

## Capítulo 1. Enquadramento, Objectivos e Justificação

### 1.1. A Problemática da Torção

#### 1.1.1. Considerações Históricas

No século XX e até à década de 60 a torção foi durante muito tempo desprezada para efeitos de dimensionamento.

Os códigos e os regulamentos na mesma altura não incorporavam ou não faziam referência a disposições de dimensionamento para secções à torção, isto verificava-se porque a torção não constituía um esforço primordial para o dimensionamento.

Contudo, já durante esse período se tinha conhecimento de casos importantes onde existiam efeitos torsionais. Um desses casos era o de um caso peculiar de estacas de betão armado pré-fabricadas, que devido ao seu processo de cravação eram designadas por “estacas parafuso” (*screw piles*), onde os esforços de torção e de compressão ditavam o dimensionamento do elemento estrutural

Através de Armstrong em 1956 [8] tem-se conhecimento de mais dois casos onde se teve em conta a torção para efeitos de dimensionamento: a Ponte de *Waterloo* (Londres) (Fig.1.1 (a)) o *Royal Festival Hall* (Londres) (Fig. 1.2 (a)).

Segundo Cuerel em 1948 [26], o autor do projecto da Ponte de *Waterloo* concebeu o tabuleiro com duas vigas em caixão, conforme figura 1.1 (b). Houve a necessidade de considerar cargas excêntricas elevadas no dimensionamento, pelo que estas iriam gerar momentos torsores elevados nas vigas em caixão. Para avaliar a capacidade de resistência à torção foram realizados alguns ensaios com vigas em caixão. Tais ensaios tinham como objectivo confirmar que o factor de forma para a rigidez de torção para um rectângulo oco com um núcleo excêntrico era o mesmo que o fornecido pela teoria de St. Venant para um rectângulo cheio com características similares. A conclusão obtida foi que os dois factores de forma eram idênticos e que a tensão tangencial máxima das vigas em caixão ocorre na parede mais fina.

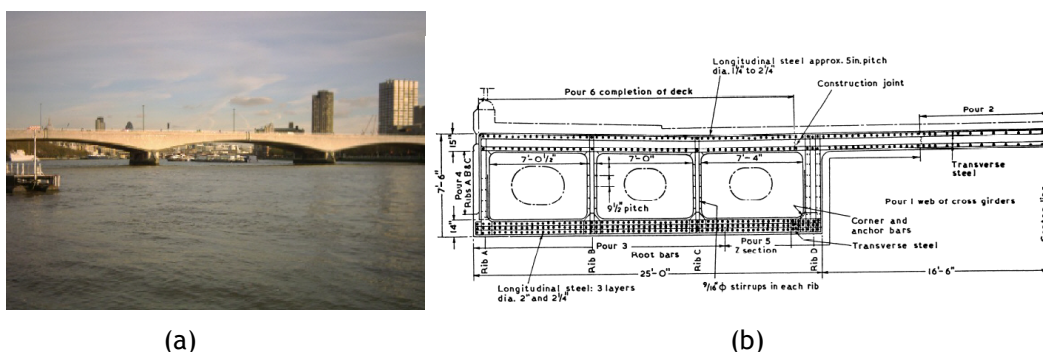


Fig. 1.1 - Vista e Corte transversal do tabuleiro da Ponte de *Waterloo* [26] [13]

Measor e New em 1951 [56] fornecem alguns detalhes sobre o dimensionamento do *Royal Festival Hall* e a concepção da caixa de torção para suporte de uma laje em consola,

## Enquadramento, Objectivos e Justificação

conforme figura 1.2.(b) A caixa de torção é constituída por uma viga em caixão triangular sujeita a grandes momentos torsores. Contudo, como na altura havia muita falta de informação sobre o dimensionamento à torção os autores lamentavam-se sobre a tremenda escassez de informação para dimensionamento de elementos sujeitos à torção.

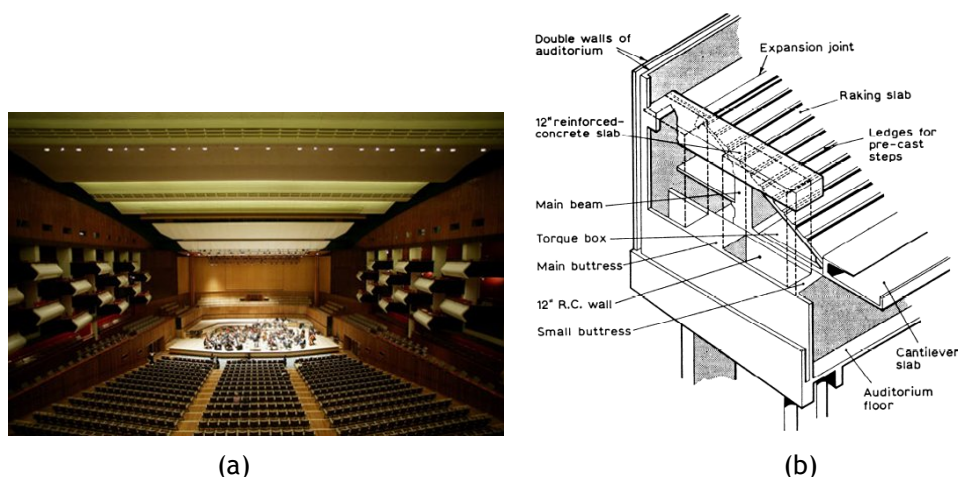


Fig. 1.2 - Vista geral e do caixão triangular para suporte da laje em consola no *Royal Festival Hall* [56]  
[13]

