



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR  
Engenharia

**Modelo de Escoras e Tirantes para Betão  
Estrutural**  
**Análise experimental de zonas descontínuas correntes**

**Tiago Alberto Figueiredo Santos**

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em  
**Engenharia Civil**  
(Mestrado Integrado)

Orientador: Prof. Doutor João Pires da Fonseca

**Covilhã, Outubro de 2014**



# Agradecimentos

Ao Professor Doutor João Pires da Fonseca, pelo acompanhamento prestado durante a elaboração do presente trabalho, pelas discussões que contribuíram para esclarecimento de dúvidas que de certa forma ajudaram na execução.

A todos os que de forma direta e indireta ajudaram na execução deste ensaio experimental, pela sua disponibilidade.

A todos os que me apoiaram durante este percurso, estando ao meu lado nos momentos mais cruciais.

Aos meus pais, pelo esforço que fizeram para proporcionar a conclusão desta grande etapa no percurso académico, como também pela paciência e apoio nos períodos menos bons.



# Resumo

A elaboração deste trabalho reflete a capacidade resistente de um nó CCT (compressão; compressão; tração) de um modelo de escoras e tirantes de uma estrutura de betão armado incluindo a ancoragem das armaduras e resistência do betão nessa zona onde ocorre a transmissão de esforços entre as escoras e o tirante. A ancoragem dos varões pode processar-se de formas diferentes, dependendo do comprimento de ancoragem disponível dentro do nó, como também da forma como esta é elaborada. Os diferentes tipos de ancoragem são abordados com base na norma europeia para as estruturas de betão armado, o Eurocódigo 2, tendo surgido a questão de qual dos tipos de ancoragem é mais eficaz.

O tipo de nó estudado é comum nas estruturas correntes da construção civil, muito frequente em vigas ou vigas-parede, apoiadas nos seus cantos inferiores extremos.

Para efeitos de estudo, a modelação foi efetuada com base no modelo de escoras e tirantes, retratando de forma simplificada e coerente parte da estrutura, incidindo a focagem no nó CCT junto de um apoio extremo. Foi considerado este nó, como zona final de ancoragem do tirante, onde não existe espaço para além do bordo, para que se possa efetuar prolongamento da ancoragem dos varões. A transmissão e equilíbrio das forças, entre as escoras de betão à compressão e os tirantes de aço à tração, têm de ocorrer necessariamente dentro dos limites geométricos do nó.

Neste contexto, foi idealizado um ângulo de 45° entre a escora e o tirante, onde os esforços envolvidos no modelo sejam os mais favoráveis aos objetivos de estudo. Os procedimentos de ensaio experimental assim como a escolha de materiais, foram concebidos de forma a que se evitassem excentricidades e esforços inesperados.

A elaboração do ensaio laboratorial incluiu a experimentação de 4 diferentes tipos de ancoragem, avaliando-os e comparando-os quanto à sua capacidade resistente.

A realização do ensaio planeado, atingiu os objetivos pretendidos. Foi verificada uma rotura do betão no nó com ancoragem reta dos varões, certificando que dos tipos de ancoragem utilizados, esta é a que requer mais atenção. A ancoragem reta com varão transversal soldado, a ancoragem em laço e a ancoragem em cotovelo oferecem maior eficácia que a ancoragem simplesmente reta.

## Palavras-chave

Modelo de escoras e tirantes, nós, ancoragens em betão armado, nó CCT



# Abstract

The preparation of this work reflects the strength capacity of a CCT node (compression, compression, traction) of a strut and tie model of a reinforced concrete structure including the anchoring of the reinforcement and concrete strength in that area where transmission occurs between efforts struts and tie. The anchoring the bars can process different ways depending on the available anchorage length on the node, but also the way it is drafted. The different types of anchorage are discussed based on the European standard for concrete structures, Eurocode 2, having emerged the question of what types of anchor are more effective.

The node type studied is common in current structures construction, very frequent in beams or beam-wall, supported in their extreme bottom corners.

For the purpose of study, modeling was performed based on the strut and tie model, depicting a simplified and coherent part of the structure, focusing on CCT node along an extreme support. This node was considered as the final area of the tie anchorage, where there is space beyond the edge, so we can make the extension of the anchorage bars. The transmission and balance of forces between the concrete struts compressive and tensile steel ties must necessarily occur inside of the geometric limits of node.

In this context, it was designed at an angle of  $45^\circ$  between the anchor and the tie, where the efforts involved in the model are more favorable to the study aims. The experimental test procedures as well as the choice of materials have been designed so that eccentricities, by avoiding unexpected efforts.

The preparation of laboratory testing included the trial of four different types of anchorage, evaluating them and comparing them as to its strength capacity.

The realization of the planned trial achieved the desired objectives. One concrete breaking was observed at node with straight anchorage on the bars, making sure that the types of anchorage used, is the one that requires more attention. The straight bar soldier cross anchorage, the anchorage in loop and the anchorage in bend offer effectiveness that anchoring simply straight.

## Keywords

Strut and tie model, nodes, reinforced concrete anchors, CCT node



# Índice

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Organização do documento	2
2	Objetivos	3
3	Revisão bibliográfica	5
3.1	Modelo de Escoras e Tirantes	5
3.1.1	Nota histórica	5
3.1.2	Princípios do método de escoras e tirantes	6
3.1.3	Divisão da estrutura em zonas B e zonas D	7
3.1.3.1	Zonas B	8
3.1.3.2	Zonas D	8
3.1.3.3	Modelação das regiões D	9
3.1.4	Otimização do modelo de escoras e tirantes	10
3.2	Dimensionamento de escoras, tirantes e nós	11
3.2.1	Tirantes	12
3.2.2	Escoras	12
3.2.3	Nós	15
3.2.3.1	Nós contínuos	16
3.2.3.2	Nós singulares	16
3.2.3.3	Tipologia de nós	17
3.2.3.3.1	Nós típicos à compressão	18
3.2.3.3.2	Nós típicos de tensão-compressão com tirante em uma direção	18
3.2.3.3.3	Nós típicos de tensão-compressão com tirantes em duas ou mais direções	20
3.2.3.3.4	Nós com largura reduzida	21
3.2.3.3.5	Nós com armadura à compressão	21
3.3	Ancoragens	22
3.3.1	Tipos de amarração	23
3.3.2	Aderência entre o betão e os varões de aço	24
3.3.3	Tensão de rotura da aderência	25
3.3.4	Comprimento de amarração	26
3.3.4.1	Comprimento de amarração de referência	26
3.3.4.2	Comprimento de amarração de cálculo	27
3.3.5	Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados	29

3.4 Modelação do comportamento dos materiais	30
3.4.1 Betão	30
3.4.1.1 Resistência à compressão do betão	30
3.4.1.2 Compressão uniaxial do betão	31
3.4.1.3 Tração uniaxial do betão	33
3.4.1.4 Estados múltiplos de tensões no betão	34
3.4.2 Aço	35
3.4.3 Teflon	36
3.4.4 Aço inox	37
4. Metodologia	39
4.1 Definições gerais do caso prático de estudo	39
4.2 Análise numérica	40
4.2.1 Modelo de escoras e tirantes	40
4.2.2 Ancoragens	41
4.2.3 Cálculo de dimensionamento da geometria e forças do modelo	43
4.3 Ensaio experimental	48
4.3.1 Procedimento para realização do ensaio	48
4.3.2 Construção das cunhas	49
4.3.3 Cofragem	51
4.3.4 Tirantes	52
4.3.5 Colocação de extensómetros	53
4.3.6 Superfície de deslizamento entre cunhas e escoras	56
4.3.7 Betonagem	56
4.3.8 Caracterização do betão	59
5. Ensaio de laboratório	63
5.1 Montagem do equipamento de ensaio	63
5.2 Procedimento do ensaio laboratorial	65
5.2.1 Primeiro carregamento	66
5.2.2 Segundo carregamento	66
5.2.3 Terceiro carregamento	68
6. Medições	71
6.1 Esquema de medições	71
6.2 Primeiro carregamento	72
6.3 Segundo carregamento	76
6.4 Terceiro carregamento	79
7. Conclusões	85
8. Sugestões para trabalhos futuros	87
Bibliografia	89
Anexos	91

# Lista de Figuras

		Página
Figura 1	Exemplo de estrutura com identificação de regiões B e regiões D [8]	7
Figura 2	Princípio de Saint-Venant's [9]	7
Figura 3	Exemplo de regiões D [9]	8
Figura 4	Aplicação do método do caminho de carga para carga para carregamento distribuído não uniforme [8]	10
Figura 5	Aplicação do método do caminho de carga para força concentrada em extremidade [10]	10
Figura 6	Configurações de campos de tensões à compressão [10]	12
Figura 7	Traçado do modelo de escoras e tirantes da configuração em leque [18]	13
Figura 8	Escora comprimida com confinamento por tensões de compressão transversal [11]	14
Figura 9	Escora comprimida com tensões de tração transversal [11]	15
Figura 10	Exemplo de zonas de compressão [12]	15
Figura 11	Armadura para tensões transversais para campos de tensão [8]	16
Figura 12	Nós típicos à compressão (adaptado de [8])	18
Figura 13	Nó CCT fora dos cantos de uma estrutura (adaptado de [8])	19
Figura 14	Nó típico tensão compressão com armadura direcionada em uma direção (adaptado de [8])	19
Figura 15	Nós típicos tensão-compressão (adaptado de [8])	20
Figura 16	Nós CTT com varão tracionado efetuando dobragem (adaptado de [8])	20
Figura 17	Nó CCC sobre apoio reduzido em relação ao elemento estrutural (adaptado de [8])	21
Figura 18	Nó CCC com varões de reforço à compressão (adaptado de [8])	22
Figura 19	Dispositivos de amarração [13]	23
Figura 20	Tipos de ancoragem [11]	24
Figura 21	Aderência por adesão [15]	25
Figura 22	Aderência por atrito [15]	25
Figura 23	Aderência mecânica entre o varão com estribos e o betão [15]	25

	Página	
Figura 24	Comprimento de amarração de referência, seja qual for o formato da ancoragem, medido ao longo eixo do varão [11]	27
Figura 25	Para cálculo de $c_d$ com base no recobrimento mínimo de betão [11]	29
Figura 26	Valores de K para vigas e lajes [11]	29
Figura 27	Tensão-deformação do betão e seus componentes [17]	31
Figura 28	Curva de relação tensão-extensão para análise estrutural do betão à compressão	32
Figura 29	Curva de relação tensão-extensão para análise estrutural do betão à tração [11]	33
Figura 30	Resistência do betão sujeito a estados de tensões biaxiais [18]	34
Figura 31	Resistência do betão sujeito a estado de tensões triaxiais [18]	34
Figura 32	Curvas características tensão-extensão do aço laminado a quente e endurecido a frio [11]	35
Figura 33	Curvas típicas de tensão-extensão para diferentes resistências de aços [19]	36
Figura 34	Modelo de escoras e tirantes em viga-parede	40
Figura 35	Pormenor do nó	40
Figura 36	Esquema inicial do nó	41
Figura 37	Resultado da simetria do nó e respetivo modelo de escoras e tirantes	41
Figura 38	Esforços axiais para um ângulo das escoras de 40°	43
Figura 39	Esforços axiais para um ângulo das escoras de 50°	44
Figura 40	Esforços axiais para um ângulo das escoras de 45°	44
Figura 41	Dimensões geométricas do nó	47
Figura 42	Cofragem das cunhas	50
Figura 43	Armadura das cunhas	50
Figura 44	Cofragem	51
Figura 45	Varões com ancoragens em laço e ancoragem em cotovelo	52
Figura 46	Varões com ancoragens retas e com retas com varão transversal soldado	53

	Página	
Figura 47	Equipamento de leitura “Data Loguer”	54
Figura 48	Localização dos extensómetros	54
Figura 49	Numeração dos extensómetros da face lisa	54
Figura 50	Numeração dos extensómetros da face rugosa	55
Figura 51	Colocação dos extensómetros	55
Figura 52	Aplicação do verniz protetor	55
Figura 53	Processo de amassadura	57
Figura 54	Processo de betonagem	58
Figura 55	Esquema da montagem do equipamento de ensaio	63
Figura 56	Plano de ensaio	63
Figura 57	Defletómetros analógicos	64
Figura 58	Preparação do ensaio	65
Figura 59	Imperfeição da face de contacto da cunha com escora	67
Figura 60	Cunha de aplicação de força pelo macaco hidráulico	67
Figura 61	Representação das fissuras e rotura do nó	69
Figura 62	Posição e numeração dos defletómetros	71
Figura 63	Gráfico de correlação carga vs afastamento para primeiro carregamento	73
Figura 64	Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensómetros $\epsilon_1$ e $\epsilon_3$	74
Figura 65	Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensómetros $\epsilon_2$ e $\epsilon_4$	74
Figura 66	Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensómetros $\epsilon_5$ e $\epsilon_7$	75
Figura 67	Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensómetros $\epsilon_6$ e $\epsilon_8$	75
Figura 68	Gráfico correlação carga vs afastamento para segundo carregamento	76
Figura 69	Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros $\epsilon_1$ e $\epsilon_3$	77
Figura 70	Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros $\epsilon_2$ e $\epsilon_4$	77

	Página
Figura 71 Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros $\epsilon_5$ e $\epsilon_7$	78
Figura 72 Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros $\epsilon_6$ e $\epsilon_8$	78
Figura 73 Gráfico correlação carga vs afastamento para terceiro carregamento	80
Figura 74 Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros $\epsilon_1$ e $\epsilon_3$	81
Figura 75 Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros $\epsilon_2$ e $\epsilon_4$	81
Figura 76 Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros $\epsilon_5$ e $\epsilon_7$	82
Figura 77 Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros $\epsilon_6$ e $\epsilon_8$	82
Figura 78 Diagrama de esforços axiais para força de rotura	83
Figura 79 Rotura do betão no nó	86

# Lista de Tabelas

	Página	
Tabela 1	Valores dos coeficientes $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ , $\alpha_4$ e $\alpha_5$ [11]	28
Tabela 2	Diâmetros mínimos de dobragem do mandril [11]	29
Tabela 3	Caracterização do betão	59
Tabela 4	Caracterização do betão de classe C30/37 pelo EC2 [11]	59
Tabela 5	Medições dos defletómetros no primeiro carregamento e afastamentos	72
Tabela 6	Medições dos defletómetros no segundo carregamento e afastamentos	76
Tabela 7	Medições dos defletómetros no terceiro carregamento e afastamentos	80



# Simbologia

$s$	Coeficiente dependente do tipo de betão
$\Sigma$	Somatório
$A_c$	Área de secção transversal de betão
$A_s$	Área de secção de uma armadura para betão armado
$C$	Compressão
$C_c$	Escora de betão à compressão
$CCC$	Compressão, Compressão, Compressão
$CCT$	Compressão, Compressão, Tração
$CTT$	Compressão, Tração, Tração
$\mathcal{E}_{mi}$	Tensão média do membro $i$
$f_{bd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura da aderência
$F_c$	Força de compressão
$f_{cd}$	Valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ck}$	Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade
$f_{cm}$	Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{ctd}$	Valor de cálculo da resistência do betão à tração
$F_i$	Força na escora ou tirante $i$
$f_{pyd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço de pré-esforço das armaduras para betão armado
$F_t$	Força de tração
$f_{yd}$	Valor de cálculo da tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
$f_{yk}$	Tensão de cedência do aço
$k$	Coeficiente; fator
$l_{b,eq}$	Comprimento de amarração
$l_{b,min}$	Comprimento de amarração mínimo
$l_{b,rqd}$	Comprimento de amarração de referência
$l_{bd}$	Comprimento de amarração de cálculo
$N_{ed}$	Valor de cálculo do esforço normal atuante (tração ou compressão)
$\emptyset$	Diâmetro
$T$	Tração
$t$	Tempo considerado
$T_c$	Escora de betão à tração
$T_s$	Escora de betão à tração com armadura de reforço
$TTT$	Tração, Tração, Tração
$v'$	Coeficiente

$\alpha_{cc}$	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão
$\alpha_{ct}$	Coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada
$B_{cc}$	Coeficiente
$\gamma$	Coeficiente
$\eta$	Coeficiente
$\sigma_c$	Tensão de compressão no betão
$\sigma_{rd}$	Tensão resistente
$\sigma_{sd}$	Tensão na secção do aço

# 1. Introdução

## 1.1. Enquadramento do tema

Em elementos estruturais, quando sujeitos a cargas, encaminham-nas ao longo da estrutura até encontrarem pontos de apoio nos quais as descarregam. Ao longo do elemento pode ser definidos os caminhos seguidos pelas forças para melhor compreensão de quem os analisa, simplificando-os e traduzindo o equilíbrio em modelos de escoras e tirantes, em que encontramos as escoras à compressão e os tirantes à tração. Esta simplificação tem o intuito de auxiliar os engenheiros para o dimensionamento do elemento. Para a análise das escoras, possibilita a escolha da classe de resistência do betão, para garantir a resistência deste à compressão. Para a análise dos tirantes, permite quantificar o esforço de tração, de modo a determinar a quantidade de armadura de aço a colocar.

O encontro das escoras e tirantes cria regiões nas quais as forças se equilibram, que se designam por nós. Estes nós, para os engenheiros civis, são as regiões que têm maior necessidade de atenção e cuidados no seu dimensionamento, visto que existem várias tensões com orientações complexas. Existem diferentes tipos de nós, em que esta diferença diz respeito às diferentes combinações entre escoras e tirantes.

Frequentemente, os tirantes terminam na região nodal. Um desses exemplos é o nó do tipo CCT (compressão, compressão, tração). Este tipo de nó aparece frequentemente sobre apoios de vigas e vigas-parede, sendo esta frequentemente uma região exigua dos elementos.

Para ancoragem dos tirantes, existem várias hipóteses possíveis, em que algumas delas são definidas pelo Eurocódigo 2, como sendo ancoragem reta, gancho, laço, cotovelo e reta com varões transversais soldados. Dado que muitas vezes as regiões nodais são limitadas na sua dimensão, a ancoragem necessita de se efetuar dentro de uma região limitada, independentemente da grandeza das forças nos tirantes. Deste modo, surge uma necessidade de escolha do sistema mais adequado, ou seja, o mais eficaz, onde muitas das vezes se torna necessário o recurso a dispositivos adicionais.

Com inúmeras hipóteses de escolha, torna-se essencial o estudo experimental para determinar qual o mais indicado e eficaz. Existe necessidade de compreender o que acontece na região nodal para cada tipo de ancoragem e para o comportamento do betão envolvente.

## 1.2 Organização do documento

O trabalho elaborado está organizado em 8 capítulos, um seguimento realizado com uma ordem baseando-se na compreensão da elaboração e realização do trabalho prático. Respeitando o seguimento, a organização do documento vai desde a pesquisa de informação sobre o método utilizado no dimensionamento de um caso de estudo, modelação e elaboração, até ao seu ensaio experimental com recolha de informação sobre os resultados obtidos.

O Capítulo 1 consiste na orientação do estudo a abordar, o enquadramento do tema.

O Capítulo 2 refere os objetivos a atingir com a elaboração do caso prático de estudo e as verificações a efetuar.

O Capítulo 3 é composto pela revisão bibliográfica, referindo toda a pesquisa efetuada sobre tema abordado, modelo de escoras e tirantes, como também as ancoragens. Servindo este como base fundamental no dimensionamento estrutural, levando ao seu conhecimento e sua compreensão. Também são abordadas algumas conceções sobre a modelação dos materiais, betão, aço, teflon e aço inox, sendo uteis na introdução de certos conceitos relativos às suas capacidades e propriedades mecânicas bem como, o fundamento de alguns valores e características a eles atribuídos no decorrer da sua análise.

Após a compreensão e definição do estudo a elaborar, o Capítulo 4 refere os procedimentos de dimensionamento e cálculos efetuados para elaboração do modelo prático. Também referenciado neste capítulo a descrição dos procedimentos efetuados durante a construção do modelo.

Com seguimento à construção do modelo e respetiva cura, o ensaio é realizado, a montagem do plano de ensaio, e procedimentos efetuados durante sua execução, são referenciados no Capítulo 5. Também são referenciadas algumas ocorrências verificadas durante a execução do ensaio.

O Capítulo 6 faz referência ao esquema de medições, apresentando os resultados obtidos pelos extensómetros e defletómetros, consecutivamente a análise dos mesmos com referência de algumas observações.

Para concluir a análise dos resultados obtidos, assim como conclusões baseadas neles e acontecimentos observados visualmente durante o decorrer e no final do ensaio prático, temos o Capítulo 7.

No Capítulo 8 são apresentadas sugestões para realização de futuros estudos sobre o tema abordado perante a elaboração deste documento, como também para avaliação da fiabilidade dos resultados obtidos.

## 2. Objetivos

Partindo do modelo de escoras e tirantes como base para a análise experimental, sendo este uma simplificação do caminho das tensões existentes em estruturas correntes na construção civil, quando a simplificação, o encontro das diferentes direções de tensões em uma região se denomina como nó. O objetivo deste trabalho passa pela escolha de um dos tipos de nós e consecutivamente o seu estudo. Dentro da diferente gama de nós possíveis, o escolhido para estudo é o nó CCT. Consistindo este no encontro de duas escoras e um tirante, onde as tensões provenientes deles se encontram e equilibram entre si. Encontrados frequentemente sobre apoios em vigas e vigas-parede, considerados estes nós como regiões terminais dos tirantes quando não existe prolongamento de ancoragem para além destes nós, considerado um nó com estas características para o trabalho pratico a elaborar. A ancoragem terá a necessidade de se efetuar dentro da geometria do nó. Para dimensionamento do modelo pratico com fim à realização do ensaio laboratorial, o modelo de escoras e tirantes é simplificado para uma observação simplificada dos resultados obtidos no nó. Havendo a possibilidade de diferentes tipos de ancoragem referenciadas pelo Eurocódigo 2, um dos objetivos é a experimentação de 4 deles, verificando qual o mais eficaz com os seus respectivos comprimentos de amarração, encontrando-se estes dentro da geometria do nó. Para procedermos à experimentação destes tipos de ancoragem em um só ensaio, a replicação do nó em um só modelo experimental será necessário a criação de um sistema fechado e simétrico, com a imposição de que os 4 nós reproduzidos estejam sobre as mesmas condições. O dimensionamento da classe de resistência do betão será tomado em consideração em função das tensões de compressão que as escoras sofrerão, assim como a permissão de que a ancoragem se situe dentro da região nodal.

O principal objetivo deste trabalho, não é só a verificação do comportamento do nó e verificação de qual o tipo de ancoragem a ceder primeiro ou comportamento do betão em redor dela, mas também verificar se o comprimento de amarração indicado pelos cálculos baseados no Eurocódigo 2, são suficientes ou não. Se estes forem suficientes, a rotura se procederá por parte do betão. Caso não sejam suficientes, a cedência da armadura irá acontecer. Este é um dos objetivos a verificar focando também, caso a rotura do betão ocorra, então a verificação de como esta sucedeu e da forma como sucedeu.



# 3.Revisão bibliográfica

## 3.1 Modelo de Escoras e Tirantes

### 3.1.1 Nota histórica

O ponto de partida para idealização deste modelo tem lugar a quando do aparecimento do betão armado, logo desde então as preocupações de idealização da forma como uma viga resistira a esforços de flexão, como também encontrar um equilíbrio entre as forças de compressão e tração existentes.

Em 1899, W. Ritter [1] propôs um modelo simples de uma treliça com aproximação da visualização da forma como se dispõe as forças internas em uma viga fissurada, modelo que E. Mörsch em 1912 [2] serviu como base para projeto de vigas de betão. Mais tarde com o decorrer do tempo este princípio foi aperfeiçoado e desenvolvido por vários autores, como é o caso de Rüschi e Kupfer em 1964 [3] e Leonhardt em 1965 [4], que após várias demonstrações reforçaram que o modelo de escora e tirantes pode ser aplicado com sucesso em vigas profundas e cachorros (mísulas). Em 1983 Thürlimann's [5] da escola de Zurich juntamente com Marti e Mueller criaram bases científicas para uma aplicação racional, traçando o conceito de volta para a teoria da plasticidade, juntamente com os campos de tensões para diferentes tipos de armadura em estruturas de betão.

Também no desenvolvimento de Collins e Mitchell em 1980 [6], destacaram a consideração das deformações do modelo de escora e a derivação do método racional de desenho para teorias de corte e torção baseadas na compatibilidade de Morh. Apesar de inovadoras, estas teorias podem apenas ser aplicadas em elementos onde existe uma distribuição linear de tensões e extensões.

Contudo, com base no modelo de treliça, ao longo do tempo foram-se aperfeiçoando técnicas e formas de melhor representar o comportamento das estruturas de betão armado. E para grande desenvolvimento deste tema, deram grande contributo as publicações de Schlaich e Weischede em 1982 e mais tarde, em 1987 por Schlaich, Schäfer e Jennewein que implementaram o modelo de escoras e tirantes [7], prevalecendo como das principais ferramentas para o cálculo e dimensionamento de elementos de betão estrutural, tendo mais relevância nas zonas onde se aplicam carregamentos, como também em zonas onde existam descontinuidades geométricas.

Podemos então afirmar que todas as publicações feitas de forma sistemática contribuíram para uma evolução dos modelos de escoras e tirantes, abrangendo uma vasta variedade de estruturas de betão armado. Esta contribuição veio de certo modo facilitar o trabalho a muitos engenheiros de estruturas, prevenindo que estes cometam erros graves através da fácil verificação de desenhos preliminares.

### 3.1.2 Princípios do método de escoras e tirantes

A simplificação na análise deste método é essencial para um melhor entendimento de um engenheiro civil. Em uma estrutura as tensões e forças internas podem ser traçadas e visualizadas através de mapas representantes das suas trajetórias. Padrões de trajetórias que vão desde os pontos de aplicação de cargas numa das extremidades das estruturas, percorrendo o corpo até atingirem os suportes. Contudo podemos considerar os padrões de trajetórias bastante complicados, e na melhor das hipóteses disponíveis apenas para materiais com comportamento elástico-linear, considerando ainda que no caso de betão armado os caminhos das forças de tensões são seguidos de armadura podendo causar fissuras e deformação plástica, sendo razoável esperar que para algumas aplicações práticas os mapas representantes das trajetórias possam ser simplificados e ajustados às propriedades e características específicas do betão estrutural.

Por forma a simplificar estes campos de tensões na estrutura, as curvaturas são transformadas em linhas retas do modelo de escoras e tirantes, sendo representadas estas de forma diferente com base na sua distinção entre linhas de compressão e linhas de tração, onde as ligações destas linhas em suas extremidades são idealizadas sob a forma de nós. Segundo Thürlimann [5] as tensões em uma estrutura têm de estar em equilíbrio entre si, em que para a capacidade última do modelo deve ser verificado o limite inferior do teorema da plasticidade, em que a garantia de que todas as tensões se equilibram sem que se ultrapasse as capacidades de resistência do material constituinte da estrutura.

No modelo de escoras e tirantes numa estrutura pode ser dividida em dois tipos de zonas, zonas D definidas como descontínuas e zonas B definidas como contínuas [8]. Embora o método de escoras e tirantes possa ser aplicado à totalidade da estrutura, sendo mais relevante a sua utilização em zonas descontínuas (zonas D) devido à sua complexidade, para zonas contínuas (zonas B) são adotados métodos estandardizados fornecidos por códigos estruturais devido à sua simples aplicação. Apesar do método ser uma ferramenta com grandes potencialidades em zonas descontínuas, deve ser utilizado com base num critério racional do engenheiro, exigindo dele um conhecimento do comportamento das propriedades dos materiais utilizados.

### 3.1.3 Divisão da estrutura em zonas B e zonas D

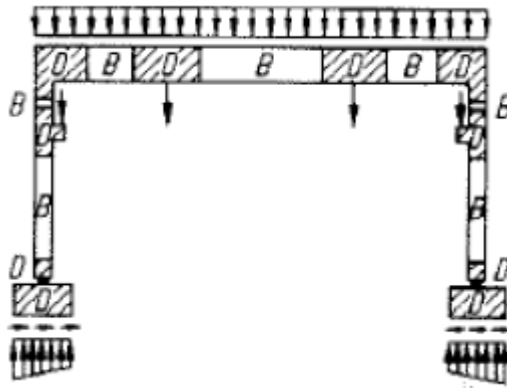


Figura 1 - Exemplo de estrutura com identificação de regiões B e regiões D [8]

Em regiões B, as trajetórias das tensões são representadas de forma bastante suave em relação a um padrão descontínuo e turbulento das regiões D. Denota-se que a intensidade das tensões diminui rapidamente com o afastamento dos locais de concentração de tensões sendo estes, pontos de aplicação de cargas concentradas, apoios, em geral zonas descontínuas. As regiões B e D são definidas com base neste comportamento. Para facilitar esta definição de regiões podemos contar com ajuda do princípio de Saint-Venant's, que a perturbação de tensões localizada nos pontos de concentração das forças, fluindo ao longo da geometria da secção do corpo em análise.

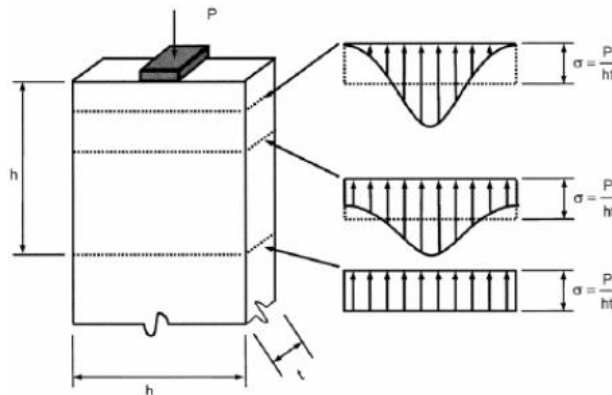


Figura 2 - Princípio de Saint-Venant's [9]

É com estas perturbação de tensões que definimos as regiões D, podendo ser identificadas com a forma de fissuração do betão, onde temos uma fissuração em que a orientação pode ocorrer em várias direções. Nas zonas B não ocorrem, onde uma fissuração é definida com a orientação das tensões. Contudo este princípio de Saint-Venant's não é preciso na definição da posição das linhas que separam estas duas regiões, mas é uma ajuda qualitativa no desenvolvimento do modelo de escoras e tirantes [7; 8].

