cálculo de β , completando-se assim a Fig. 18.

$$\beta = \arctg\left(\frac{1.6 - 2 \times h'}{0.16}\right) = 83.74^\circ$$

Sendo assim, a média entre γ e β fica:

$$\text{média} = \frac{83.74 + 67.43}{2} = 75.59^\circ$$

Com estes dados fica-se a saber a força máxima na escora horizontal e a força com que as armaduras estão em cedência. Visto isto, resta fazer uma análise nó-a-nó (método dos nós), onde é possível determinar as reacções máximas e consequente carga última.

A Fig. 20 e as seguintes equações mostram este cálculo.

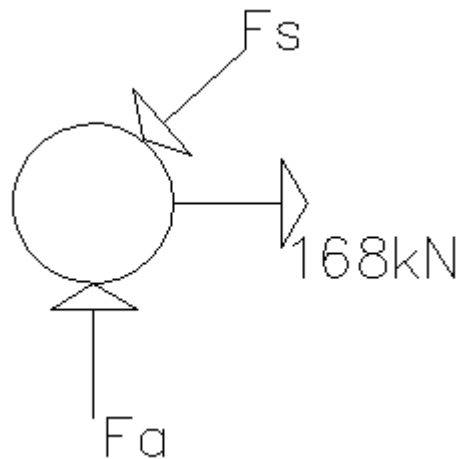


Fig. 20 – Pormenor do nó A, segundo uma perspectiva de método dos nós

Equações de equilíbrio,

$$\begin{cases} \Sigma F_h = 0 \Rightarrow 168 - \cos(75.59) \times F_s = 0 \Rightarrow F_s = 675.08 \text{ kN} \\ \Sigma F_v = 0 \Rightarrow F_a - 675.08 \times \sin(75.59) = 0 \Rightarrow F_a = 653.84 \text{ kN} \end{cases}$$

O próximo passo consiste na verificação dos nós. Como se concluiu anteriormente, o nó A é o mais gravoso sendo a verificação feita apenas para este ponto. Torna-se então necessário determinar a geometria do nó. A Fig. 21 mostra o nó A.

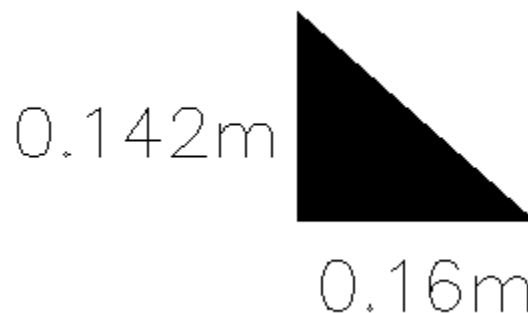


Fig. 21 – Pormenor do nó A

A hipotenusa é facilmente retirada pela aplicação directa do teorema de Pitágoras. Esta hipotenusa é uma simplificação da realidade pois o seu formato deveria ser uma hipérbole. Esta simplificação, para além de simplificar o cálculo ao projectista, está também do lado da segurança pelo facto de obter-se resistências menores para o betão.

$$\text{hipotenusa} = \sqrt{0.16^2 + 0.142^2} = 0.214m$$

Por conseguinte, obtém-se a tensão na escora (Eq. 16).

$$\sigma_{escora} = \frac{F_s}{A} = \frac{675.08}{0.214 \times 0.1} = 31.5 \text{ MPa} \quad (16)$$

A tensão resistente na escora é dada pelas equações (3) e (5), considerando-se assim que esta região está convenientemente cintada. Nas equações usadas é substituído f_{ck} por f_{cm} , pelo facto de se estar a fazer verificações e sendo assim usados os valores médios. Também não é usado o factor de segurança.

$$\sigma_{r,max} = k_c \times f_{cm} \quad (17)$$

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{28}\right)^{1/3} = 0.77 < 0.8 \Rightarrow k_c = 0.77$$

$$\sigma_{r,max} = 0.77 \times 28 = 21.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{escora} \leq \sigma_{r,max}$$

$$31.5 > 21.56 \quad KO$$

Face a este cenário, é necessário refazer o cálculo anterior mas agora pela ordem inversa. A Fig. 22 e as seguintes equações ilustram esse mesmo cálculo.

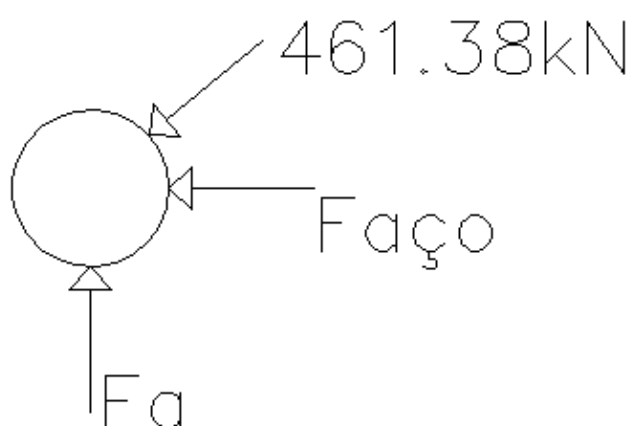


Fig. 22 – Pormenor do nó A, segundo as novas imposições

$$f_{cm} = \frac{F_s}{A} \Rightarrow 21560 = \frac{F_s}{0.214 \times 0.1} \Rightarrow F_s = 461.38kN$$

$$\begin{cases} \Sigma F_h = 0 \Rightarrow F_{a\zeta o} - 461.38 \times \cos(75.59) = 0 \Rightarrow F_{a\zeta o} = 114.82kN \\ \Sigma F_v = 0 \Rightarrow -461.38 \times \sin(75.59) + F_a = 0 \Rightarrow F_a = 446.87kN \end{cases}$$

Torna-se agora necessário verificar a capacidade resistente do nó A. Segundo as equações (10) e (12), novamente para valores médios, determina-se a tensão máxima deste nó CCT.

$$\sigma_{r,max} = k_c \times f_{cm}$$

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{28}\right)^{1/3} = 0.77 \leq 1$$

$$\sigma_{r,max} = 0.77 \times 28 = 21.56MP$$

Verifica-se que o do nó A é igual ao da escora. Pelo equilíbrio do nó A mostrado anteriormente tem-se,

$$\sigma_{r,max} = \frac{F_s}{A} \Rightarrow F_s = 461.38kN$$

$$\begin{cases} \Sigma F_h = 0 \Rightarrow F_{a\zeta o} = 114.82kN \\ \Sigma F_v = 0 \Rightarrow F_a = 446.86kN \end{cases}$$

Como termo de curiosidade determina-se a tensão na armadura.

$$\sigma_{a\zeta o} = \frac{F_{a\zeta o}}{A_{a\zeta o}} = \frac{114.82}{428 \times 10^{-6}} = 268.3MPa \leq f_y$$

Prova-se, portanto, que a armadura em carga máxima para este modelo encontra-se a cerca de 50% da tensão de cedência.

Multiplicando a força nos apoios por dois, $F_a \times 2$, obtemos a carga máxima possível condicionada pelo esmagamento do betão no nó A.

$$P_{\acute{u}ltimo} = 2 \times F_a = 2 \times 446.86 = 893.72kN$$

$$Q_{\text{último}} = \frac{893.72}{1.28} = 698.22 \text{ kN/m}$$

Tendo estes resultados, permite fazer uma comparação quantitativa com os obtidos na experiência. As equações seguintes mostram esses mesmos rácios.

$$\frac{P_{\text{último}}}{P_{\text{experiência}}} = \frac{893.72}{1290} = 69.3\%$$

Com estes resultados conclui-se que com o modelo escolhido, e conseqüente carga última ronda os 70%, valor este não muito satisfatório. Segundo Nunes, N., Lourenço, M. e Almeida, J [7], concluiu-se que a tensão junto aos apoios era cerca de 20% superior àquela esperada pela resistência do betão usado. Isto deveu-se à pormenorização da amarração das armaduras (laços em U), dando um maior confinamento nesta área. Um outro pormenor foi o facto de não ter sido considerada uma armadura secundária usada na viga. Serve a anterior análise como meio de explicação para o facto de se obter um valor reduzido do rácio entre a carga última, e a obtida pela experiência.

A título de curiosidade académica, determina-se a classe de betão que seria necessária para originar uma carga última no modelo igual à carga última da experiência. O valor obtido seria sem considerar os efeitos benéficos do confinamento do betão.

$$\frac{P_{\text{último}}}{P_{\text{experiência}}} = 1 \Rightarrow P_{\text{último}} = P_{\text{experiência}} = 1290 \text{ kN}$$

$$F_a = \frac{P_{\text{último}}}{2} = 645 \text{ kN}$$

Voltando a fazer o equilíbrio do nó A fica,

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -F_s \times \sin(75.59) + 645 = 0 \Rightarrow F_s = 665.95 \text{ kN}$$

$$\sigma_{R,\text{máx.}} = \frac{F_s}{A} \Rightarrow \sigma_{R,\text{máx.}} = \frac{665.95}{0.214 \times 0.1} = 31119 \text{ kPa}$$

Como o valor condicionante é a resistência do nó A, a tensão máxima do suposto betão seria,

$$\sigma_{R,\text{máx.}} = 0.77 \times f_{cm} \Rightarrow f_{cm} = 40.4 \text{ MPa}$$

O valor esperado para a classe de betão, em caso de haver uma conexão perfeita entre modelo e experiência, seria de cerca de 40 MPa de tensão média.

3.3. VIGA COM CARGA JUNTO AO APOIO

O segundo caso estudado pretende reproduzir as carlingas de apoio das vigas longitudinais (longarinas) de pontes, dando origem a zonas de descontinuidade bem peculiares. A Fig. 23 ilustra a situação em questão.

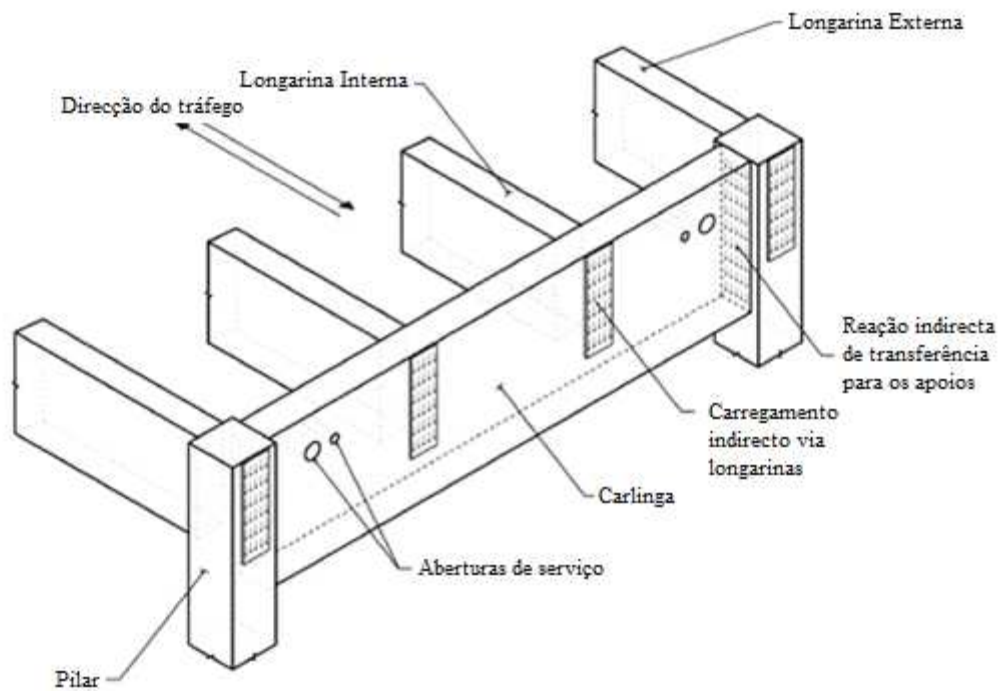


Fig. 23 – Ilustração do segundo caso estudado [8]

Este tipo de estrutura foi muito usada nos anos 50 nos Estados Unidos durante a expansão das auto-estradas. Com o passar dos anos, devido ao aumento exponencial do tráfego estas estruturas passaram a exibir fendas e sinais de funcionamento inadequado em condições de serviço [8]. Devido a esta situação, tornaram-se alvo de um profundo estudo. Neste trabalho vai ser alvo de análise um tipo destas vigas, como mostra a Fig. 24.