Como para estes dois casos descritos anteriormente foi necessário ter em conta a torção para o dimensionamento, ter-se-á a partir da década de 60 verificado uma redução dos elevados factores de segurança, e a reserva de resistência que permitia ter em conta a torção como um efeito secundário diminuiu. Com estas medidas tornou-se necessária uma alteração na regulamentação. Em Portugal essa alteração ocorreu com a implementação do Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) em 1966. Deste modo, os efeitos secundários da torção deveriam ser especificamente calculados e não ignorados, pelo que os esforços de torção não deveriam ser desprezados.

Era de se prever que devido às simplificações adoptadas até à década de 60 mais tarde iriam surgir problemas nas estruturas dimensionadas. Hsu em 1984 [35] relata um caso que ocorreu em 1964 numa viga inserida num parque de estacionamento na Florida, conforme ilustrado na figura 1.3. A viga em causa apresentava uma rotura denunciada exteriormente por uma fenda com desenvolvimento helicoidal, notando-se a tipologia típica de uma rotura por falta de armadura de torção. Outro caso referido pelo mesmo autor foi o de um estado de fissuração avançado nas vigas de apoio a pesados canteiros em consola de um edifício em Lagos.



Fig. 1.3 - Rotura frágil por torção de uma viga num edifício [13]

Em 1958 foi criada a Comissão 438 do *American Concrete Institute* (ACI 438) tendo como objectivo estudar e promover a investigação em relação à torção, visto que era um tema de interesse mundial. O ACI 438 ficou com a responsabilidade de elaborar recomendações tendo como objectivo definir regras adequadas para o dimensionamento de estruturas sujeitas à torção, tendo resultado na publicação de vários Códigos. Continua a ser importante a continuação dos estudos sobre a torção bem como a revisão de todas as regras criadas e as suas eventuais correcções, sendo por isso o estudo da torção um tema actual.

Segundo Bernardo em 2003 [13], a análise dos efeitos torsionais puros, sem interacção com outros esforços, continua a justificar-se para elucidar alguns aspectos duvidosos ou mesmo para estudar novos problemas, de âmbito mais actual, relacionados com o comportamento à torção e respectivo dimensionamento.

É imprescindível que as regras de dimensionamento sejam comprovadas ou reescritas para que se torne possível o uso de elementos estruturais executados com novos materiais (betões de alta resistência e betões com fibras) permitindo que estes possam ser usados com toda a confiança na construção.

### 1.1.2. Tipos de Torção

#### 1.1.2.1. Torção de Compatibilidade

Considera-se torção de compatibilidade aquela que resulta para um elemento de uma estrutura em virtude de condições de compatibilidade de deformações conforme ilustrado na figura 1.4. Se a resistência à torção for nula, podem ocorrer grandes deformações e fissuração excessiva mas a estrutura não entra em rotura. Normalmente este tipo de torção pode ser desprezado no dimensionamento da estrutura desde que seja prevista uma certa quantidade de armadura para controlo da fissuração. Isto, só se torna possível porque aquando da passagem para o estado II a rigidez de torção das vigas de apoio reduz-se drasticamente.

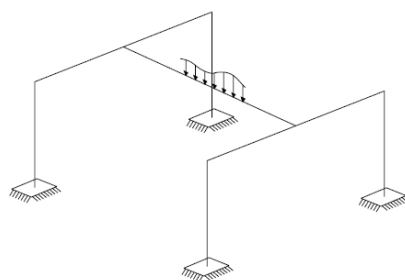


Fig. 1.4 - Torção de Compatibilidade [13]

#### 1.1.2.2. Torção de Equilíbrio

Na torção de equilíbrio tem que se assegurar a resistência à torção para que exista equilíbrio, se tal não acontecer a estrutura torna-se instável.

Nas estruturas isostáticas apenas pode ocorrer este tipo de torção. No caso ilustrado na figura 1.4 da torção de compatibilidade as estruturas mantêm-se em equilíbrio, enquanto, que no caso ilustrado na figura 1.5 para o caso da torção de equilíbrio a viga roda no seu apoio tornando-se a estrutura instável ou parte dela.

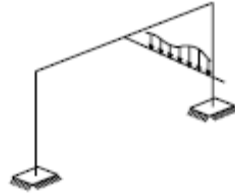


Fig. 1.5 - Torção de Equilíbrio [13]

### 1.1.2.3. Torção com Empenamento

Este tipo de torção ocorre nas secções abertas quando a torção é praticamente resistida por momentos adicionais. A acção torsional é muitas vezes acompanhada pelo fenómeno de empenamento, contudo, as secções circulares e com certas propriedades de configuração são as únicas livres do empenamento.