### 3.1.3.1 Zonas B

Consideradas como zonas de continuidade, as hipóteses de Bernoulli da distribuição no plano de deformação são assumidas como válidas. O estado interno de tensões em qualquer secção é proveniente de forças seccionais como é o caso de momentos flectores, momentos de torção, forças axiais e transversais. Estas regiões são definidas em placas e vigas onde a espessura permanece constante ao longo da estrutura e as cargas são distribuídas continuamente. Contudo na estrutura, nestas regiões a fendilhação não ocorre. Podemos então aplicar as leis de Hooke onde as tensões são analisadas com ajuda das propriedades da secção, seguindo a teoria da flexão (momentos de inercia). Esta teoria é aplicada quando as trações excedem as tensões de resistência do betão, para tal é adotada armadura de reforço [7; 8]. O procedimento de cálculo destas implementações é especificado em normas definidas, estando em vigor em Portugal o Eurocódigo 2 [11].

### 3.1.3.2 Zonas D

São designadas como zonas diferentes das zonas B, definindo-se por ser zonas descontínuas. Classificam-se em descontinuidades geométricas, estaticamente descontínuas e as duas referenciadas a ocorrerem em simultâneo. Em zonas geometricamente descontínuas temos como exemplo os casos em que nos deparamos com aberturas no elemento de betão, dobras (cantos), variação nas dimensões da secção, como também sapatas de pilares. Para zonas estaticamente descontínuas temos como exemplos os locais onde ocorrem cargas concentradas, zonas sobre apoios, e zonas onde ocorre a ancoragem de cabos de pré-esforço. Como exemplo da ocorrência em simultâneo de descontinuidades geométricas e estaticamente descontínuas temos os exemplos de cachorros sujeitos a cargas concentradas, como também zonas sobre apoios com variações de dimensão de secções [7; 8]. Para melhor exemplificar este tipo de situações temos as representações na figura 3.

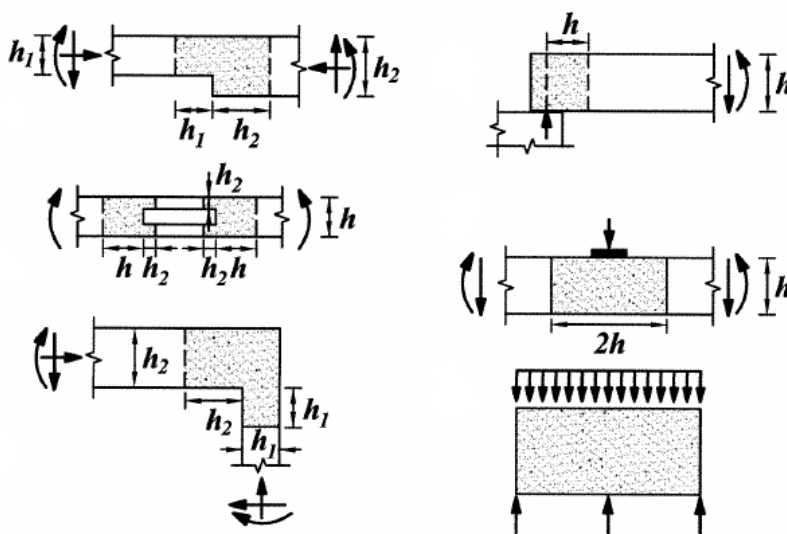


Figura 3 - Exemplo de regiões D [9]

Nestas zonas não podemos considerar efeitos seccionais como nas zonas B, visto que não temos uma distribuição linear de tensões.

É nestas zonas onde ocorre a formação de fissuras e tensões internas são transferidas das escoras de betão para os tirantes de aço em betão armado, equilibrando-se entre si. Para dimensionamento destas zonas são fornecidos programas de análise computacional, fornecendo estes resultados que levam a soluções não económicas e irrealistas quando se trata de pormenores. Por vezes as decisões tomadas pelo engenheiro passa pela sua experiencia e pela intuição, que em ocasiões são tidas em conta situações sucedidas anteriormente e os resultados obtidos foram bem-sucedidos. A falta de experiencia por vezes leva à adoção de soluções erradas de dimensionamento, tanto a nível económico como a nível estrutural, ocorrendo fragilidades causadoras de danos nos elementos, prejudiciais ao bom funcionamento da estrutura em que estão inseridos.

### **3.1.3.3 Modelação das regiões D**

Embora existam explicações teóricas do dimensionamento destas regiões, a forma mais simples de explicar é a aplicação em situações práticas. Partindo de um exemplo prático, temos o representado na figura 4 a), que nos apresenta uma estrutura com o carregamento de uma carga distribuída não uniforme suportada em dois apoios nas suas extremidades inferiores. Para melhor representação dos caminhos das forças sendo estes assimétricos devido ao carregamento não uniforme, o diagrama de tensões é dividido em duas partes com simplificação em cargas concentradas. Com seguimento desta divisão é desenhado o caminho das forças para cada divisão com equivalência entre si, como mostra a figura 4 b). Denota-se que estas linhas se encaminham desde o ponto de aplicação de carga até aos suportes onde se encontram as reações, respeitando o centro de gravidade correspondente ao diagrama de tensões. Após um traçado do caminho das forças de uma forma equilibrada, as curvaturas definidas nestas linhas com orientação para os pontos centrais da estrutura, dão origem às forças  $F_c$ , traçadas horizontalmente, sendo representativas das zonas em compressão. Também, as curvas com orientação contrária à referida anteriormente, dão origem às zonas onde encontramos tração representadas na figura 4 como forças  $F_t$ . Estas forças horizontais conferem um equilíbrio horizontal da estrutura tendo como finalidade uma simplificação destas linhas. Também dos caminhos das forças, são traçadas linhas retas simplificadas em representação de um modelo de escoras e tirantes, funcionando com finalidade de uma melhor análise do comportamento da estrutura, para posteriormente um dimensionamento de armadura adequado. Esta simplificação é mostrada pela figura 4 c).

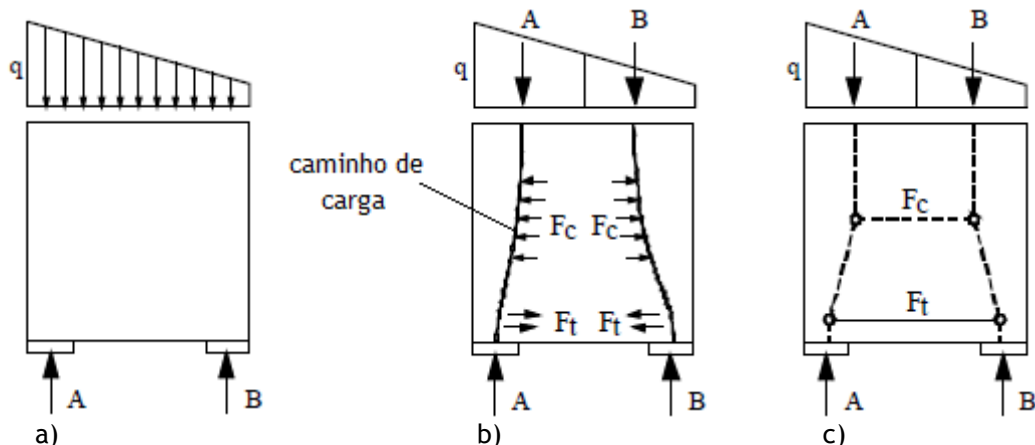


Figura 4 - Aplicação do método do caminho de carga para carregamento distribuído não uniforme (adaptado de [8])

Outro exemplo em que o traçado do modelo de escoras e tirantes é diferente na mesma estrutura quando alteramos o carregamento, é o exemplo da figura 5, em que é aplicada uma carga concentrada em uma das extremidades superiores. O procedimento até à obtenção do modelo simplificado de escoras e tirantes é semelhante ao referenciado anteriormente, em que o equilíbrio tem de ser encontrado. Reparamos então que o modelo obtido é diferente, como mostra a representação da figura 5.

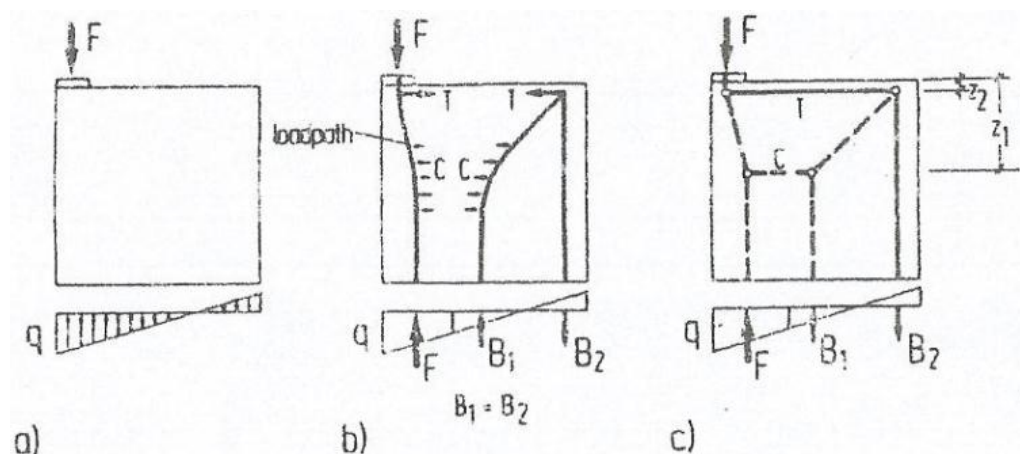


Figura 5 - Aplicação do método do caminho de carga para força concentrada em extremidade [10]

### 3.1.4 Otimização do modelo de escoras e tirantes

Existem muitos casos em que os traçados do caminho das forças são mais complexos, e muitas vezes levam a uma simplificação para o modelo, que no dimensionamento da armadura indica a que esta seja colocada numa posição inclinada. Em termos construtivos esta prática torna o grau de dificuldade mais elevado, e por esse motivo muitas das vezes o modelo obtido tem a necessidade de ser rearranjado com objetivo a que a colocação da armadura seja simplificada, seja colocada em uma posição paralela ou perpendicular às extremidades facilitando assim o processo construtivo. Com estes arranjos, o respeitar das direções principais das tensões não é necessitado, adotando soluções alternativas, tendo em conta a

segurança e a capacidade que as novas alternativas têm em responder às tensões impostas ao elemento. Mas com esta questão de ajustamento de modelos, surgem dúvidas sobre qual o modelo correto a escolher dos possíveis obtidos. Para ajuda da realização da escolha podemos definir o critério em que o caminho com menores forças e deformações é o experimentado, isto desde que a armadura dos tirantes seja muito mais deformável que a escora de betão. Também pode considerar-se a melhor solução, a que temos no modelo a representação do menor comprimento de tirantes. Para melhor interpretar esta ajuda, podemos recorrer à seguinte formulação [8]:

$$\sum F_i l_i \epsilon_{mi} = \text{mínimo} \quad (1)$$

Onde:  $F_i$  = força na escora ou tirante  $i$   
 $l_i$  = comprimento do membro  $i$   
 $\epsilon_{mi}$  = tensão média do membro  $i$

Esta equação é derivada do princípio da energia mínima de tensão para um comportamento elástico linear para escoras e tirantes depois da fissuração. Devido em muitas das vezes as tensões nas escoras serem mais pequenas que as dos tirantes de aço, as escoras de betão são omitidas. Com este critério podemos obter resposta para algumas das dúvidas, conseguindo com ele a eliminação de algumas das hipóteses obtidas. Contudo é necessário entender que esta solução não é única, e que otimizações deveram ocorrer, para tal é necessário curvas de caminhos de forças para zonas mais específicas, com objetivo de encontrar melhores soluções de armadura. Para uma solução bastante eficaz e satisfatória, o engenheiro deve conter alguma experiencia no modelo de escoras e tirantes.

### 3.2 Dimensionamento de escoras, tirantes e nós

Entende-se por dimensionamento a determinação da quantidade de armadura e verificação de tensões no betão para as forças provenientes do modelo de escoras e tirantes e o equilíbrio das forças transferidas entre as escoras e os tirantes nas regiões dos nós. Para que a segurança deste dimensionamento seja garantida, os códigos existentes para o dimensionamento preveem que para as cargas aplicadas, como também para os efeitos seccionais, a multiplicação destes valores por coeficientes de segurança  $\gamma_s$ . Aos valores de desenho associados à resistência da estrutura, tais como a força de compressão uniaxial do betão  $f_{cd}$ , o limite de resistência do aço do tirante  $f_{yd}$ , ou aço de pré-esforço  $f_{pyd}$ , sendo eles característicos dos materiais, são divididos pelos fatores de segurança especificado nos códigos para cada material. Contudo a análise e a escolha inicial do modelo de escoras e tirantes é fundamental, sendo que é válida uma correção da mesma se assim for necessário. Neste dimensionamento existem três tipos básicos de escoras e tirantes, as escoras de betão à compressão  $C_c$ , tirantes de betão à tração sem existência de armadura de reforço  $T_c$  e os tirantes à tração com armadura  $T_s$ , podendo este último ser composto de varões de aço ou aço de pré-esforço. Podemos então com o encontro dos tirantes  $T$  e das escora  $C$  obter vários

tipos de combinações, diferentes tipos de nós. Nós CCC, CCT, CTT e TTT, podemos também obter um maior número de escoras ou tirantes intervenientes, onde o princípio de combinação permanece o mesmo.

### 3.2.1 Tirantes

Normalmente os tirantes estão associados ao aço da armadura ou cabos de pré-esforço que se encontram à tração numa estrutura, a orientação deste reforço se encontra na direção do eixo do tirante do modelo de escoras e tirantes. A presença deste reforço nas zonas a tração é fundamental a quando da ocorrência de fissuração no betão, visto que a resistência do aço à tração é bastante superior à do betão. Uma das principais dificuldades para os engenheiros civis no seu dimensionamento é a amarração dos varões na zona de ancoragem, devendo ser garantido o comprimento de amarração. Muitas das vezes esse espaço é limitado, daí a necessidade de optar por sistemas alternativos. O dimensionamento da quantidade de aço para o tirante é feito com base na aplicação do respetivo fator de segurança, presente na seguinte expressão [11]:

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}/\gamma_s} \quad (2)$$

Onde:  $A_s$  = área de armadura necessária  
 $T$  = força de tração no tirante  
 $f_{yk}$  = tensão de cedência do aço  
 $\gamma_s$  = fator de segurança para o aço

### 3.2.2 Escoras

Ao contrário dos tirantes, as escoras encontram-se à compressão, normalmente consideradas pelos campos de tensões à compressão. A resistência à compressão é uma das características em que o betão desempenha um bom papel, normalmente é aceitável a dispensa da armadura à compressão nas escoras.

Existem diferentes campos de tensões à compressão, em que segundo Schlaich [7] apenas três configurações são suficientes para representação destes campos: em leque (figura 6 b)), em garrafa (figura 6 a)), e prismática (figura 6 c)).

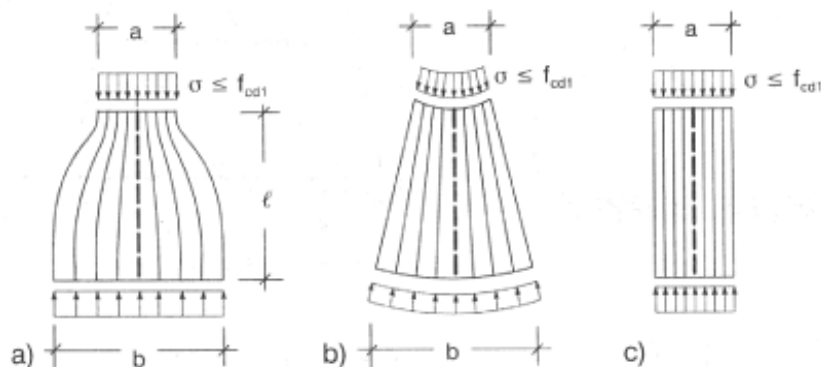


Figura 6 - Configurações de campos de tensões à compressão [18]

Contrariamente à representação em leque, a representação em garrafa (figura 6 a)) dos campos de tensão, apresenta curvaturas consideráveis onde a consideração das tensões transversais deve estar presente no dimensionamento. A sua existência, pode causar o aparecimento de fissuras longitudinais ao longo dos campos de tensão. Para serem evitadas estas fissuras é dimensionada uma armadura transversal, e para facilitar este processo existe a necessidade do traçado do modelo de escoras e tirantes, como é o exemplo da figura 7.

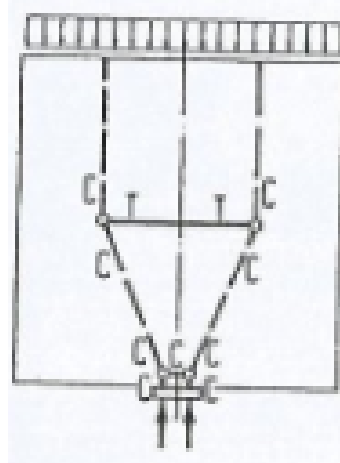


Figura 7 - Traçado do modelo de escoras e tirantes da configuração em leque [7]

Para que este modelo seja viável, o conhecimento da largura do campo de tensões à compressão é definido pelas fronteiras físicas que separam as regiões B das regiões D.

Quando controladas as tensões transversais, a capacidade de carga das forças de compressão pelas escoras é suportado pela capacidade da resistência última de tensão de compressão fornecida pelo betão. Estes dois tipos de representações referenciados anteriormente (figura 6 a) e b)) são típicos de regiões D. Para as representações mais frequentes nas regiões B temos os campos de tensões prismáticos ou campos de tensões paralelos (figura 6 c)), onde as tensões aplicadas a estas regiões são distribuídas ao longo das superfícies do campo. Ao contrário das outras representações, em que numa superfície as tensões são aplicadas ao longo dela, e do lado oposto se encontram em um ponto.

Nestes campos de tensões de compressão, a resistência do betão depende da existência ou não de um estado multiaxial de tensões, das perturbações provenientes da fissuração e da existência de armadura. Nos códigos de dimensionamento das estruturas de betão, a sua resistência e respetivo cálculo, é-nos fornecido para casos especiais em que são considerados apenas um estado uniaxial de tensões na resistência do betão à compressão  $f_{cd}$ , onde é ignorada a fissuração e a presença de armadura de esforços transversos. Segundo Schlaich e Schäfer [7] muitas das ocorrências de fissuração ocorre entre 50 % e 70% da capacidade de resistência do betão  $f_{cd}$ , aí a necessidade da sua redução em que os tipos de fissuração possível ditam o seu fator de redução. Para tal os autores simplificarão as expressões com o fator de redução da resistência para práticas de dimensionamento dos campos de tensões  $f_{cd}^*$  [7]:

$f_{cd}^* = 1,0 f_{cd}$  Para um estado de tensões uniaxial sem perturbações

$f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$  Para campos à compressão com fissuração paralela às tensões de compressão

$f_{cd}^* = 0,6 f_{cd}$  Para campos à compressão com fissuração não paralela às tensões de compressão

$f_{cd}^* = 0,4 f_{cd}$  Para fissuração inclinada com largura considerável, onde estas devem ser esperadas se a modelagem das escoras partir da teoria da elasticidade do fluxo das forças internas

Considerando que  $f_{cd}$  é o valor de desenho do cálculo da tensão de rotura à compressão do betão, dependendo este do valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade  $f_{ck}$ , e do coeficiente de segurança definido pelo código praticado, este variando de país para país. Em Portugal vigora o Eurocódigo 2, e onde  $f_{cd}$  é determinado pela seguinte expressão [11]:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (3)$$

Onde  $\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, definido para situações de projeto persistentes e transitórias, o valor de  $\gamma_c = 1,5$ .  $\alpha_{cc}$  é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão, e os desfavoráveis derivados do modo como a carga é aplicada sobre o betão, variando entre 0,8 e 1,0, estando definido pelo anexo nacional de cada país em que o recomendado, e que se encontra do lado da segurança,  $\alpha_{cc} = 1$ . O Eurocódigo 2 [11] define para o cálculo do valor da resistência de uma escora de betão quando temos uma região com tensões de compressão transversal ou ausência de tensões transversais, a expressão:

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} \quad (4)$$

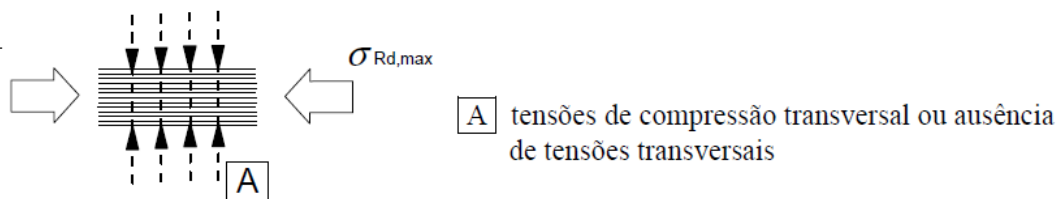


Figura 8 - Escora comprimida com confinamento por tensões de compressão transversal [11]

Define também o Eurocódigo 2, que no aparecimento de fendilhação em escoras comprimidas se utilize um método mais rigoroso onde o valor de cálculo da resistência das escoras de betão deve ser reduzido. Este sinal do aparecimento de fendilhação pode ser indicador de tensões de tração transversais. Para este cálculo é definida a expressão (5).

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 v' f_{cd} \quad (5)$$

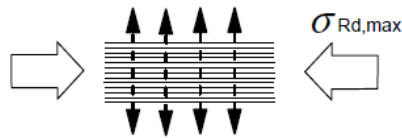


Figura 9 - Escora comprimida com tensões de tração transversal [11]

O valor de  $v'$  é determinado pelo anexo de cada país, sendo que o valor recomendado é dado pela expressão:

$$v' = 1 - f_{ck}/250 \quad (6)$$

O aumento da resistência devido a forças bi e tri-dimensionais dos estados de compressão, podem ser consideradas se em simultâneo houver forças de compressão transversais, podendo este aumento ser considerado seguro. Durante a modelação se a teoria da elasticidade for seguida com rigor, as fissuras inclinadas em relação as escoras não são esperadas, contudo a verificação do modelo para diferentes situações de carga é conveniente. Só depois adotar os casos mais desfavoráveis, onde todas as direções transversais devem ser consideradas.

### 3.2.3 Nós

Podemos definir nós num modelo de escoras e tirantes como uma região onde as escoras sujeitas a compressão e tirantes sujeitos a tração se encontram, ou seja, local onde as tensões existentes ou conjunto de forças se encontram e se equilibram entre si. Segundo Schlaich [8], nestas regiões as forças são derivadas de ancoragem ao longo de um determinado comprimento e largura, sendo nestes locais onde as forças se concentram. Um dimensionamento cuidadoso é necessário para que se evitem deformações derivadas de fissuras, podendo-se classificar como locais críticos em uma estrutura de betão.

Na classificação de nós podemos encontrar duas formas de fazer, nós singulares ou concentrados e nós manchados ou contínuos.

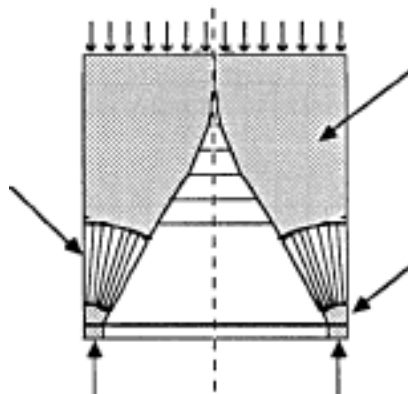


Figura 10 - Exemplo de zonas de compressão [11]

### 3.2.3.1 Nós contínuos

Nós manchados ou contínuos são representados como campos de tensão no betão de largura considerável, em que as tensões se equilibram entre si ou desviadas por barras de reforço espaçadas entre si. Para desenho, este tipo de nós não são considerados críticos, sendo suficientes para uma ancoragem das barras de reforço, normalmente este tipo de nós encontram-se à compressão.

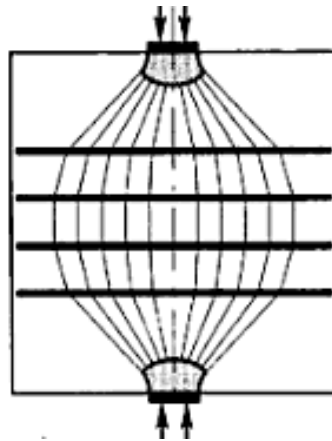


Figura 11 - Armadura para tensões transversais para campos de tensão [8]

### 3.2.3.2 Nós singulares

Comparando com os nós manchados, em nós singulares a transmissão e equilíbrio de forças entre as escoras e tirantes é dado em comprimentos e áreas abruptamente mais pequenas, considerando-se pontos nodais. São originários maioritariamente de simples cargas ou reações de suportes, forças concentradas devidas a armadura de placas de ancoragem, amarrações, ou até mesmo pontos sujeitos a pressões radiais tal com pontos interiores de laços da armadura. Estas discontinuidades são causadas por concentrações de tensões, representando-se então como nós singulares.

Estas concentrações de forças podem ser representadas de várias formas, estando de acordo com o tipo e número de forças que se encontram nos nós singulares como também, as direções que elas tomam. Para melhor projeção de soluções por parte do engenheiro, o recurso ao modelo de escoras e tirantes é essencial, sendo cada tipo de nó tratado separadamente para que as decisões se tomem de forma correta e segura, respeitando as regras de dimensionamento.

Segundo Schlaich e Schäfer [7], alguma experiência de dimensionamento de nós mostra que quando alguns tipos de nós e detalhes são repetidos continuamente em diferentes estruturas, estes podem ser desenhados de forma semelhante e com segurança, respeitando algumas regras simplificadas:

- A geometria do nó tem de estar em sintonia com as forças aplicadas. Com isso a ancoragem no nó deve ser distribuída em toda a altura do nó, respeitando a

largura de chegada dos campos de tensões e magnitude das forças. Deve também se adequar uma distribuição na direção transversa para que as tensões de tração transversais se mantenham pequenas.

- As tensões principais de compressão na região do nó devem ser verificadas pelas seguintes expressões;  
 $f_{cd}^* = 1,1 f_{cd}$  em nós onde somente as forças de compressão se encontram, criando assim na região do nó estados de tensões compressivas bi ou tridimensionais  
 $f_{cd}^* = 0,8 f_{cd}$  em nós onde as barras de tensão são ancoradas e uma contribuição da força deve ser feita para as linhas de tração e pressões locais causadas por ações de ligação
- No nó, a segurança da ancoragem dos tirantes deve ser assegurada, onde o comprimento de ancoragem das barras e o seu raio mínimo deve ser adotado segundo o seguimento do código. A ancoragem deve estender-se dentro e atrás do nó, deve também começar onde as trajetórias das tensões compressivas transversais encontram as barras e estas são desviadas. Os varões da ancoragem devem perlongar-se para além do final da região do nó, sendo também algumas das forças a elas chegadas introduzidas desde o início.
- Perante forças transversais, ortogonais ao plano do modelo deve ser considerada a implementação de armadura conforme o necessário.

Para além de serem consideradas as regras acima expostas, para uma maior simplificação de uma verificação analítica, é proposta uma limitação com linhas retas das fronteiras da região do nó. São delineadas de forma a não serem sobrepostas por outras regiões, as da entrada dos campos de compressão e dos tirantes da armadura.

Nos limites dos nós, as tensões do betão são analisadas na direção em que o eixo da escora de compressão se encontra, onde a tensão presente na escora é dada por  $\sigma = C/A_c$  em que, C é a força de compressão na escora e  $A_c$  é a área da respetiva escora, estando esta perpendicular ao seu eixo.

### 3.2.3.3 Tipologia de nós

A existência de um número de nós diferentes é elevada, onde cada tipo de nó se distingue pelas forças que a ele chegam. Não só se podem distinguir pelo tipo de forças de compressão ou de tração recebidas, como também pelo número, distinguido pelas diferentes inclinações dos eixos das forças que chegam concorrendo no nó, sendo então equilibradas entre si.

Devido à sua diversidade, vão ser em seguida apresentados a alguns tipos de nós, bem com alguns dos casos que melhor representam essa tipologia.

### 3.2.3.3.1 Nós típicos à compressão

Regiões nodais onde apenas escoras à compressão se encontram e equilibram num estado de tensões de compressão biaxial. Estas regiões podem ser aplicadas seguramente a todas as chegadas dos campos de tensões de compressão, podendo também ser possível aplicar campos de tensões em forma de leque, onde a substituição da superfície arredondada do nó deve ser substituída pela sua secante, se este for o caso. O número de escoras concorrentes nos nós pode ser diversificado, com também a sua orientação. As suas forças de compressão são representadas nas figuras pela letra C. Não só estes tipos de nós são originados pelas escoras de betão que a eles chegam mas também, por finais de suportes de cabos em vigas de pré-esforço e presença de suportes em elementos estruturais.

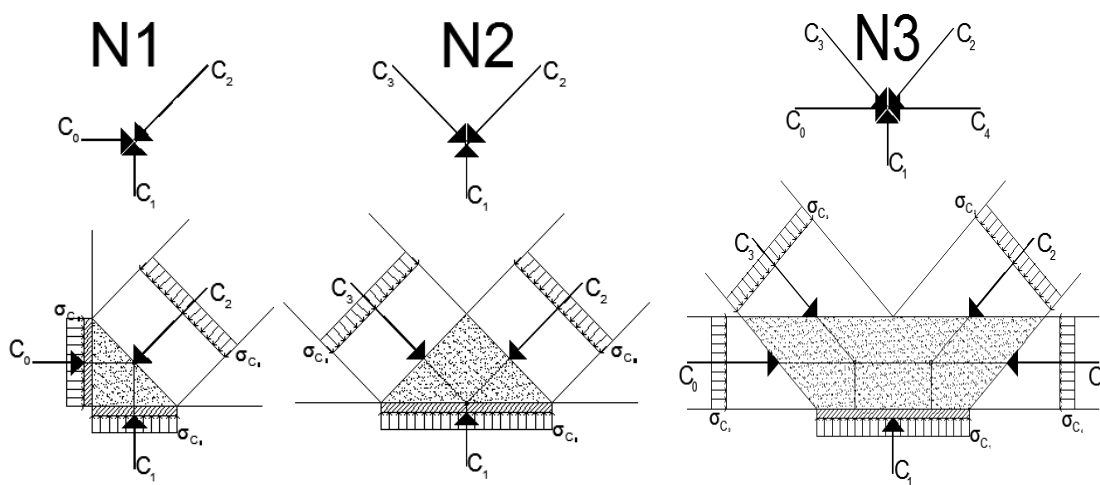


Figura 12 - Nós típicos à compressão, (adaptado de [8])

A representação N1 é resultado de um canto onde encontramos um apoio de uma viga de pré-esforço em que, a utilização de elementos para prender os cabos exercem uma força de compressão sobre o betão. Devido ao carregamento e ao peso próprio da viga ou elemento estrutural exercem força no apoio, aparecendo o nó resultante do confinamento das forças de compressão. A representação N2 pode ser encontrada em vigas profundas com cargas concentradas e em elementos estruturais, como é o caso de cachorros. Este nó N2 pode-se definir como a junção de dois nós N1. O nó N3 é típico de suportes internos de vigas contínuas e de forças concentradas em vigas.