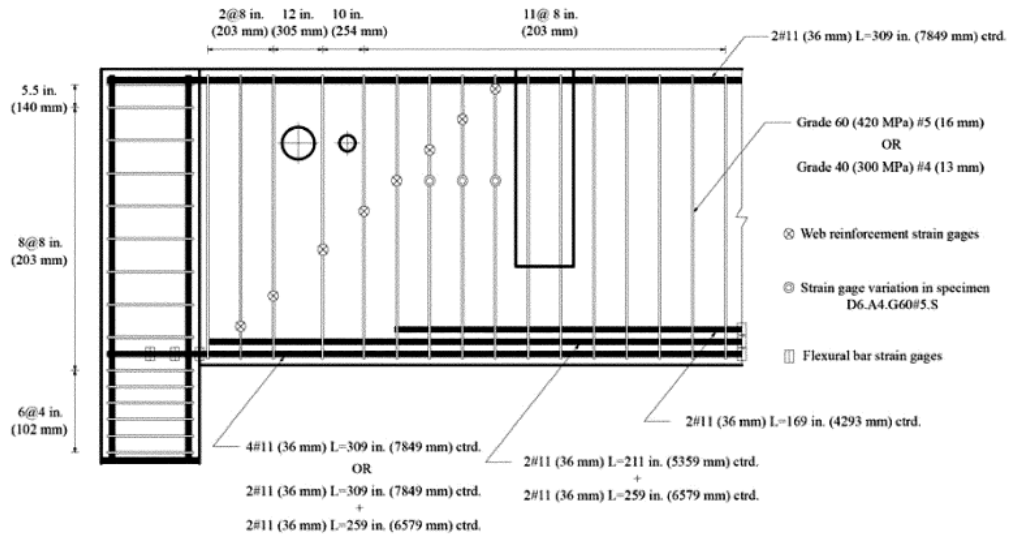


Fig. 24 – Representação da viga a ser alvo de estudo [8]

Em termos de material foi usado um betão fabricado com base nos códigos da época, sendo todos os outros parâmetros iguais aos usados na altura. Alguns critérios aqui usados encontram-se, hoje em dia, completamente inadequados ou mesmo proibidos pelos actuais regulamentos. A Fig. 25 mostra o modo como estas vigas foram carregadas através de um actuador hidráulico.

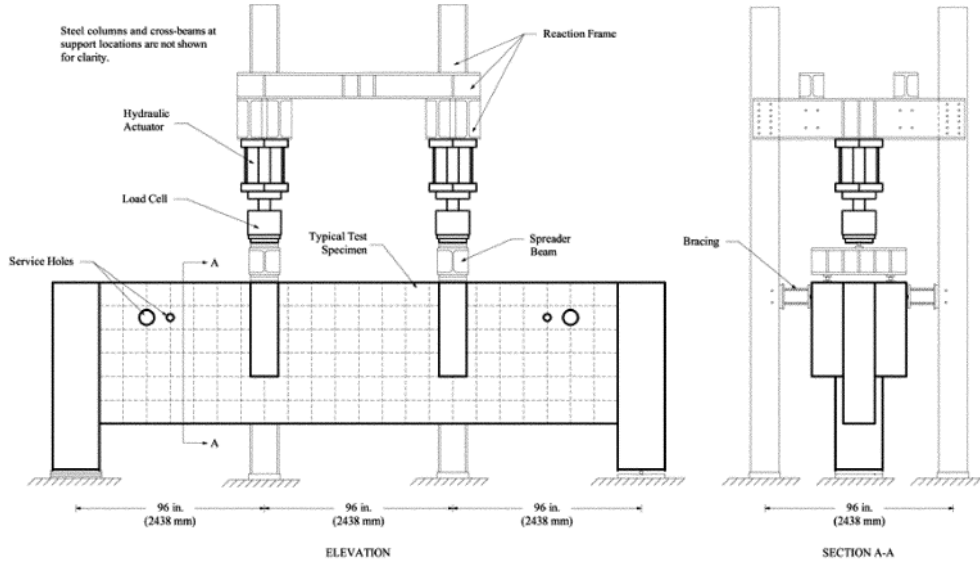


Fig. 25 – Modo de carregamento da viga [8]

A aplicação das cargas representa a transferência de forças a partir das vigas principais (as que suportam o tabuleiro), para o elemento de suporte em estudo (bent caps). A passagem das forças destas vigas para os pilares deste elemento de suporte, é feita através da mobilização da resistência ao corte destes elementos.

Inicia-se agora o cálculo desta viga usando modelos de campos de tensões (escoras e tirantes), mostrando-se em seguida a idealização para essa mesma situação.

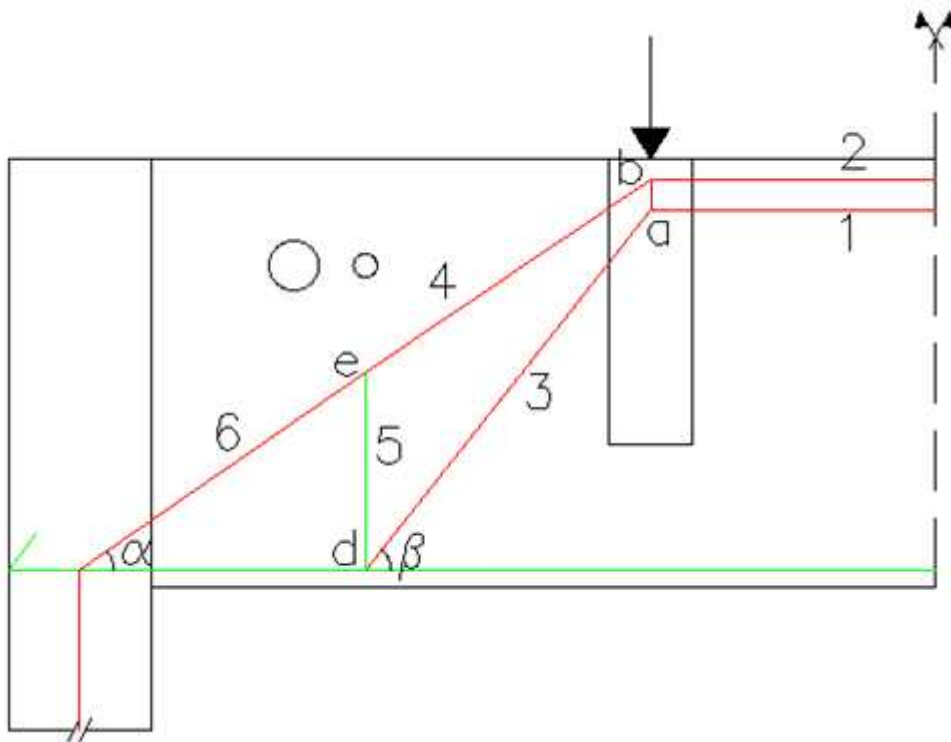


Fig. 26 – Idealização do modelo de escoras e tirantes

Esta viga foi designada por **D6.A4.G60#5.S**, em que o f'_c e f_y (da armadura longitudinal e transversal) são, respectivamente, 26.7, 490 e 429 MPa. O modelo de equilíbrio representado acima é válido para cargas junto aos apoios, em que a/z está compreendido entre 0.5 e 2, sendo a a distância entre o ponto de aplicação da carga e o apoio, e z a altura do braço interno das forças. Com o cálculo posterior de z vai ser possível verificar esta condição. A largura da secção é de 0.406m. É ainda considerado um recobrimento de 25mm e um espaçamento entre armaduras de 36mm.

Aborda-se o problema considerando que as armaduras longitudinais estão em cedência, igualando esta força à da escora de betão horizontal, obtendo-se assim a largura mínima necessária da escora para que o betão não esmague, b_{w1} . Em seguida mostra-se o cálculo dessas alturas.

Altura da escora 1,

$$F_c = F_s$$

$$f_c \times b_v \times b_{w1+2} = f_y \times A_s$$

$$26700 \times 0.406 \times b_{w1+2} = 490000 \times 8 \times \pi \times 0.018^2$$

$$b_{w1+2} = 0.368m$$

Altura da escora 2,

$$\begin{aligned}
 F_c &= F_s \\
 f_c \times b_v \times b_{w2} &= f_y \times A_s \\
 26700 \times 0.406 \times b_{w2} &= 490000 \times 4 \times \pi \times 0.018^2 \\
 b_{w2} &= 0.184m
 \end{aligned}$$

Segundo Lobo, P., Lourenço, M. e Almeida, J. [6], propõem-se a divisão da carga aplicada. A Fig. 27 ilustra essa mesma divisão.

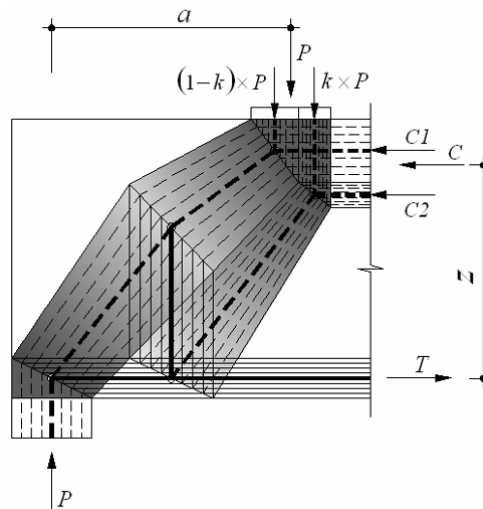


Fig. 27 – Idealização do modelo de campo de tensões para o caso de uma carga aplicada junto ao apoio

O valor de **k** apresentado na Fig. 27, é dado pelo fib [4]:

$$k = \frac{(2 \times a^2 / z - 1)}{3} \quad (18)$$

Sendo,

a = distância entre a carga aplicada e o apoio

z = braço interno das forças

Tendo sido anteriormente calculadas as alturas das escoras horizontais, falta apenas determinar a altura do centróide das armaduras para se saber o **z**. Em seguida mostra-se o cálculo desse mesmo centróide.

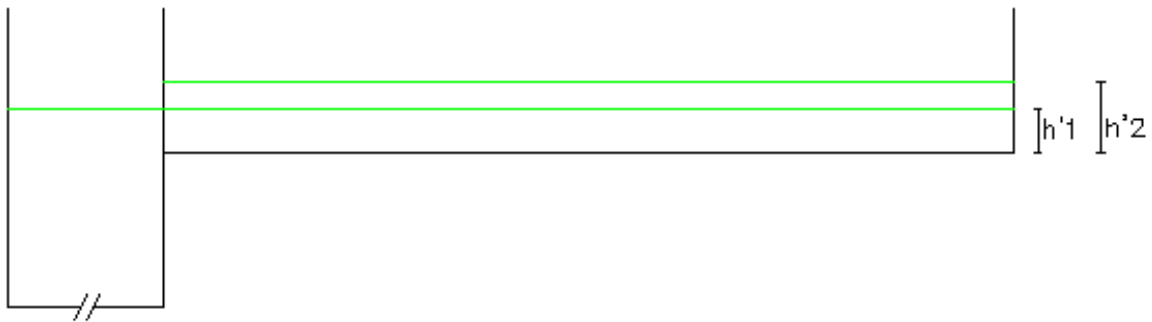


Fig. 28 – Pormenor das armaduras

$$h'_1 = 25 + 18 = 43mm$$

$$h'_2 = 43 + 18 + 36 + 18 = 115mm$$

$$m\u00e9dia = \frac{43 + 115}{2} = 79mm$$

Passa-se ent\u00e3o ao c\u00e1lculo de z , a/z e conseq\u00fcente k .

$$z = 1.829 - \frac{0.368}{2} - 0.079 = 1.566m$$

$$a/z = \frac{2.438}{1.566} = 1.56 > 0.5 \wedge < 2 \quad OK$$

$$k = \frac{(2 \times 1.56 - 1)}{3} = 0.707$$

Das inc\u00f3gnitas da Fig. 26 a \u00fanica pass\u00edvel de ser calculada \u00e9 o β .

$$\beta = \arctg\left(\frac{1.566 - 0.184 - \frac{0.184}{2}}{1.219}\right) = 46.62^\circ$$

Com os dados anteriores, passa-se ao c\u00e1lculo n\u00f3-a-n\u00f3.