Resultam tensões longitudinais de tracção e compressão e uma diminuição das tensões tangenciais quando o empenamento das secções se encontra restringido.

### 1.1.2.4. Torção Circulatória

Entende-se por torção circulatória ou torção de St. Venant quando nas secções cheias e ocas os momentos de torção são essencialmente resistidos por um fluxo de tensões tangenciais. O comportamento puro apenas pode ser considerado quando os elementos não fissurarem.

## 1.1.3. Alguns Exemplos Práticos de Estruturas Sujeitas à Torção

### 1.1.3.1. Casos Correntes

As figuras que se seguem demonstram casos comuns de estruturas que se encontram sujeitas à torção. A figura 1.6 ilustra o caso de uma laje de cobertura isolada (a) directamente sustentada por pórticos resistentes, sendo a viga que constitui a travessa sujeita a elevados momentos torsões. Se a pála possuir continuidade com o pavimento adjacente, (b) isso irá reduzir significativamente a torção na viga de apoio.

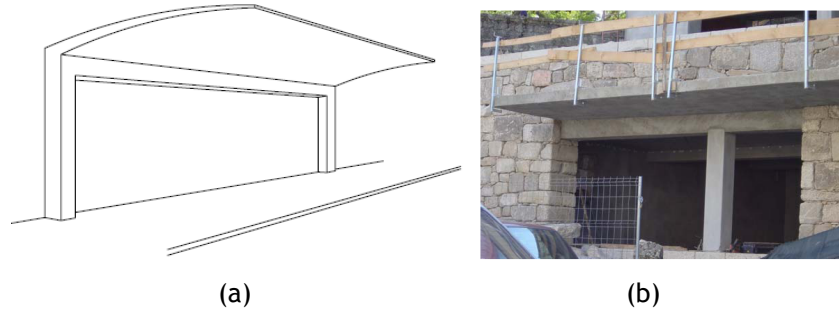


Fig. 1.6 - Lajes de cobertura em consola (isolada e com continuidade) [13]

A figura 1.7 ilustra um caso de um edifício que possui balcões com canteiros para jardinagem. Neste caso as cargas transmitidas à viga de apoio são muito grandes, originando elevados momentos torsores, a laje em consola possui continuidade com a laje de pavimento.



Fig. 1.7 - Edifício com balcões (Rotterdam)

A figura 1.8 demonstra um caso de vigas com um desenvolvimento curvo em planta, onde a secção transversal se encontra restringida nos apoios de extremidade. Neste caso o carregamento vertical simétrico vai originar o aparecimento de momentos torsores.

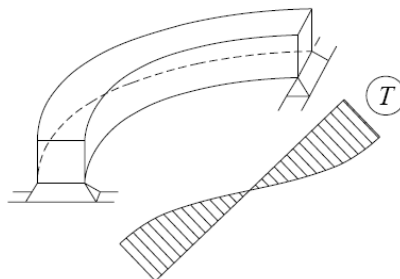


Fig. 1.8 - Viga curva no Plano Horizontal [13]

As figuras 1.9 e 1.10 ilustram vigas com carregamentos excêntricos e vigas com apoios indirectos. No caso das vigas da figura 1.9 as cargas são transmitidas por intermédio de abas que funcionam como consolas curtas. No caso da figura 1.8 a compatibilidade de deformação entre as vigas apoiadas e as vigas de apoio obriga ao aparecimento de momentos torsores nas vigas de apoio.

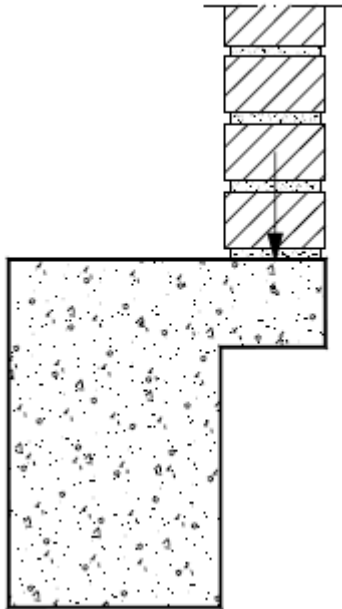


Fig. 1.9 - Vigas com carregamentos excêntricos [13]