### 3.2.3.3.2 Nós típicos de tensão-compressão com tirantes em uma direção

Os nós CCT são exemplo deste tipo de nós. Sendo um dos exemplos, a aplicação de uma ancoragem dos tirantes fora dos cantos da estrutura, encontram-se no seu interior, no plano do modelo. Para todos os nós onde estão presentes tirantes, o comprimento de ancoragem deve ser verificado tal como a armadura transversal deve ser distribuída, baseando-se no

código pratico imposto. Só assim podemos garantir segurança nestes casos para tensões de compressão.

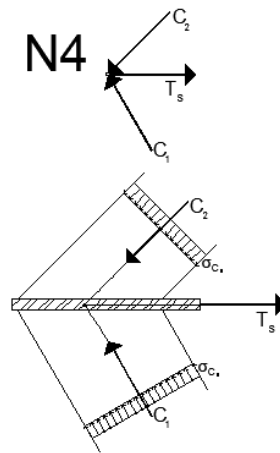


Figura 13 - Nó CCT fora dos cantos de uma estrutura (adaptado de [8])

Outro nó típico representante desta tipologia de nós é o caso em que temos suportes no final de vigas ou vigas profundas, presente também quando nos deparamos em pontos com cargas concentradas atuando sobre cantos de vigas profundas. É também aplicável em ligações vigas-colunas onde existe o desvio das tensões de compressão. Para melhor análise do plano dos suportes de carga, a conveniência de uma representação onde a armadura é substituída por uma camada contínua atravessando a espessura do elemento, é assumida uma altura do nó ( $N4_3$ ) através da qual os campos de compressão são desviados.

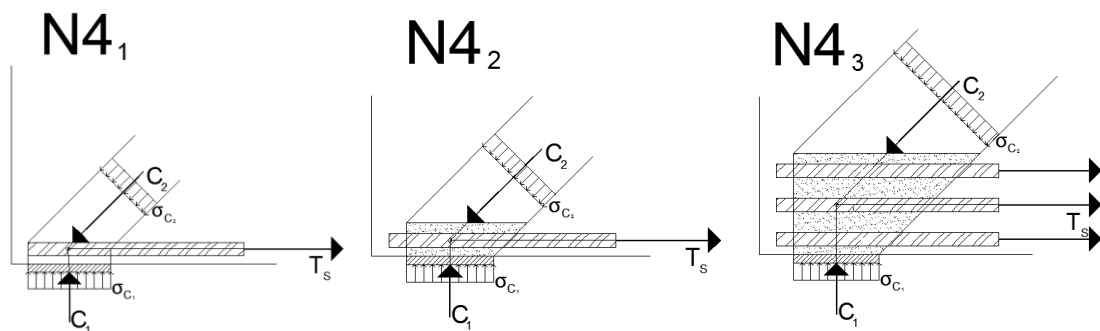


Figura 14 - Nó típico tensão compressão com armadura direcionada em uma direção (adaptado de [8])

Quando é representada uma ancoragem reta neste tipo de nós, o seu comprimento pode localizar-se apenas dentro do nó ( $N4_1$ ), quando não existe espaço para que esta seja perlongada e o comprimento de amarração seja suficiente. Quando não é suficiente, o recurso a outros tipos de ancoragem ou dispositivos é necessário. Quando a possibilidade de se perlongar os varões, estes são levados para além dos limites geométricos do nó ( $N4_2$ ,  $N4_3$ ).

### 3.2.3.3.3 Nós típicos de tensão-compressão com tirantes em duas ou mais direções

Este tipo de nós representa a existência de mais que um tirante concorrentes numa região com escoras à compressão como é o caso maior de vigas nas quais não existem apoios, onde as barras da armadura principal se encontram suportadas por estribos, utilizados para controlo das forças de corte. Este tipo de nós encontram-se a meio do vão de uma viga, onde os momentos fletores nela presentes são de maior valor.

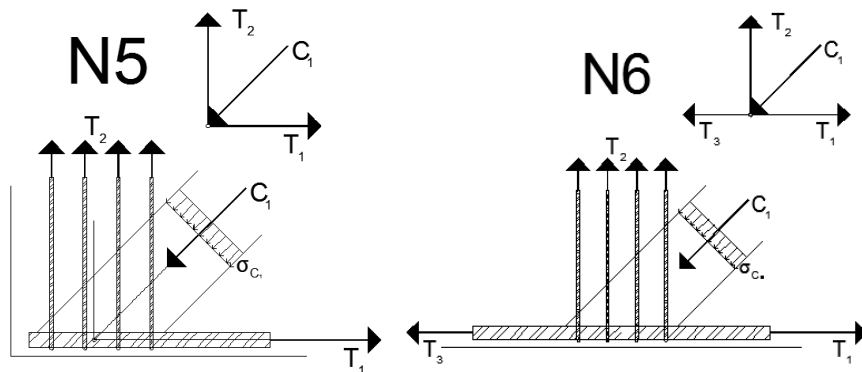


Figura 15 - Nós típicos tensão-compressão (adaptado de [8])

Este tipo de nós não só se verificam nas zonas de meio vão, surgindo também em cantos de viga onde não existem suportes e estribos a controlar as forças de corte (N5). Poderemos ter escoras de betão concorrentes nestes nós, havendo a possibilidade destas variar em número, sendo uma ou mais escoras, dependendo da posição do nó no elemento estrutural. Conforme o número de escoras e inclinação que elas tomam, a força tomada pelos tirantes pode ser diferente de extremidade para extremidade do nó (N6). Pode também ocorrer no encontro de dois tirantes independentes, ancorando-se no interior do nó, possibilitado a representação de diferentes tipos de ancoragem.

Outro nó com apresentação diferente dentro desta tipologia (N7) é quando encontramos em cantos de vigas ou vigas profundas, varões dobrados encontrando-se à tração, em que a carga exercida sobre eles, proveniente das escoras de betão, não se encontra com uma direção definida.

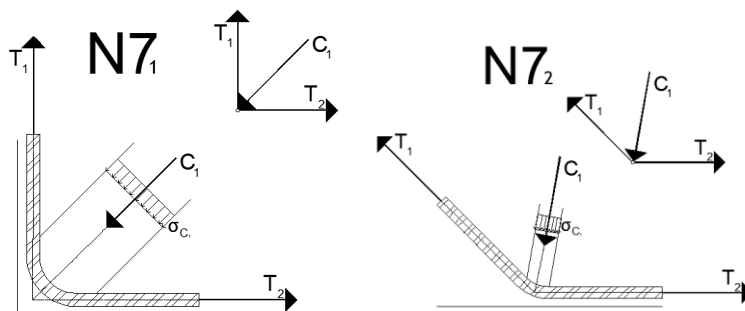


Figura 16 - Nós CTT com varão tracionado efetuando dobragem (adaptado de [8])

O raio de curvatura dos varões pode ser tão grande quanto possível, e para controlo do betão externo à curvatura podem ser aplicados laços ou ganchos adicionais. Denota-se que para controlo das tensões transversais, a armadura principal deve ser distribuída uniformemente ao longo da espessura do elemento estrutural.

### 3.2.3.3.4 Nós com largura reduzida de suportes

Este tipo de nós é idêntico a alguns já referidos, em que a diferença está nas dimensões reduzidas do suporte de apoio, sendo este de dimensões menores em relação à espessura do elemento que sobre ele se encontra apoiado. A utilização deste tipo de suportes reduzido, e devido à concentração local de tensões, os códigos de dimensionamento delineiam regras para o dimensionamento deste tipo de nós, onde muitos casos obrigam a redução da espessura do elemento estrutural. A quando a adoção deste tipo de apoios reduzidos, estes podem ser colocados aos cantos ou ate mesmo ao logo do elemento estrutural, como dá exemplo a figura 17.

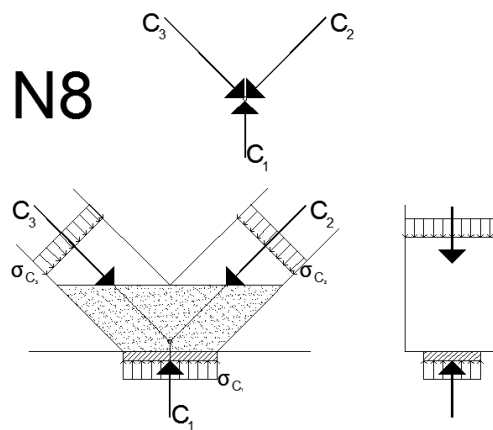


Figura 17 - Nó CCC sobre apoio reduzido em relação ao elemento estrutural (adaptado de [8])

Verifica-se que com a aplicação deste tipo de apoio em zonas onde a ancoragem dos tirantes ocorre, a extensão do comprimento de ancoragem para além do nó e a utilização de estribos é necessária, direcionando os tirantes para o suporte, sendo o objetivo o controlo das forças transversais, que são maiores na utilização deste tipo de apoio em relação aos apoios em que a sua dimensão é a mesma da espessura do elemento estrutural.

### 3.2.3.3.5 Nós com armadura à compressão

Com este tipo de nós, a armadura de reforço encontra-se à compressão, sendo o nó tratado como típico de nós totalmente à compressão. É frequente em encontros entre pilares ou colunas com vigas ou outros elementos estruturais.

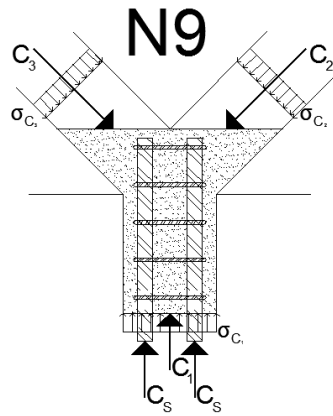


Figura 18 - Nó CCC com varões de reforço à compressão (adaptado de [8])

A necessidade de ancoragem neste tipo de nós parte da extensão da armadura proveniente da coluna ou pilar para o elemento estrutural superior. Também é possível encontrar este tipo de nós em colunas com a variação das dimensões de secção. Devido ao controlo das forças transversais, envolvendo os varões deste tipo de nós, são necessários estribos distribuídos uniformemente para uma maior segurança do elemento. Não só a armadura se encontra à compressão, como também o betão que se encontra entre ela. Para tal é necessário recorrer ao cálculo das suas tensões para que possa ser projetado de modo a resistir às forças que lhe estão associadas.

### 3.3 Ancoragens

As ancoragens consistem na amarração dos varões de aço em elementos de betão armado, varões que dentro de uma estrutura se encontram à tração (tirantes), ou até mesmo os cabos de pré-esforço. Estas amarrações podem ser efetuadas de diferentes formas, ou com a utilização de dispositivos adicionais para o efeito, ou mesmo por um formato dado aos varões em suas extremidades. O principal objetivo das ancoragens é a transferência de forças para o betão, dependendo dos parâmetros e características dos materiais que intervêm na estrutura, vão desde as características dos varões até às características do betão. Para o dimensionamento das ancoragens existem regras a cumprir, podendo estas variar de país para país. Em Portugal encontra-se em vigor o Eurocódigo 2 [11]. Com base neste código para é definida a norma portuguesa NP EN 1992-1-1 de 2010, sendo a base para projetos de estruturas de betão.

### 3.3.1 Tipos de amarração

Perante os diferentes tipos de amarrações existentes, podemos optar por dispositivos adicionais fixados aos varões tracionados, podendo encurtar o comprimento de amarração. Quanto maior for a dimensão desse dispositivo, mais dispensa do comprimento de amarração pode ser feita, maior é a área de transferência de forças para o betão. Normalmente este tipo de ancoragem é utilizado quando não existe espaço suficiente para o varão se poder perlongar além dos nós, ou até mesmo quando não existe espaço suficiente para elaborar outro esquema de ancoragem com o varão dentro do nó.

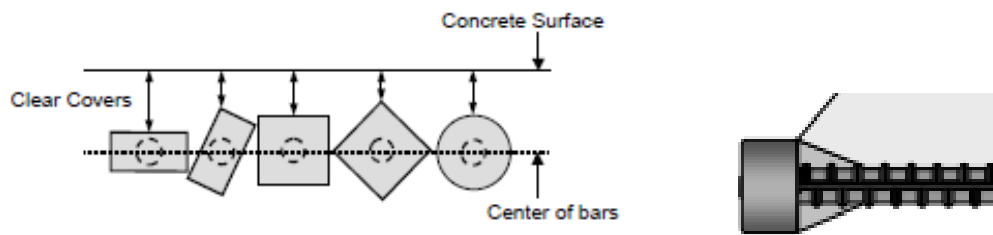


Figura 19 - Dispositivos de amarração [13]

Estes dispositivos de ancoragem são tão eficazes, quanto maior for a sua dimensão. Maior será a área de betão com tensões de compressão que este pode receber, sendo estas transmitidas aos varões de aço. as ligações entre os varões e os dispositivos têm de realizadas com rigor para que a rotura entre eles não aconteça. [14]

Quando o espaço dentro da estrutura é suficiente, estes dispositivos podem ser evitados, adotando um tipo de ancoragem diferente conforme as dimensões da região disponíveis. Alguns destes tipos de ancoragem possíveis são definidos pelo eurocódigo 2:

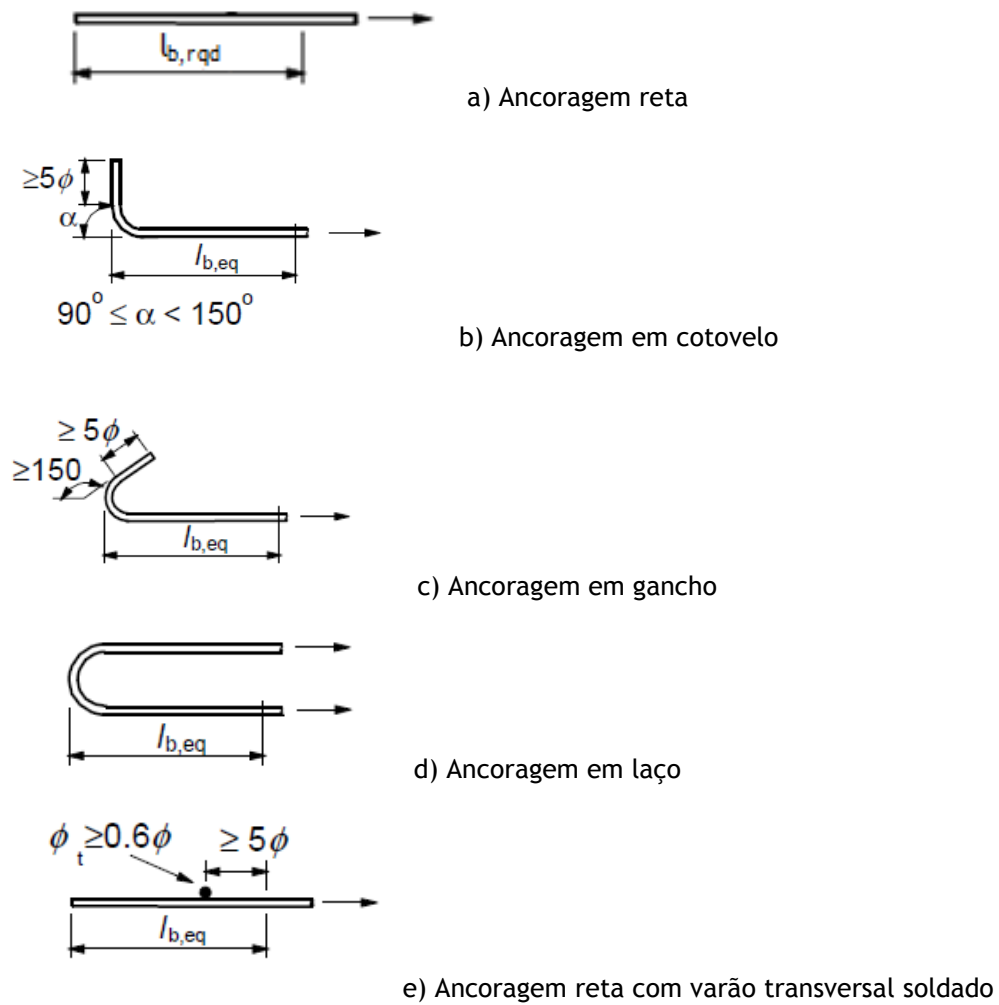


Figura 20 - Tipos de ancoragem [11]

### 3.3.2 Aderência entre o betão e os varões de aço

Normalmente a aderência entre o betão e o aço é separada em três tipos de aderência: a aderência por adesão, a aderência por atrito e a aderência mecânica.

A aderência por adesão é definida como sendo a ocorrência de ligações físico-químicas estabelecidas no contacto entre os dois materiais durante a ocorrência da betonagem, existe um efeito de colagem. Esta é uma aderência quase desprezável devido a pequenos deslocamentos que as barras de aço sofrem após a betonagem, provocando estes uma descolagem entre os materiais.

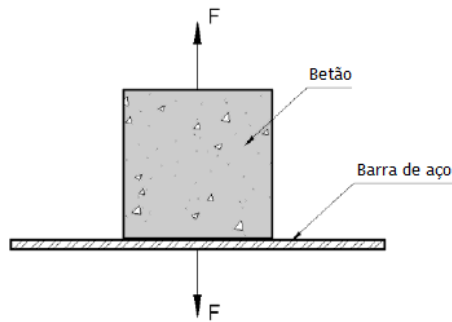


Figura 21 - Aderência por adesão [15]

A aderência por atrito é fruto do deslizamento das barras de aço em relação ao betão. Dependendo da rugosidade da superfície das barras em contacto com o betão, como também das tensões transversais às barras de aço. Assim sendo, quanto maiores forem as forças transversais, maior será o contributo para um aumento da aderência por atrito.

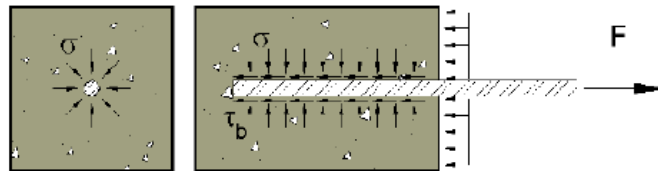


Figura 22 - Aderência por atrito [15]

A aderência mecânica é atribuída quando nos encontramos perante barras nervuradas, em que este tipo de aderência ocorre com contacto direto entre as nervuras e o betão.

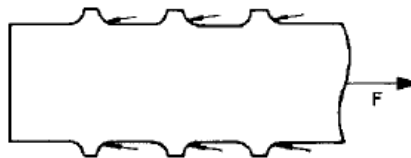


Figura 23 - Aderência mecânica entre o varão com estribos e o betão [15]

### 3.3.3 Tensão de rotura da aderência

A aderência é calculada com a finalidade de que a rotura seja evitada, para tal é calculada a tensão de rotura da aderência, com base na fórmula definida pelo Eurocódigo 2 [11]:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (7)$$

Onde:

$f_{ctd}$  é o valor de calculo da resistência do betão à tração em que, devido ao aumento da fragilidade do betão com o aumento da sua resistência, a classe do betão C60/70 deve ser

máxima limite estabelecida, a não ser que se verifique a não passagem do limite pela tensão média de rotura.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (8)$$

$\eta_1$  é o coeficiente que depende das condições de aderência e a posição em que o varão se encontra durante o processo de betonagem. São consideradas boas condições de aderência quando temos elementos a betonar com uma altura inferior ou igual a 250 mm, e consideradas como tendo as zonas superiores com má aderência, elementos estruturais com altura superior a 250 mm.

$\eta_1 = 1$  para as condições em que a aderência é boa

$\eta_1 = 0,7$  para os restantes casos e para casos em que os varões de aço sejam lisos, a não ser que as condições de aderência sejam consideradas boas

$\eta_2$  está relacionado com o diâmetro ( $\emptyset$ ) do varão

$\eta_2 = 1$  para  $\emptyset \leq 32$  mm

$\eta_2 = (132 - \emptyset) / 100$  para  $\emptyset \geq 32$  mm

### 3.3.4 Comprimento de amarração

O comprimento de amarração é efetuado com base num seguimento, em que para ser calculado o comprimento de amarração a adotar, é necessário o cálculo do comprimento de amarração de referência.

#### 3.3.4.1 Comprimento de amarração de referência

Nesta fase de cálculo, é essencial ter em consideração o tipo de aço a utilizar, assim como as propriedades de aderência dos varões. Tomados estes conhecimentos, o cálculo do comprimento de referência é necessário para fazer a amarração da força  $A_s \sigma_{sd}$  existente num varão reto, este depende da tensão de aderência  $f_{bd}$ .

$$l_{b,rqd} = (\emptyset / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (9)$$

Onde  $\sigma_{sd}$  é o valor calculado da tensão na secção do varão a partir da qual é medido o comprimento de amarração.

Para o caso da amarração não ser reta, ou seja, serem varões dobrados, o comprimento de amarração de referência  $l_{b,rqd}$ , e o comprimento de amarração de cálculo  $l_{bd}$ , são medidos ao longo do eixo do varão.

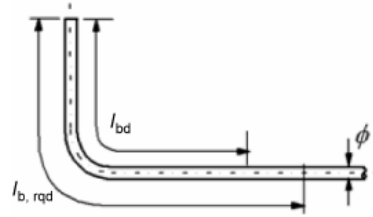


Figura 24 - Comprimento de amarração de referência, seja qual for o formato da ancoragem, medido ao longo eixo do varão [11]

### 3.3.4.2 Comprimento de amarração de cálculo

O cálculo é efetuado dependendo do comprimento de amarração de referência, como também de efeitos, este é dado pela seguinte expressão (10) no eurocódigo 2 [11]:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b, rqd} \geq l_{b, min} \quad (10)$$

Os valores de  $\alpha$  são coeficientes fornecidos pela tabela 1 [11], fatores que são influenciados perante a forma e condições como a ancoragem é efetuada.

Tabela 1 - Valores dos coeficientes  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$  e  $\alpha_5$  [11]

Fator de influência	Tipo de amarração	Armadura para betão armado	
		Tracionada	Comprimida
Forma dos varões	Reta	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Não reta	$\alpha_1 = 0,7$ se $c_d > 3\emptyset$ caso contrario $\alpha_1 = 1,0$ (figura 25 para valores de $c_d$ )	$\alpha_1 = 1,0$
Recobrimento das armaduras	Reta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\emptyset) / \emptyset$ com $\alpha_2 \geq 0,7$ e $\leq 1$	$\alpha_2 = 1,0$
	Não reta	$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - 3\emptyset) / \emptyset$ com $\alpha_2 \geq 0,7$ e $\leq 1$ (figura 25 para valores de $c_d$ )	$\alpha_2 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas à armadura principal	Todos os tipos	$\alpha_3 = 1 - K\lambda$ com $\alpha_3 \geq 0,7$ e $\leq 1$	$\alpha_3 = 1,0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas	Todos os tipos com armadura transversal de diâmetro $\geq 0,6\emptyset$	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Cintagem por compressão transversal	Todos os tipos	$\alpha_5 = 1 - 0,04p$ com $\alpha_5 \geq 0,7$ e $\leq 1$	–

Em que:

$$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$$

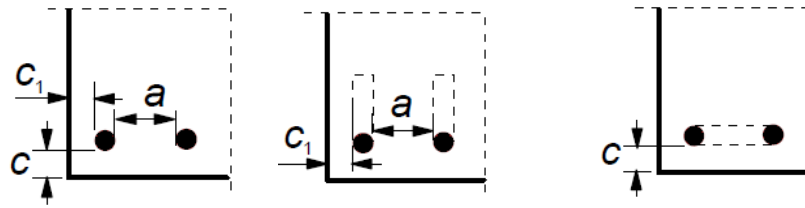
$\Sigma A_{st}$  é a área da secção transversal das armaduras transversais ao longo do comprimento de amarração de cálculo

$\Sigma A_{st,min}$  é a área mínima da secção das armaduras transversais sendo  $= 0,25 A_s$  para vigas e 0 para lajes

$A_s$  é a área da secção de um único varão amarrado, de diâmetro máximo

K valores indicados na figura 26

p pressão transversal [MPa] no estado limite ultimo ao longo de  $l_{bd}$



a) Varões rectos      b) Cotovelos ou ganchos      c) Laços  
 $c_d = \min (a/2, c_1, c)$        $c_d = \min (a/2, c_1)$        $c_d = c$

Figura 25 - Para cálculo de  $c_d$  com base no recobrimento mínimo de betão [11]

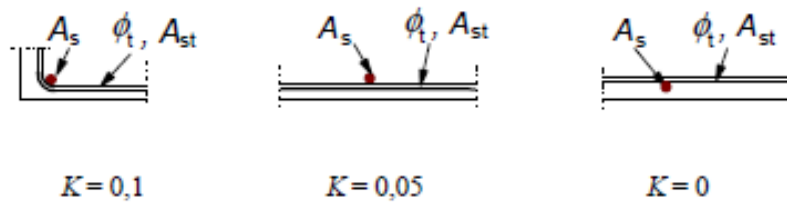


Figura 26 - Valores de K para vigas e lajes [11]

Para o caso da amarração não ser reta, o produto de  $(\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5)$  é  $\geq 0,7$ , o comprimento de amarração  $l_{b,eq}$ , pode reduzido em cerca de 30% do valor do comprimento de amarração de cálculo  $l_{bd}$ .

Caso não exista mais nenhuma limitação, o comprimento de amarração mínimo para varões tracionados pode ser definido como  $l_{b,min} \geq \max\{0,3 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$

### 3.3.5 Diâmetros admissíveis dos mandris para varões dobrados

A dobragem dos varões é um processo que tem de ser efetuado com cuidado, respeitando os diâmetros de dobragem mínimos estabelecidos. Isto para evitar o aparecimento de fissuras no varão de aço, o que levaria a perdas das suas propriedades como também, não provoque a rotura do betão no interior da curva do varão. Para evitar tais danos, o diâmetro de dobragem do varão (diâmetro do mandril) não deverá ser inferior aos mínimos estabelecidos pelo Eurocódigo 2 para os diferentes diâmetros de varões, referenciados pela tabela 2:

Tabela 2 - Diâmetros mínimos de dobragem do mandril [11]

Diâmetro do varão	Diâmetro mínimo do mandril para cotovelos, ganchos e laços
$\phi \leq 16 \text{ mm}$	$4\phi$
$\phi > 16 \text{ mm}$	$7\phi$

## **3.4 Modelação do comportamento dos materiais**

### **3.4.1 Betão**

Define-se betão [16] como um material constituído pela mistura de materiais inertes de diferentes granulometrias devidamente proporcional, ligados entre si por uma pasta de cimento, constituída pela mistura de água com cimento. Durante o processo de mistura se o betão apresenta-se como fresco, de fácil moldagem, acontecendo o endurecimento durante o processo de cura, sendo esta a reação de hidratação do ligante. Durante o processo de cura, devido ao processo de hidratação, mesmo antes de se aplicarem cargas, aparecem microfissuras e vazios, apresentando grandes influências na capacidade de resistência do betão assim como no seu módulo de elasticidade. Para precaver tais influências, códigos estruturais aplicam fatores de segurança no cálculo de betões.

Para uma avaliação do betão durante o processo de cura, provetes normalizados retirados durante o processo de betonagem e ensaiados durante a cura, com intervalo de dias especificados. O Eurocódigo 2 [11] prevê estes ensaios aos 7, 14 e 28 dias de evolução temporal durante o processo. O mínimo de provetes para cada ensaio é de três amostras, para que se possa fazer uma média dos valores obtidos. Para uma avaliação dos resultados obtidos, estes são comparados com curvas típicas tensão-extensão permitindo então uma avaliação qualitativa dos ensaios aos provetes sujeitos às solicitações aplicadas.

No que diz respeito ao comportamento do betão em estruturas reais, a incerteza dos seus estados limites é elevada. Para tal, quando são realizados os cálculos para modelação da estrutura, estes são efetuados com uma larga segurança, prevendo que a rotura do betão não aconteça inesperadamente. Modelação efetuada para um betão estrutural simples. Quando utilizamos um betão armado o comportamento da estrutura altera-se, sendo considerada a sobreposição dos efeitos da armadura.

Quando uma estrutura sujeita a carregamentos, ou até mesmo o seu peso próprio, o betão está sujeito a tensões de dois tipos, tensões de compressão e tensões de tração. Definem estes as capacidades mecânicas típicas do betão, podendo também estas tensões variar na sua direção. Com base no comportamento do betão, para ajuda na sua elaboração, existem formulações que são definidas.

#### **3.4.1.1 Resistência à compressão do betão**

Em estruturas de betão armado, a principal função do betão é a resistência às tensões de compressão, sendo ela a característica mecânica mais importante a ele destinado. Devido à sua fraca capacidade de resistência à tração, quando uma estrutura sujeita a tensões de tração, é adicionada armadura com a função de receber essas tensões.

Para avaliação desta resistência, provetes normalizados são ensaiados ao longo da cura do betão. Estes são especificados pela norma NP EN 206-1 [11], podendo estes ser cubos com aresta de 150 mm ou cilíndricos com diâmetro de 150 mm e altura de 300 mm. Havendo a possibilidade de diferentes condições de fabrico do betão e heterogeneidade dos materiais, o valor para caracterização da resistência do betão deve ser feita com base na média do ensaio de um determinado número de provetes. Durante os primeiros dias de cura, o betão oferece uma evolução considerável na sua resistência, podendo ser estimada com base em expressões definidas pela norma NP EN 1992-1-1 [11] tendo sempre em consideração padrão definida pelos códigos para os 28 dias de cura do betão,  $f_{cm}$ .