N\u00f3 A,

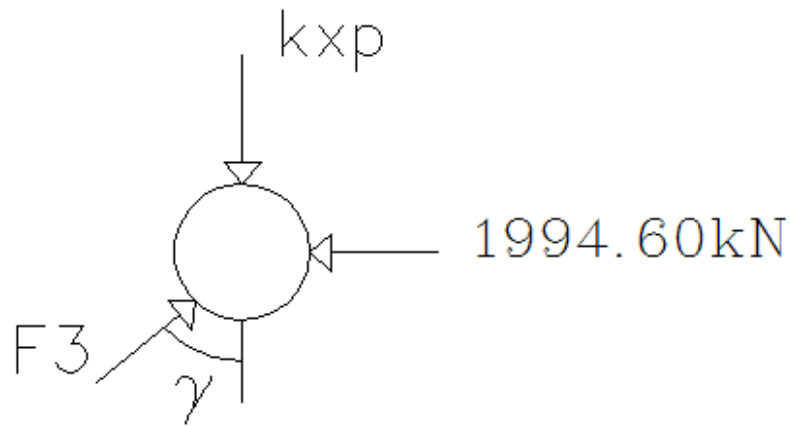


Fig. 29 – Pormenor nó A

$$\gamma = 180 - \beta - 90 = 43.38^\circ$$

$$\begin{cases} \sum F_h = 0 \Rightarrow 1994.60 - F_3 \times \sin(43.38) = 0 \Rightarrow F_3 = 2904.05 \text{ kN} \\ \sum F_v = 0 \Rightarrow 2904.05 \times \cos(43.38) - 0.707 \times P = 0 \Rightarrow P = 2985.44 \text{ kN} \end{cases}$$

Nó B,

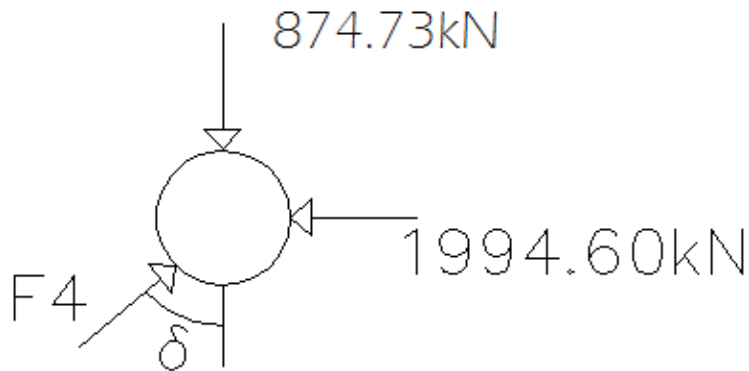


Fig. 30 – Pormenor nó B

$$\begin{cases} F_4 = \sqrt{874.73^2 + 1994.60^2} = 2177.98 \text{ kN} \\ \sum F_h = 0 \Rightarrow -1994.60 + 2177.98 \times \sin(\delta) = 0 \Rightarrow \delta = 55.44^\circ \end{cases}$$

Antes de se calcular os restantes nós, determina-se a distância vertical entre os pontos **b** e **e** (δ_x) e o respectivo ângulo α .

$$\delta_x = \tan(90 - \delta) \times 1.219 = 0.840\text{m}$$

$$\alpha = \arctg\left(\frac{z - \delta_x + \frac{0.184}{2}}{1.219}\right) = 33.86^\circ$$

Nó D,

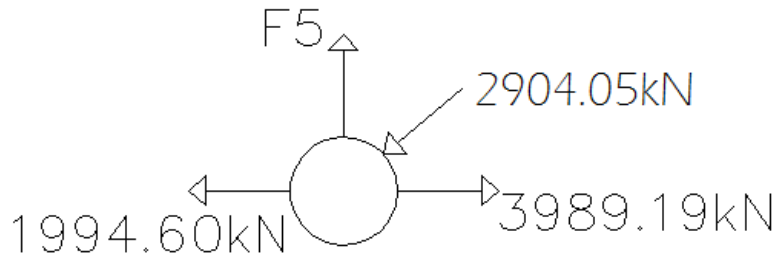


Fig. 31 – Pormenor nó D

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow F_5 - 2904.05 \times \sin(46.62) = 0 \Rightarrow F_5 = 2110.71\text{kN}$$

Encontrada a força nos estribos é possível saber em que estado de tensão é que se encontram. A área é encontrada contando o número de estribos pela Fig. 24 (aqueles que entre o apoio e o ponto de aplicação da carga, estão realmente a ser solicitados), multiplicada por dois pelo facto destes darem a volta à secção e por fim multiplicar pela secção de cada varão ($\phi=16\text{mm}$).

$$A_{estribos} = 2 \times 8 \times \pi \times 0.008^2 = 0.003217\text{m}^2$$

$$\sigma_{estribos} = \frac{F_5}{A_{estribos}} \quad (19)$$

$$\sigma_{estribos} = \frac{2110.71}{0.003217} = 656\text{MPa} > 429\text{MPa} \quad KO$$

Isto faz com que uma das premissas do teorema do limite inferior não se cumpra. É necessário, portanto, reformular as condições iniciais. Conclui-se ainda que a rotura não ocorre por flexão, na medida em que a carga que leva à cedência das armaduras longitudinais não consegue ser equilibrada pelos estribos.

Numa segunda tentativa, considera-se a armadura transversal em cedência, partindo daí o cálculo até obter P. É necessário, então, determinar a força nos estribos que leva com que estes estejam em cedência.

$$F_5 = f_y \times A_{estribos}$$

$$F_5 = 429000 \times 0.003217 = 1380.09\text{kN}$$

Numa primeira iteração do método dos nós, vai-se considerar o ângulo β igual ao anterior, factor esse que não é realista pois β varia em função de z . Depois de se calcular as alturas das escoras, e respectivo z , refaz-se o cálculo com o correcto β .

Nó D,

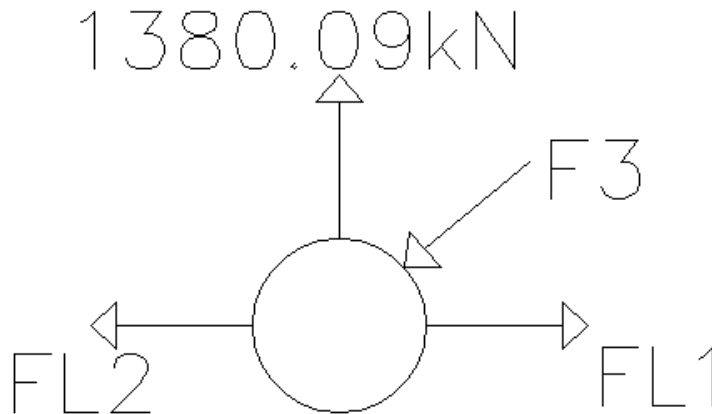


Fig. 32 – Pormenor nó D

$$\begin{aligned} \sum F_v = 0 &\Rightarrow 1380.09 - F_3 \times \sin(46.62) = 0 \Rightarrow F_3 = 1898.82kN \\ \left\{ \begin{aligned} \sum F_h = 0 &\Rightarrow -1898.82 \times \cos(46.62) + F_{l1} - F_{l2} = 0 \\ F_{l1} &= 2 \times F_{l2} \end{aligned} \right. \\ &\begin{cases} F_{l1} = 2608.35kN \\ F_{l2} = 1304.17kN \end{cases} \end{aligned}$$

Portanto, igualando F_{li} às respectivas escoras horizontais obtém-se as alturas destas (b_{wi}).

$$\begin{aligned} F_{l1} &= F_{c1+2} \\ 2608.35 &= 26700 \times 0.406 \times b_{w1+2} \\ b_{w1+2} &= 0.241m \\ b_{w2} &= \frac{b_{w1+2}}{2} \Rightarrow b_{w2} = 0.120m \end{aligned}$$

Com isto retira-se o novo braço interno z e o novo β .

$$\begin{aligned} z &= 1.829 - \frac{0.241}{2} - 0.079 = 1.630m \\ \beta &= \arctg\left(\frac{1.630 - \frac{0.120}{2}}{1.219}\right) = 52.17^\circ \end{aligned}$$

Numa segunda iteração do nó D mas com o correcto valor de β fica,

$$\begin{cases} F_3 = 1747.32kN \\ F_{l1} = 2143.34kN \\ F_{l2} = 1071.67kN \end{cases}$$

Fazendo também as mesmas igualdades determina-se os b_{wi} .

$$\begin{cases} b_{w1+2} = 0.198mm \\ b_{w2} = 0.099mm \end{cases}$$

Poder-se-ia efectuar mais iterações obtendo-se assim uma maior precisão. Contudo, a precisão às décimas é suficiente para o caso em estudo. Tendo isto, retira-se o novo valor de k .

$$\frac{a}{z} = \frac{2.438}{1.630} = 1.50$$

$$k = \frac{(2 \times 1.50 - 1)}{3} = 0.67$$

Pode-se assim calcular os restantes nós.

Nó A,

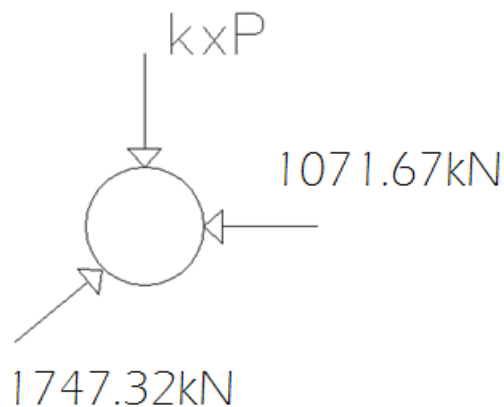


Fig. 33 – Pormenor nó A

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow 1747.32 \times \sin(52.17) - 0.67 \times P = 0 \Rightarrow P = 2059.84kN$$

Nó B,

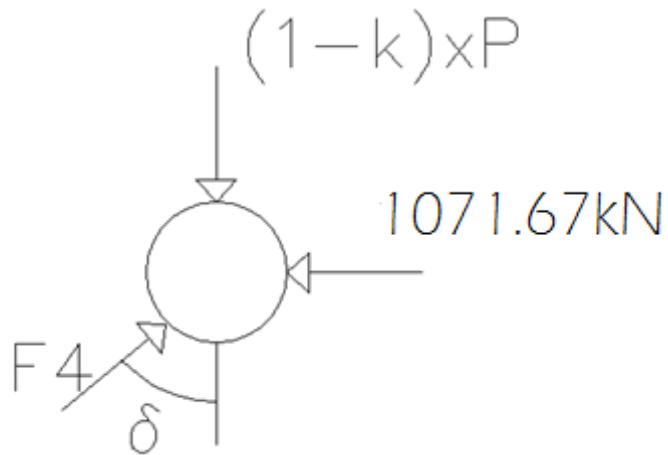


Fig. 34 – Pormenor nó B

$$\begin{cases} F_4 = \sqrt{679.35^2 + 1071.67^2} = 1269.07 \text{ kN} \\ \sum F_v = 0 \Rightarrow -679.75 + 1269.07 \times \cos(\delta) = 0 \Rightarrow \delta = 57.61^\circ \end{cases}$$

A distância vertical entre **b** e **e** e respectivo ângulo α são:

$$\begin{aligned} \delta_x &= \tan(90 - \delta) \times 1.219 = 0.773 \text{ m} \\ \alpha &= \arctg\left(\frac{z - \delta_x + \frac{0.099}{2}}{1.219}\right) = 36.64^\circ \end{aligned}$$

Nó E,

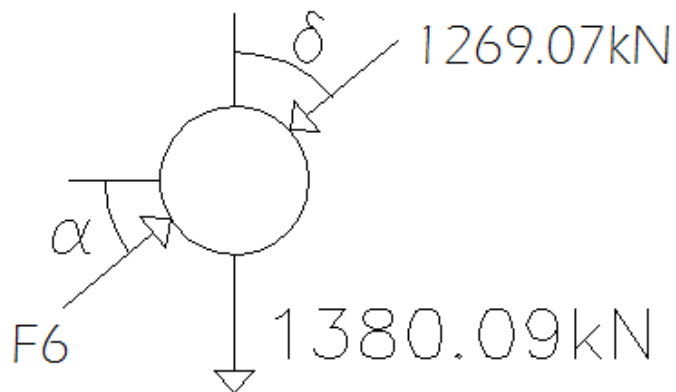


Fig. 35 – Pormenor nó E

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -1380.09 + F_6 \times \sin(36.64) - 1269.07 \times \cos(57.61) = 0 \Rightarrow F_6 = 3451.67kN$$

Tendo os nós todos calculados passa-se para as verificações. Inicia-se com o nó no apoio, sendo a Fig. 36 ilustração desse mesmo nó.

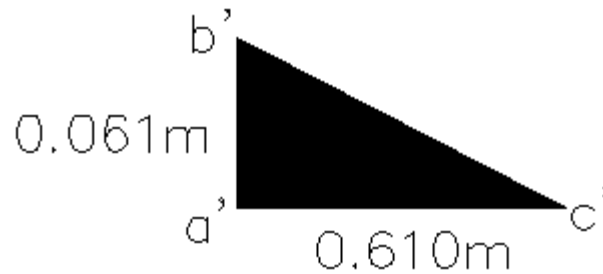


Fig. 36 – Exemplificação de um dos nós junto ao apoio

A altura do nó $a'b'$ é obtida através da soma do recobrimento com um diâmetro. $b'c'$ é a largura dos pilares da viga, sendo $a'c'$ obtida facilmente através do teorema de Pitágoras.

$$a'c' = \sqrt{0.610^2 + 0.061^2} = 0.613m$$

Com isto, a tensão na escora é dada por:

$$\sigma_{escora} = \frac{F_6}{a'c' \times b_v} = \frac{3451.67}{0.613 \times 0.406} = 13.87MPa$$

Segundo as equações (3) e (5) do fib é possível determinar a tensão máxima aceitável na escora.