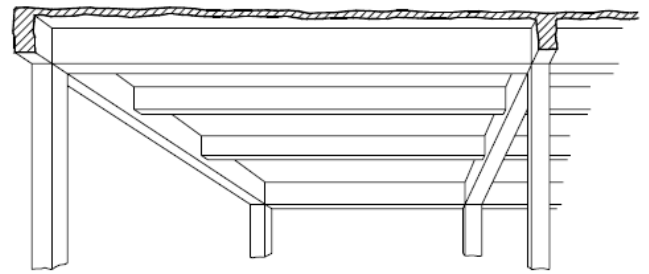
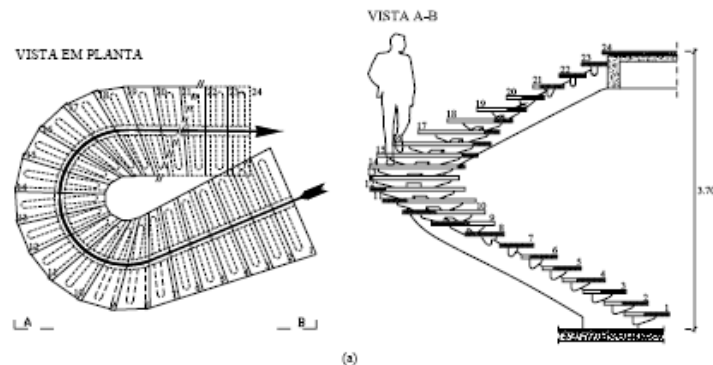


Fig. 1.10 - Vigas com apoios indirectos [13]

## 1.1.3.2. Casos Especiais

A figura 1.11 ilustra uma escada em curva com os degraus passivos posicionados em forma de “asa de avião” e a viga com a directriz parcialmente helicoidal. Os momentos torsores ao longo da viga são aumentados devido à possibilidade de ocorrerem cargas excêntricas que actuam sobre os degraus em “asa de avião”.



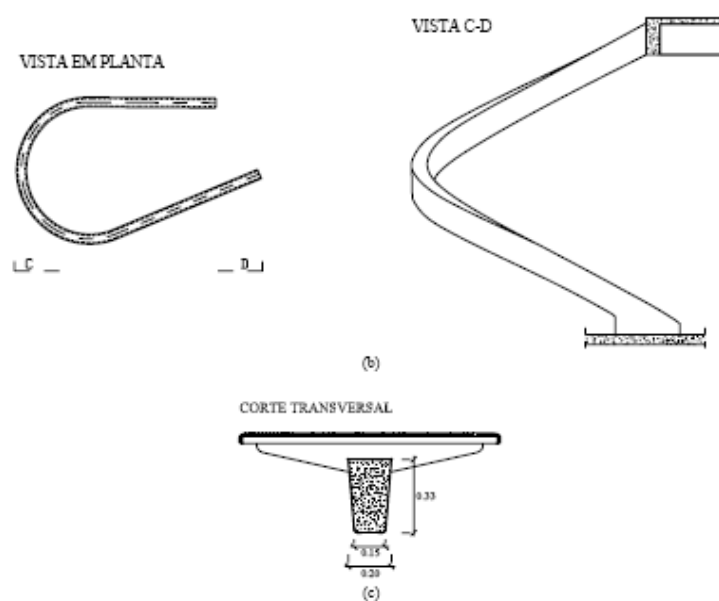


Fig. 1.11 - Escada em curva com degraus em “asa de avião” [13]

As figura 1.12 ilustra um exemplo, de entre os muitos existentes, de uma ponte com traçado curvo e em que os esforços de torção induzidos pela curvatura do tabuleiro e pelas acções foram condicionantes no processo de concepção e de verificação da segurança.



Fig. 1.12 - Passagem superior para peões [13]

A figura referida ilustra uma passagem de nível superior situada no nó de Mangualde da antiga A25 onde foi adoptada uma solução constituída por uma estrutura tridimensional contínua com rampas de acesso helicoidais de curvatura pronunciada. A viga é composta por uma secção trapezoidal de inércia variável. Devido à continuidade da estrutura, os esforços de torção nas rampas de acesso transmitem-se para o vão principal.

Outro caso especial onde a torção é preponderante é o caso dos reservatórios elevados com geometria circular onde a laje inferior da cuba, bem como as próprias paredes, apoiam muitas vezes numa viga de coroamento circular sujeita a importantes esforços de torção de equilíbrio, conforme figura 1.13.



Fig. 1.13 - Reservatório elevado circular de abastecimento de água [13]

## 1.2. Conceitos Básicos

### 1.2.1. Betão de Alta Resistência

Pode ser definido como um material que apresenta um desempenho especial e uma uniformidade de exigências que não se conseguem sempre obter usando somente materiais convencionais, composições correntes, colocação e cura normais [72].

O betão de alta resistência é usualmente obtido com baixas relações água/cimento e possui uma resistência à compressão elevada na ordem dos 50 a 100 MPa (ou mais), medida em provetes cilíndricos.

Nas estruturas de edifícios, o uso do betão de alta resistência conduz a uma maior economia resultante da possibilidade de utilizar secções e espessuras mais pequenas para os pilares e paredes estruturais, resultando em maiores áreas utilizáveis dos pisos. Também conduz à redução da altura global do edifício, resultante do uso de lajes mais finas e de vigas com menor altura.