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm} \quad (11)$$

Com:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left\{ s \left[ 1 - \left( \frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (12)$$

- Em que:  $f_{cm}(t)$  é a tensão media de rotura do betão à compressão à idade de t dias  
 $f_{cm}$  tensão media de rotura do betão aos 28 dias de idade  
 $\beta_{cc}(t)$  coeficiente que depende da idade do betão  
t idade do betão em dias  
s Coeficiente dependente do tipo de betão  
= 0,2 com classe de resistência CEM 42,5 R, CEM 52,5 N e CEM 52,5 R  
= 0,25 com classe de resistência CEM 32,5 R e CEM 42,5 N  
= 0,38 com classe de resistência CEM 32,5 N

Tendo como base esta evolução, podemos prever aproximadamente a resistência que o betão terá ao longo do tempo, após os 28 dias de idade a resistência do betão tende em estabilizar.

### 3.4.1.2 Compressão uniaxial do betão

Sendo o betão um material heterogéneo, composto pelos agregados e pela pasta de cimento, estes dois componentes apresentam um comportamento frágil de resposta linear, mas quando juntos a resposta torna-se não-linear, apresentando na compressão uniaxial um comportamento dúctil.

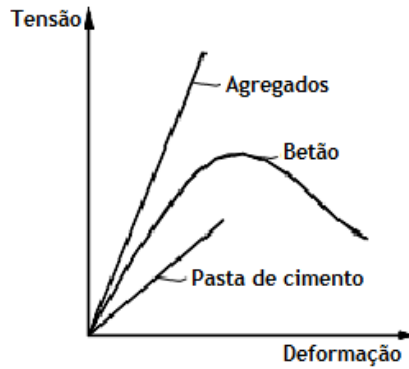


Figura 27 - Tensão-deformação do betão e seus componentes [17]

A diferença destes comportamentos lineares deve-se à concentração de tensões entre o contacto destes dois compostos do betão, tornam-se em microfissuras durante o processo de cura do betão. Quando o betão é carregado por forças externas, elas desenvolvem-se perpendicularmente à direção do encurtamento principal em que, na compressão uniaxial estas microfissuras transformam-se em fissuras visíveis à superfície. Este processo distingue-se em etapas. A retração durante o processo de cura gera tensões internas e equilibradas entre si, havendo interface entre os compostos do betão que o leva às fissuras de aderência. Pouco influenciável no comportamento do betão onde a curva tensão-extensão é linear até aos 30% da resistência à compressão do betão,  $f_{cm}$ . Quando são aplicadas tensões ao corpo de prova, e estas são maiores que  $0,4f_{cm}$ , as microfissuras propagam-se aumentando com o aumento da carga assim, como a não-linearidade da curva tensão-extensão aumenta atingindo o ponto crítico quando atinge o valor de  $f_{cm}$ .

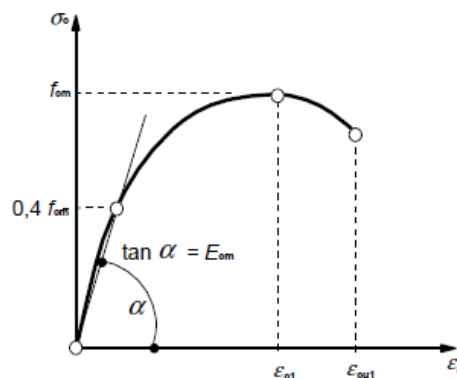


Figura 28 - Curva de relação tensão-extensão para análise estrutural do betão à compressão [11]

Para obtenção do valor de cálculo da tensão é rotura por compressão do betão, é definida pelo Eurocódigo 2 [11] a expressão (13):

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (13)$$

Onde:  $\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão,  $\gamma_c=1,5$   
 $\alpha_{cc}$  é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, variando entre 0,8 e 1, sendo o recomendado 1

### 3.4.1.3 Tração uniaxial do betão

Ao contrário da compressão, o comportamento do betão à tração tem uma linearidade na sua fase elástica mais abrangente. A sua resistência limite concentra-se entre os seus 60% a 80%. As microfissuras existentes resultantes da retração do betão, não se perlongam durante a aplicação de tensões. Estas encontram-se estáveis até ser atingido o pico máximo de resistência. A prolongação é feita de forma imediata e rápida, onde a energia acumulada é rapidamente dissipada. Podemos considerar a resistência última de tração, cerca de 10% da resistência à compressão.

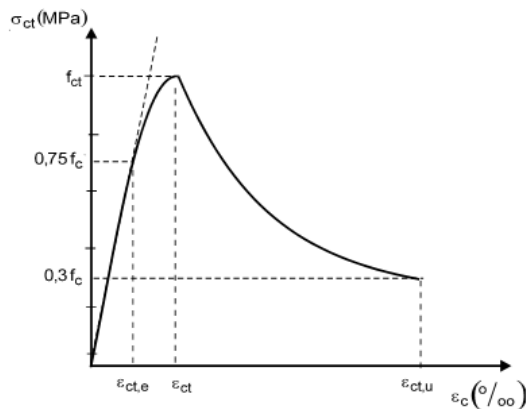


Figura 29 - Curva de relação tensão-extensão para análise estrutural do betão à tração [11]

Para obtenção do valor de cálculo da tensão de rotura por tração do betão, é definida pelo eurocódigo 2 a expressão (14) [11]:

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (14)$$

Onde:  $\gamma_c$  é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão,  $\gamma_c=1,5$   
 $\alpha_{ct}$  é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, sendo o valor recomendado 1

### 3.4.1.4 Estados múltiplos de tensões no betão

Quando a existência de mais que um estado de tensão no betão, a rotura do é afetada de uma forma significativa. Exemplo é o caso da existência de um estado biaxial de tensões, em que um sistema de tensões atua numa direção perpendicular à direção da carga, onde a resistência do betão aumenta quando a tensão é de compressão e diminui quando a tensão é de tração. Quando existem compressões transversais, estas encontram-se favoráveis à resistência do betão. Caso contrário, se forem à tração, encontram-se desfavoráveis à resistência do betão. Isto quando são aplicadas cargas. Para melhor explicar um estado biaxial de tensões, é apresentada a figura 30.

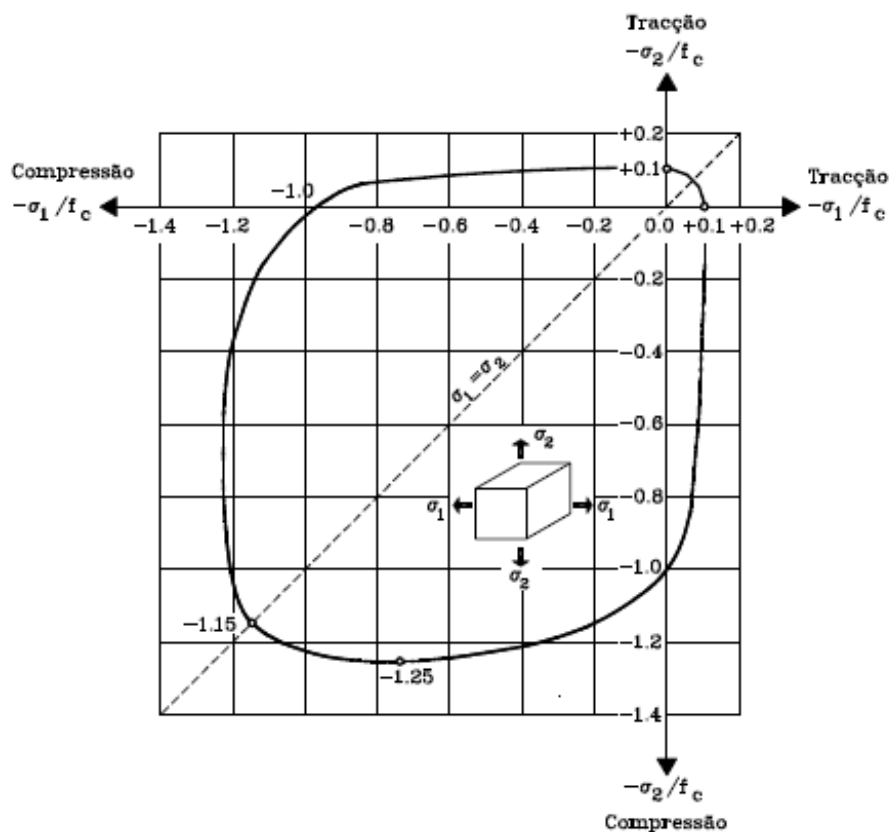


Figura 30 - Resistência do betão sujeito a estados de tensões biaxiais [18]

Para estados triaxiais de tensões a resistência aumenta consideravelmente, isto com o efeito das compressões transversais.

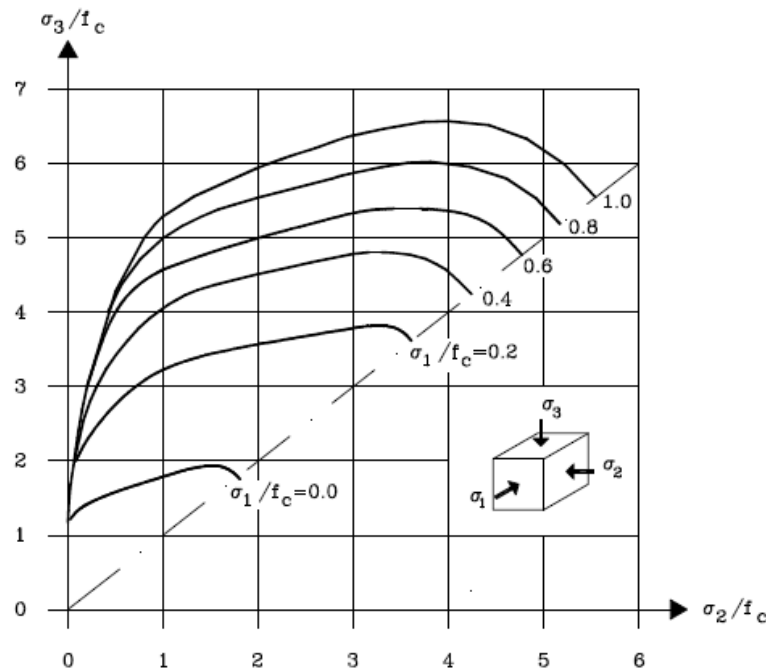


Figura 31 - Resistência do betão sujeito a estado de tensões triaxiais [18]

Sendo que para estados biaxiais temos tensões contabilizadas em dois eixos, em estados triaxiais mais um eixo é contabilizado. Significado de que o corpo sólido de betão se encontra mais confinado, para este se deforme mais energia é necessária. Traduzindo-se isto num aumento da capacidade resistente do betão quando este se encontra com os três eixos à compressão.

### 3.4.2 Aço

Em comparação ao betão, o aço é um material mais homogêneo composto por ferro, impurezas e vários componentes ligantes adicionados em diferentes proporções, fazendo com que a liga atinja as propriedades requeridas. Dentro dos vários componentes de liga, o que mais influencia a resistência e deformabilidade do aço, é o carbono. Devido à sua homogeneidade que o torna um material com maior resistência que o betão, destaca-se este na resistência de tensões à tração, sendo muito superiores às capacidades resistentes do betão.

Em estruturas de betão armado o aço destaca-se pela função que desempenha, recebendo as forças de tração presentes na estrutura, funcionando apenas em um estado de tensão uniaxial. O comportamento do aço na sua modelação, normalmente é definido como um material elasto-plástico com endurecimento linear. Existem dois processos diferentes de endurecimento do aço, impondo estas características diferentes nas suas curvas tensão-deformação. Estes processos podem ser o laminado a quente, sendo o mais usual na produção de aço, como também podemos ter um processo de endurecimento a frio.

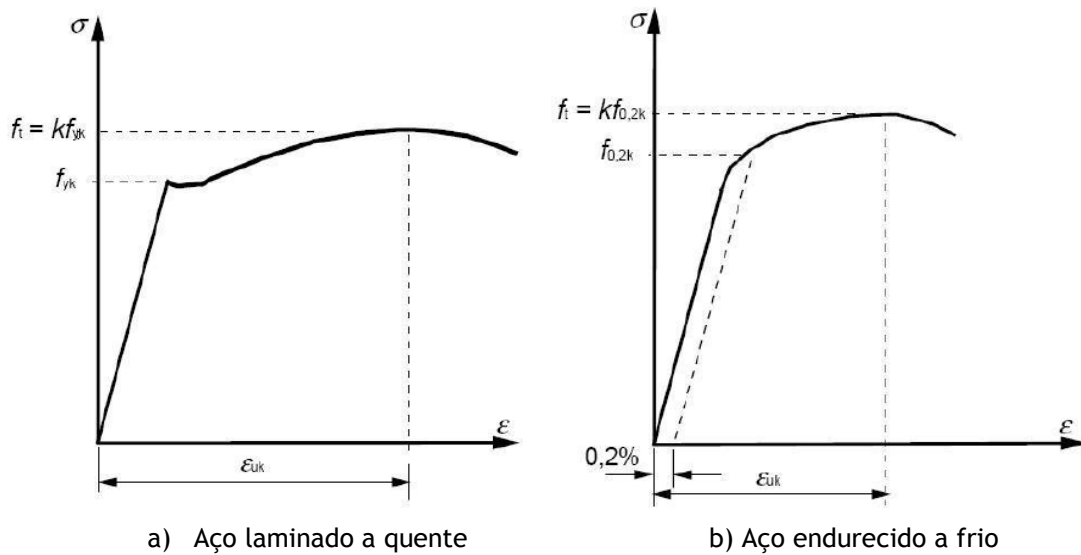


Figura 32 - Curvas características tensão-extensão do aço laminado a quente e endurecido a frio [11]

São os componentes do aço, assim como o seu processo de fabrico que definem a classe de resistência do aço.

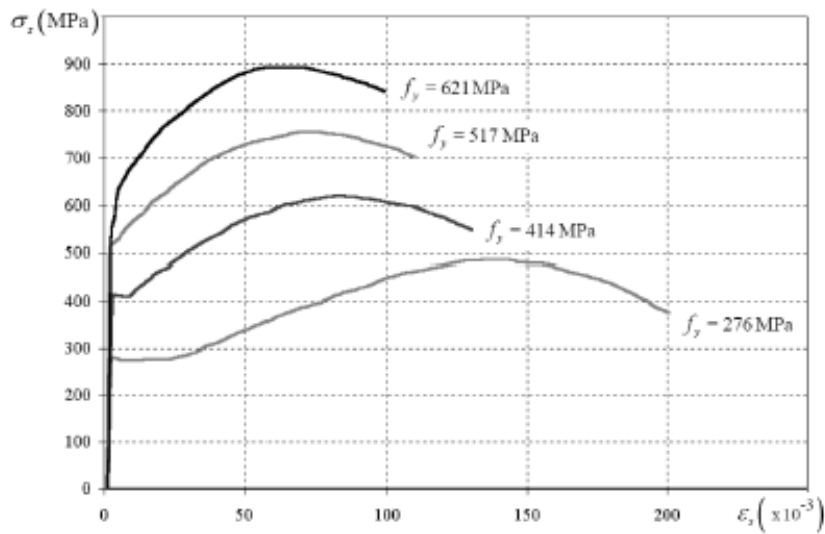


Figura 33 - Curvas típicas de tensão-extensão para diferentes resistências de aços (ASCE/ACI 477, 1991) [19]

### 3.4.3 Teflon

Teflon é o nome comercial de um polímero designado por “Politetrafluoretileno” (PTFE), registado como teflon pela empresa DuPont [20]. Descoberto em 1938 de forma acidental por Roy J. Plunkett, sendo apenas apresentado para efeitos comerciais em 1946 [21]. É um

polímero similar ao polietileno, onde átomos de hidrogénio são substituídos por fluor, sendo assim um fluoropolímero e um fluorocarbono. Este material é conhecido pelas suas propriedades, sendo a principal o facto de ser uma substância não inerte ou seja, salvo situações muito especiais, não reage com outras substâncias químicas, o que permite que a sua toxicidade seja praticamente nula. Também uma das suas propriedades é o facto o material com o terceiro coeficiente de atrito mais reduzido dos materiais sólidos conhecidos. Outra propriedade é a sua impermeabilidade.

Sendo um material com grandes propriedades, assim como a sua resistência, a sua utilização em diferentes e diversificadas áreas acontece, vão estas desde a construção civil, cozinha passando até pela saúde (próteses), entre muitas outras áreas. Outras propriedades são, a ausência de cheiro e resistência a altas temperaturas.

### **3.4.4 Aço inox**

Descoberto por Harry Brealey (1872 - 1948) [23] quando em 1912 iniciou uma investigação a pedido de fabricantes de armas. Uma liga que apresentasse uma maior resistência ao desgaste. Inicialmente a pesquisa de Harry consistiu na investigação de uma liga que apresentasse uma maior resistência à erosão, resultado não obtido com muito sucesso, resultando assim uma liga de resistência à corrosão.

Aço inoxidável é uma liga de ferro e cromo, podendo também conter níquel, molibdénio e outros elementos, apresentando assim propriedades físico-químicas superiores aos aços comuns. Na realidade a formação destes inoxidáveis é o aparecimento de uma película finíssima na superfície do aço, de óxido de cromo que oxida em exposição ao oxigénio do ar, protegendo o aço contra processos corrosivos. As suas aplicações são variadas, vão desde a indústria de equipamentos até a construção civil, entre muitas outras aplicações.

As propriedades do aço inox são muitas, em que as que mais se destacam são: alta resistência à corrosão, resistência mecânica adequada, facilidade de limpeza/baixa rugosidade superficial, material inerte, facilidade de união, resistência a altas temperaturas, acabamentos superficiais e formas variadas, entre outras.

A propriedade mais interveniente na escolha deste material é a baixa rugosidade, como também o facto de ter alguma resistência a pressões, o que permite que em contacto com o teflon a rugosidade não seja um fator prejudicial ao deslizamento entre eles.



# 4. Metodologia

## 4.1 Definições gerais do caso prático de estudo

Para verificações práticas do caso em estudo, é efetuada a exemplificação de um modelo específico de escoras e tirantes com demonstração de um nó CCT com diferentes tipos de ancoragem, idealizando então um modelo prático. O modelo em estudo exemplifica o pormenor de um nó representado no modelo de escoras e tirantes, presente sobre o apoio de uma viga-parede sujeita a cargas concentradas. Para tal, recorreremos à representação das escoras com elementos de betão, representando a escora na situação de apoio uma secção com dimensões 15cmx15cm, e a escora representante da encontrada dentro da viga-parede com secção de dimensões de 24cmx15cm, fazendo esta um ângulo idealizado de 45° com o tirante. Em representação do tirante utilizaram-se varões de aço A400 com diâmetro Ø16.

Dada a elevada carga a aplicar no modelo com objetivo de levar à rotura do nó e, evitar recorrer a uma estrutura de reação adicional, optou-se por definir um modelo com simetria. Constituindo assim um sistema fechado e equilibrado, em que as forças que percorrem as escoras e nos tirantes são equilibradas internamente no modelo.

Para transmissão de carga às diferentes partes do modelo onde o meio de aplicação de carga está limitado a um meio hidráulico, exercendo este uma carga apenas em um ponto, foram utilizadas cunhas com uma elevada resistência, indestrutíveis para a carga máxima aplicada. A aplicação da carga em uma das cunhas será transmitida às duas escoras em contacto, com uma força distribuída de igual valor, estando a cunha oposta apoiada, a força é-lhe transmitida através do modelo encontrando-se as duas finalmente nas mesmas condições de transmissão de carga ao modelo. Para que as forças transmitidas pelas cunhas às escoras de betão não sejam causadoras de momentos flectores, é necessária a maior redução possível do atrito entre as superfícies da cunha com a das escoras. Optou-se pela utilização de um material que ficará entre estas superfícies com grandes capacidades de redução de atrito sem que o esmagamento deste ocorra com as forças aplicadas sobre ele, as superfícies uma sanduiche de duas chapas de aço inox, entre elas encontramos tela de teflon. Esta solução permite que as cunhas deslizem sem que forças transversais às escoras ocorram. Assim sendo, os quatro nós presentes no modelo, encontram-se todos em iguais condições.

Perante os tirantes a exercerem as mesmas forças de tração nos nós, a sua ancoragem pode ser definida de diferentes formas, perante as soluções apresentadas pelo Eurocódigo 2. Com os diferentes tipos de ancoragem possíveis, e com vista à verificação dos resultados possíveis, foi adotado a utilização de um tipo de ancoragem diferente com o seu respetivo comprimento para cada nó dos quatro existentes.

Partiu-se então do modelo de escoras e tirantes simplificado, prevendo-se a carga para a qual a rotura se localize no nó, em que os varões de aço se encontram ancorados. Ocorrendo a

rotura ou por escorregamento dos varões, ou por esmagamento do betão. O objetivo principal é uma melhor compreensão do comportamento do nó, em que os resultados obtidos desta observação poderão levar a um melhor entendimento do seu funcionamento.

## 4.2 Análise numérica

### 4.2.1 Modelo de escoras e tirantes

Para dimensionamento do modelo, tivemos como base de partida o modelo de escoras e tirantes, tendo em conta o recurso a uma simplificação que viabiliza uma melhor compreensão do funcionamento do modelo em estudo. São Consideradas para o dimensionamento as forças aplicadas de modo a podermos calcular a quantidade de aço a utilizar nos tirantes assim como, as áreas de secção das escoras de betão e sua classe de resistência. Partindo do ponto inicial em que é considerado a base do nosso estudo o modelo de escoras e tirantes, existente numa viga-parede como mostra a figura 34 e figura 35.

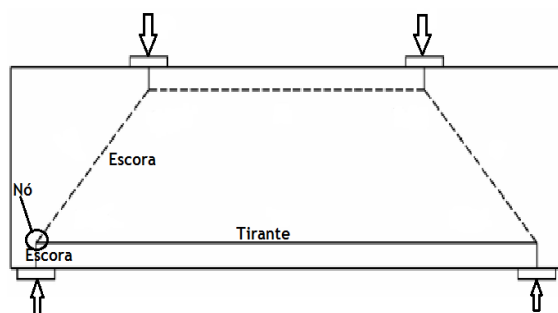


Figura 34 - Modelo de escoras e tirantes em viga-parede

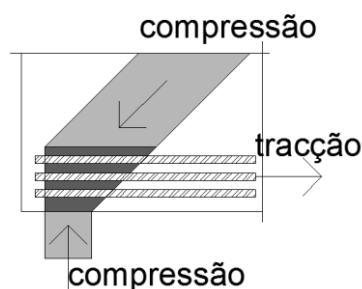


Figura 35 - Pormenor do nó

O comportamento do local em interesse para o caso de estudo neste caso, o nó de ligação entre as escoras e o tirante, requer conhecimento do comportamento dos materiais a utilizar. Principalmente o do comportamento plástico do betão num estado de tensão triaxial que dita a sua deformabilidade. Importante também conhecimento do comportamento do aço, a sua deformabilidade, assim como também a sua aderência ao betão. Importante referir o estudo do ângulo entre escora e o tirante, em busca da inclinação que mais favoreça o caso de estudo, sendo concluído como sendo o mais plausível 45 graus. Estes fatores foram tidos em conta para previsão do modelo inicial.

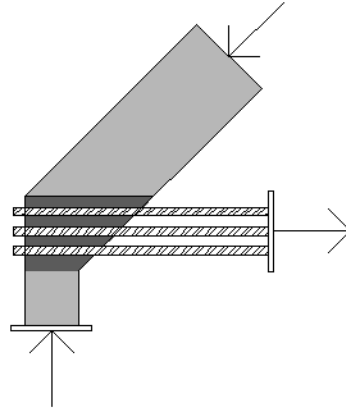


Figura 36 - Esquema inicial do nó

Com base neste modelo inicial para uma solução exequível com as capacidades fornecidas pelo equipamento disponível, e para uma maior facilidade de utilização, procedeu-se a uma ampliação de forma simétrica com o objetivo a obtenção de um sistema fechado em que as forças se equilibrassem dentro do próprio modelo. Esta ampliação promove não só uma aproximação mais realista das percentagens de força atribuída em cada elemento, como também a possibilidade de reprodução de mais exemplares do nó, todos com igualdade geométrica e tensões a eles aplicadas.

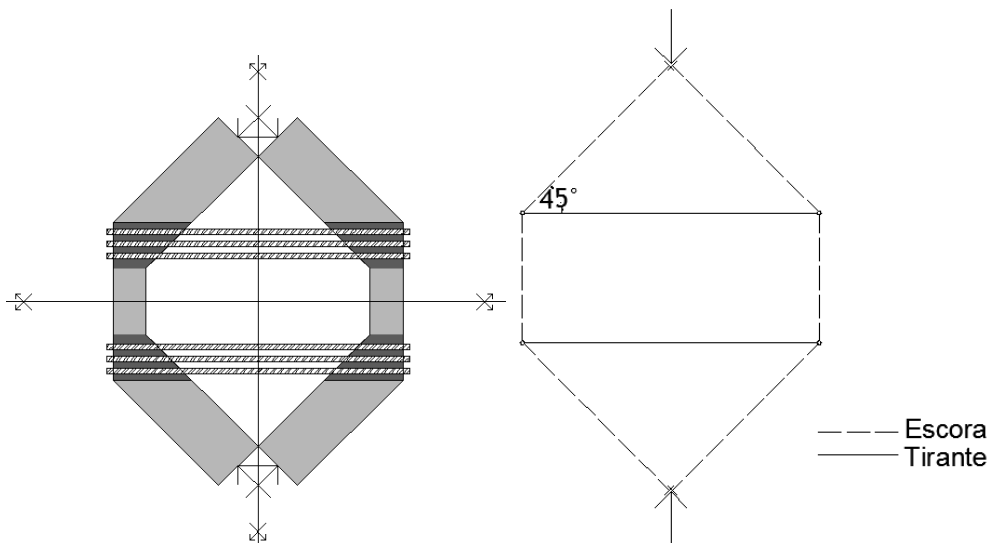


Figura 37 - Resultado da simetria do nó e respetivo modelo de escoras e tirantes

#### 4.2.2 Ancoragens

Segundo o Eurocódigo 2 existem cinco tipos de ancoragens diferentes onde o seu comprimento de amarração é definido por vários parâmetros. Uma das questões é, qual o mais eficaz, o que tem melhor desempenho a quando a sua utilização. Também o comportamento do betão no nó e região onde este se encontra é uma das dúvidas presentes.

Havendo quatro possibilidades de ancoragens diferentes para o modelo em estudo, foram escolhidos 4 tipos, a ancoragem em laço, a ancoragem em cotovelo, a ancoragem reta e a ancoragem reta com varão transversal soldado. Das quatro escolhidas a que se apresenta a necessidade de maior comprimento de amarração é a ancoragem reta. Pelo Eurocódigo 2 a diferença de comprimento de amarração da ancoragem reta para os outros tipos de ancoragem é de 30%, sendo esta maior. A vantagem da utilização da amarração reta é a não implicação do trabalho de dobragem dos varões, como também de soldadura do varão transversal no tipo a ele pertencente. Este tipo de ancoragem reta no modelo em estudo é a que se encontra em posição mais desfavorável visto, a dimensão do nó não ser suficiente, previsivelmente poderá ser a primeira a ceder no trabalho experimental. Caso se verifique o escorregamento, optou-se no modelo prático por expor o prolongamento dos varões para o exterior do nó tendo em vista o auxílio da ancoragem destes varões, através de uma placa furada e encaixada nos varões para que possa ser soldada. Pode então prosseguir-se o ensaio caso se verifique o escorregamento dos varões retos, como primeira ocorrência durante o ensaio laboratorial, onde a placa metálica será utilizada como um dispositivo adicional.

Foi adotado um aço de classe de resistência A400 em que, os esforços verificados nos tirantes com os cálculos iniciais, impuseram a utilização de oito varões com diâmetro  $\varnothing 16$  mm para cada tirante. A utilização deste aço A400 foi idealizada sendo que, se tivesse-mos uma classe de resistência mais elevada, esta levaria a que para as mesmas forças envolvidas fossem utilizados um menor número de varões. Com isso maior seria a tensão aplicada a cada varão tendo como consequência a necessidade de um maior comprimento de amarração, solução em que as dimensões idealizadas do nó para o modelo não dariam resposta. Também a utilização de um aço de menor classe de resistência implicaria a utilização de um maior número de varões, agrupando-se mais próximos uns dos outros dentro da região no nó, não respeitando assim o espaçamento mínimo entre eles, como também uma maior dificuldade de posicionamento das ancoragens projetadas. Para esta última solução de utilização de aço de classe de resistência menor, implicaria um maior número de varões com diâmetro  $\varnothing 16$  mm, poderíamos em alternativa aumentar o diâmetro dos varões e reduzir o número, mas com o equipamento disponível para dobragem para os varões seria uma tarefa complicada. Ocorrendo a necessidade uma maior força e para tal o recurso a equipamento mecânico, este não disponível no laboratório.

Não só a classe de aço tem influência na ancoragem, um outro aspeto é o formato do varão, nervurado ou liso, onde o nervurado tem influência nos parâmetros do cálculo do comprimento de amarração, sendo este menor em relação à solução do varão liso. Também a classe de resistência do betão influencia este cálculo de comprimento de amarração em que, quanto mais baixa a classe de resistência, maior o comprimento de ancoragem necessário. Para o caso em estudo foi adotado um betão com classe de resistência C30/37. Se a escolha fosse de uma classe mais baixa, para a quantidade de aço obtida teríamos de aumentar as dimensões do modelo, como também se aumentássemos a classe de resistência do betão, durante o ensaio esgotaríamos as capacidades do equipamento disponível e possivelmente os

resultados a verificar poderiam não ser atingidos. Não obtendo conclusões deste ensaio experimental.

#### 4.2.3 Cálculo de dimensionamento da geometria e forças do modelo

Apos a definição de como seria o formato do modelo que melhor representa o nó definido para o caso de estudo e determinação das dimensões que melhor se adaptariam ao equipamento utilizado, sem entrar em dimensões exageradas, foram efetuados os cálculos de dimensionamento do modelo. Os cálculos que as escoras sofreriam para dimensionamento da classe de resistência do betão, como também as forças presentes nos tirantes para determinação da quantidade de aço a colocar em cada tirante.

Idealizada uma força a exercer pelo macaco hidráulico de 1000 kN em uma das cunhas, o recurso ao auxílio do programa de cálculo de esforços *Ftool* foi efetuado para determinar os esforços presentes nas diferentes partes da estrutura. Determinando que o modelo não padeceria da atuação de momentos fletores, na colocação da estrutura no programa para seu cálculo, em todos os pontos onde barras se cruzam foram implementadas rotulas. Também após a experimentação de vários ângulos para as escoras obliquas, foi constatado que, o que forneciam forças mais adequadas para realização do ensaio era o de 45 graus.