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{26.7}\right)^{1/3} = 0.78 \leq 0.8 \Rightarrow k_c = 0.78$$

$$\sigma_{m\acute{a}x.escora} = 0.78 \times 26.7 = 20.8MPa$$

$$\sigma_{escora} \leq \sigma_{m\acute{a}x.escora}$$

$$13.87 \leq 20.8MPa \quad OK$$

Depois de verificada a escora, passa-se para o nó. Tratando-se de um nó do tipo CCT, pelas equações (10) e (12) obtém-se:

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{26.7}\right)^{1/3} = 0.78 \leq 1.0$$

$$\sigma_{\text{máx.nó}} = 0.78 \times 26.7 = 20.8 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{escora}} \leq \sigma_{\text{máx.nó}}$$

$$13.87 \leq 20.8 \text{MPa} \quad \text{OK}$$

Constata-se que no nó do apoio verifica-se capacidade resistente ao esmagamento quer na escora, quer no nó. Falta agora verificar o nó formado no ponto onde a carga é descarregada pelas vigas principais. A Fig. 37 mostra esse mesmo nó.

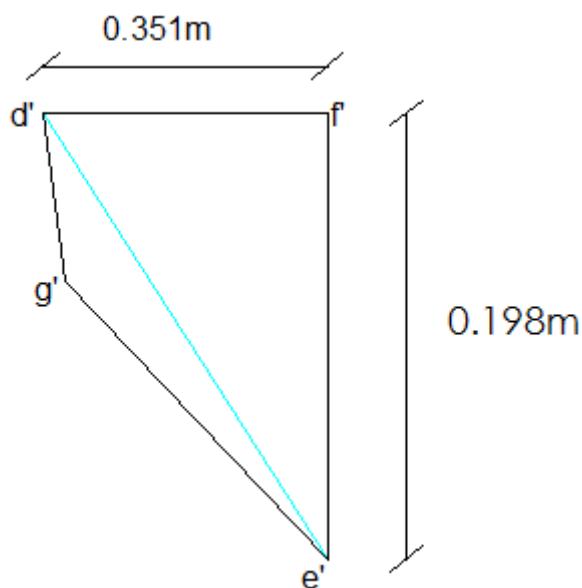


Fig. 37 – Esquema do nó no ponto de aplicação da carga

Neste nó a distância $d'f'$ é a largura das vigas principais, $f'e'$ a soma das duas escoras horizontais e $d'e'$ a hipotenusa do triângulo rectângulo formado pelas duas distâncias anteriores (normais entre si). A simplificação de $d'e'$ vem facilitar o cálculo, dando um bónus ao projectista em termos de segurança. As distâncias $d'g'$ e $g'e'$ são calculadas de seguida.

$$d'g' = \frac{0.099}{\cos(32.39)} = 0.117 \text{m}$$

$$g'e' = \frac{0.099}{\cos(52.17)} = 0.161 \text{m}$$

$$d'e' = 0.403 \text{m}$$

A tensão máxima aceitável nas escoras é dada pelas equações (3) e (4) do fib.

$$k_c = 1.0 \cdot \left(\frac{30}{26.7}\right)^{1/3} = 1.04 > 1.0 \Rightarrow k_c = 1.0$$

$$\sigma_{m\acute{a}x.escora} = 1.0 \times 26.7 = 26.7MPa$$

$$\sigma_{escora,4} = \frac{F_4}{d'g' \times b_v} = \frac{1269.07}{0.117 \times 0.406} = 26.7 \leq 26.7MPa = \sigma_{m\acute{a}x.escora} \quad Ok$$

$$\sigma_{escora,3} = \frac{F_3}{g'e' \times b_v} = \frac{1747.32}{0.161 \times 0.406} = 26.7 \leq 26.7MPa = \sigma_{m\acute{a}x.escora} \quad OK$$

Depois das escoras estarem verificadas falta então por último verificar o nó.

$$\sigma_{nó} = \frac{F_3 + F_4}{d'e' \times b_v} = \frac{1269.07 + 1747.32}{0.403 \times 0.406} = 18.44MPa$$

Como se trata de um nó do tipo CCC, a tensão máxima aceitável já se verificou que é igual a 26.7MPa.

$$18.44 \leq 26.7 \quad OK$$

Falta por último verificar se a viga não rompe por cedência da armadura longitudinal no apoio, visto que parte desta é interrompida antes de chegar ao mesmo.

$$\sigma_{armadura,long} = \frac{F_{l2}}{4 \times \frac{\pi \times 0.036^2}{4}} \Rightarrow \sigma_{armadura,long} = \frac{1071.67}{4 \times \frac{\pi \times 0.036^2}{4}} = 263.20 \leq 490MPa$$

Conclui-se que o último modelo apresentado cumpre todos os requisitos do modelo em análise, ficando este condicionado pela armadura transversal. É também importante realçar que a tensão na escora 4 é igual ao limite regulamentar, sendo portanto este outro ponto condicionante do modelo. É ainda referido no artigo de Senturk e Higgins [8], o modo como estas armaduras eram amarradas na altura, estando estas, actualmente, completamente fora dos regulamentos em vigor.

Como foi feito para a viga-parede, faz-se agora os rácios entre a carga última e a carga máxima obtida na experiência.

$$\frac{P_{último}}{P_{experiência}} = \frac{2059.84}{2253.00} = 0.91 \quad (20)$$

O rácio de 91% é bastante satisfatório, mostrando que o modelo de campos de tensões fornece uma carga muito próxima da real mas sendo sempre inferior a esta.

4

ESTUDO E DIMENSIONAMENTO DO PILAR DE UM VIADUTO

4.1. INTRODUÇÃO

Nesta parte do trabalho faz-se a apresentação de um estudo com interesse meramente académico para uma situação real de projecto. Ilustra-se assim algo que passa do papel para o terreno com fim de servir pessoas, sendo necessário todos os cuidados e segurança a que a elas estão inerentes.

O projecto em estudo é um viaduto a realizar no IC3 no lanço de estrada Avelar Norte – Condeixa. Tem como nome viaduto da Ribeira da flor da Rosa. O interesse aqui é dimensionar um dos pilares (preferencialmente o mais gravoso), sendo então necessário seguir alguns passos importantes que são descritos nos subcapítulos seguintes.

4.2. CARGAS VERTICAIS DEVIDO AO TRÁFEGO

O estudo de tráfego não irá ser alvo de uma forte análise pelo facto de estar fora do âmbito desta tese, sendo no entanto imperioso o seu cálculo mesmo que não seja da forma exaustiva que deveria ser. O regulamento a ser usado é o EC1 Parte 2 – Cargas de tráfego em pontes [10]. A figura seguinte ilustra a secção transversal junto ao pilar, tendo sido esta retirada do projecto.

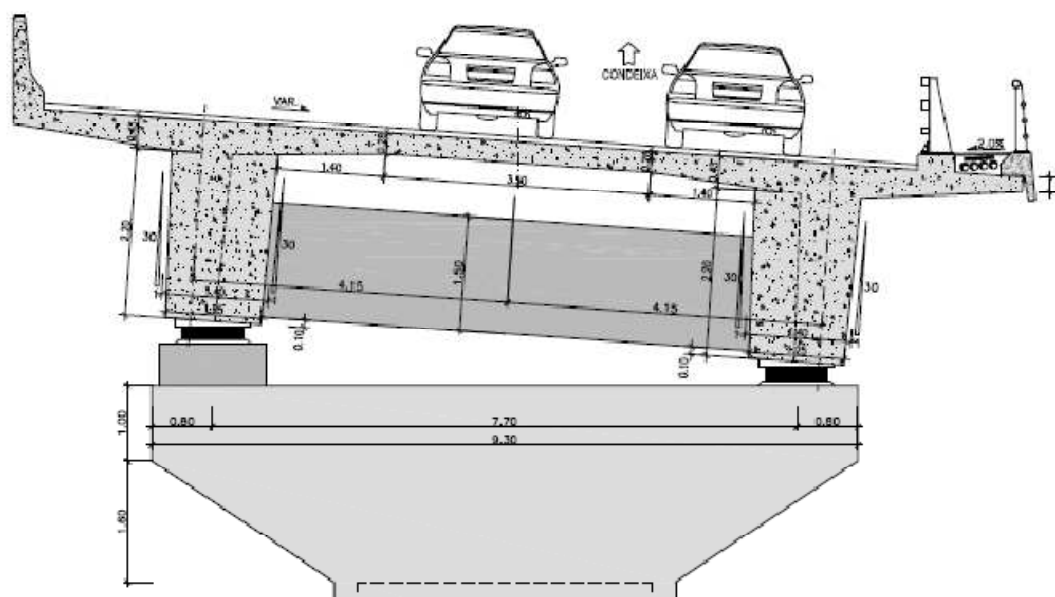


Fig. 38 – Ilustração da secção transversal do tabuleiro no pilar

Antes de mais, é necessário estudar a secção transversal do tabuleiro de modo a saber a posição mais desfavorável a colocar as cargas, de modo a se obter a maior reacção possível numa das vigas longitudinais. Isto é facilmente obtido fazendo a respectiva linha de influência para o esforço transversal em ambos os apoios. A Fig. 39 e 40 ilustram a esquematização da secção transversal e a posição da carga de modo a obter máxima reacção na viga esquerda (sendo o viaduto constituído por 2 tabuleiros simétricos, a máxima reacção pode ser na viga esquerda ou direita).

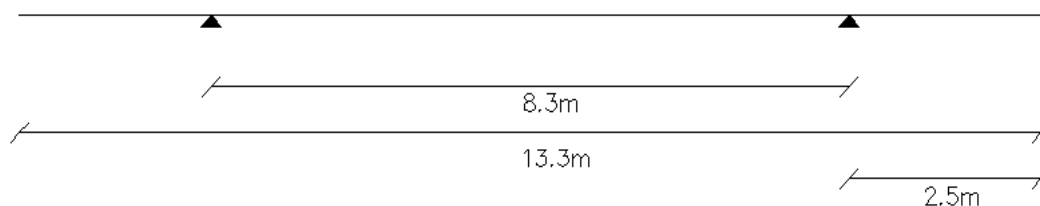


Fig. 39 – Esquematização da secção transversal

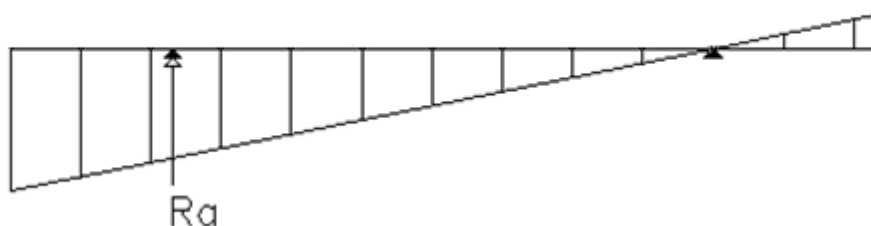


Fig. 40 - Linha de influência que origina a maior reacção em A

É necessário agora determinar a largura e o número de faixas a considerar. Segundo a tabela 4.1 da clausula 4.2.3.(2) do EC1 tem-se:

$$\text{largura da faixa de rodagem} = 11.5m \Rightarrow w > 6m$$

$$n^{\circ} \text{ de faixas} \rightarrow n_1 = \text{int}\left(\frac{11.5}{3}\right) = 3.83 = 3m$$

$$\text{largura faixa} \rightarrow 3m$$

$$\text{largura da área restante} \rightarrow 11.5 - 3 \times 3 = 2.5m$$

Com o cálculo anterior divide-se a secção transversal em três faixas de 3m cada, mais uma faixa de 2.5m. Segundo o EC1 parte 2 clausula 4.3.2., devido ao modelo de carga 1 em que se carrega com uma carga distribuída e uma concentrada as diferentes faixas, obtém-se a seguinte caracterização da secção transversal.