## 1.3. Modelação Teórica do Comportamento de Vigas à Torção

Foram desenvolvidos vários estudos que permitiram prever comportamento de vigas de betão armado sujeitas à torção. Representam uma enorme importância para a previsão da resistência última à torção de vigas de betão armado, uma vez que, as teorias desenvolvidas servem de ferramentas bases para a compreensão e o desenvolvimento de alguns modelos teóricos adoptados em documentos normativos. Os modelos podem ser divididos em duas teorias: Teoria da Flexão Enviada e o Modelo de Treliça Espacial, sendo até o último o mais utilizado. O Modelo de Treliça mais evoluído é o Modelo de Treliça Espacial com Ângulo

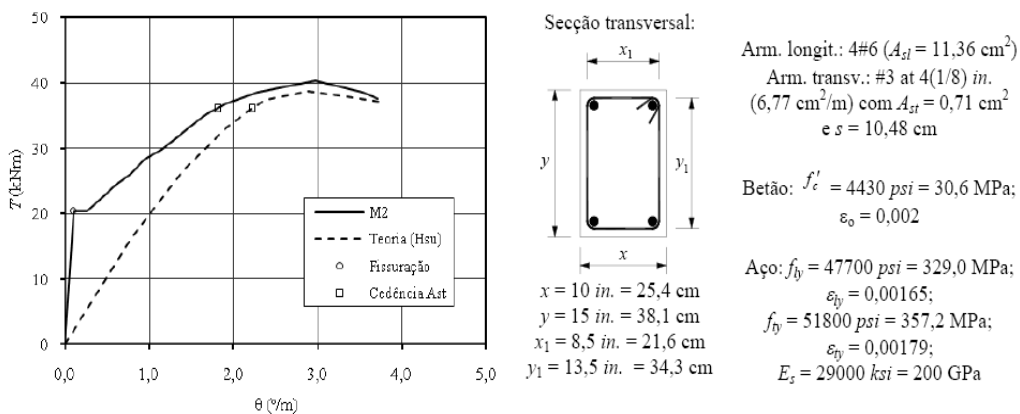
## Enquadramento, Objectivos e Justificação

Variável, que foi apresentado por Hsu e Mo em 1985 [40] [38] [39]. Resultou do desenvolvimento do modelo de Treliça Espacial original de Rausch em 1929 [69] tendo posteriormente sofrido vários desenvolvimentos por parte de vários autores, designadamente: Andersen em 1935 [5], Cowan em 1950 [24], Lampert e Thurlimann em 1969 [51], Elfgren em 1972 [29], Collins e Mitchell em 1980 [22].

O modelo de Treliça Espacial pode ser dividido em duas teorias, a teoria da Plasticidade (Lampert, Thurlimann e Elfgren) e a Teoria da Compatibilidade do Campo de Compressões (Collins, Hsu e Mo). A analogia da Treliça Espacial permite simular o comportamento da viga para fases adiantadas de carregamento, contudo este modelo não pode ser utilizado para carregamentos baixos, uma vez que deixa de constituir uma boa aproximação, pois assume um estado plenamente fissurado desde o início do carregamento.

Tendo como base o modelo de Treliça Espacial de Rausch com um ângulo constante de 45° para as escoras de betão, Hsu em 1973 [33] derivou expressões para o módulo de distorção e para a rigidez de torção para uma viga fissurada, logo esta analogia pode também ser utilizada para a caracterização de uma viga à torção no Estado II.

Hsu desenvolveu um algoritmo e calculou alguns pontos teóricos para o traçado da Curva T- $\theta$  assumindo unicamente a formulação do modelo de Treliça Espacial com Ângulo Variável para caracterizar o comportamento de vigas à torção. Desta forma Hsu obteve a curva, ilustrada na figura 1.14, a qual inclui também a curva experimental T- $\theta$  (momento torsor (T) - rotação de torção ( $\theta$ )), traçada a partir dos resultados experimentais da viga M2, cujos valores foram obtidos através de um estudo anterior [39].



**Fig. 1.14 - Análise Comparativa para a Viga M2 [7]**

Hsu concluiu que os valores teóricos últimos do momento torsor se aproximam bastante dos valores experimentais. Concluiu também que a aplicação da teoria da Treliça Espacial só pode ser considerada válida a partir do momento em que a viga atinge um estado mais pronunciado de fissuração.

Tendo por base outros estudos precursores Bernardo, em 2003 [13] e Bernardo e Lopes em 2008 [15] elaboraram um procedimento de cálculo com vista a prever teoricamente o comportamento global de vigas de betão armado sujeitas à torção pura até à rotura,

## Enquadramento, Objectivos e Justificação

nomeadamente mediante o cálculo das curvas de comportamento  $T-\theta$ . A partir das análises comparativas entre as previsões teóricas, e os resultados experimentais relativos a vigas sujeitas à torção, os referidos autores demonstraram de uma forma geral que o procedimento é bastante adequado, designadamente para a previsão global da curva de comportamento  $T-\theta$  em todas as suas fases comportamentais, conforme exemplos da figura 1.15.

Apesar dos bons resultados o modelo global dos referidos autores não pode ser considerado teoricamente satisfatório visto basearem-se em teorias diferentes adoptadas a cada fase comportamental das vigas. A junção dessas teorias, para o traçado da curva  $T-\theta$  integral necessitou a adopção de critérios de transição algo subjectivos.