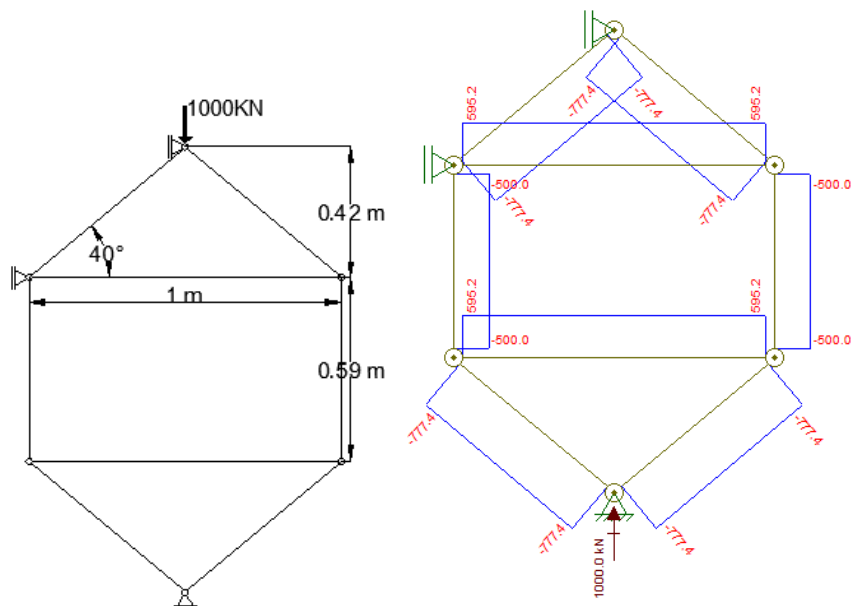


Figura 38 - Esforços axiais para um ângulo das escoras de 40°

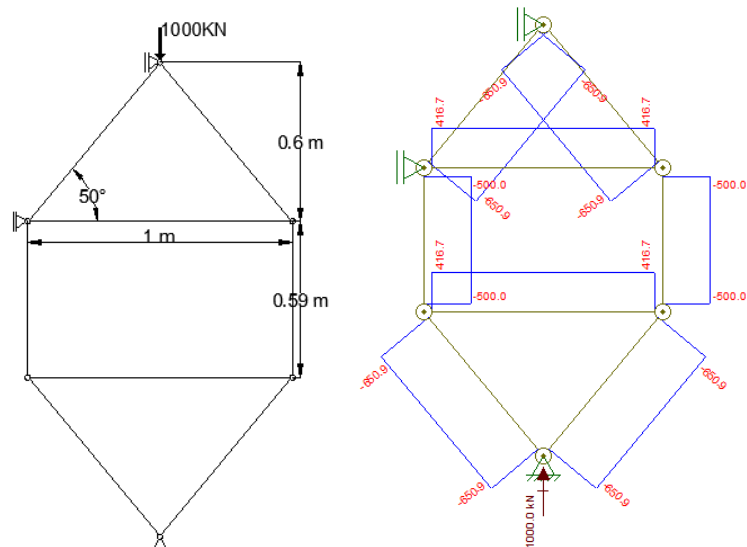


Figura 39 - Esforços axiais para um ângulo das escoras de 50°

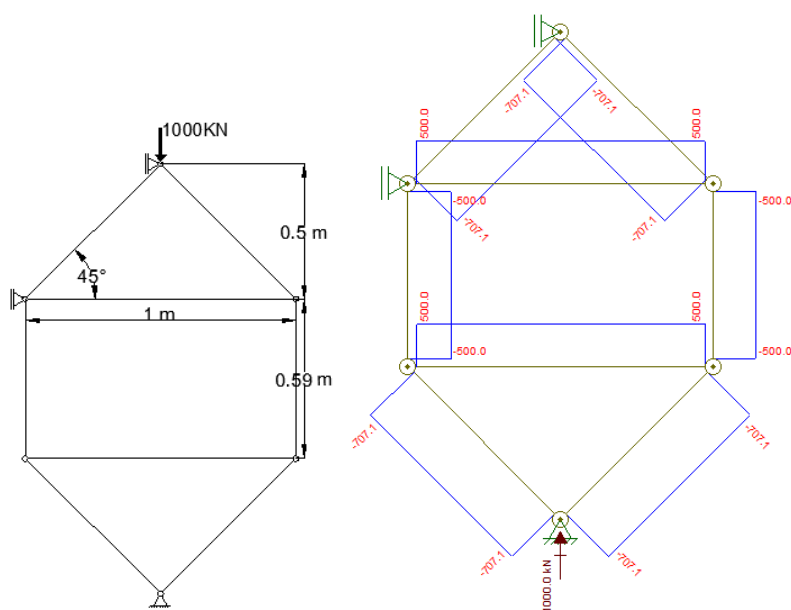


Figura 40 - Esforços axiais para um ângulo das escoras de 45°

O ângulo das escoras escolhido de 45°, pelas figuras anteriores, verifica que se o ângulo for aumentado (figura 39) os esforços sofridos pelas escoras oblíquas vão ser menores assim como os dos tirantes, o que seria necessário uma força maior por parte do macaco hidráulico. Se o ângulo fosse diminuído (figura 38), tanto nas escoras como nos tirantes os esforços seriam maiores, o que implica no cálculo de ancoragem dos tirantes comprimentos de amarração muito maiores, levando à necessidade de um aumento das dimensões do nó, consecutivamente as do volume do modelo. Segundo J. Schlaich e K. Schäfer 1991 [22], na modelagem, os ângulos entre as escoras para forças relativamente elevadas não devem ser inferiores a 45°, podendo ser evitados possíveis problemas de incompatibilidade. A escolha do limite por ele definido são os 45°.

Após serem experimentados várias secções para dimensionamento do modelo nas escoras que se encontram entre os nós, foi escolhida uma secção de 0,15x0,15 m em que, com aplicação da geometria dos nós com a quantidade de varões repartida dentro deles, foi obtida uma secção para as escoras entre os nós e as cunhas de 0,15x0,25 m.

Sabendo que para um aço com do tipo A500, a quantidade de varões a utilizar seria menor que para um aço A400, implicaria a necessidade de comprimentos de ancoragem maior, como também a área de superfície de atrito entre o aço e o betão também seria menor, contribuindo para um aumento do comprimento de amarração. Em função disso a escolha do tipo de aço foi efetuada, sendo escolhido um tipo de aço A400. Para determinação da quantidade de varões a utilizar foram efetuados os seguintes cálculos em função dos 500 KN de força em cada tirante:

$$A_s = \frac{T}{f_{yk}/\gamma_s} \quad (2)$$

Sendo: T = 500 KN

$f_{yk} = 400$  MPa

$\gamma_s = 1,15$

$$A_s = \frac{500}{400000/1,15} = 0,001438 \text{ m}^2 = 14,38 \text{ cm}^2$$

As soluções de armadura para esta área são:

- 8 Ø 16 com uma área de 16,08 cm<sup>2</sup>
- 5 Ø 20 com uma área de 15,71 cm<sup>2</sup>
- 3 Ø 25 com uma área de 14,73 cm<sup>2</sup>

Sabendo que quanto menor for o numero de varões, maior será o comprimento de ancoragem necessário, ai a escolha da primeira opção 8 varões com diâmetro de 16 mm.

Após o número de varões calculado, precedeu-se à distribuição destes dentro do tirante, ladeado por dois nós. A sua distribuição foi efetuada com base nas regras definidas pelo Eurocódigo 2 onde o espaçamento entre eles não deverá ser inferior a:

- $K_1(1\text{mm})$  multiplicado pelo diâmetro do varão - 16 mm x 1mm = 6mm
- $(d_g + K_2(5\text{mm}))$ ,  $d_g$  a dimensão máxima do agregado - 5 mm + 15 mm = 20 mm
- 20 mm

O afastamento mínimo entre os varões é de 20 mm.

Para este trabalho laboratorial, o recobrimento mínimo das armaduras não é importante no que diz respeito às proteções do aço contra exposições ambientais. Mas considerando que no recobrimento, o seu dimensionamento deve ter em consideração os requisitos de aderência, para que haja uma transmissão eficaz das forças entre o betão e o aço. Para varões isolados,

não sendo o nosso caso, o recobrimento mínimo tendo em conta este requisito, não deve ser inferior ao diâmetro do varão ( $\emptyset = 16 \text{ mm}$ ).

No cálculo do comprimento de amarração, o procedimento foi efetuado com base no Eurocódigo 2 onde os cálculos foram efetuados para diferentes classes de resistência do betão. A classe adotada foi de um betão C 30/37, onde para classes de inferiores o comprimento de amarração é superior ao que podemos encontrar no modelo no seu pré dimensionamento, como também pra classes superiores necessitaríamos de maiores forças para conseguirmos tirar resultados do ensaio experimental. Ao aplicarmos maiores forças, implicaria o aumento da quantidade de armadura.

- **Cálculo da tensão de aderência**

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} \quad (7)$$

onde;  $\eta_1 = 1$ ; condições boas de aderência

$$\eta_2 = 1; \emptyset \leq 32 \text{ mm}$$

$$f_{ctd} = 2,9 \text{ MPa ; pelo "Quadro 3.1 do EC2"}$$

$$f_{bd} = 2,25 * 1 * 2 * 2,9 = 6,5 \text{ MPa}$$

- **Comprimento de amarração de referência**

$$l_{b,rqd} = (\emptyset / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}) \quad (9)$$

onde;  $\emptyset = 16 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$

$\sigma_{sd} = 400 \text{ MPa}$  ; tensão de cedência do aço

$$l_{b,rqd} = (1,6 / 4) (400 / 6,5) = 24,6 \text{ cm}$$

- **Comprimento de amarração de cálculo**

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \quad (10)$$

o Para amarração de varões retos

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \emptyset) / \emptyset ; \text{ onde } \emptyset = 1,6 \text{ cm e } c_d = \min(3,4/2; 2,4) = 1,7$$

$$= 1 - 0,15(1,7 - 1,6) / 1,6 = 0,99$$

$$\alpha_3 = 1$$

$$\alpha_4 = -$$

$$\alpha_5 = 1$$

Então:  $l_{bd} = 1 * 0,99 * 1 * 1 * 24,6 = 24 \text{ cm}$

o Para amarração de varões não retos

$$\alpha_1 = 1$$

$$\alpha_2 * \alpha_3 * \alpha_5 = 0,7$$

Então:  $l_{bd} = 1 * 0,7 * 24,6 = 17 \text{ cm} = l_{b,eq}$

- **Diâmetro mínimo de dobragem do mandril**  
 $\emptyset=16\text{mm}$  então:  $\emptyset$  mínimo de dobragem =  $4\emptyset = 64\text{ mm}$
- **Extensão além da dobragem da ancoragem em cotovelo**  
 $\geq 5\emptyset$  então:  $\geq 5 \times 16 = 80\text{ mm}$

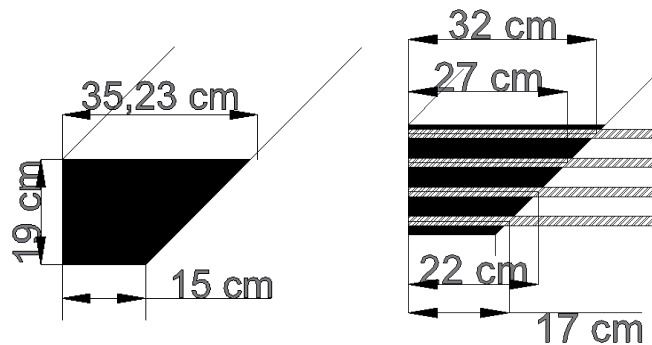


Figura 41 - Dimensões geométricas do nó

Como podemos verificar pelas dimensões do nó na parte inferior, o comprimento não é suficiente para os calculados, o que na parte superior isso não se verifica. O tipo de ancoragem mais desfavorável como podemos verificar é a ancoragem reta, pois necessita de maior comprimento de amarração, onde em dois varões o comprimento encontra-se presente dentro do nó. Só dois varões da ancoragem reta se encontram com o comprimento mínimo necessário. Quando não temos uma ancoragem reta, com a redução de 30% do comprimento de ancoragem, o varão que menos comprimento vai receber, encontra-se dentro das regiões limites.

A escolha da classe de betão C30/37 foi definida com base em não perlongar o comprimento de amarração face às dimensões definidas. Verifiquemos então se esta classe de resistência do betão será a suficiente para resistir aos esforços de compressão nas escoras, devidos à força de 1000 KN aplicadas pelo macaco hidráulico. Considerando um  $f_{cm} = 38 + 4 = 42\text{ MPa}$ , o cálculo é efetuado com base na expressão (15):

$$\sigma_c = N_{ed} / A_{seção} \quad (15)$$

Para as escoras inclinadas em contacto com as cunhas:

$$A_{seção} = 0,24 \times 0,15 = 0,036\text{ m}^2$$

$$N_{ed} = 42000 \times 0,036 = 1512\text{ KN}$$

Para as escoras perpendiculares aos tirantes situadas entre os nós:

$$A_{seção} = 0,15 \times 0,15 = 0,0225\text{ m}^2$$

$$N_{ed} = 42000 \times 0,0225 = 945\text{ KN}$$

Como podemos verificar para a capacidade de resistência do betão C30/37, as escoras podem receber o dobro da força axial. Poder-se-ia proceder a uma redução da classe de resistência, mas em contra partida teríamos de aumentar o comprimento de amarração, implicando um aumento das dimensões do nó.

## **4.3 Ensaio experimental**

### **4.3.1 Procedimento para realização do ensaio**

Para realização deste ensaio experimental, a simplificação e estruturação de um sistema fechado em que as forças se equilibram interiormente, foi importante visto que se a necessidade de recurso a estruturas de reação externas para modelo, estas teriam de ser um pouco imponentes. As forças envolvidas previstas inicialmente no processo de dimensionamento seriam de um grau um pouco elevado, o que também seria um processo um pouco demorado da construção destas estruturas, não existentes no laboratório. Como referido anteriormente no subcapítulo (4.2.1), a idealização deste modelo permitiu a obtenção de quatro nós simétricos, em que cada um deles poderá albergar um diferente tipo de ancoragem dos tirantes de aço. A imperfeição desta simetria poderá ter consequências negativas para as previsões iniciais do funcionamento do modelo, em que forças excêntricas poderão aparecer, fazendo com que as forças a que os nós estão sujeitos, não se encontrem simétricas. Os nós não se encontravam com as mesmas condições de carregamento. Também se a redução de atrito prevista na interface das cunhas com as escoras, em que a existência do atrito criará o aparecimento de momentos fletores ao longo das escoras de betão.

A construção do modelo é efetuada no laboratório de estruturas da faculdade e os materiais são fornecidos do exterior. A construção é realizada na totalidade no laboratório, desde o corte dos materiais, montagem da cofragem, dobramento manual dos varões, colocação do equipamento de medição (extensómetros) e betonagem. A cura do betão também é efetuada no local de betonagem, estando sujeita às condições ambientais do laboratório. Visto a dificuldade de transporte do modelo sem a sua danificação, o plano de ensaio é montado no próprio local, decorrendo então o ensaio do modelo sem o transporte da peça. Para facilitar o processo de construção do modelo, as cunhas que iram transmitir as forças do equipamento às escoras, serão construídas primeiro e separadamente do resto do modelo sendo posteriormente colocadas nas suas posições para continuação da construção do resto do modelo.

Para realização do ensaio, o equipamento utilizado encontrou-se disponível no laboratório de estruturas da faculdade mas, para posicionamento deste equipamento nas posições desejadas juntamente com o modelo, foi necessário proceder à montagem de uma estrutura, ao que para tal recorreu-se a material existente no laboratório, como é o caso de blocos de cimento,

em que o procedimento é explicado posteriormente no subcapítulo 5.1. Para a carga prevista a que o modelo estará sujeito de 1000 KN, para o ajustamento do equipamento se proceda, serão feitos carregamentos iniciais com cargas menores, metade do valor de projeto. Após os carregamentos, estes serão descarregados, procedendo-se assim ao ajustamento do equipamento para que o carregamento final se efetue nas melhores condições, como também a resposta do modelo seja a melhor possível. Apesar destes carregamentos iniciais não serem favoráveis nos resultados finais, pois o modelo poderá ser fadigado ocorrendo a criação de fissuras internas, em que no carregamento final apareceram à superfície mais rapidamente podendo levar a uma rotura com menores forças envolvidas, ocorrendo porventura antes da carga final prevista.

### **4.3.2 Construção das cunhas**

A construção das duas cunhas em tempos diferentes e separadamente foi a solução adotada, tendo em vista a obtenção de geometrias e dimensões desejadas com a maior precisão possível, também uma maior facilidade de execução. A principal dificuldade encontrada, quando a construção das cunhas na posição final dentro do modelo é facto de não se conseguir com que as faces onde encontramos as chapas de inox, fiquem totalmente direitas, se encontrassem curvaturas. Este problema iria provocar tensões de compressão direccionadas de forma indesejada. O resultado desejável seria a direcção perpendicular as faces, direcção do eixo axial da escora de betão, estas anomalias criariam forças excêntricas levando a que os resultados pretendidos com este ensaio não fossem os idealizados. Levando a discórdias em ensaios futuros possíveis. Este problema não só poderá aparecer com estas faces como também na outra face desta cunha triangular, face onde é aplicada a carga exercida pelo macaco hidráulico. Faz obrigatoriamente um ângulo de 45 graus com as referenciadas anteriormente, fazendo estas um ângulo entre si de 90 graus. Tal como as duas faces referidas, a face onde a carga é aplicada pode ser prejudicial ao ensaio se não construída com rigor como dimensionada em fase de projeto, apresentando os mesmos problemas referidos anteriormente. Também o facto de que se os ângulos não forem executados com a dimensão correta, pode ocorrer a transmissão de uma maior quantidade de força em uma face comparando com a outra. Aparecendo possíveis momentos fletores no modelo indesejados durante a ocorrência do ensaio, estando o dimensionamento projetado para que estes momentos não existam.

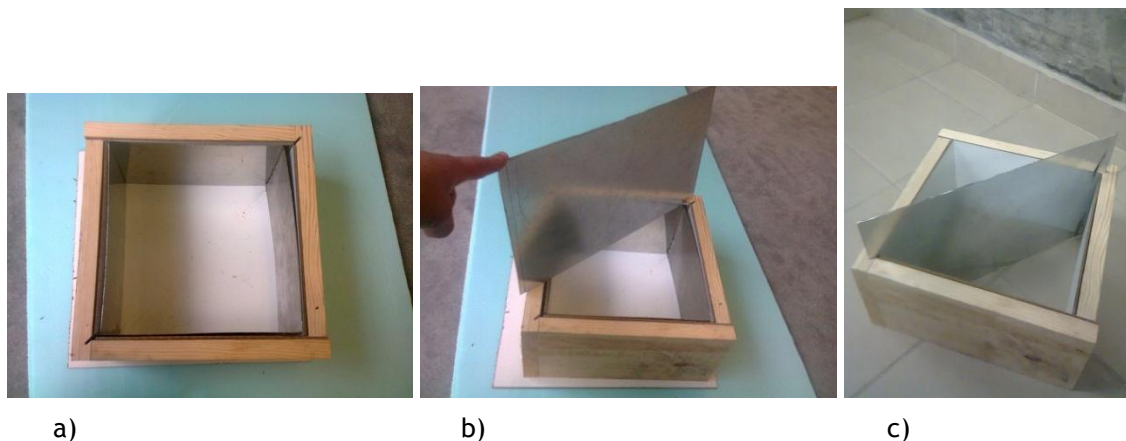


Figura 42 - Cofragem das cunhas

Para construção das cunhas o material utilizado foi o seguinte: taboa de madeira, contraplacado de 3 mm de espessura e com proteção lisa de um dos lados, chapa metálica, duas chapas de inox para cada cunha, betão de classe de resistência C80, varão de aço Ø16 e Ø8 para armadura interior da cunha. As duas cunhas são simétricas, permitindo a sua geometria a construção das duas em uma única cofragem. Esta cofragem é constituída como mostra a figura 42, por quatro taboas com 15 cm de altura aparafusadas fazendo um ângulo de 90 graus entre si. Podendo as taboas apresentar irregularidades, foi utilizado uma chapa de contraplacado com uma face lisa na parte interior da cofragem de madeira para obtenção de faces totalmente lisas. A medida de aresta livre, medida no interior do contraplacado, toma como valor, o da dimensão das chapas de inox que ficam encostadas a estas, 25 cm. A chapa metálica é colocada na diagonal do quadrado, dividindo este em dois triângulos de dimensões iguais. Para a betonagem foi optada pela escolha de um betão de alta resistência com o objetivo de garantir que, durante o ensaio o betão não ceda, permaneça intacto quando lhe é aplicada uma força. Para reforço destas cunhas de forma a garantir que o betão não ceda na transversal, pelas faces livres, foi também adicionada uma armadura com forma triangular com varões Ø16 paralelos à face que sofre o carregamento e faces que estarão em contacto com o restante modelo. Estes pequenos pedaços de varão foram distribuídos por estribos Ø8 de forma triangular colocados nas extremidades, na perpendicular aos varões. A betonagem assim como o fabrico do betão foi realizada no laboratório, com estudo prévio da mistura a realizar.

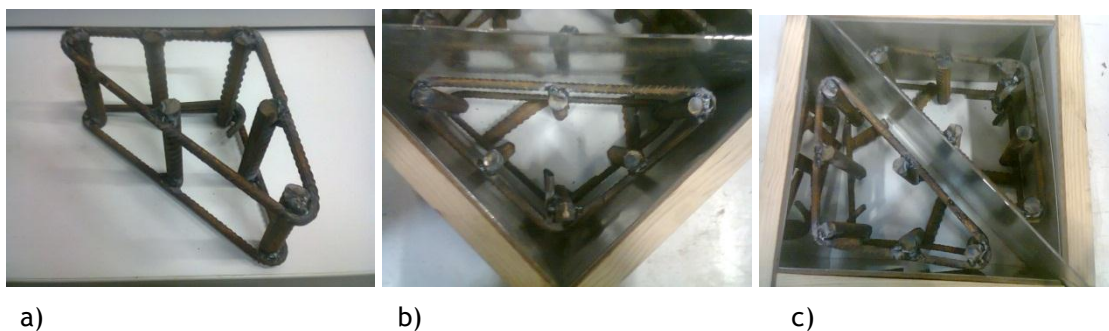


Figura 43 - Armadura das cunhas

### 4.3.3 Cofragem

Para a cofragem foram utilizadas taboas de madeira (pinho), as quais foram cortadas com 15 cm de largura, visto que se encontravam com diferentes larguras. Após terem as mesmas larguras, foram cortadas com os comprimentos desejados definidos pelo projeto com as correspondentes esquadrias e ângulos impostos. Foi utilizado equipamento de corte que nos permitiu dar os ângulos desejados. Para fixação das taboas nas suas posições desejadas como também os seus espaçamentos foram utilizadas ripas de madeira, que por sua vez unidas com pregos de aço. A quantidade de ripas utilizadas foi desenhada de forma a ser a suficiente para uma cofragem estável para quando da betonagem, esta não se mover.

Facilitando a execução, no local onde os varões de aço se encontram com a escora de betão, a cofragem foi interrompida dando lugar a um material com maior facilidade de corte, o poliestireno extrudido. Este é cortado para encaixe dos varões, os espaços vazios são preenchidos com poliuretano expandido e cortado posteriormente a quando encontra a sua rigidez (secagem). As cunhas são adicionadas à cofragem nas suas posições, sendo fixas juntamente com as chapas de inox e as telas de Teflon nas suas devidas posições.

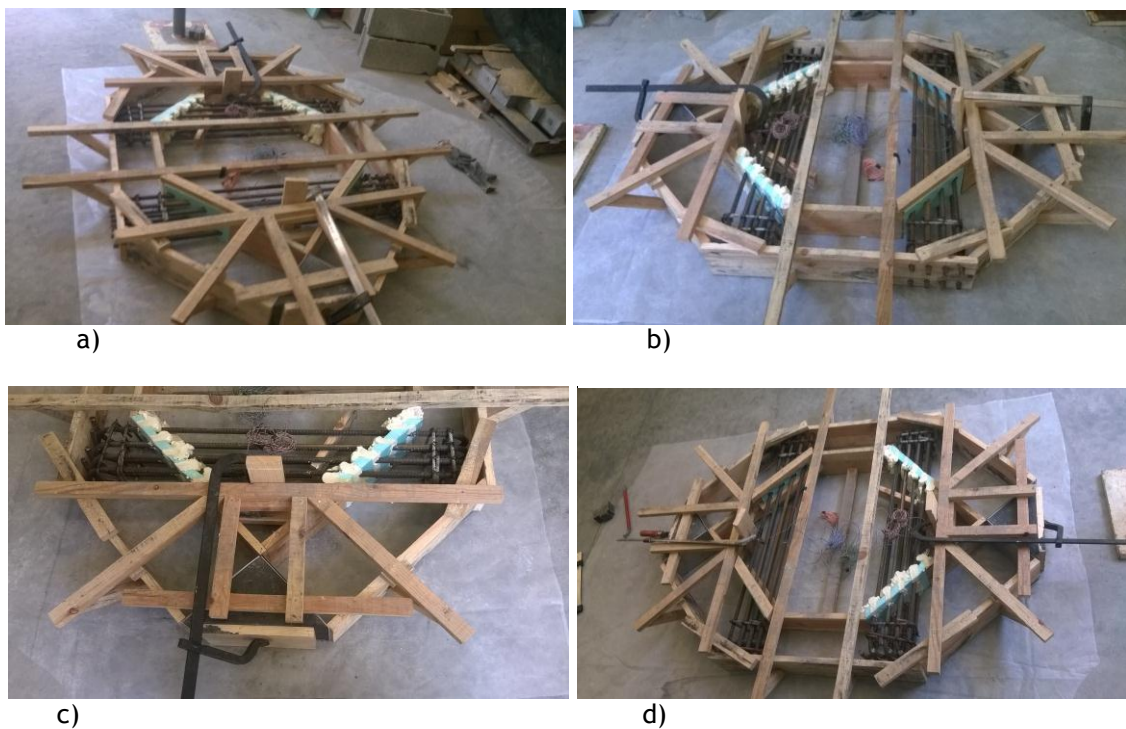


Figura 44 - Cofragem

#### 4.3.4 Tirantes

Os varões fornecidos,  $\varnothing 16$  mm com comprimento de 6 metros, para formar os tirantes tiveram de ser cortados e dobrados nas zonas de ancoragem em laços e cotovelos. Para cada zona de tirante são necessários 6 varões de aço com os respectivos comprimentos. Para a ancoragem em laço, um varão é curvado 180 graus com o diâmetro de 70 mm e na extremidade oposta é concluído com a ancoragem em cotovelo com curvatura de diâmetro 70 mm, perlongando-se o varão 80 mm após a curvatura.

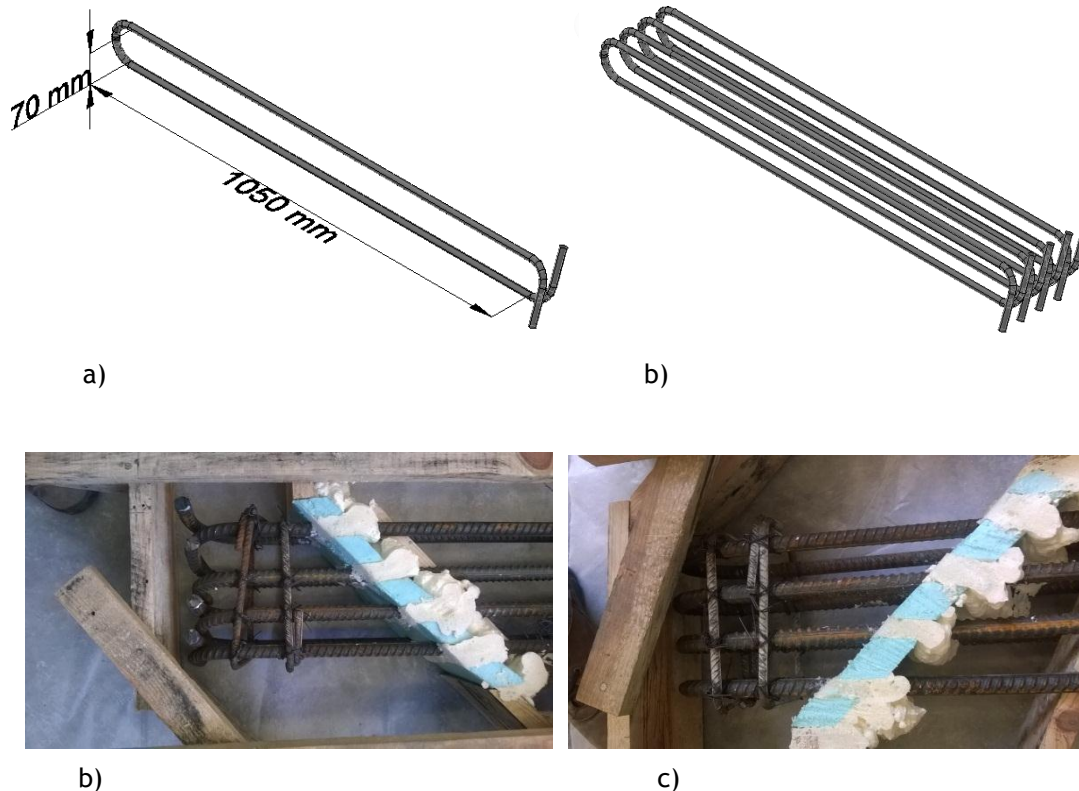


Figura 45 - Varões com ancoragens em laço e ancoragem em cotovelo

Procedeu-se ao corte de um varão com 2,48 metros de comprimento, onde no seu meio se procedeu à dobragem até obtenção de um laço. Para tal, com ausência de equipamento mecânico, este processo é executado manualmente. Para a dobragem do varão e obtenção do laço foi fixo a uma mesa um tubo metálico com 70 mm de diâmetro, o da curvatura do laço. Este mesmo processo foi aplicado nas extremidades opostas do varão para obtenção dos cotovelos. Após o mesmo processo para 4 varões, a 2 foram colocados extensómetros, e posteriormente colocados nas suas posições dentro da cofragem.

O conjunto de varões do lado oposto, em que nas suas extremidades se encontram as amarrações retas e retas com varão transversal soldado, não necessitam de dobragem. Foram cortados 8 varões com 1,19 metros de comprimento e colocados na armadura nas suas posições e com os devidos afastamentos.