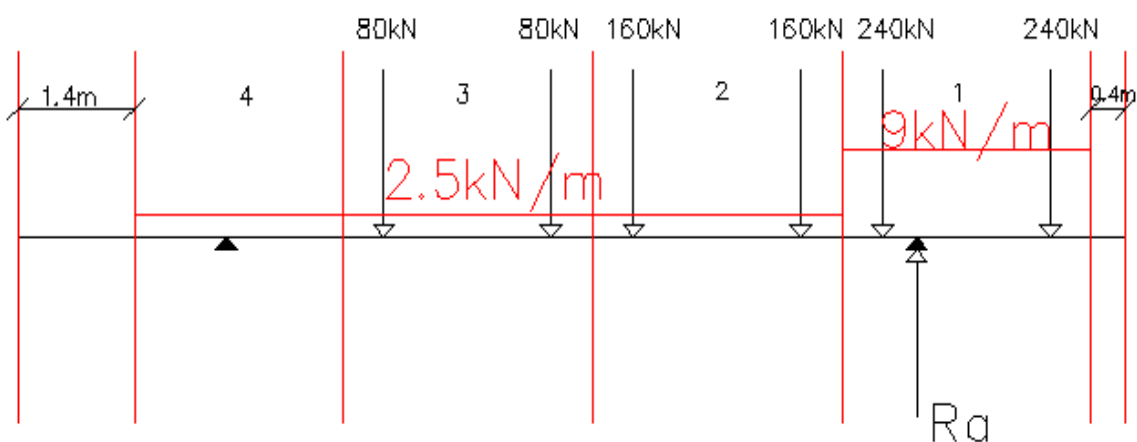


Fig. 41 – Aplicação das cargas verticais (tráfego) na secção transversal

- Carga distribuída:
 Faixa 1: $9kN/m^2$
 Faixa 2, 3 e 4: $2.5kN/m^2$
- Carga concentrada por eixo:
 Faixa 1: $0.8 \times 300 = 240kN$
 Faixa 2: $0.8 \times 200 = 160kN$
 Faixa 3: $0.8 \times 100 = 80kN$

A aplicação da carga concentrada na secção transversal é considerando que a distância entre rodas é de 2.0m, sobrando então 0.5m para cada lado da faixa.

Tratando-se a secção transversal de uma estrutura isostática facilmente se retira a reacção em A.

$$\begin{aligned} \sum M_{\text{apoio oposto a A}} = 0 &\Rightarrow 9 \times 3 \times 8.8 + 240 \times 7.8 + 240 \times 9.8 + 160 \times 6.8 + 160 \times 4.8 + 2.5 \\ &\times 3 \times 5.8 + 80 \times 3.8 + 8 \times 1.8 + 2.50 \times 3 \times 2.8 - 2.5 \times 3 \times 0.2 - R_A \times 8.3 \\ &= 0 \quad (21) \end{aligned}$$

A equação anterior fornece dois resultados: o resultado devido à carga distribuída que é por metro (reacção em A considerando na equação (21) apenas as cargas por metro da Fig. 41) e o resultado das cargas concentradas que dá um valor pontual (apenas a reacção em A originada pelas cargas concentradas). Se se calcular separadamente a equação (21), a reacção obtida pelos dois tipos de cargas obtém-se os seguintes resultados.

$$\begin{cases} R_{A,distribuída} = 36.22kN/m \\ R_{A,aplicada} = 770.89kN \end{cases}$$

Esta distinção é importante para facilitar a introdução dos dados num programa de cálculo automático.

4.3. CARGAS PERMANENTES

No caso em estudo as cargas permanentes são divididas em três partes: peso próprio da estrutura, peso do pavimento (8cm de betuminoso) e o peso das guardas metálicas. Por simplificação as guardas “New jersey” são contabilizadas no peso próprio da estrutura.

- Peso específico do betão: $25kN/m^2$
- Peso específico da camada de betuminoso: $23kN/m^2$
- Peso das guardas metálicas: $0.5kN/m$ cada guarda

4.3.1. PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA DE BETÃO

Ao longo do viaduto o peso próprio da estrutura é dividido em 4 partes. A primeira parte é quando existe uma viga de 60cm por cima do pilar; a segunda é entre a viga descrita anteriormente e o fim da secção do pilar; a terceira é quando existe secção variável no perfil longitudinal; a quarta, e última, é a restante área que se encontra em grande escala nas secções dos vãos. A figura seguinte ilustra esta variação de secções ao longo do perfil longitudinal.

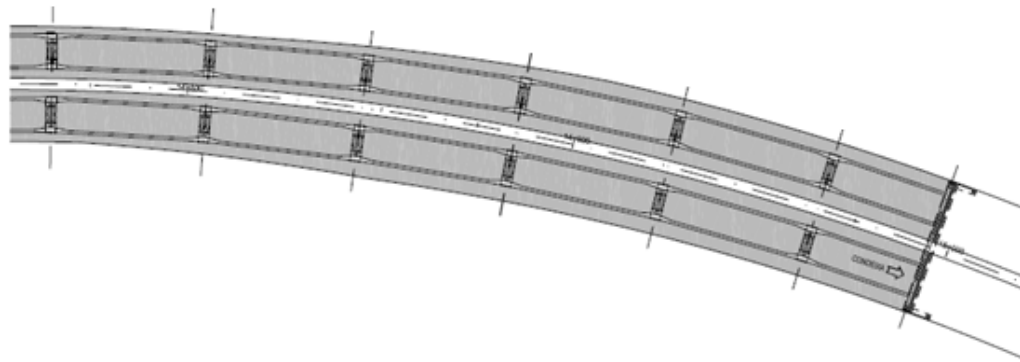


Fig. 42 – Planta do viaduto

As respectivas áreas foram calculadas pelos cortes fornecidos. Aspecto importante de referir é o facto de o valor do peso próprio da estrutura ser repartido pelas vigas longitudinais de igual forma. De seguida apresenta-se as 4 zonas descritas em cima.

- Zona onde existe a viga transversal de 60cm
 $21.66 \times 25 = 541.5kN/m$
- Zona restante em cima do pilar
 $2.60 - 0.60 = 2m$ (1m para cada lado)
 $11.33 \times 25 = 283.25kN/m$
- Zona de transição (carga triangular)
 Esta carga é aplicada em 2.2m para cada lado do pilar;
 Onde a carga é maior $p = 283.25kN/m$
 Onde a carga é menor $p = 8.144 \times 25 = 203.6kN/m$
- Restante área
 É aplicada em 16.5m para cada lado;
 $p = 203.6kN/m$

4.3.2. PAVIMENTO E GUARDAS

Quer as cargas do pavimento, quer as cargas originadas pelas guardas não se encontram centradas na secção transversal, levando com que seja necessária uma análise a nível transversal de modo a retirar a reacção em A para posterior aplicação desta no perfil longitudinal.

Tendo o peso específico do betuminoso ($23kN/m^3$), a altura da camada (8cm) e a largura de aplicação desta (11.5m) é possível aplicar esta carga à secção transversal; do mesmo modo é também possível aplicar as cargas derivadas das guardas ($0.5kN/m$); igualmente como foi feito para as cargas de tráfego, retira-se a reacção mais gravosa da secção transversal e posteriormente passa-se para o perfil longitudinal. A Fig. 43 ilustra o carregamento do tabuleiro para as cargas descritas anteriormente.

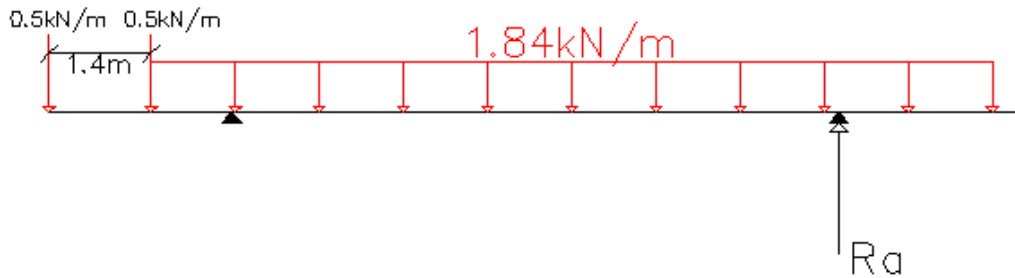


Fig. 43 - Aplicação das cargas (pavimento e guardas) na secção transversal

Com base num somatório de momentos é possível determinar a reacção em A.

$$\sum M_{\text{apoio oposto a A}} = 0 \Rightarrow 1.84 \times 11.50 \times 4.75 - 0.5 \times 2.40 - 0.5 \times 1.00 - R_A \times 8.30 = 0 \quad (22)$$

$$R_A = 11.90kN/m$$

Tendo as cargas necessárias determinadas passasse para a análise longitudinal.

4.4. ANÁLISE LONGITUDINAL

Como se sabe da combinação de acções, é possível alternar as sobrecargas de modo a dar a situação mais gravosa; usando o programa de cálculo automático “Autodesk Robot structural analysis Professional 2010” é possível obter os resultados desejados. A figura seguinte representa o alçado do viaduto.

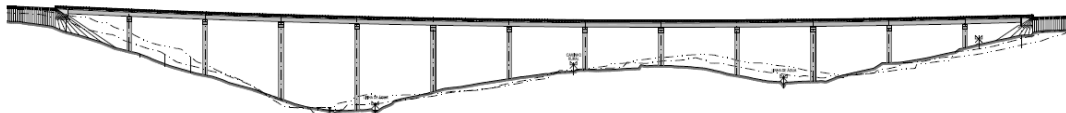


Fig. 44 – Alçado do viaduto

Calculando primeiramente as cargas permanentes, determina-se o pilar com a carga maior (P1). Faz-se então uma linha de influência para o pilar P1 (o pilar mais à esquerda do alçado da Fig. 44), de modo a dar a máxima reacção no pilar; esta linha de influência e respectiva colocação das sobrecargas é apresentada de seguida.

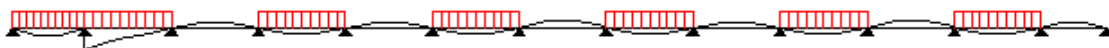


Fig. 45 – Esquematização da linha de influência no pilar P1

Salienta-se que o cálculo aqui efectuado é elástico. São usados 3 tipos de cargas: peso próprio da estrutura (Perm1), peso das guardas e pavimento (Perm2) e as sobrecargas devido ao tráfego (SC1).

- Perm1: 8823.05kN
- Perm2: 482.85kN
- SC1: 3126.58kN

Tendo estes valores é possível determinar a carga P a ser aplicada no capitel, estando esta em valor de cálculo (ELU).

$$P = \frac{(4466.56 + 4356.49)}{2} \times 1.35 + (244.65 + 238.20) \times 1.35 + (1603.19 + 1523.39) \times 1.5 = 11297.23kN \quad (23)$$

4.5. DIMENSIONAMENTO DO CAPITEL USANDO MODELO DE CAMPOS DE TENSÕES

Tendo sido calculado a carga P pode-se agora idealizar o modelo de escoras e tirantes a usar; neste caso o modelo a usar é igual ao usado no capítulo anterior no exemplo da “viga-parede”, mas estando agora invertido. A Fig. 46 descreve esse mesmo modelo.

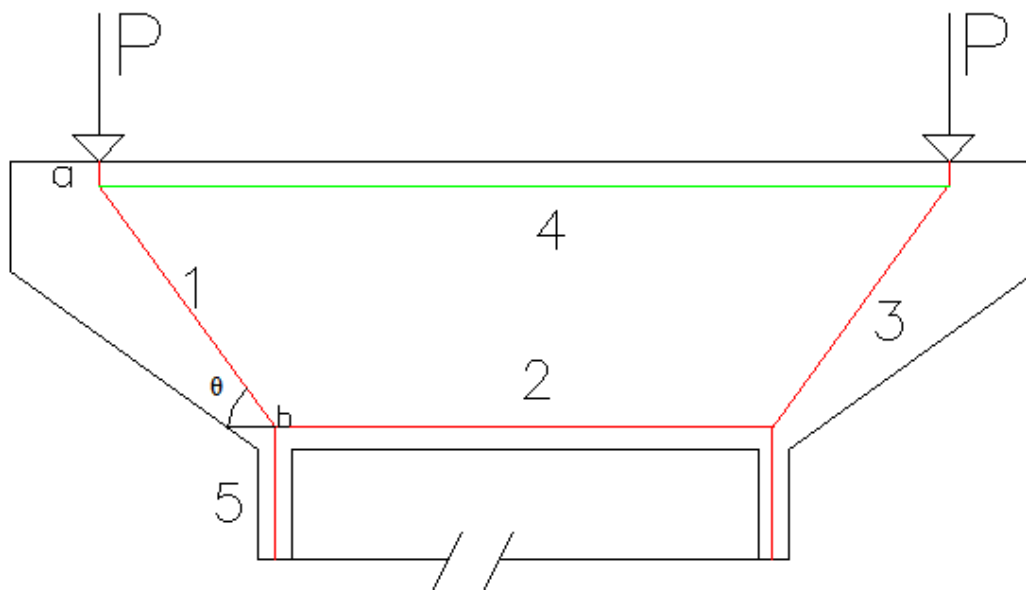


Fig. 46 – Modelo de escoras e tirantes para o capitel

A carga P é diferente à esquerda e à direita; por questões de simplificação de execução e mesmo de cálculo considera-se a carga mais desfavorável.