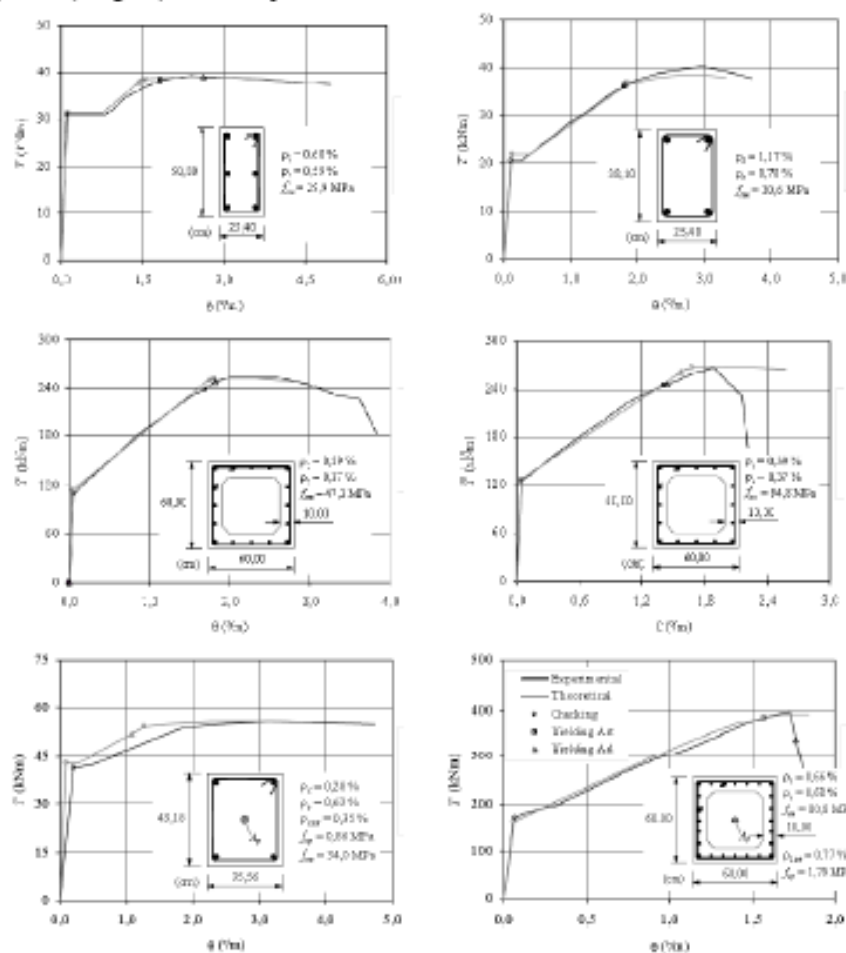


Fig. 1.15 - Exemplos de previsões obtidas por Bernardo e Lopes [15] [13] [16]

Andrade em 2010 [6] modificou o MTEAV (Modelo de Treliza Espacial com Ângulo Variável) de forma a tentar adaptá-lo à fase comportamental pré-fissuração, introduzindo algumas correcções no formalismo original do modelo. As correcções foram feitas com o objectivo de manter, na generalidade, a estrutura da formulação do METAV bem como a metodologia de cálculo. Tal modelo global, comparativamente ao anteriormente apresentado e proposto por Bernardo e Lopes [15] pode assim ser considerado mais consistente do ponto de vista teórico.

## Enquadramento, Objectivos e Justificação

Para corrigir a formulação original do MTEAV para a modelação da fase pré-fissuração ou Estado I (zona comportamental 1 da Fig.1.16), Andrade em 2010 [6] confirmou e estabeleceu primeiramente que o limite de validade dessa fase comportamental (momento torsor de fissuração) podia ser calculado tendo por base a teoria do tubo fino de Bredt [17].

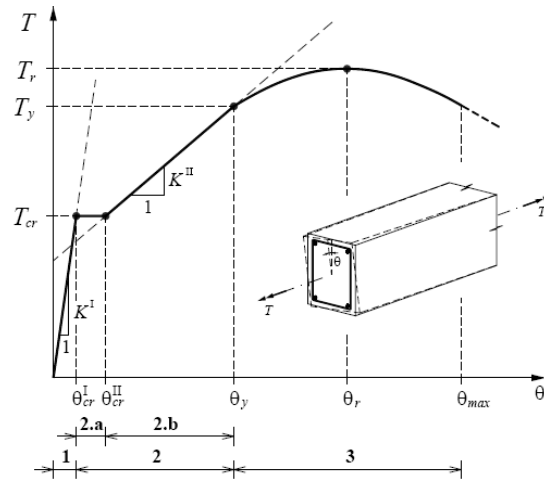


Fig. 1.16 - Curva  $T - \theta$  típica para vigas de betão armado à torção [13]

Para a rigidez de torção em Estado I, Andrade optou por tentar calculá-la directamente com base no MTEAV, em detrimento de um cálculo usando outras teorias. O objectivo era que o MTEAV conseguisse simular posteriormente a passagem da viga do Estado I para o Estado II. Tal passagem deve-se à perda instantânea da rigidez da viga devido à fissuração do betão. Para tal, o modelo teórico devia incorporar de alguma forma, na sua formulação, a contribuição do betão traccionado no Estado I. Para manter a consistência com as hipóteses formuladas para o estabelecimento do MTEAV, Andrade começou por definir uma secção vazada equivalente também para a fase pré-fissuração (Fig.1.17).