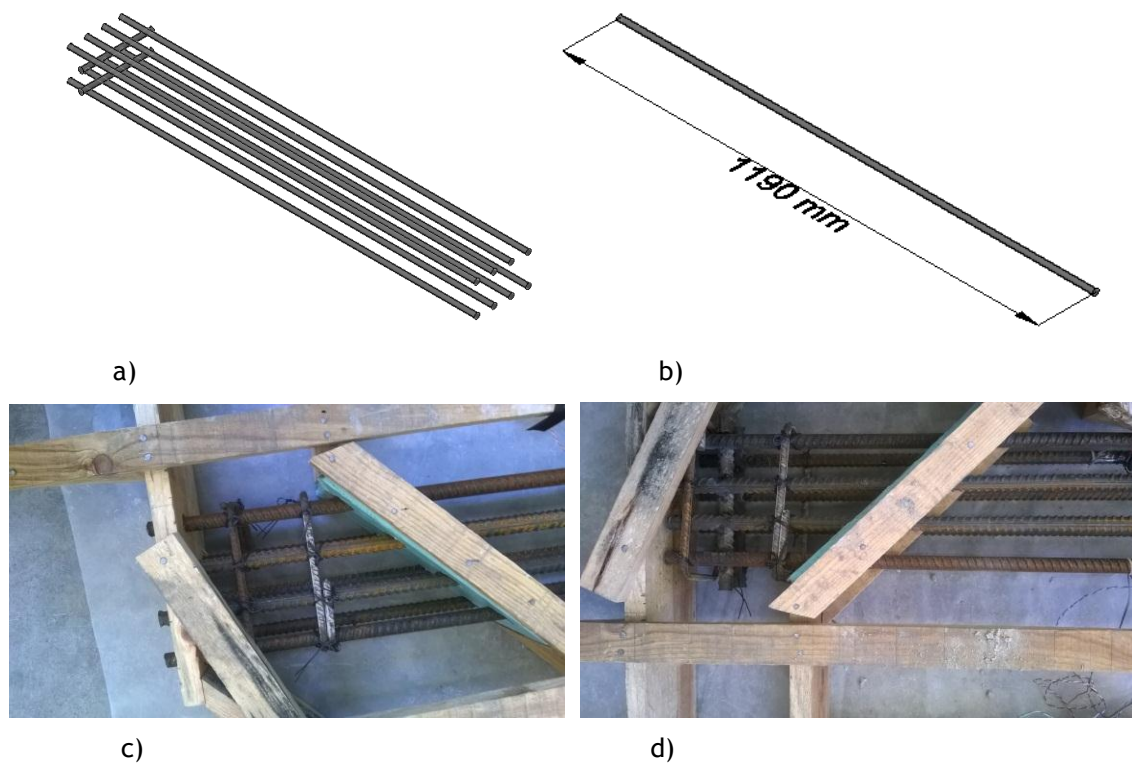


Figura 46 - Varões com ancoragens retas e com retas com varão transversal soldado

Com a previsão da possibilidade de escorregamento da ancoragem reta esta foi prolongada 4 centímetros nas extremidades para fora do betão, onde para encaixe destes na cofragem procedeu-se à furação da cofragem nas posições onde os varões ficam. Este prolongamento tem como objetivo de, na possibilidade do escorregamento da ancoragem pelo betão acontecer, ser solda da uma chapa metálica devidamente furada junto do betão, fixando assim os varões à chapa por soldadura. Possibilitando o prosseguimento do ensaio, verificando novos acontecimentos sem que este seja interveniente para um final do ensaio. Na ancoragem oposta, encontrando-se esta dentro do nó, é soldado então um varão transversal com 21 centímetros, unindo os 4 varões longitudinais de uma das faces, para o outro conjunto de 4 varões o procedimento é o mesmo.

Para compensar as forças transversais aos varões e para que a rotura se dê para as forças desejadas sem que os varões tentem afastar-se devido a forças transversais, são colocados 2 estribos de varão Ø8 em cada ancoragem (nó).

#### 4.3.5 Colocação de extensómetros

A colocação de extensómetros de medição é efetuada antes dos varões serem colocados junto com a cofragem, facilitando o processo de aplicação. Para melhor observação do comportamento do modelo, considerando as limitações do aparelho de registo *Data Loguer* de apenas 10 canais em que, um dos canais se encontra destinado à medição da força da célula de carga.



Figura 47 - Equipamento de leitura "Data Loguer"

Foram utilizados 8 extensómetros, onde o canal de sobra é destinado à ligação de um defletómetro, 4 para cada tirante do modelo constituído por 8 varões Ø16.

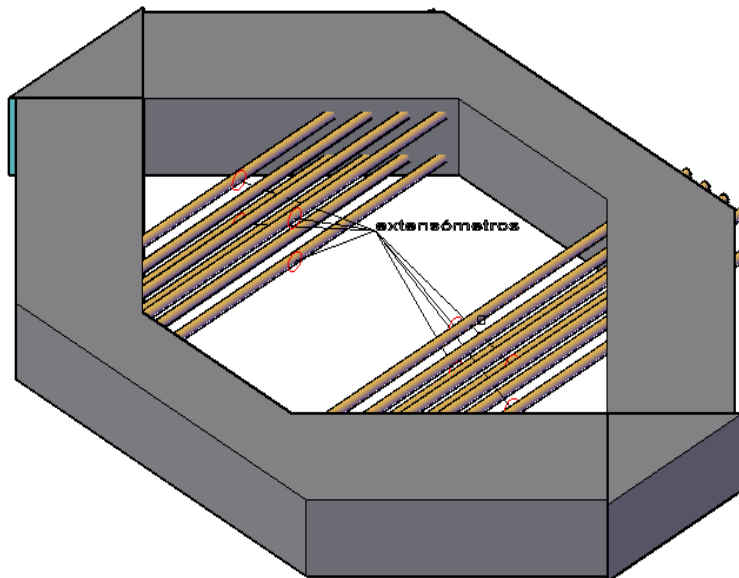


Figura 48 - Localização dos extensómetros

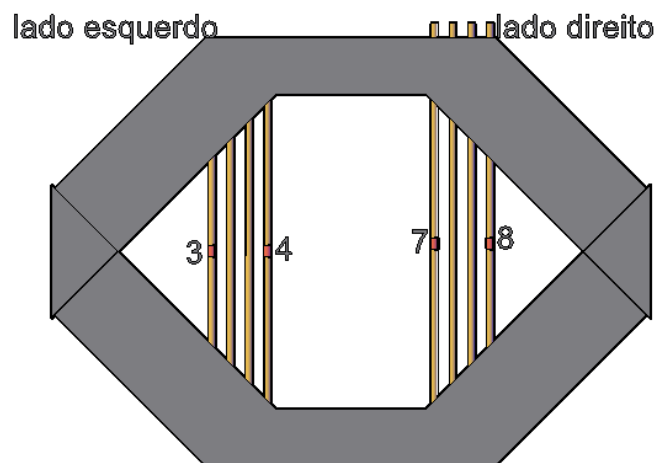


Figura 49 - Numeração dos extensómetros da face lisa

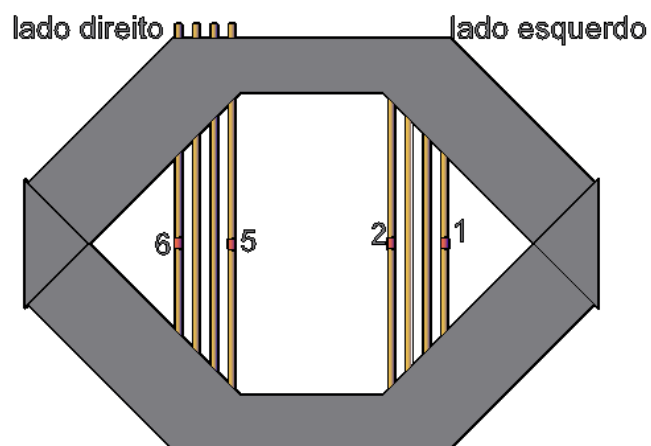


Figura 50 - Numeração dos extensômetros da face rugosa

Quatro extensômetros são colocados em cada conjunto de varões representantes de cada tirante do modelo, ao centro de cada respectivo varão, estando estes nas posições extremas do conjunto dos varões como mostra a figura 48. Para colagem dos extensômetros todos os processos são efetuados, desde a obtenção de uma superfície totalmente lisa no varão com as dimensões do extensômetro, a limpeza com os líquidos apropriados, a colagem e o isolamento destes com fita isoladora.



Figura 51 - Colocação dos extensômetros



Figura 52 - Aplicação do verniz protetor

O processo é efetuado antes dos varões serem colocados nos respectivos locais na cofragem, o funcionamento dos extensômetros também é testado com o aparelho de leitura *Data Loguer*.

### 4.3.6 Superfície de deslizamento entre cunhas e escoras

Esta superfície é constituída por duas chapas de inox, encontrando-se entre elas uma tela de teflon (Politetrafluoretileno).

A utilização do inox tem importância, não só pela sua resistência à compressão como também pelas suas superfícies polidas, fazendo com que o atrito seja reduzido, facilitando o deslizamento do teflon sobre estas. O contacto direto do betão com o teflon pode ser prejudicial devido ao facto da possível criação de poros na superfície do betão em contacto. A quando o carregamento estes provocarão deformação do teflon, o que leva à perda das propriedades redutoras de atrito por parte do teflon. A escolha do teflon e não de outro material tem a ver com as suas propriedades e capacidades tais como, o atrito reduzido de aproximadamente 3% e a sua capacidade de não deformação com cargas elevadas.

A colocação destes elementos é feita faseadamente onde, uma das chapas é colocada a quando a construção das cunhas junto da cofragem. Quando as cunhas são juntas à cofragem do resto do modelo, então são colocadas a tela de teflon e a outra chapa de inox, ficando o teflon entre as duas chapas de inox formando uma sandwich. Estas são fixas nos seus lugares e posteriormente é feita a betonagem do modelo. Este sistema é necessário para as 4 superfícies de contacto das escoras inclinadas com as cunhas.

### 4.3.7 Betonagem

A betonagem do modelo é efetuada no laboratório, onde o equipamento e o material se encontram disponíveis. É estudada a composição do betão com as quantidades certas de cada material para que seja obtida uma classe de resistência desejada aos 28 dias de cura após a betonagem. Neste caso a resistência desejada é de 42 MPa. Para determinação das quantidades de cada agregado é estudada a granulometria de cada um dos 3 inertes disponíveis sendo eles, a areia, brita 3/6 e brita 6/15. O cimento disponível é do tipo II-32,5 N. Na composição é calculada a razão água/cimento manualmente, determinando as quantidades de cada componente para o volume necessário através do programa um informático. A determinação das quantidades através do programa é efetuada com base na curva de Faury. Para facilitar a betonagem e com o objetivo de evitar a fuga de água pelo fundo da cofragem arrastando consigo a goma de cimento, é adicionado um adjuvante redutor de água. Permitindo uma redução de 18% da quantidade de água inicial. Com um volume total de betão para o modelo de 170 litros e a capacidade máxima da betoneira de 80 litros, para que a amassadura se efetue com maior rigor, esta é dividida em 3 amassaduras de quantidades iguais com um volume de 57 litros.

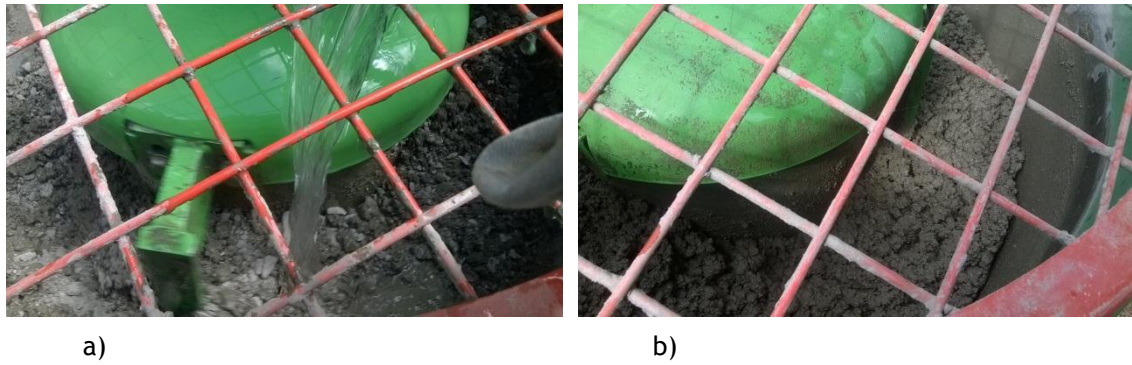


Figura 53 - Processo de amassadura

O processo de betonagem é efetuado com o modelo na posição horizontal sendo este facilitado. Estando em contacto com o piso, é colocado um plástico entre eles, para que não haja a união (colagem) entre eles. Durante a betonagem o cuidado é mantido face às posições das superfícies deslizantes (chapas de inox) para que se encontrem como o projeto as indica, totalmente paralelas com a face da cunha e sem espaços vazios entre elas. Na vibração do betão é utilizado o vibrador disponível no laboratório, tendo cuidado para que a posição dos varões e da cofragem não sofra desvios. Para distribuição das três amassaduras por todo a peça, esta é efetuada por camadas, permitindo alguma mistura quando aplicado o vibrador mecânico.



a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



h)

Figura 54 - Processo de betonagem

Para posterior caracterização mecânica do betão, são retirados 9 provetes (cubos com 15 cm de aresta), onde a vibração do betão é efetuada com o mesmo equipamento de vibração da peça. Após a betonagem o processo de cura é processado com a hidratação do betão ao longo dos dias seguintes.

Devido à dimensão da peça e existência de uma quantidade considerável de inertes de maior dimensão, a rugosidade da superfície superior foi um pouco inevitável, mesmo com a

utilização de ferramentas para o seu alisamento. Situação não prevista na face oposta que se encontra sobre uma superfície lisa. Esta previsão foi verificada quando o modelo foi levantado na montagem do plano de ensaio, confirmando-se uma face lisa, existindo umas pequenas rugas devidas ao plástico que, com a vibração do betão estececeu. Quando verificado antes da betonagem, o plástico encontrava-se totalmente esticado.

#### 4.3.8 Caracterização do betão

De acordo com a NP EN 206-1 [11] foram retirados 9 provetes de betão para ensaio da caracterização do betão aos 7, 14 e 28 dias de evolução temporal com o fim, da verificação evolutiva da resistência do betão à compressão. Com a expectativa da resistência do betão aos 28 dias de 42 MPa.

Para verificação da conformidade da resistência característica à compressão, foi seguida a cláusula 8.2.1.3 da NP EN 206-1, aplicando-se segundo o quadro 14, o critério 2 para produção inicial de 3 amostras de dada uma das 3 betonagens.

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \quad (16)$$

Na tabela 3 apresentam-se os resultados dos ensaios de compressão dos cubos de aresta 15cm realizados para caracterização do betão.

Tabela 3 - Caracterização do betão

Cubo	Idade (dias)	Pu (kN)	fcu (MPa)	fcm (MPa)	fck,cub (MPa)	fck,cil (MPa)
1	7	669,1	29,74	34,80	30,80	
2		755,1	33,56			
3		924,55	41,09			
4	14	760,7	33,81	39,32	35,32	
5		807,5	35,89			
6		1086	48,26			
7	28	790,6	35,14	41,67	37,67	33,67
8		867,2	38,54			
9		1155	51,32			

Comparando com os valores de um betão de classe C30/37 fornecidos pelo quadro 3.1 do Eurocódigo 2 representados na tabela 4.

Tabela 4 - Caracterização do betão de classe C30/37 pelo Eurocódigo 2 [11]

Betão	Idade (dias)	fcm (MPa)	fck,cub (MPa)	fck, cil (MPa)
C 30/37	28	38	37	30

Aplicando também a expressão (16)

$$f_{cm} \geq f_{ck} + 4 \quad (16)$$

$$f_{cm} \geq 37 + 4 = 41 \text{ (MPa)}$$

Verificamos que os valores se encontram muito próximo dos previstos inicialmente, os 42 MPa aos 28 dias. Mas de verificar a discrepância de resistência existente entre os provetes para cada um dos conjuntos de três amostras ensaiadas durante a evolução temporal da cura do betão. Foram ensaiados tres provetes de cada amassadura. Todas as amassaduras foram realizadas da mesma forma e com as mesmas quantidades de cada componente, não encontrando assim uma explicação para esta diferença de resultados. Pressuponho então que esta diferença possa ser devido ao material se encontrar na parte exterior do edifício, exposto ao sol que se fazia antes da betonagem. O material utilizado na primeira amassadura se encontrarem na parte superior dos recipientes, ai estarem mais quentes e a absorção da água efectuar-se mais rapidamente.

Também de referir que a cura do betão foi realizada no laboratório onde não encontramos uma temperatura constante e uma humidade não controlada. O processo de hidratação do betão foi realizado manualmente com água da rede pública de abastecimento.

Podemos verificar também em seguida se os valores aos 7 e aos 14 dias se encontram conforme os parâmetros idealizados pelo Eurocódigo 2 [11] com as expressões (11) e (12).

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad (11)$$

$$\beta_{cc} = e^s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \quad (12)$$

onde: t - número de dias

S - tipo de cimento

Com o cimento utilizado do tipo CEM 32,5 N, pelo Eurocódigo 2 temos um  $s=0,38$ . Sabemos também que  $f_{cm}(28 \text{ dias}) = 38 \text{ MPa}$ , quando  $\beta_{cc} = 1$ . Verifiquemos agora então para os 7 e para os 14 dias:

t=7 dias

$$\beta_{cc} = e^s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) = e^{0,38} \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{7}} \right) = 0,68$$

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,68 \cdot 42 = 28,56 \text{ MPa}$$

t=14 dias

$$\beta_{cc} = e^s \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) = e^{0,38} \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{14}} \right) = 0,85$$

$$f_{cm}(7) = \beta_{cc}(7) \cdot f_{cm} = 0,85 \cdot 42 = 35,7 \text{ MPa}$$

Comparando os resultados obtidos com os valores retirados dos ensaios realizados aos provetes, podemos verificar que a cura do betão foi mais rápida que a prevista pelos cálculos, ganhando aos 7 e aos 14 dias uma resistência maior, pelo que aos 28 dias a resistência do betão se encontra dentro dos valores previstos.



# 5. Ensaio de laboratório

## 5.1 Montagem do equipamento de ensaio

Após a análise do equipamento disponível para realização do ensaio, uma estrutura fixa no laboratório, verificou-se a possibilidade de realização no mesmo mas as dificuldades iriam ser mais acrescidas. Envolveria o transporte do modelo até ele podendo levar a deslocamentos e danificações no modelo perdendo características impostas ao modelo, que por sua vez poderia ser prejudicial à realização do ensaio na perfeição. Como alternativa e para evitar essas alterações foi estudada uma solução, podendo-se realizar o ensaio no local de betonagem da peça. A necessidade de movimento do modelo, foi a sua colocação na vertical em relação à sua posição horizontal de betonagem, posicionando-se entre as barras de aço que unem as peças de exteriores ao macaco hidráulico, célula de carga e do modelo pratico. É entre estas duas peças que decorre o carregamento. Para melhor exemplificar temos o esquema das figuras 55 e 56.

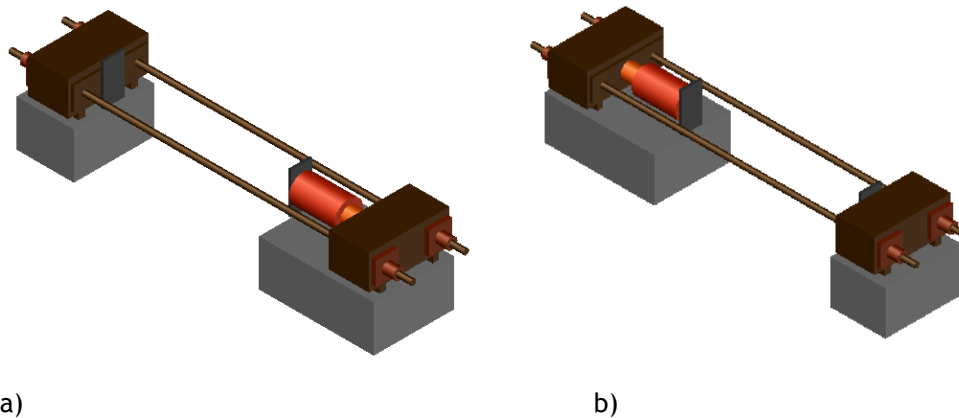


Figura 55 - Esquema da montagem do equipamento de ensaio

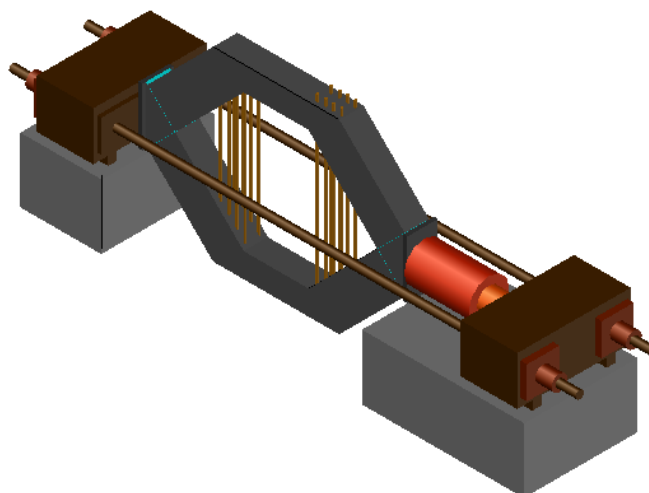


Figura 56 - Plano de ensaio

Depois do plano realizado, e os 28 dias passados foi montado no laboratório o equipamento e colocado o modelo na posição indicada pela figura 56. Esta montagem de suportes foi realizada com material existente no laboratório. Devido à pequena inclinação do piso, todo o equipamento foi nivelado para que o ensaio se realiza-se nas devidas condições. Depois deste montado, foi estabelecida a ligação dos extensómetros, célula de carga e um deflectómetro ao *Data Loguer*, procedendo-se à sua calibração. Devido à limitação do número de canais disponíveis, para melhor perceber o comportamento do modelo, foram montados defletómetros analógicos, fixos em estruturas independentes do plano de ensaio apropriadas para a função. Retirados com o decorrer do ensaio devido à rotura do modelo poder libertar de pequenos pedaços de betão, caindo sobre eles danificando-os.

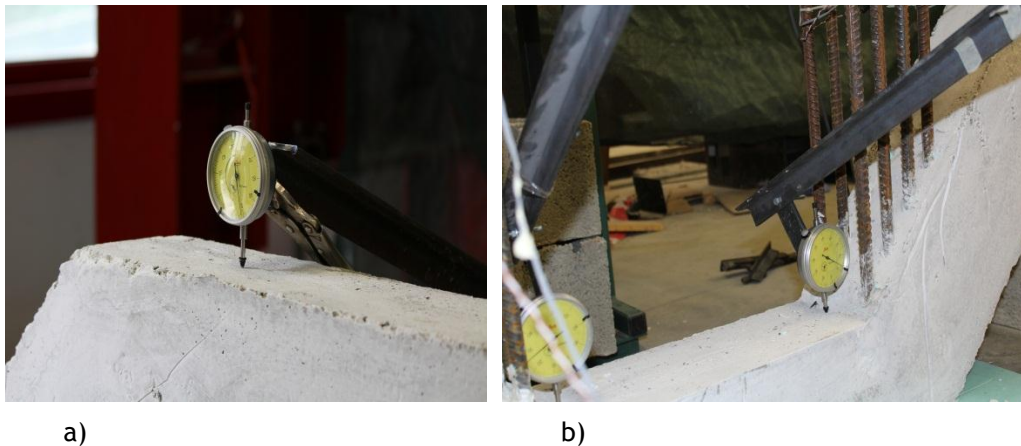


Figura 57 - Defletómetros analógicos

Para uma melhor observação dos acontecimentos ocorrentes no modelo durante a execução do ensaio, principalmente a ocorrência de fissuras ao longo do carregamento, o modelo foi pintado com uma cor branca, cor que possibilita uma maior facilidade de observação. Foi tida em consideração a escolha da tinta para que esta não cria-se uma membrana plástica, pois caso acontece-se poderia haver a ocorrência de pequenas fissuras no modelo e não se verificarem. A tinta iria esticar sem se romper ficando então as fissuras ocultas.



a)



b)



c)



d)

Figura 58 - Preparação do ensaio

## 5.2 Procedimento do ensaio laboratorial

Como já referido anteriormente, o ensaio foi efetuado com três carregamentos faseados. Os dois primeiros com aproximadamente metade do valor dos 1000 KN previsto em fase de dimensionamento para a rotura do modelo. O principal objetivo dos dois primeiros é a calibração do equipamento de ensaio visto que, com aplicação de forças o equipamento tende em se ajustar, levando a desvios das suas corretas posições, ocorrendo um ensaio com excentricidades. O terceiro carregamento foi efetuado até à rotura do modelo onde os valores estão longe dos limites do equipamento, sendo a capacidade de carregamento do macaco hidráulico de 2000 KN.

O funcionamento do macaco hidráulico é efectuado através de uma bomba de óleo manual em que, o processo de carregamento não foi linear. Considerado uma mais-valia visto que, podemos interromper o carregamento quando o desejar fazendo a recolha de valores no equipamento de medição analógico.

### **5.2.1 Primeiro carregamento**

Após a montagem do plano de ensaio com o modelo e o equipamento colocado nas suas devidas posições, as barras de aço colocadas equidistantes e paralelas ao eixo longitudinal do macaco hidráulico assim como, o eixo geométrico do macaco coincidente com o eixo longitudinal da peça foi então, iniciado o carregamento.

Nesta primeira fase o carregamento foi levado até aos 503 KN. Com o decorrer do carregamento foram se notando que os valores medidos nos pares de extensómetros sujeitos às mesmas condições de medida, não se encontravam com valores equivalentes, então foram verificadas as distâncias de simetria entre a peça e o equipamento. Verificou-se que estas não se encontravam corretas e desvios significativos tinham ocorrido, o que levava a uma distribuição de tensões excêntricas ao longo da peça. Verificou-se também, com o decorrer do carregamento que, o equipamento se foi ajustando contribuindo para as verificações de simetria não fossem iguais.

Aos 503 KN foi interrompido o carregamento e aliviado, procedendo-se então a um ajustamento do equipamento em que, as simetrias foram retificadas assim como o nivelamento do equipamento. Neste primeiro carregamento não se verificaram fissuras ou alterações nas características da peça.

### **5.2.2 Segundo carregamento**

Com o realinhamento realizado após o primeiro carregamento, iniciou-se um segundo carregamento que tomou um valor máximo de 499 KN.

Com o decorrer do ensaio apesar dos ajustes, as medições efetuadas pelos extensómetros, foram em parte semelhantes às do primeiro carregamento. Algumas melhorias nos valores registados em alguns pares de extensómetros que se encontravam nas mesmas condições ou seja, os valores medidos por eles deveriam ser iguais. Com estas diferenças foram verificadas novamente as simetrias entre o equipamento e a peça, verificando-se que não sofreram alterações. Se o problema das medições não estaria nas simetrias, poderiam estar estes associados a imperfeições da peça. Podendo então, estar associados aos acabamentos das faces não serem iguais ou alguma outra imperfeição. Após uma observação minuciosa da peça foi denotado que numa das faces de contacto das cunhas com as escoras, a face de deslizamento, encontrava-se com imperfeições, havendo uma pequena área que não se encontrava em contato.



Figura 59 - Imperfeição da face de contacto da cunha com escora

Sendo este um problema que não seria solucionável com um reajustamento da peça, a única solução passaria pela construção de um novo modelo. Na verificação se a outra cunha padecia da mesma imperfeição, observou-se que se encontrava nas perfeitas condições tendo as faces totalmente em contacto.



Figura 60 - Cunha de aplicação de força pelo macaco hidráulico

Depois desta verificação concluiu-se que os problemas associados às diferentes medições não seriam resultado do mau funcionamento do equipamento, estando este em simetria e totalmente nivelado. Os problemas ocorrentes estariam associados a pormenores pertencentes à construção da peça.

Foi então decidido aliviar o carregamento, e realização de um novo, levado até à rotura da peça. De salientar que também neste segundo carregamento não se verificaram fissuras.

### **5.2.3 Terceiro carregamento**

Este terceiro carregamento foi efetuado com a finalidade de levar a peça à rotura, acontecendo esta aos 904 KN. A previsão inicial seria uma rotura por escorregamento da ancoragem em que, à partida seria a mais desfavorável a ancoragem reta não tendo o comprimento de amarração em alguns varões aconselhado pelo calculo efectuado com do Eurocódigo 2. Poderíamos também ter uma rotura do betão.

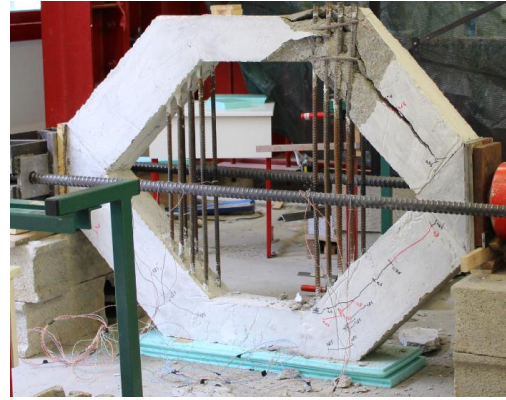
Com o decorrer do ensaio e com um carregamento de 600 KN, começaram a surgir as primeiras fissuras, verificadas nas escoras de betão do lado onde se encontrava o macaco hidráulico a exercer a força. Aparecendo estas sobre os nós onde se encontravam a ancoragem reta e a com varão transversal soldado. De verificar que estas primeiras fissuras apareceram na direção do eixo longitudinal das escoras de betão.

Com aplicação de maior carregamento, as fissuras foram perlongadas com a mesma direção até que aos 800 KN de força exercidas pelo macaco hidráulico, começaram a surgir novas fissuras paralelas às já existentes como também, nos restantes nós onde se encontram outros tipos de ancoragem. Também surgiram fissuras nas faces interiores dos nós, onde os varões de aço interseam as escoras de betão.