A primeira consideração a ser feita é a igualdade entre o binário das forças internas com as externas; para isso é necessário atribuir uma altura do braço interno z , sendo feita a mesma consideração que é feita para algumas vigas de betão armado ($z = 0.9 \times d$).

$$z = 0.9 \times 2.6 = 2.34m$$

$$M_{actante} = M_{resistente}$$

$$11297.28 \times 1.75 = F_c \times 2.34$$

$$F_c = 8448.82kN$$

É necessário agora retirar a altura da escora horizontal comprimida através das capacidades máximas regulamentadas da escora e do nó (são iguais pois o nó é do tipo CCC). As tensões máximas são calculadas pelas expressões do fib (3) e (4) apresentadas no capítulo 2.

$$k_c = 1.0 \times \left(\frac{30}{30}\right)^{1/3} = 1 \leq 1.0$$

$$\sigma_{rd,máx.} = \frac{1 \times 30}{1.5} = 20MPa$$

Sendo usado um aço S500 pode-se então retirar o valor de cálculo deste.

$$\sigma_{s,máx} = \frac{500}{1.15} = 435MPa$$

Com os dados anteriores é possível determinar a altura da escora horizontal b_w e ainda a área de aço necessária, igualando a força no betão igual à do aço.

$$\sigma_{rd,máx.} = \frac{F_c}{b_w \times 2.60} \Rightarrow 20000 = \frac{8448.82}{b_w \times 2.60} \Rightarrow b_w = 0.162m$$

$$F_c = F_s$$

$$20000 \times 0.162 \times 2.60 = 435000 \times A_s$$

$$A_s = 0.019m^2$$

Esta área de aço pode ser traduzida em 40 varões de 25mm de diâmetro, a dispor em duas camadas de 20 varões cada. A Fig. 47 exemplifica a posição da armadura.

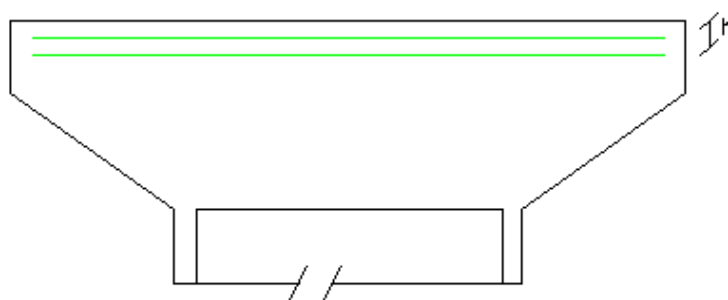


Fig. 47 – Pormenor armadura capitel para as cargas verticais

É previsto no projecto um recobrimento de 50mm e considera-se um espaçamento entre camadas de 50mm; tendo isto procede-se ao cálculo do centróide das armaduras.

$$h = 0.050 + 0.025 + 0.025 = 0.1m$$

Determina-se agora o valor correcto de z e correspondente θ .

$$z = 2.6 - 0.1 - \frac{0.162}{2} = 2.419m$$

$$\theta = \arctg\left(\frac{2.419}{1.75}\right) = 54.12^\circ$$

Com isto passa-se para o cálculo dos nós, usando o já utilizado método dos nós.

Nó A,

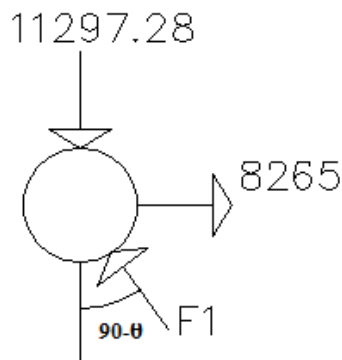


Fig. 48 – Pormenor nó A

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -11297.28 + F_1 \times \cos(35.88) = 0$$

$$F_1 = 13943.02kN$$

Nó B,

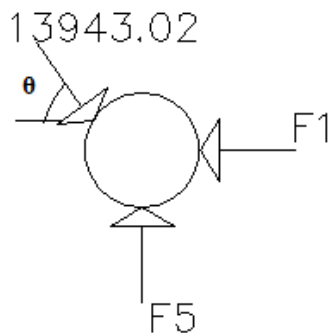


Fig. 49 – Pormenor nó B

$$\sum F_v = 0 \Rightarrow -13943.02 \times \sin(54.12) + F_5 = 0$$

$$F_5 = 11297.28kN$$

$$\sum F_h = 0 \Rightarrow -F_2 + 13943.02 \times \cos(54.12) = 0$$

$$F_2 = 8171.86kN$$

Com o valor de F_2 consegue-se tirar o novo b_w . Com o novo valor de b_w seria possível calcular um novo z , algo que não iria alterar o comportamento da peça, pelo que se mantém o mesmo valor do braço interno das forças.

$$\sigma_{rd,m\acute{a}x.} = \frac{F_c}{b_w \times 2.60} \Rightarrow b_w = \frac{8171.86}{20000 \times 2.60} = 0.157m$$

Tendo as forças todas calculadas pode-se passar para as verificações de segurança. Inicia-se pela definição da geometria dos nós em análise; a Fig. 50 descreve esse mesmo nó; a largura $a'c'$ é automaticamente definida como sendo a espessura do banzo do pilar; $b'c'$ é a altura da escora horizontal, sendo $a'b'$ facilmente obtida pelo teorema de Pitágoras.

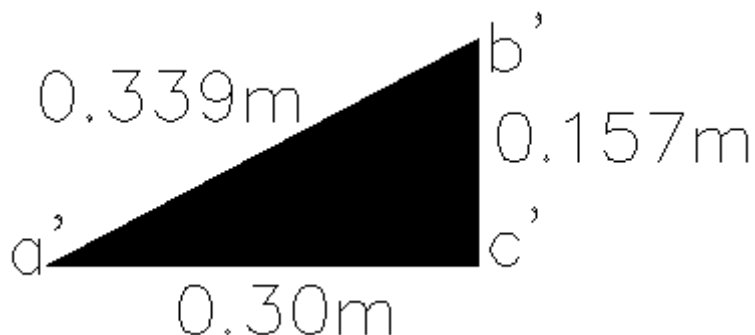


Fig. 50 – Representação do nó B

A verificação seguinte serve tanto para a escora como para o nó, pelo facto de este ser do tipo CCC.

$$\sigma_{actuante,1} \leq \sigma_{rd,m\acute{a}x}$$

$$\frac{13943.02}{0.339 \times 2.60} = 15.8 \leq 20MPa \quad OK$$

Por último verifica-se o nó A em que a tensão resistente máxima para a escora é igual à capacidade resistente do nó que é calculada de seguida, usando as equações (10) e (12) do capítulo 2. É também mostrado uma ilustração deste mesmo nó.

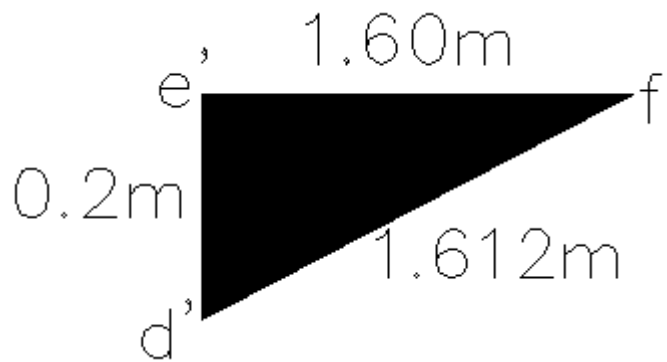


Fig. 51 – Representação do nó A

$$K_c = 0.75 \times \left(\frac{30}{30}\right)^{1/3} = 0.75$$

$$\sigma_{rd,m\acute{a}x.} = 0.75 \times 20 = 15MPa$$

$$\sigma_{actuante,1} = \frac{13943.02}{1.612 \times 2.60} = 3.3 \ll 15MPa \quad OK$$

Verificando a resistência para o nó, fica automaticamente verificada para a escora. Conclui-se que a estrutura está muito folgada, ou seja, as resistências máximas dos nós/escoras estão muito afastadas dos valores máximos previsíveis para a peça em questão.

O facto de só serem usadas cargas verticais no cálculo anterior, deve-se ao facto de estas serem cruciais para o dimensionamento do capitel. De seguida entra-se com as cargas horizontais, em que estas são preponderantes para o dimensionamento do resto do pilar.

4.6. CARGAS HORIZONTAIS DEVIDAS AO TRÁFEGO

Também neste subcapítulo é usado o EC1 Parte 2 [10] para retirar os valores das cargas horizontais devidas ao tráfego.

A força devida à aceleração e travagem deve ser tida em conta nesta situação, pelo facto de se estar perante um viaduto em curva, tendo por isso uma pequena componente desta força numa direcção normal ao eixo da estrada. Contudo, sendo esta força pouco significativa relativamente às outras forças horizontais, não vai ser considerada.

4.6.1. FORÇA CENTRÍFUGA

Como é do conhecimento geral, sempre que se está perante um movimento em curva é originada uma força centrífuga. Esta força é transmitida dos veículos para o tabuleiro através da força de atrito criada nas rodas.

Com base no projecto, o raio mais pequeno é de 700m sendo este o que dá origem a uma força centrífuga maior. Segundo a tabela 4.3 do EC1 parte 2,

$$Q_{tk} = \frac{40 \times Q_v}{r} = \frac{40 \times 1200}{700} = 68.57kN$$

$$Q_v = \sum_i \alpha_{Qi} \cdot (2Q_{ik}) = 1 \times (2 \times 300 + 2 \times 200 + 1 \times 100) = 1200kN$$

A figura seguinte ilustra as cargas aplicadas no pilar originadas pela força centrífuga.

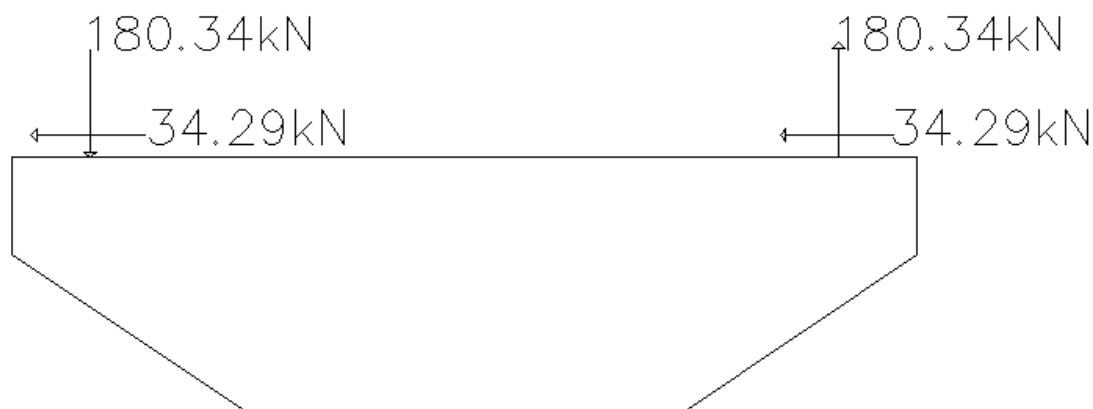


Fig. 52 – Representação das cargas a aplicar no pilar devido à força centrífuga

As forças verticais e horizontais presentes nos pontos de aplicação são demonstradas pelos seguintes cálculos.

$$F_h = \frac{68.57}{2} = 34.29kN$$

$$F_v = 68.57 \times (2.20 + 0.43) = 180.34kN$$

O facto de ter-se forças verticais deve-se pelo facto de a força centrífuga ser aplicada na base do pavimento, provocando um momento quando esta é transmitida para o pilar.

No tabuleiro que suporta os veículos que circulam entre Avelar Norte – Condeixa, esta força vertical agrava a carga P calculada anteriormente. Mesmo assim, pelo facto de esta carga comparada com a carga P não ter nenhuma expressão, não é tida em conta; é apenas deixada aqui a nota acerca desta força.

4.6.2. FORÇA DO VENTO

A força devida ao vento é dividida em 2 partes; a primeira parte refere-se à pressão exercida no tabuleiro e a outra à pressão no pilar.