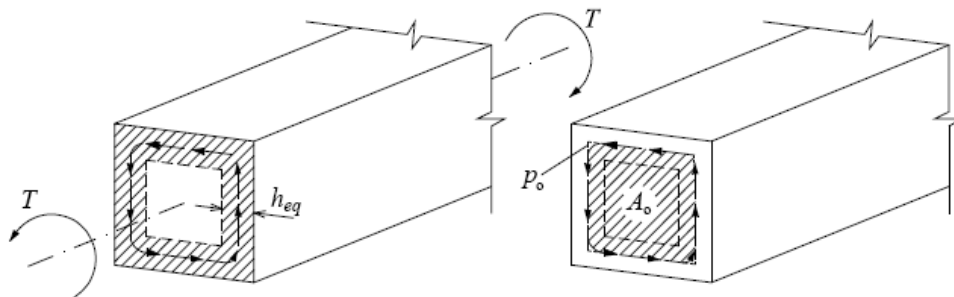


Fig. 1.17 - Definição da secção vazada equivalente para o estado I [6]

Para as vigas com secção cheia, o autor seguiu as recomendações do ACI 318R-05 [3] que, ao adoptar também a teoria do tubo fino de Bredt para o cálculo do momento torsor de fissuração especifica a consideração de uma espessura equivalente ( $h_{eq}$ ) de parede igual a  $0,75 A_{cp} / p_{cp}$ , sendo  $A_{cp}$  a área limitada pelo perímetro exterior da secção e  $p_{cp}$  o perímetro exterior da secção.

## Enquadramento, Objectivos e Justificação

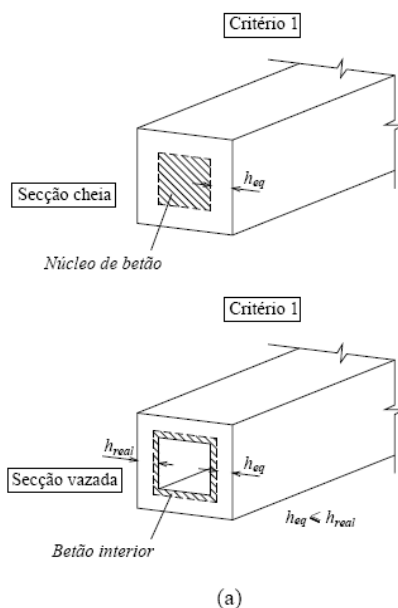
---

Para as vigas com secção vazada, Andrade adoptou o mesmo critério, com a ressalva de que a espessura equivalente deve ser inferior ou igual à real, adoptando a espessura real caso esta condição seja violada. Tal espessura equivalente foi usada para calcular algumas propriedades da secção, não sendo esta atribuída ao parâmetro  $t_d$  (valor de cálculo da espessura das escoras) cujo valor será calculado de acordo com a formulação geral do MTEAV a partir das condições de equilíbrio e de compatibilidade do modelo para cada incremento de deformação  $\epsilon_{ds}$  em estudo.

Apesar de na fase comportamental em estudo, em virtude das armaduras terem uma pequena influência, ser habitual considerar para as trajectórias dos campos de tensões um ângulo de  $\alpha = 45^\circ$ , Andrade assumiu que o ângulo das escoras de betão constituía uma variável a ser calculada pelo MTEAV para cada incremento de deformação  $\epsilon_{ds}$ .

Na sua formulação original, o MTEAV, ao estabelecer o equilíbrio na direcção longitudinal e transversal, admite que as respectivas forças são absorvidas apenas pelas armaduras longitudinais e transversais na fase comportamental em estudo. Andrade contabilizou também o betão traccionado nas referidas direcções. Para tal, optou por homogeneizar a secção na direcção longitudinal e transversal, tomando como espessura de betão participativo juntamente com as armaduras o correspondente à espessura equivalente ( $h_{eq}$ ) anteriormente definida.

Para considerar a participação do núcleo de betão nas secções cheias ou do eventual betão interior “sobrante” para as secções vazadas para o cálculo da rigidez, Andrade optou por, sem alterar o conceito do modelo de cálculo assumido (tubo equivalente), “somar” à rigidez de torção da secção vazada equivalente a rigidez à torção do seu núcleo ou betão interior, recorrendo assim ao conceito de sobreposição de efeitos. Esta rigidez suplementar foi calculada através da teoria da elasticidade [73]. Para calcular as dimensões correspondentes ao núcleo de betão (secções cheias) e ao eventual betão interior (secções vazadas), Andrade começou por definir tais dimensões a partir das dimensões exteriores da secção real, às quais deve ser subtraída duas vezes a espessura equivalente (Fig.1.18)