Com aumento de carregamento, estas fissuras foram-se perlongando até que aos 904 KN de força exercida pelo macaco hidráulico, quando rotura sucedeu com a cedência do betão no nó onde se encontra a ancoragem reta. Verificou-se que as fissuras se perlongaram mais rapidamente na escora de betão inclinada concorrente com o nó onde ocorreu a rotura.



a)



b)



c)

Figura 61 - Representação das fissuras e rotura do nó

Como é mostrado nas imagens a fissura da escora onde sucedeu a rotura é coincidente com o eixo longitudinal da escora, indo esta de encontro à cunha. A escora é dividida em duas partes. Podemos verificar também que esta fissura foi de encontro com o estribo existente no nó.

As superfícies deslizantes onde o atrito é reduzido pelos materiais utilizados tiveram dificuldade em deslizar, o que com esta verificação e com a quantidade de fissuras existentes nos nós, pode levar à consideração da existência de momentos fletores no nó.



# 6. Medições

## 6.1 Esquema de medições

Com o equipamento utilizado para medições foi pretendido fazer dois tipos de medições. Com os defletómetros pretendemos medir os afastamentos que os nós extremos de cada tirante sofreriam. Para tal foram utilizados quatro defletómetros, sendo três analógicos e um digital (LVT) com medição registada pelo no *Data Loguer*. Dois dos defletómetros analógicos foram colocados nos nós inferiores, utilizados no primeiro e segundo carregamento, sendo retirados no terceiro carregamento devido às ocorrências possíveis referidas anteriormente. Os outros dois foram colocados nos dois nós superiores, sendo estes os que funcionaram durante o terceiro carregamento.

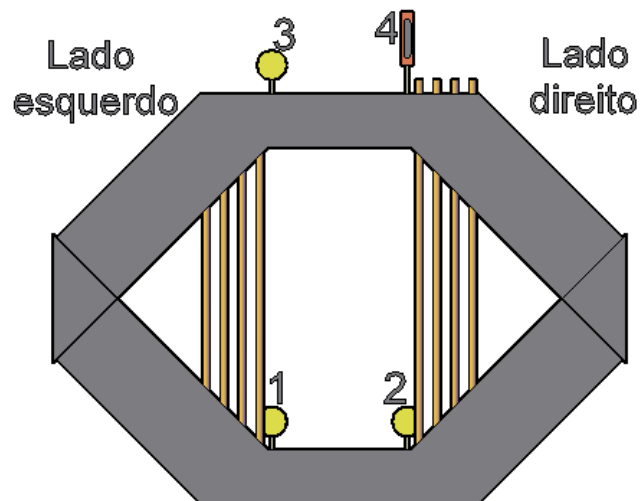


Figura 62 - Posição e numeração dos defletómetros

A medição do afastamento do lado esquerdo onde encontramos as ancoragens em laço e em cotovelo é-nos dada pela diferença de valores medidos pelos defletómetros 1 e 3, já o afastamento do lado direito é-nos dado pela diferença de valores medidos pelos defletómetros 2 e 4.

O outro instrumento de medição utilizado foi a extensometria elétrica, foram colocados oito extensómetros como já referenciado anteriormente, sendo a sua localização exemplificada nas figuras 49 e 50.

Os dados de medição obtidos com estes instrumentos em correlação com os dados obtidos pela leitura da célula de carga mostram-nos o comportamento da peça ao longo do decorrer do ensaio. Estabelecemos a confiança de que estes equipamentos tenham um funcionamento correto, sendo os dados obtidos correlacionáveis com as grandezas pretendidas para esta experiência.

Procederemos em seguida a análise dos resultados obtidos para cada carregamento separadamente.

## 6.2 Primeiro carregamento

Sendo os valores mostrados pelos defletómetros registados ao longo do carregamento, estes são mostrados na tabela 5.

Tabela 5 - Medições dos defletómetros no primeiro carregamento e afastamentos

Força [KN]	Valores medidos				Afastamentos	
	Defletómetro 1 [mm]	Defletómetro 2 [mm]	Defletómetro 3 [mm]	Defletómetro 4 [mm]	Afastamento esquerdo 1-3 [mm]	Afastamento direito 4-2 [mm]
0	0	0	0	0	0	0
50	0,28	0,1	0,38	0,1	0,1	0
100	0,34	0,14	0,62	0,2	0,28	0,06
149	0,34	0,15	0,82	0,2	0,48	0,05
200	0,34	0,15	0,99	0,2	0,65	0,05
264	0,35	0,18	1,14	0,2	0,79	0,02
300	0,39	0,21	1,29	0,22	0,9	0,01
351	0,42	0,23	1,43	0,24	1,01	0,01
400	0,45	0,24	1,48	0,26	1,03	0,02
455	0,53	0,28	1,59	0,5	1,06	0,22
503	0,57	0,29	1,67	0,68	1,1	0,39

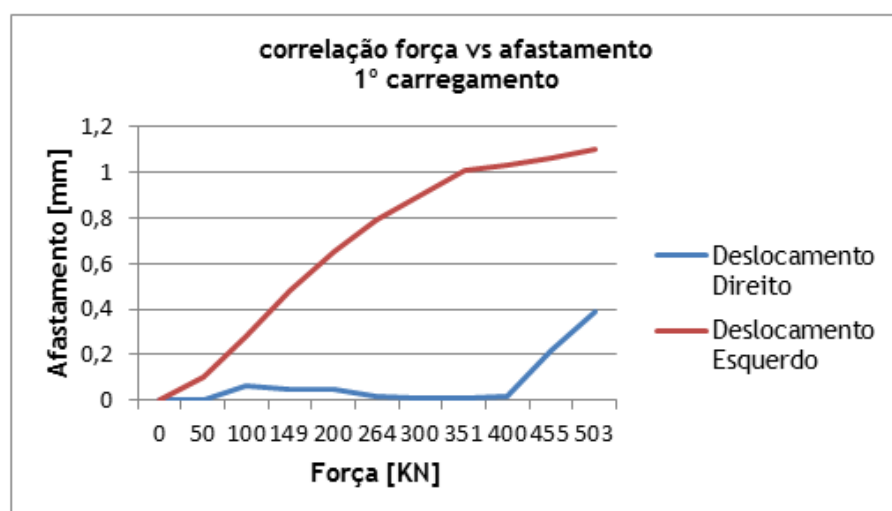


Figura 63 - Gráfico de correlação carga vs afastamento para primeiro carregamento

Como podemos verificar na tabela 5, o afastamento entre os nós do lado esquerdo é superior ao afastamento dos nós do lado direito onde se encontra o macaco hidráulico exercendo o carregamento. Podemos verificar que o lado esquerdo com o aumento da força no macaco têm um afastamento contínuo, situação que não acontece do lado direito. Com esta observação podemos verificar também que toda a peça devido a um ajustamentos do equipamento, saindo assim a peça das suas posições ideais de ensaio. Apesar dos valores analisados serem muito pequenos quase desprezíveis, são significativos na informação do comportamento do modelo. Para melhor compreender este afastamento é representado o gráfico da figura 63 que correlaciona a força exercida pelo macaco hidráulico com o afastamento em cada um dos lados.

A análise dos extensómetros é feita de acordo com a representação das características que lhes são semelhantes, um desempenho igual dentro da peça. Neste caso são agrupados dois a dois, em que os dois que se vão comparar, encontram-se colocados em varões cujos valores por eles lidos devem ser iguais. Comparando então o extensómetro  $\epsilon 1$  com o  $\epsilon 3$  e  $\epsilon 2$  com o  $\epsilon 4$  do lado esquerdo do plano de ensaio, o  $\epsilon 5$  com o  $\epsilon 7$  e o  $\epsilon 6$  com o  $\epsilon 8$  do lado direito.

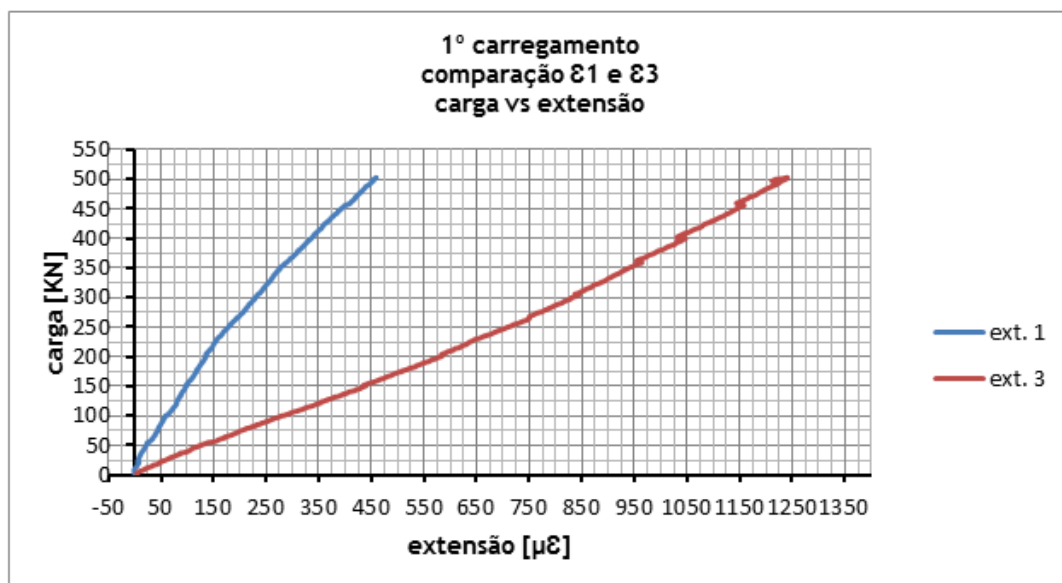


Figura 64 - Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensómetros  $\epsilon 1$  e  $\epsilon 3$

Como podemos verificar pelo gráfico que existe uma discrepância entre os valores medidos pelos extensómetros, sendo o valor do extensómetro 3 muito mais elevado, estando a varão de aço a ele pertencente mais tracionado.

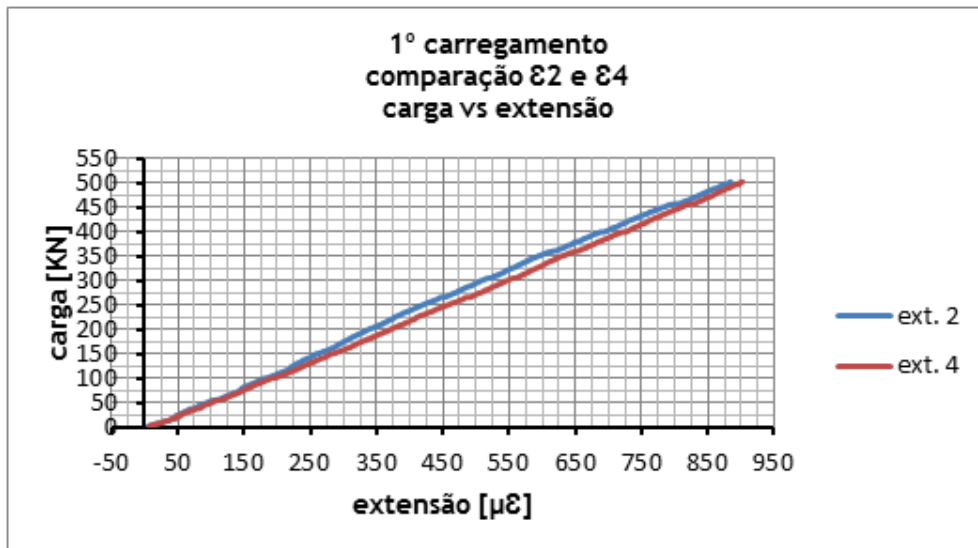


Figura 65 - Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensômetros  $\epsilon_2$  e  $\epsilon_4$

Pela observação do gráfico da figura 65, os extensômetros apresentam valores equivalentes, o que representa a condição de igualdade de forças, que as barras a eles pertencentes estão sofrendo.

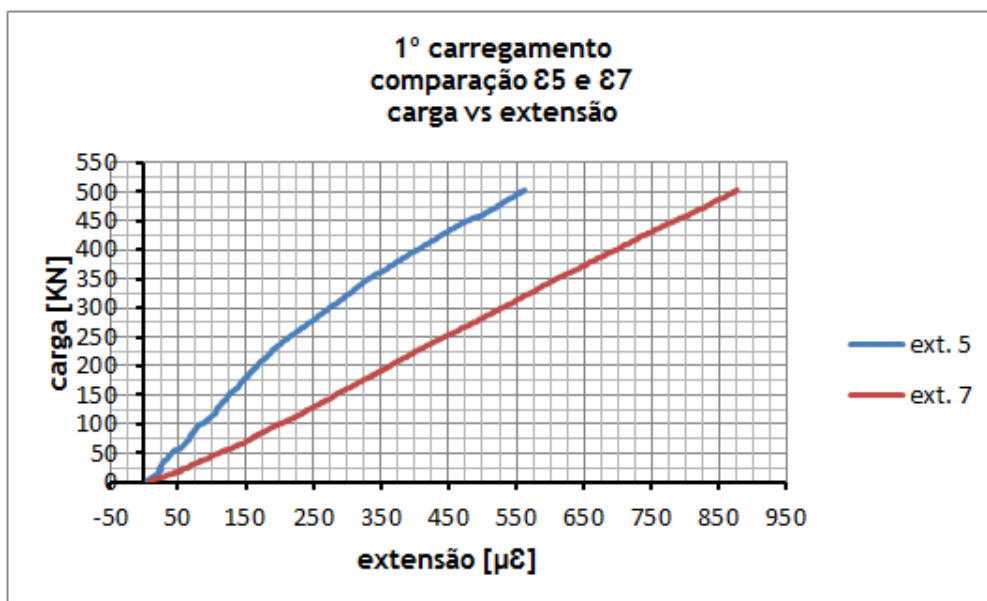


Figura 66 - Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensômetros  $\epsilon_5$  e  $\epsilon_7$

Com o gráfico da figura 66 verificamos uma diferença de valores aumentando conforme o aumento do carregamento. Este aumento também verificado na análise do primeiro par comparado no gráfico da figura 64, como também no gráfico da figura 67 representando a comparação de resultados do par de extensômetros  $\epsilon_6$  com  $\epsilon_8$ .

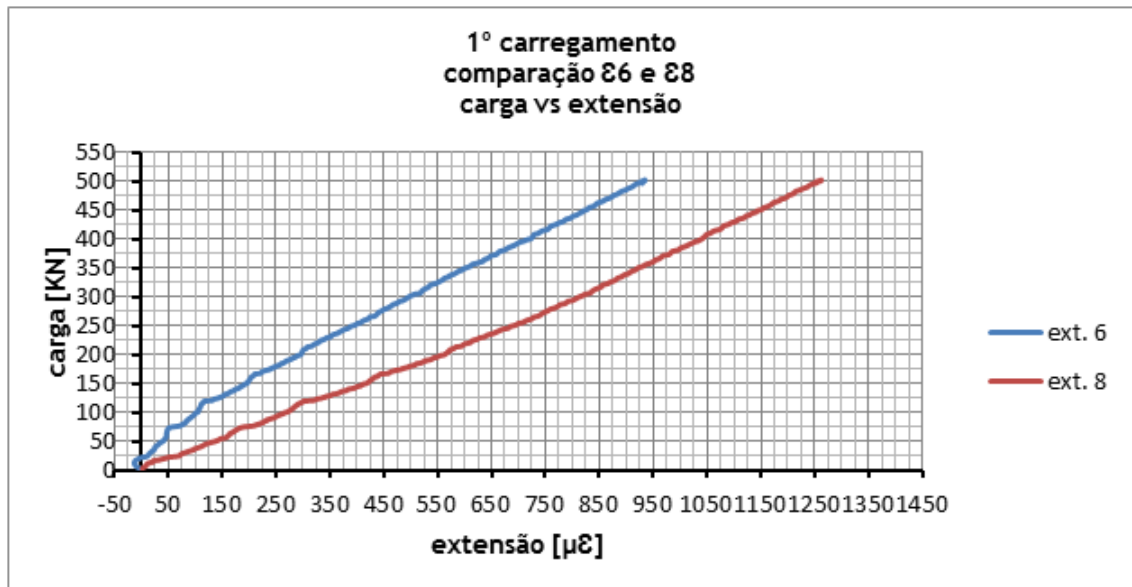


Figura 67 - Gráfico comparação para 1º carregamento dos extensômetros ε6 e ε8

Como verificamos com a análise dos gráficos das figuras 64, 65, 66 e 67, a estrutura não se encontra em equivalência existindo forças excêntricas podendo ser provocadas pelo desalinhamento do equipamento perante a carga. Para correção deste desequilíbrio, a força exercida pelo macaco hidráulico é descomprimada procedendo então a realinhamento, sendo a peça novamente carregada.

### 6.3 Segundo carregamento

Depois de tudo revisto procedeu-se a novo carregamento, levando este até aos 499 KN.

Foram registadas novamente as medições efetuadas pelos deflectómetros, estas são mostradas na tabela 6.

Tabela 6 - Medições dos defletómetros no segundo carregamento e afastamentos

Força (KN)	Valores medidos				Afastamentos	
	Defletómetro 1 [mm]	Defletómetro 2 [mm]	Defletómetro 3 [mm]	Defletómetro 4 [mm]	Afastamento esquerdo 3-1 [mm]	Afastamento direito 4-2 [mm]
0	0	0	0	0	0	0
51	0,1	0,07	0,25	0	0,15	-0,07
98	0,12	0,07	0,36	0	0,24	-0,07
149	0,16	0,1	0,46	0	0,3	-0,1
199	0,2	0,13	0,52	0,04	0,32	-0,09
254	0,25	0,15	0,6	0,26	0,35	0,11
299	0,26	0,16	0,65	0,42	0,39	0,26
352	0,28	0,16	0,73	0,54	0,45	0,38
398	0,3	0,16	0,84	0,6	0,54	0,44
472	0,3	0,18	0,98	0,64	0,68	0,46
499	0,3	0,18	1,04	0,64	0,74	0,46

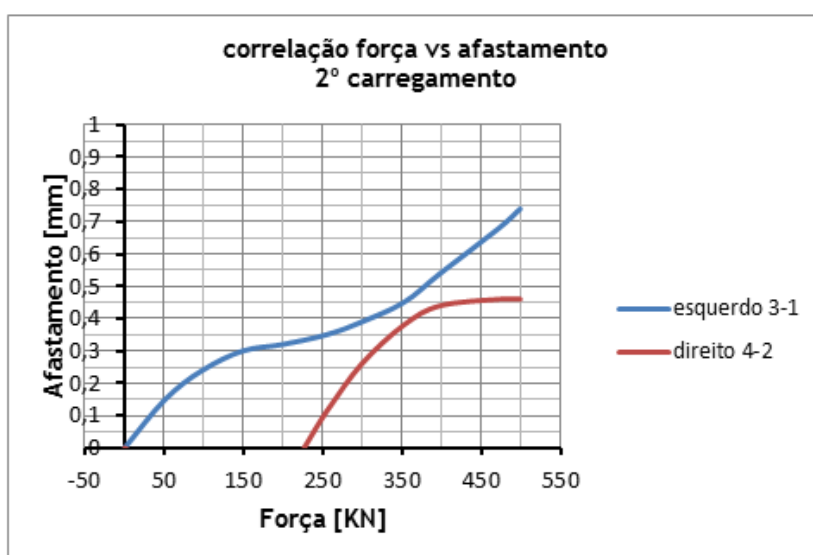


Figura 68 - Gráfico correlação carga vs afastamento para segundo carregamento

Em relação ao primeiro ensaio, depois do realinhamento do equipamento, os afastamentos dos nós foram mais equivalentes. Ocorrendo um menor afastamento do lado esquerdo e um

maior do lado direito. Os valores negativos do lado direito podem ser explicados como um pequeno avanço da cunha do lado esquerdo e um recuo da do lado direito. Com estes resultados podemos afirmar que o tirante do lado esquerdo se encontra em maior esforço. Para a verificação do melhoramento da distribuição de cargas, procederemos à análise dos gráficos de comparação dos valores medidos pelos extensómetros.

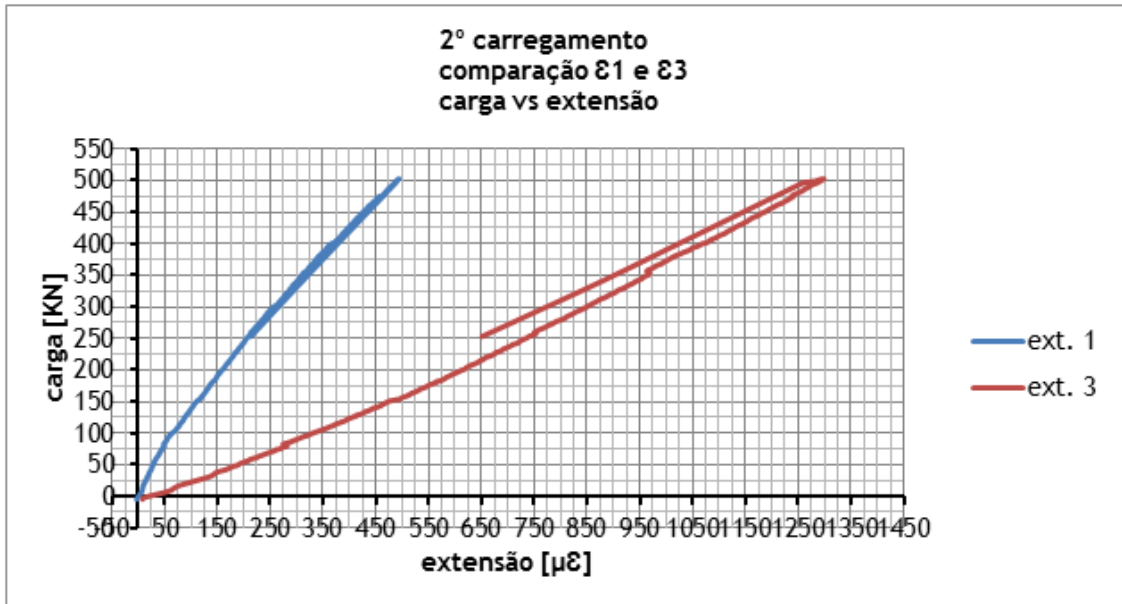


Figura 69 - Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros ε1 e ε3

A confirmação de uma maior força exercida do lado esquerdo é verificada pelo gráfico da figura 69, em relação ao respetivo gráfico da figura 64 dos mesmos extensómetros do primeiro carregamento, denota-se também que a diferença entre o extensómetro 1 e o extensómetro 3 continua igual.

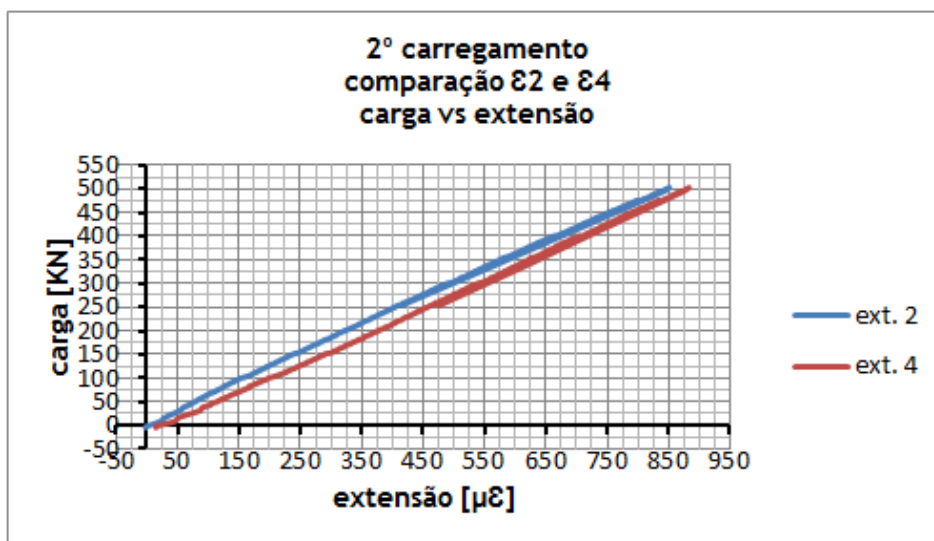


Figura 70 - Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensómetros ε2 e ε4

Comparando a leitura do gráfico da figura 70 com a do gráfico equivalente da figura 65 do primeiro carregamento, os valores e características das medições são semelhantes, onde ambos os extensômetros lêem valores muito semelhantes. A diferença encontra-se na medição feita no segundo carregamento, encontra-se um pouco superior.

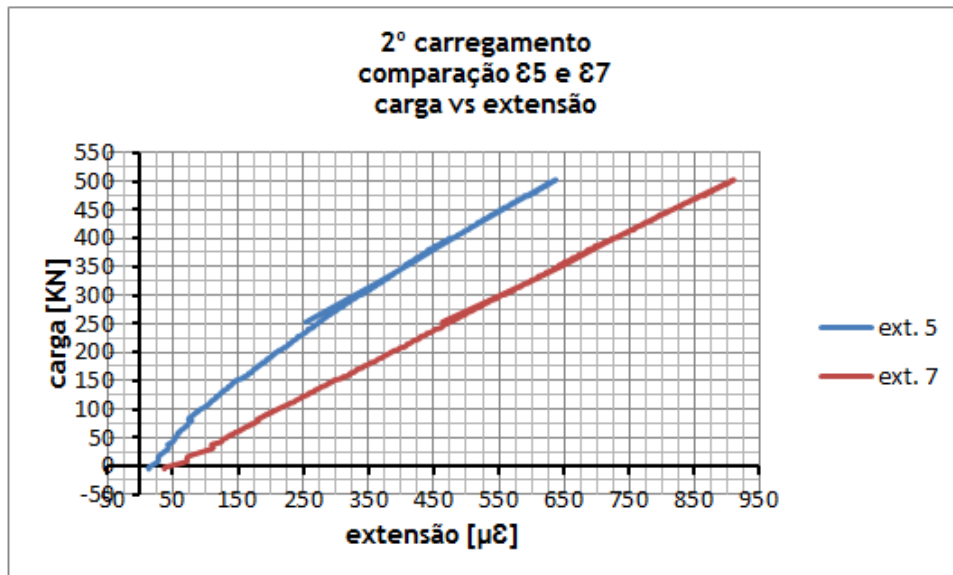


Figura 71 - Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensômetros ε5 e ε7

Uma aproximação dos valores medidos por estes extensômetros no gráfico da figura 71 é verificada em relação ao primeiro carregamento no gráfico da figura 66, verificando também que os valores aumentaram neste segundo carregamento, fruto do realinhamento do equipamento.

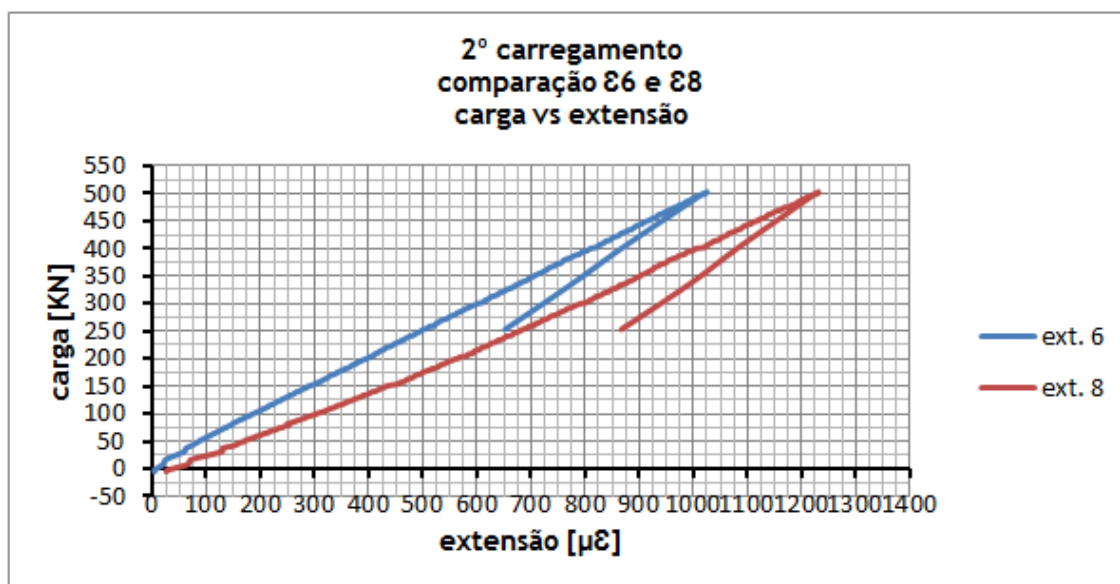


Figura 72 - Gráfico comparação para 2º carregamento dos extensômetros ε6 e ε8

Tal como para os anteriores no gráfico da figura 67, os valores medidos por estes extensómetros no gráfico da figura 72, também se aproximaram, havendo ainda uma pequena diferença entre eles.

Os melhoramentos verificados são fruto do realinhamento dos desvios sofridos durante o primeiro carregamento, contudo ainda se verificam algumas diferenças entre extensómetros que deviriam apresentar valores iguais, ou muito próximos. Com nova verificação nas simetrias entre a peça e o equipamento verificou-se que estas se encontravam corretas, sendo o problema causador das diferenças de resultados, anomalias existentes na peça. Como é o caso dos já referenciados, as superfícies de deslize das cunhas e uma possível variação de resistência do betão de zona para zona. Podendo então ser as causadoras as excentricidades verificadas na leitura dos extensómetros.

## 6.4 Terceiro carregamento

Concluindo que as diferenças existentes não seriam solucionadas com novos ajustes do equipamento de ensaio, decidiu-se efetuar um terceiro carregamento. Levando este a uma rotura da peça em ensaio.

Aos 904 KN de carga exercida pelo macaco hidráulico verificou-se rotura do betão no nó onde se encontrava a ancoragem reta.

Como já referenciado anteriormente no subcapítulo 5.1, para este terceiro carregamento, foram retirados os defletómetros inferiores devido à susceptibilidade de serem danificados com a colisão de pedaços de betão provenientes da rotura. Com a mesma prevenção, aos 650 KN o defletómetro analógico superior numerado pelo número 3 do lado esquerdo (figura 62), também foi retirado, ficando só em funcionamento o defletómetro com leitura registada no *Data Loguer*. As medições obtidas nos dois defletómetros encontram-se representadas na tabela 7.