4.6.2.1. NO TABULEIRO

No cálculo das acções do vento é usado o Eurocódigo 1 parte 1.4 acções vento; pelo método simplificado apresentado na cláusula 8.3.2. (1) a força na direcção x, ou seja, transversalmente ao tabuleiro é dada pela seguinte equação:

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times c \times A_{ref,x}$$

ρ = massa volúmica do ar (1.25Kg/m³)

v_b = valor de referência da velocidade do vento

c = coeficiente de força do vento

$A_{ref,x}$ = área de referência

Para o cálculo de v_b é necessário calcular primeiro um $v_{b,0}$; este valor é dependente da região onde se encontra a obra em estudo; no presente caso o viaduto situa-se em região A.

$$v_{b,0} = 27m/s$$

A fórmula que fornece o valor de referência da velocidade do vento é apresentada de seguida.

$$v_b = c_{dir.} \times c_{season} \times v_{b,0}$$

Os coeficientes $c_{dir.}$ e c_{season} são unitários sendo, portanto, v_b igual a $v_{b,0}$.

Em seguida mostra-se os cálculos que são necessários para a determinação do coeficiente de força do vento.

$$c = c_e \times c_{f,x}$$

$$c_{f,x} = c_{f,x,0}$$

$c_{f,x,0}$ é dado pela figura 8.3 do EC1 parte 1,4, relacionando este coeficiente com o rácio entre a largura do tabuleiro (b) e a altura total da secção (d_{tot}).

$$\frac{b}{d_{tot}} = 3.53 \Rightarrow c_{f,x,0} = 1.45$$

Segue-se agora com o cálculo de c_e .

$$c_e(z) = \frac{q_p(z)}{q_b}$$

Como o coeficiente de orografia $c_o(z)$ é igual a 1, o coeficiente de exposição é dado pela figura 4.2 do EC1 em função da altura acima do solo e do tipo de terreno presente. O tipo de terreno em questão é da categoria 2.

$$z = 45m \Rightarrow c_e(z) = 3.4$$

$$c = 3.4 \times 1.45 = 4.93$$

Por último temos a $A_{ref,x}$ que é igual à altura total vezes o desenvolvimento L . O desenvolvimento a considerar é de 40m facto que não ilustra a realidade para os vãos junto aos apoios, mesmo assim é usado sendo esta consideração prudente e pelo lado da segurança.

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L$$

$$A_{ref,x} = 3.77 \times 40 = 150.8m^2$$

Tendo todos os factores é possível calcular a força devida ao vento na direcção x, a aplicar em cada pilar.

$$\begin{aligned} F_w &= 0.5 \times 1.25 \times 27^2 \times 4.93 \times 150.8 \\ &= 338.7kN \end{aligned}$$

4.6.2.2. NO PILAR

A força do vento no pilar vai ser desprezada, pelo facto de esta representar cerca de 1.3% da força que actua no tabuleiro.

4.6.3. FORÇA SÍSMICA

Para o cálculo da força sísmica vai ser usado o Eurocódigo 8 – Projecto de estruturas para resistência aos sismos – [12], em que vai ser considerada, unicamente, a acção que actua perpendicularmente ao eixo da via. Na direcção paralela ao eixo existe um sistema dissipador de amortecimento variável que controla os movimentos neste sentido.

Torna-se imperioso o cálculo da rigidez dos pilares na direcção transversal, facto que irá ser fundamental para a determinação do pilar mais solicitado, devido à variada gama de alturas neste viaduto. Com base na figura seguinte, extraída do método dos deslocamentos, mostra-se de forma esquemática um pilar do viaduto em análise.

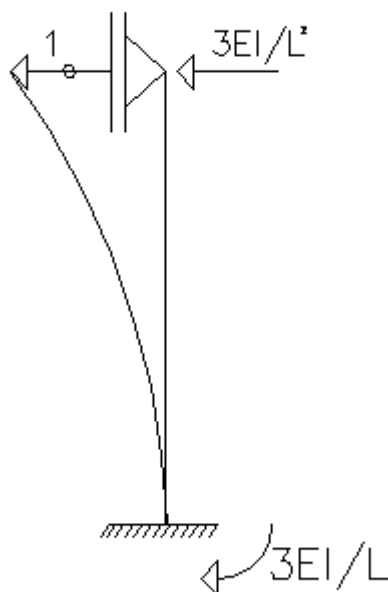


Fig. 53 – Esquematização de um pilar com os respectivos valores da rigidez

A tabela 2 mostra a rigidez de todos os pilares.

Tabela 2 – Rigidez dos vários pilares

Pilar	Altura L (m)	Módulo de Elasticidade E (kPa)	Inércia I (m ⁴)	Rigidez K (kN/m)
P1	17,8	33000000	9,84	3074612
P2	28,7	33000000	9,84	1182678
P3	40,3	33000000	9,84	599819
P4	45	33000000	9,84	481066,7
P5	34,1	33000000	9,84	837763,7
P6	26,4	33000000	9,84	1397727
P7	21,7	33000000	9,84	2068763
P8	19,4	33000000	9,84	2588373
P9	24,8	33000000	9,84	1583897
P10	27,9	33000000	9,84	1251474
P11	18,9	33000000	9,84	2727135
P12	12,4	33000000	9,84	6335588

A determinação da frequência angular ω é feita com base no método de Rayleigh, em que a carga vertical da combinação quase-permanente é aplicada horizontalmente à estrutura, sendo depois aplicadas as reacções obtidas nos pilares. Sendo os factores ψ_2 iguais a zero para as sobrecargas, restam as cargas permanentes em que nesta combinação não entram com nenhum factor. Considera-se

que a carga **P** é igual à máxima obtida, sendo o carregamento simétrico no pilar, e ainda que os pilares encontram-se todos carregados com a carga igual ao pilar mais desfavorável. A cada força que é aplicada a cada pilar F_i , corresponde um determinado deslocamento d_i . A fórmula seguinte apresenta o cálculo da frequência angular com base neste método.

$$\omega = \sqrt{\frac{g \times \sum(F_i \times d_i)}{\sum(F_i \times d_i^2)}} \quad (24)$$

Com base nos dados fornecidos no subcapítulo 4.4 do presente capítulo, Perm1 e Perm2, consegue-se retirar o valor da combinação quase-permanente **CQP**.

$$CQP = 8823.05 + 482.85 = 9305.90kN$$

O valor desta combinação é aplicado por pilar, distribuída pelos dois pontos de aplicação de carga.

Tendo toda a informação necessária introduz-se os dados no programa Robot, já anteriormente usado, e retira-se os valores dos deslocamentos. A tabela seguinte ilustra os valores retirados do software.

Tabela 3 – Força vs deslocamentos provenientes da aplicação da carga permanente vertical, horizontalmente

Pilar	Deslocamento	Força kN
P1	0,003	9305,9
P2	0,008	9305,9
P3	0,016	9305,9
P4	0,019	9305,9
P5	0,011	9305,9
P6	0,007	9305,9
P7	0,004	9305,9
P8	0,004	9305,9
P9	0,006	9305,9
P10	0,007	9305,9
P11	0,003	9305,9
P12	0,001	9305,9

Aplicando a fórmula de Rayleigh determina-se uma frequência angular da estrutura igual a 29.74 rad/s. De seguida mostra-se a relação entre a frequência e o período **T**, e o respectivo cálculo.

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T = \frac{2 \times \pi}{29.74} = 0.21s$$

Tendo o período é possível determinar a resposta da estrutura através de um espectro de cálculo para análise elástica, enunciado pelo EC8.

Um dado que é necessário é o coeficiente de comportamento q , que vai ser igual a 1.5; situação usada normalmente para pilares curtos, ou seja, pouco dúcteis sendo esta a situação mais desfavorável. Outro dado é o coeficiente de importância γ_I , que segundo o quadro NA.II do EC8 para uma estrutura do tipo III é igual a 1.5 e 1.25, para um sismo do tipo 1 e 2, respectivamente.

Ainda no EC8 mas agora no quadro NA.I, é retirada a aceleração sísmica a_{gr} provocada; para o município de Coimbra as acelerações para o tipo 1 e 2 são respectivamente, 0.35 e 1.1 m/s^2 .

Para a definição do espectro de resposta é necessário retirar do EC8 os parâmetros fundamentais, sendo estes dependentes do tipo de terreno e do tipo de acção sísmica. Na situação em análise está-se perante um terreno do tipo **B**. A tabela seguinte apresenta esses mesmos valores.

Tabela 4 – Parâmetros do espectro de cálculo para análise elástica

	S	TB(s)	TC(s)	TD(s)
Tipo 1	1,2	0,15	0,5	2
Tipo 2	1,35	0,05	0,25	1,2

Para uma acção do tipo 1 o período compreende-se entre $T_B(s)$ e $T_C(s)$, sendo o espectro de resposta S_d dado por:

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q}$$

em que,

$$a_g = \gamma_I \times a_{gr}$$

Tendo isto tem-se toda a informação necessária para retirar o espectro correspondente a uma acção sísmica do tipo 1.

$$S_d = 1.5 \times 0.35 \times 1.2 \times \frac{2.5}{1.5} = 1.05 m/s^2$$

Para uma acção sísmica do tipo 2 o período obtido para a estrutura corresponde a um intervalo igual ao anterior, $T_b \leq T \leq T_c$, em que o espectro é definido pela seguinte equação.

$$S_d(T) = a_g \times S \times \frac{2.5}{q}$$

$$S_d = 1.5 \times 1.1 \times 1.35 \times \frac{2.5}{1.5} = 3.71 m/s^2$$

Através destes resultados verifica-se que a situação mais desfavorável é quando se está perante uma acção sísmica do tipo 2.

Com a fórmula seguinte consegue-se obter a força sísmica a aplicar no tabuleiro do viaduto, sendo esta em função do valor obtido do espectro, da frequência angular e dos valores usados no método de Rayleigh (F_i e d_i).

$$F_{sísmica} = \frac{S_d}{g^2} \times \omega^2 \times F_i \times d_i \quad (25)$$

Na situação corrente o valor da força sísmica é dado em baixo.

$$F_{sísmica} = \frac{3.71}{9.81^2} \times 29.74^2 \times F_i \times d_i$$

Pegando nos valores da força e deslocamento a aplicar em cada pilar, fornecido na tabela 3, obtém-se a tabela 5 com a correspondente força sísmica a aplicar em cada pilar.

Tabela 5 – Forças sísmicas a aplicar em cada pilar

Pilar	Força sísmica
P1	952,04
P2	2538,79
P3	5077,57
P4	6029,62
P5	3490,83
P6	2221,44
P7	1269,39
P8	1269,39
P9	1904,09
P10	2221,44
P11	952,04
P12	317,35

Pela análise da tabela anterior verifica-se que o pilar com um maior impacto devido ao sismo é o P4. Pela simples comparação de resultados entre a força do vento e a força do sismo, se conclui que a força mais condicionante é a sísmica.

4.7. DIMENSIONAMENTO DO TRONCO DO PILAR USANDO MODELO DE CAMPOS DE TENSÕES

Depois de calculadas as cargas horizontais, sendo estas as que condicionam o dimensionamento desta área, passa-se à escolha do modelo de escoras e tirantes a usar. É importante realçar que na combinação sísmica, para além da força sísmica obtida com base nos espectros de resposta, é ainda necessário aplicar os valores das cargas verticais na combinação quase permanente.

4.7.1. ESCOLHA DO MODELO A USAR E RESPECTIVO CÁLCULO DOS NÓS

A particularidade deste modelo é o facto de haver escoras que atravessam aberturas que existem no pilar, cenário que é impossível, sendo então necessário contornar estas descontinuidades de modo a manter-se o equilíbrio. A Fig. 54 ilustra um dos pilares com as aberturas.

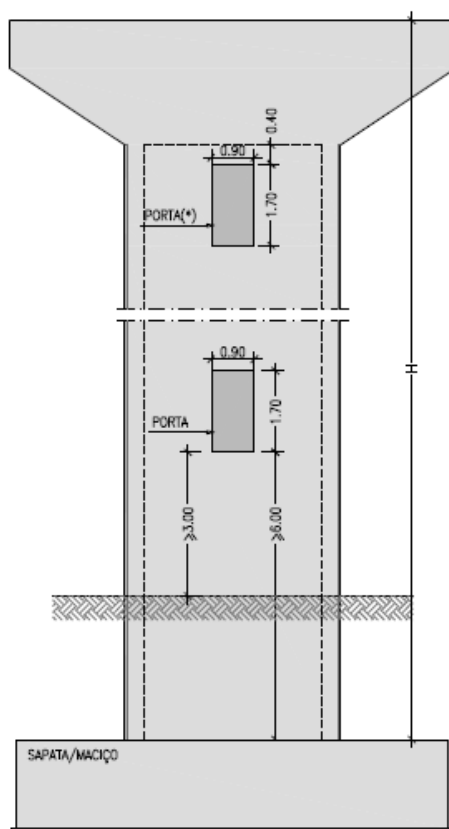


Fig. 54 – Alçado de um dos pilares com aberturas

De seguida apresenta-se o cálculo dos nós pelo método do equilíbrio dos nós, bem como o cálculo de armadura necessária para cada tirante; considera-se a armadura em cedência, pois realiza-se um cálculo para o estado limite último. A figura seguinte mostra em pormenor a zona do capitel, sendo aqui considerada uma força horizontal no valor de 2538.12 kN por simplificação.