Tabela 7 - Medições dos defletómetros no terceiro carregamento e afastamentos

Força (KN)	Valores medidos	
	Defletómetro 3 [mm]	Defletómetro 4 [mm]
70	0,16	0,08
99	0,27	0,08
202	0,5	0,08
303	0,62	0,4
402	0,76	0,56
497	0,93	0,64
551	1	0,68
600	1,9	0,82
651	1,24	0,9
700		1,26
752		1,26
800		1,34
852		1,7
904		1,72
887,9		1,72
885,4		1,8

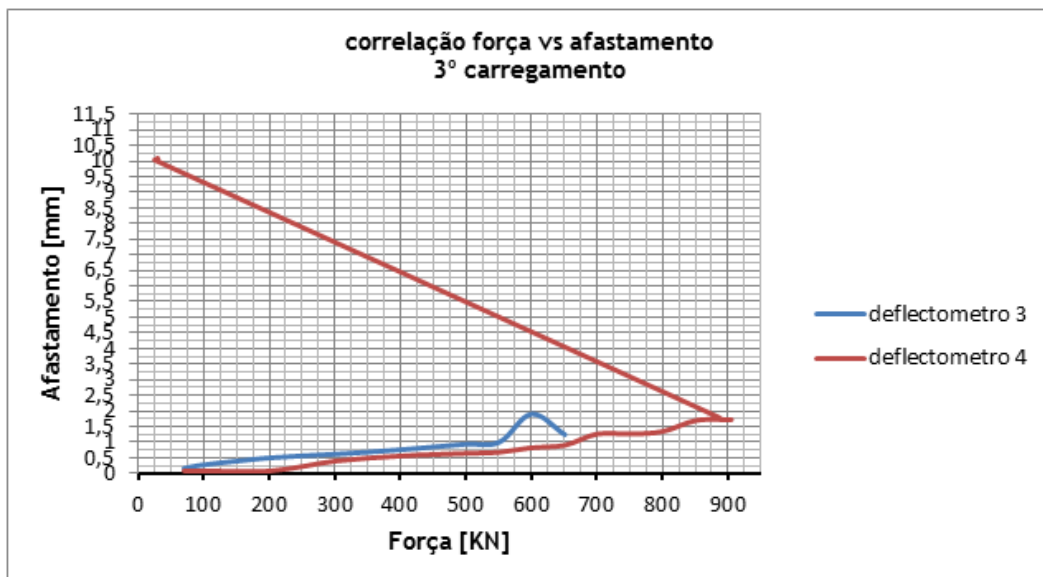


Figura 73 - Gráfico correlação carga vs afastamento para terceiro carregamento

Como podemos verificar a estrutura foi-se afastando linearmente com o decorrer do carregamento até à rotura. Não tendo dados em relação aos nós inferiores no que respeita

aos seus afastamentos, supõe-se um afastamento semelhante aos nós superiores. Uns deslocamentos muito reduzidos não são perceptíveis visualmente.

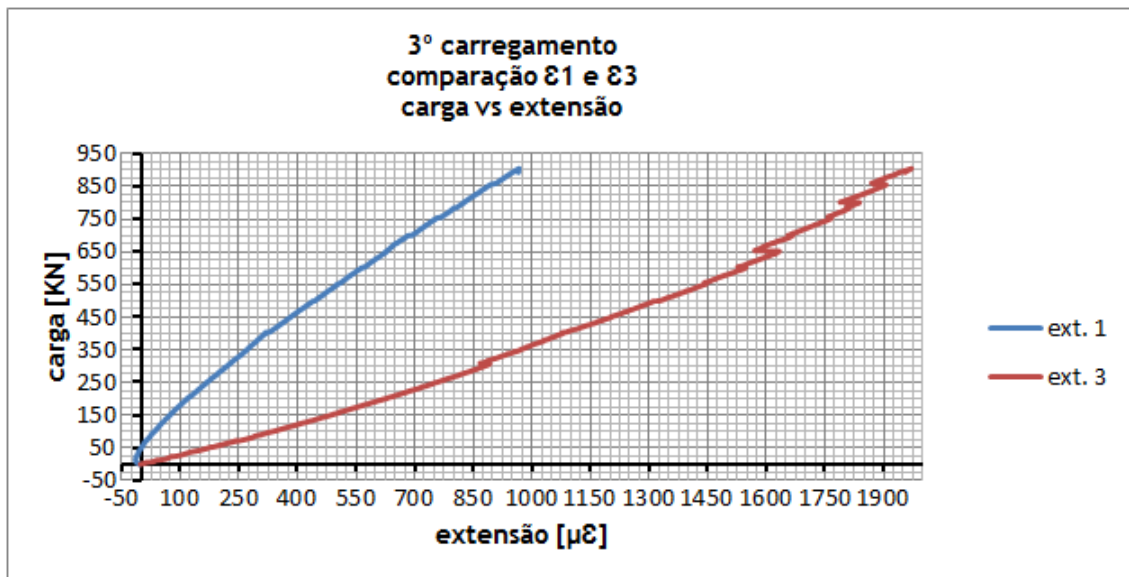


Figura 74 - Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros ε1 e ε3

Em análise do gráfico da figura 74 verificamos que este apresenta a mesma disparidade que os equivalentes do primeiro e segundo carregamento nos gráficos das figuras 64 e 69, denotando-se que o varão ao qual pertence o extensómetro ε3 se encontra exercendo mais força, encontra-se mais tracionado que o varão no qual o extensómetro ε1 se encontra.

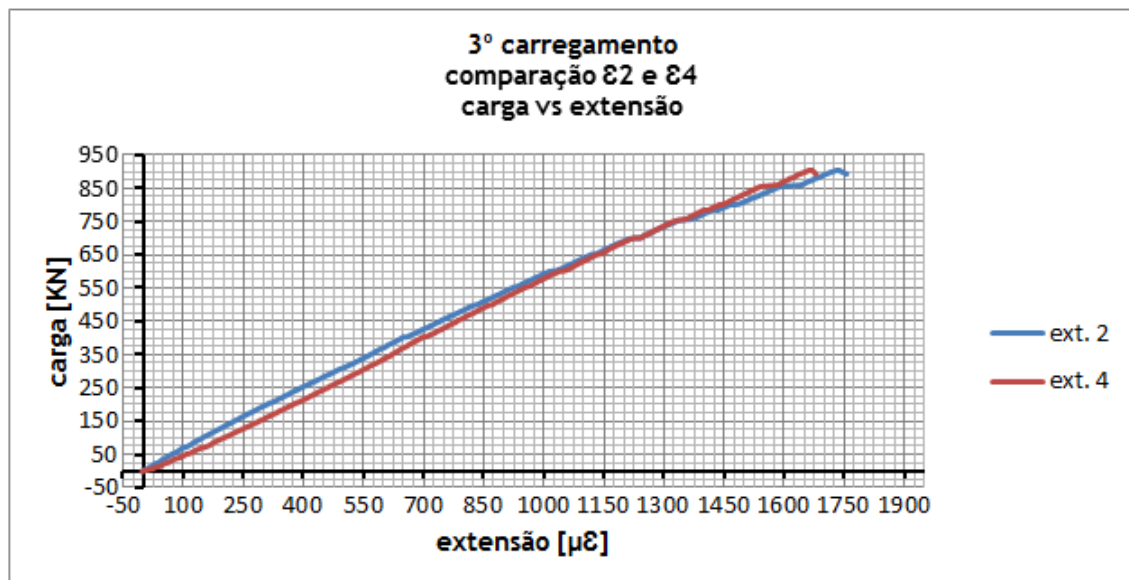


Figura 75 - Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensómetros ε2 e ε4

Tal como analisados os gráficos das figuras 65 e 70 que contem este par de extensómetros no primeiro e segundo carregamento, os valores obtidos pelo gráfico da figura 75 encontram-se

dentro das verificações anteriores, havendo um aumento linear ao longo do carregamento com valores semelhantes ao gráfico da figura 70 para o mesmo valor de carregamento.

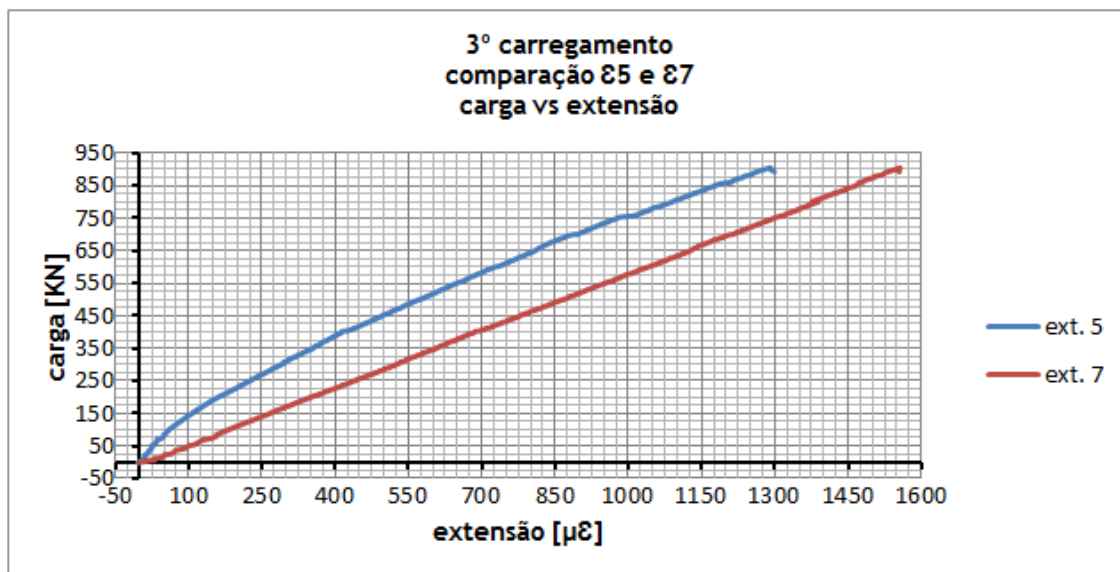


Figura 76 - Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensômetros  $\epsilon_5$  e  $\epsilon_7$

O comportamento do par de extensômetros 5 e 7 representados no gráfico na figura 76 foi semelhante ao observado nos gráficos das figuras 66 e 71 nos outros dois carregamentos. Continuando o extensômetro 7 a ser o mais tracionado.

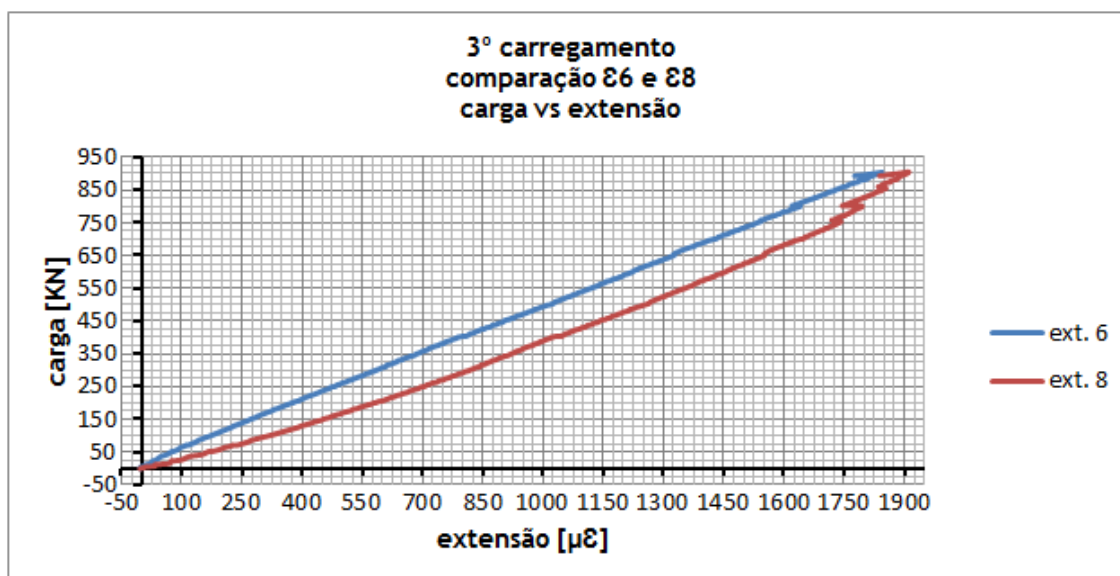


Figura 77 - Gráfico comparação para 3º carregamento dos extensômetros  $\epsilon_6$  e  $\epsilon_8$

Tal como para o par referenciado pelo gráfico da figura 76 também este manteve as mesmas características, representando como mais tracionado o extensômetro  $\epsilon_8$ .

Apesar de uma melhoria do primeiro para o segundo carregamento, as forças excêntricas continuaram a existir, sendo verificadas pelos dados fornecidos na leitura dos extensómetros. O que nos leva a concluir que as barras com características semelhantes, não se encontram sobre as mesmas condições de tensões. Verificamos que a maior diferença entre pares de extensómetros expostos às mesmas condições, os extensómetros  $\epsilon_1$  e  $\epsilon_3$ . Esta diferença pode ser explicável pela anomalia existente na superfície deslizante, transmitindo a força sobre os área em contacto com a escora, incidindo sobre lateral onde encontramos os extensómetros  $\epsilon_3$ ,  $\epsilon_4$ ,  $\epsilon_7$  e  $\epsilon_8$ , o primeiro a sofrer com esta excentricidade o varão com o extensómetro  $\epsilon_3$ . Esta lateral a quando da betonagem, encontra-se em contacto com o piso, ficando com uma face lisa e mais compactada. A intuição leva a indicar um percurso das tensões mais incidente sobre esta metade da peça onde se encontra esta superfície lisa.

Na medição efetuada pelos defletómetros, concluímos que o lado esquerdo sofreu mais afastamento entre os nós que o lado direito, mesmo o macaco hidráulico estando exercendo a força na cunha do lado direito. Lado onde ocorreu a rotura do betão.

Ocorrendo a rotura do betão aos 904 kN de força exercida pelo macaco hidráulico, verifiquemos então a tensão à qual o betão resistiu. Para tal verificação recorreremos ao auxílio do programa *Ftool* para determinação das forças presentes nas escoras, supondo que foram repartidas de igual valor.

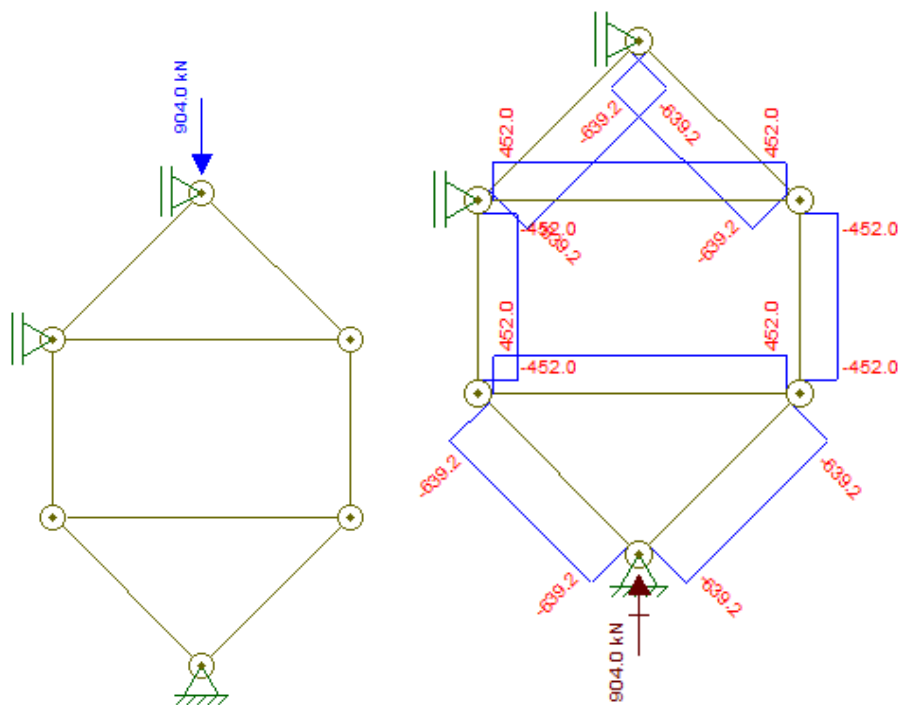


Figura 78 - Diagrama de esforços axiais para força de rotura

Como podemos verificar e supondo que as forças nas escoras inclinadas encontram-se com igual valor a quando a rotura acontece, verifiquemos então a tensão à qual o betão cedeu:

$$\sigma_c = N_{ed} / A_{secc\tilde{a}o} = 639,2 / (0,24 \times 0,15) = 17755,6 = 17,8 \text{ Mpa}$$

Como podemos verificar a rotura do bet\~ao verificou-se para uma tens\~ao de rotura inferior aos 19 MPa necess\~arios para resistir a uma for\~ca de 707 KN verificados em fase de projeto. Ficando muito alem dos 42 MPa definidos a quando a composi\~cao do bet\~ao, que levaria a uma rotura da escora quando esta, tivesse sujeita a uma for\~ca de 1512 KN. Podemos ent\~ao tirar a conclus\~ao de que podem existir for\~cas para al\~em das for\~cas axiais unicamente previstas, como tamb\~em uma poss\~ivel concentra\~cao de ten\~soes em pontos da sec\~cao de bet\~ao. Pelos c\~alculos efetuados no dimensionamento, a tens\~ao de rotura \`a compress\~ao a que o bet\~ao resistiria, era muito superior \`a tens\~ao sofrida pelo bet\~ao quando ocorreu a rotura.

## 7. Conclusões

No âmbito do presente trabalho, foram analisadas experimentalmente zonas de betão armado semelhantes a zonas nodais de um modelo de escoras e tirantes do tipo CCT.

Pode concluir-se, com os resultados obtidos através dos ensaios efetuados, que a exigência e rigor adotados em fase de conceção do modelo não podem ser implementados com perfeição, devido a pormenores de construção e a dificuldades laboratoriais. Uma das zonas onde se verificou um defeito construtivo, foi numa das juntas de deslize com teflon. Esta junta não se encontrava totalmente em contacto e devido à existência de algum atrito, o deslizamento foi dificultado. Esta existência de atrito pode ser um dos factos causadores do aparecimento de um maior número de fissuras nas regiões dos nós, levando a ponderar a existência de momentos fletores na escora inclinada.

Outro dos factos verificados durante o ensaio laboratorial, foi a grande disparidade dos valores obtidos nos ensaios do betão em compressão, em provetes retirados durante a betonagem do modelo, indicando estes uma não homogeneidade do betão. Apesar da betonagem se ter efetuado por camadas, com o objetivo de que o betão se misturasse quando o vibrador mecânico foi utilizado, não se conferindo uma homogeneidade perfeita. Quando a média de três provetes ensaiados foi calculada, para cada um dos tempos de cura definidos pelo Eurocódigo 2 (7, 14 e 28 dias), os valores obtidos aproximam-se dos calculados com base nas expressões definidas pelo Eurocódigo 2 para a determinação da evolução temporal da resistência do betão à compressão. Assinala-se também, que devido à granulometria dos inertes, a trabalhabilidade ficou dificultada, não se tendo obtido uma superfície totalmente lisa no ato de betonagem, também devido às dimensões reduzidas da peça. A solução face a estas dificuldades encontradas, poderia passar pela escolha de agregados com dimensões menores.

Com a análise dos resultados medidos nos três carregamentos efetuados verificou-se que, do primeiro para o segundo carregamento, ocorreram algumas melhorias com o realinhamento do equipamento de ensaio, pois este tinha sofrido alguns desvios do alinhamento inicial com a aplicação do primeiro carregamento. Estas melhorias foram verificadas pela aproximação dos valores registados pelos pares de extensómetros simétricos. Esta aproximação não foi a suficiente para que se deixasse de verificar a existência de excentricidades durante o segundo carregamento, possivelmente provenientes das imperfeições verificadas.

Após se verificar o alinhamento do equipamento, decidiu-se levar um terceiro carregamento até a obtenção de um resultado final, onde aos 904 KN de força exercida pelo macaco hidráulico, se deu a rotura. Este resultado não ocorreu como previsto inicialmente, onde se esperava o escorregamento da ancoragem reta, visto ser a que se encontrava em condições mais desfavoráveis. Os comprimentos de ancoragem calculados com base nas expressões indicadas pelo Eurocódigo 2, são superiores aos adotados para este tipo de ancoragem no modelo ensaiado. Ocorreu primeiro a rotura por esmagamento do betão na região do nó. Observou-se que apesar da rotura do betão também ter ocorrido entre os varões, o betão das

faces exteriores aos varões na zona do nó se destacou da peça. Este corte do betão deu-se pelo alinhamento longitudinal dos varões (figura 79).

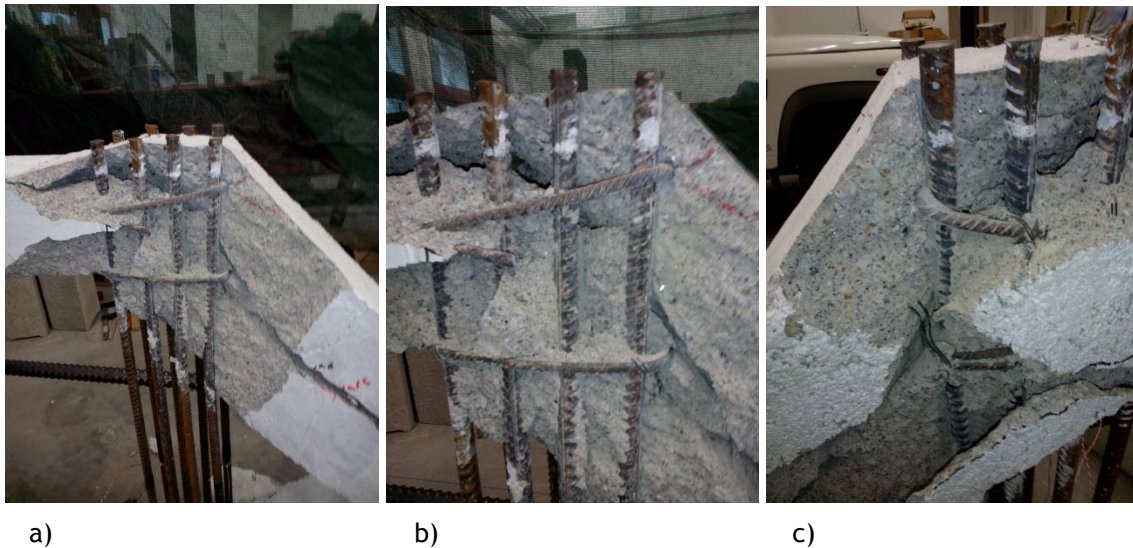


Figura 79 - Rotura do betão no nó.

A existência das fissuras ao longo dos eixos longitudinais das escoras inclinadas, ocorridas do lado onde se encontrava o macaco hidráulico, é um facto a ter em consideração, constituindo um sinal da existência de esforços transversos ao longo destas escoras. A colocação de uma armadura para controlo destas forças, poderia ter sido tida em conta no dimensionamento, para obter uma rotura mais ductil. Além da rotura ocorrer no nó com ancoragem reta, sendo esta também a primeira a transmitir a ocorrência de fissuração, os sinais ocorreram em seguida na ancoragem oposta, onde se encontrava a amarração reta com o varão transversal soldado, indicando assim, que possivelmente estes dois tipos de ancoragem são mais vulneráveis que os de ancoragem em laço e em cotovelo. Confirma-se a necessidade de mais atenção no dimensionamento destes tipos de ancoragem. De modo a confirmar esta conclusão, seria necessário efetuar o mesmo procedimento de ensaio, alterando o lado de aplicação de força pelo macaco hidráulico, verificando se as ocorrências resultantes do ensaio seriam semelhantes.

Podemos então concluir que, dos quatro tipos de ancoragens utilizadas neste ensaio laboratorial, as mais eficazes são as ancoragens em cotovelo e em laço, apesar de surgirem algumas fissuras na ancoragem reta com varão transversal soldado. Esta revela-se mais eficaz que a ancoragem simplesmente reta.

Concluimos também que apesar do comprimento de amarração do varão reto ser menor que o calculado com base nas expressões do Eurocódigo 2, o escorregamento do varão não ocorreu. Logo o comprimento indicado pelo eurocódigo parece estar do lado da segurança. No dimensionamento de um nó, a principal preocupação deverá incidir na classe de resistência do betão.

## 8. Sugestões para trabalhos futuros

Como a realização deste ensaio experimental observaram-se algumas imperfeições, a sugestão para uma melhoria e correção passaria pela construção de um segundo modelo com mais rigor e exigência.

Seria também interessante a mudança do ponto onde a carga exercida pelo macaco hidráulico é aplicada, passando essa carga para lado onde encontramos as ancoragens em laço e em cotovelo, comparando os resultados obtidos. O reforço das escoras com armadura, seria uma consideração a ter em conta, esta utilização teria como objetivo a não fissuração do betão ao longo da escora devido a forças transversas possíveis, possibilitando um estudo facado apenas na região nodal.

Como o modelo só pode ser ensaiado até à rotura de um nó, terminando assim o ensaio quando esta acontece, seria sugerido o estudo para cada um dos tipos de ancoragem independentemente, obtendo resultados isolados para cada tipo, comparando-se entre eles. Procederia-se assim a verificação do comportamento e rotura do betão para cada tipode ancoragem.

Uma outra sugestão passaria pela variação do ângulo entre a escora inclinada e o tirante.



# Bibliografia

- [1] Ritter, W. , “Die Bauweise Hennebique.” Schweizerische Bauzeitung, 7 February 1899.
- [2] Mörsch, E., “Der Eisenbetonbau - Seine Theorie und Anwendung.” Verlag von Konrad Wittwer, Stuttgart, 1908.
- [3] KUPFER, H., “Expansion of Mörsch’s truss analogy by application of the principle of minimum strain energy”, CEB-Bulletin 40, Paris, 1964.
- [4] Leonhardt, F. Reducing the shear reinforcement in reinforced concrete beams and slabs, *Magazine Concrete Research*: 17(53): December, 1965.
- [5] Karl - Heinz Reineck, “shear design in a consistent design concept for structural concrete based on strut-and-tie models”, Universität Stuttgart, in “Practical design of structural concrete”, 1996.
- [6] Richard M. Barker, Jay A. Puckett, “Shear Strength of Reinforced Concrete Members”, Design of Highway Bridges: An LRFD Approach / Third Edition, March 2013.
- [7] Jörg Schlaich; Kurt Schäfer; Mattias Jennewein, “Toward a Consistent Design of Structural Concrete” pci journal vol. 32 n°3, June 1987.
- [8] K.Schäfer; J. Schlaich, University of Stuttgart, “On the Consistent Design of Structural Concrete with Strut-and-Tie Models”, in Conference On Analytical Models and new Concepts In Mechanics Of Structural Concrete - Bialystok 6-8 May, 1993.
- [9] Barney T. Martin, “Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications”, November 2007.
- [10] Americo Campos Filho, “ Detalhamento das estruturas de concreto pelo método das Bielas e dos tirantes”, Caderno de Engenharia, UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, Agosto 1996.
- [11] Eurocódigo 2 - NP EN 1992-1-1 2010, versão Portuguesa, 2004 “Projeto de Estruturas de Betão”.
- [12] Robert B. Anderson, “Behavior of CTT-Nodes in Reinforced Concrete Strut-and-Tie Models, The University Of Texas At Austin, December 1988.
- [13] Ledesma, A.L., “Development of Lap Splices Using Headed Reinforcement,” Master’s Thesis, The University of Texas at Austin, Austin, Texas, May 2000.
- [14] M. K. Thompson; A. L. Ledesma J. O. Jirsa; J. E. Breen; R. E. Klingner, “Anchorage Behavior of Headed Reinforcement”, The University of Texas at Austin, May 2002.
- [15] Libânio M. Pinheiro, Cassiane D. Muzardo, “ADERÊNCIA E ANCORAGEM - CAPÍTULO 10”, USP - EESC, 25 Setembro 2003.
- [16] NEPOMUCENO M., ”Estudo da composição de betões”, PAPCC, UBI, Covilhã 1999.

- [17] Buchaim, Roberto, “A influência da não-linearidade física do concreto armado na rigidez à flexão e na capacidade de rotação plástica”, 260f. Tese (Doutorado em Engenharia), Universidade de São Paulo, 2001.
- [18] Walther, R.; Miehlebradt, M. - *Traité de Génie Civil*, vol. 7: *Dimensionnement des structures em béton - Bases et technologie* - EPFL, Lausanne, 1990.
- [19] ACI 318-08, “Building Code Requirements for Structural Concrete”, American Concrete Institute, June 2008.
- [20] TEFLON- marca registada DuPont -  
in <http://www.polifluor.com.br/images/teflon.pdf>
- [21] <https://pt.wikipedia.org/wiki/Politetrafluoretileno>
- [22] K.Schäfer; J. Schlaich, University of Stuttgart, “Design and detailing of structural concret using strut-and-tie models”, *The structural engineer*/volume 69/nº.6/19 March 1991.
- [23] Importubos, comercio de ferros, Lda, Aço Inox  
<http://www.importubos.com/propriedades-do-aco-inox.html>
- [24] Chaira Lacerda Nepomoceno, “Análise de vigas-parede aplicando modelo de biela e tirante e microtreliça”, Universidade De Brasília, Abril 2012.
- [25] M. Plos, K. Lundgren R. Rempling, K. Gylltoft, J. Cervenka, S. Thelandersson, L. Elfgrén, A. Herwig, E. Brühwiler, E. Rosell, C. Gillesén, “Non-Linear Analysis and Remaining Fatigue Life of Reinforced Concrete Bridges”, *Sustainable Bridges*, 30 November 2007.
- [26] D.L. Barton, R.B. Anderson, A. Bouadi, J.O. Jirsa and J.E. Breen, “AN INVESTIGATION OF STRUT-AND-TIE MODELS FOR DAPPED BEAM DETAILS - Reinforcement Detail Design in Structural Concrete”, The University of Texas at Austin, May 1991.
- [27] Qing Quan Liang, Brian Uy, Member, ASCE and Grannt P. Steven, “Performance-Based Optimization for Strut-tie Modeling of Structural concrete”, *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, No. 6, June 2002.
- [28] CEB-FIP Model Code 1990, Comite Euro-International Du Beton, published by Thomas Telford, Switzerland 1993.
- [29] Autodesk AutoCAD, 2012. [Online] <http://www.autodesk.com/education/free-software/autocad>
- [30] Luiz Fernando Martha “Ftool - Two-dimensional Frame Analysis Tool”, PUC- Rio de Janeiro, Agosto de 2012.

# Anexos