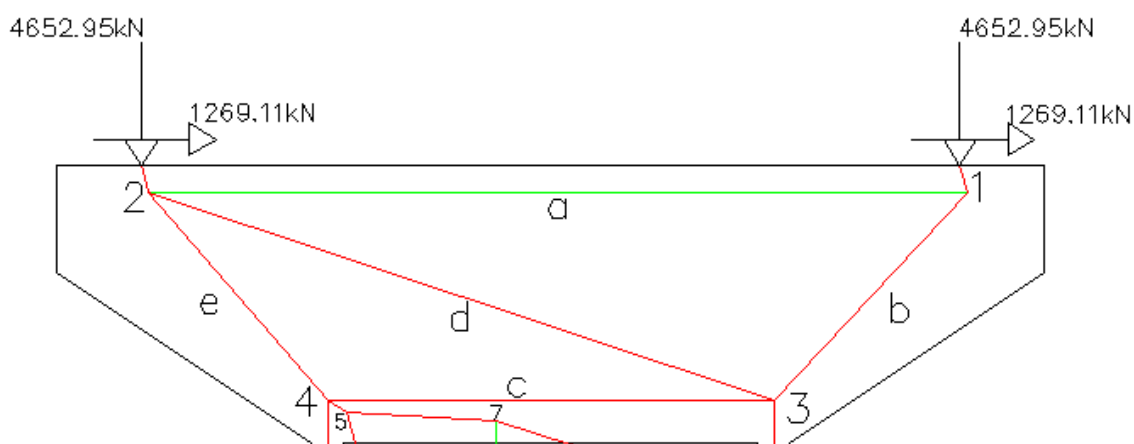


Fig. 55 – Pormenor do modelo adoptado na zona do capitel

A tabela seguinte apresenta os resultados do método dos nós para o capitel.

Tabela 6 – Resultados método dos nós para o capitel

Nó	Barra	Ângulo com a horizontal	Força kN
1		74,74	4822,92
	a	0	7052,26
2	b	38,82	7422,32
	a	74,74	4822,92
	d	18,42	4998,02
	e	40,65	4718,18
3	b	38,82	7422,32
	d	18,42	4998,02
	c	0	1040,92
	f	90	6232,15
4	c	0	1040,92
	e	40,65	4718,18
	h	29,4	2914,07
	g	90	1643,07

Tendo a força no aço consegue-se determinar a armadura necessária. Neste caso, o cálculo não será feito pois o capitel é condicionado pelas cargas verticais calculadas anteriormente.

	q	60	695,84
9	q	60	695,84
	f	90	6232,15
	s	0	347,92
	r	90	6834,77
10	s	0	347,92
	m	30,7	2547,95
	l	90	569,17
	o	16,08	2642,11
11	p	90	96,25
	o	16,08	2642,11
	z	18,06	2670,37
12	r	90	6834,77
	z	18,06	2670,37
	t	0	2538,81
	u	90	7662,62
13	g	90	1643,07
	t	0	2538,81
	x	50	3949,69
	v	90	1382,57

A tabela seguinte apresenta a armadura calculada para as barras **n**, **l** e **s**, tendo sido estas calculadas considerando que o aço se encontra em cedência ($f_{yd} = 435000MPa$).

Tabela 8 – Armadura necessária na zona da abertura superior

Barra	Ferro
n	6 fiadas de 4 ϕ 16
l	2 fiadas de 4 ϕ 16
s	2 fiadas de 4 ϕ 16

Não é aplicado o modelo para a abertura inferior, pelo facto de este ser similar à abertura superior, sendo até mais fácil de analisar pelo facto de não ter os condicionamentos do capitel.

A restante parte do pilar, como não se trata de uma zona de descontinuidade, não é feito o dimensionamento. Este cálculo pode ser efectuado usando as fórmulas disponíveis no Eurocódigo 2.

4.7.2. VERIFICAÇÃO DE ESCORAS E NÓS AO ESMAGAMENTO

Nesta parte do trabalho faz-se uma verificação ao esmagamento das escoras e dos nós. Irão ser escolhidos os pontos onde as tensões são maiores, sendo aí verificadas as tensões máximas admissíveis. Não será feita a verificação para o capitel pelo facto de a mesma ser feita para as cargas verticais, sendo estas as condicionantes.

Começa-se por calcular a tensão máxima admitida nas escoras. Esta tensão é dada pelas equações (3) e (5) do capítulo 2.

$$\sigma_{rd,max} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{30}\right)^{1/3} = 0.75 \leq 0.8$$

$$\sigma_{rd,max} = 0.75 \times \frac{1 \times 30}{1.5} = 15MPa$$

Para os nós do tipo CCT as equações (10) e (12) fornecem as respectivas tensões máximas.

$$\sigma_{rd,max} = \frac{k_c \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$k_c = 0.75 \cdot \left(\frac{30}{30}\right)^{1/3} = 0.75 \leq 1.0$$

$$\sigma_{rd,max} = \frac{0.75 \times 30}{1.5} = 15MPa$$

Nó 9:

A altura deste é 0.042m (altura em que se dispõe a armadura), 0.3m é a largura da parede delgada; este é um nó com 4 faces pois tem também uma escora vertical; verificando a capacidade da escora **q** para a altura do nó, faz-se uma verificação pelo lado da segurança.

$$\sigma_{actuante} = \frac{F_q}{0.042 \times 2.6} \Rightarrow \sigma_{actuante} = \frac{695.84}{0.042 \times 2.6} = 6.4MPa < 15MPa$$

Para a escora **u** a tensão actuante é dada por:

$$\sigma_{actuante} = \frac{7662.62}{0.3 \times 2.6} = 9.8MPa \leq 15MPa$$

Também nesta escora a resistência é assegurada; contudo, a partir de determinada profundidade é necessário aumentar a dimensão do nó, considerando que o nó engloba parte da parede delgada do pilar (2 paredes perpendiculares ao eixo da via). Não se efectuam mais verificações nos nós, embora a sua demonstração devesse ser mostrada.

5

CONCLUSÃO

5.1 SUMÁRIO

Ao longo deste trabalho pretendeu-se compreender o modo de aplicação do modelo de campos de tensões, com particular realce nas zonas de descontinuidade. Depois de uma apresentação teórica da consistência do método, bem como a definição das várias etapas, passou-se a uma aplicação prática do mesmo.

Após o modelo ter sido explicado, tentou-se de alguma forma comprovar a aplicabilidade do mesmo através da comparação com experiências realizadas. Esta comparação foi feita a duas estruturas bem discutidas entre engenheiros de estruturas, como foi o caso da viga-parede e da viga com uma carga junto ao apoio.

Depois da comparação entre o modelo e ensaios experimentais, seguiu-se a aplicação concreta do modelo. Como base foi usado um viaduto do IC3 situado na zona de Coimbra, com a particularidade de alguns pilares terem aberturas, sendo estas descontinuidades de especial interesse no modo como o modelo é aplicado. Depois de se identificar o pilar mais desfavorável, procedeu-se ao seu dimensionamento aplicando o método em estudo.

5.2 CONCLUSÕES FINAIS

É necessário ter em mente que existem várias fases na elaboração de uma obra que estão intrinsecamente ligadas entre si. Na elaboração do projecto tem de ser pensado se as soluções adoptadas irão ser exequíveis em obra; o mesmo acontece no tipo de análise que é feita, sendo as opções do dimensionamento guiadas pelos requisitos do método usado. Isto leva-nos a um processo iterativo em que as 3 variáveis principais referidas anteriormente – análise, dimensionamento e obra – têm outras variáveis dependentes destas. Conjugando esta panóplia de variáveis, a solução final tem de garantir segurança, funcionalidade e estética de modo a que a sua razão de existir seja cumprida – servir pessoas. Contudo, existe um factor que se encontra por detrás de tudo o que foi falado, o económico. Menos Engenheiro, é certo, mas é um factor preponderante nas escolhas do projectista, sendo a isso obrigado pela sociedade em geral.

No que diz respeito ao que aqui foi estudado, os resultados obtidos no capítulo 3 foram muito satisfatórios. A diferença razoável obtida entre o primeiro modelo e experiência serviu para retirar várias conclusões importantes. Nesse caso, o facto de o rácio ter dado perto dos 70% é explicado pela amarração das armaduras, tendo esta amarração criado um confinamento adicional nas zonas dos nós. Na experiência seguida foram medidas tensões nos nós de cerca de 20% superiores aquelas esperadas. O facto do fenómeno de confinamento não ser considerado, explica a diferença anormal entre o resultado experimental e o obtido pelo método.

Por outro lado, no segundo caso estudado obteve-se um valor muito perto da unidade, o que realça a credibilidade do método aplicado. Era até ponderado que o valor do rácio pudesse ser superior à unidade, pelo facto de os códigos usados nos anos 50 serem mais conservativos do que hoje em dia. Esta diminuição dos factores de segurança deve-se, entre outros, pelos avanços dos processos construtivos dos materiais, havendo assim uma maior confiança nos valores característicos dos materiais.

Depois da chamada confirmação do método passou-se para o dimensionamento propriamente dito, em que com base num regulamento actual fez-se o dimensionamento da peça. Como era esperado a zona do capitel foi condicionada pelas cargas verticais. Houve, no entanto, alguns problemas em contornar as aberturas, muito pelo facto de não ter sido usado um modelo elástico da peça como guia. Para o tronco do pilar, houve problemas na verificação dos nós comprimidos no lado direito da secção. A solução encontrada foi considerar que parte das paredes delgadas do pilar (perpendiculares ao eixo da via), estavam também elas abrangidas pelo respectivo nó. Esta área necessária foi aumentando em profundidade, à medida que o esforço de compressão da escora (banzo comprimido) ia aumentando.

5.3 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após este trabalho torna-se claro que o uso de modelos de campos de tensões é imperial em zonas de descontinuidade. Também ficou provado que as tensões elásticas da estrutura são bastante importantes para o desenvolvimento deste método, dando-nos um ponto de partida para o cálculo.

O uso do software DIANA foi usado exclusivamente para retirar tensões elásticas, não sendo aproveitada a sua capacidade de cálculo de secções em regime não linear. O cálculo computacional do estado da estrutura em regime não linear permitiria uma confirmação adicional do método estudado, bem como uma pormenorização do estado de tensão de toda a estrutura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Muttoni, A., Schwartz, J., Thürlimann, B. *Design of Concrete Structures with Stress Fields*. Birkhäuser, Basel, Boston, Berlin, 1996.
- [2] Meirinhos, G., *Projecto de betão armado com modelos de escoras e tirantes assistido por computador*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008.
- [3] Schlaich, J., Schäfer, K., Jennewein, M. *Toward a Consistent Design of Structural Concrete* Título. PCI Journal, special report, May-June, 1987.
- [4] Fib, *Ceb-fip bulletin 56: Model code 2010*, 2010.
- [5] Eurocódigo 2, *Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais para edifícios*, Comité Europeu de Normalização, Abril 2004.
- [6] Lobo, P., Lourenço, M., Almeida, J. *Zonas de Descontinuidade em Betão Estrutural, Selecção e Avaliação de Modelos*. <http://www.civil.ist.utl.pt/~crisina/EBAP/2006/jpee2006-SeleccaoeavaliacaodeModelos.pdf>
- [7] Nunes, N., Lourenço, M., Almeida, J. *Comportamento em Serviço de Zonas de Descontinuidade de Betão Estrutural*. <http://www.civil.ist.utl.pt/~crisina/EBAP/2006/jpee2006-Comportamentoemserviçodezonasdedescontinuidadedebetãoestrutural.pdf>
- [8] Senturk, A., Higgins, C. *Evaluation of Reinforced Concrete Deck Girder Bridge Bent Caps with 1950s Vintage Details: Laboratory Tests*. ACI Structural Journal, September-October, 2010.
- [9] Rogowsky, D., Macgregor, J. *Shear Strength of Deep Reinforced Concrete Continuous Beam*.
- [10] Eurocode 1, *Actions on structures – Part 2: Traffic loads on bridges*, European Committee for Standardization, July 2002.
- [11] Leonhardt, F., Walther, R. *Wandartiger Träger*, DAFStb Heft 178, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, 1966.
- [12] Lourenço, M., *Adaptive stress field models for structural concrete*. Dissertação de Doutoramento, IST, 2010.
- [13] Souza, R., *Concreto Estrutural: Análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades*. Dissertação de Doutoramento, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2004.