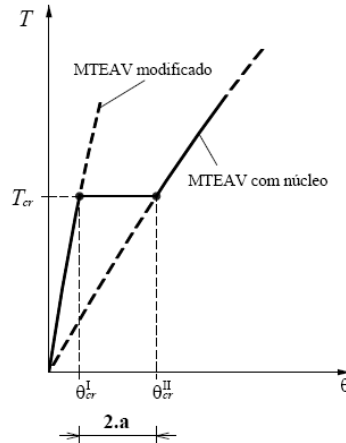
(a)

**Fig. 1.18 - Definição das dimensões exteriores do núcleo [6]**

A modelação da Subzona 2.a (Fig.1.16), utilizando o formalismo do MTEAV modificado de acordo com o exposto ao longo da secção anterior, tem como premissa básica o facto do betão fissurar. Assim, após ser atingido o momento torsor de fissuração, Andrade [6] considerou que, de forma instantânea, deixa de ser contabilizada a participação do betão traccionado na direcção longitudinal e transversal para o equilíbrio do modelo. Desta forma, as equações de equilíbrio do modelo de treliça ficam novamente escritas apenas com as forças nas armaduras ordinárias ( $A_l f_l$  para as armaduras longitudinais e  $A_t f_t / s$  para as armaduras transversais). Nas vigas com secção vazada as observações experimentais não mostram a existência do referido incremento. Para estas vigas, Andrade assumiu a não existência da Subzona 2.a.

Bernardo em 2003 [13] mostrou que o núcleo das secções cheias influencia o comportamento das vigas em Estado II, em particular a rigidez de torção. Desta forma, Andrade assumiu a influência do núcleo no procedimento de cálculo para modelar a Subzona 2.a, ou seja, o núcleo continua a influenciar o comportamento da viga, designadamente a rigidez, ao se dar a passagem para o estado fendilhado.

Na Fig.1.19, a Subzona 2.a surge “naturalmente”, correspondendo assim a um patamar horizontal, com momento torsor constante e igual a  $T_{cr}$ , e limitado num intervalo de deformações  $\theta_{cr}^I < \theta < \theta_{cr}^{II}$ . O valor de  $\theta_{cr}^I$  corresponde à abcissa do ponto de intersecção entre o patamar horizontal para  $T = T_{cr}$  e o MTEAV modificado por Andrade (com a participação do betão à tracção). O valor de  $\theta_{cr}^{II}$  corresponde à abcissa do ponto de intersecção entre o patamar horizontal para  $T = T_{cr}$  e o MTEAV tendo em conta a influência do núcleo de betão (ou betão interior) na rigidez de torção.

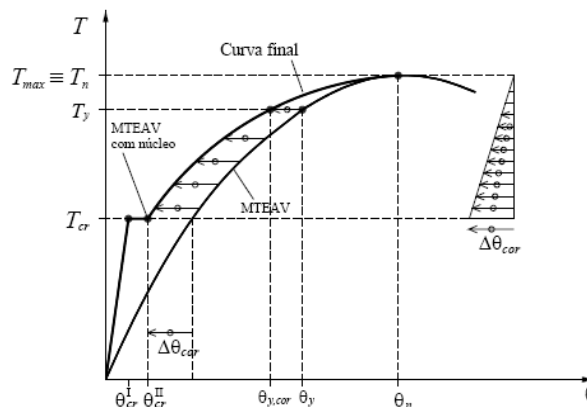


**Fig. 1.19** - Modelação teórica da subzona 2ª da curva T - θ (vigas com secção cheia) [7]

Depois da viga atingir o momento torsor de fissuração, esta entra no estado fendilhado e, por isso, o MTEAV, passaria a ser válido. Ora, tendo por base análises comparativas com numerosos resultados experimentais, Andrade verificou que a Curva  $T - \theta$  teórica, calculada com base no MTEAV para a Fase b, e particularmente para as vigas com secção cheia, encontra-se deslocada para a direita em relação à curva experimental. Tal desfazamento é maior para os níveis mais baixos de carregamento na fase de comportamento 2b, tendendo a reduzir-se à medida que a viga caminha para a sua fase comportamental última.

Tal observação é compreensível dado que o MTEAV assume um estado pleno de fendilhação logo desde o início do carregamento, o que não corresponde à realidade. A observação de maiores desvios para as vigas com secção cheia foi justificado por Andrade pelo facto do modelo de treliça espacial com ângulo variável desprezar por completo qualquer influência do núcleo de betão na rigidez de torção pós-fissuração.

A metodologia escolhida para proceder à correcção da curva teórica  $T - \theta$  para a fase b encontra-se ilustrada na Fig.1.20, sendo considerada válida tanto para vigas com secção vazada como para vigas com secção cheia. De acordo com a Fig.27 (b), a rotação obtida através do MTEAV e correspondente ao momento torsor de fissuração ( $T_{cr}$ ) é corrigida mediante uma translação  $\Delta\theta_{cor}$  por forma a coincidir com o valor de  $\theta_{cr}^{II}$ .



**Fig. 1.20** - Desvio entre as curvas T - θ experimental e teórica da correcção (Zona 2b) [7]

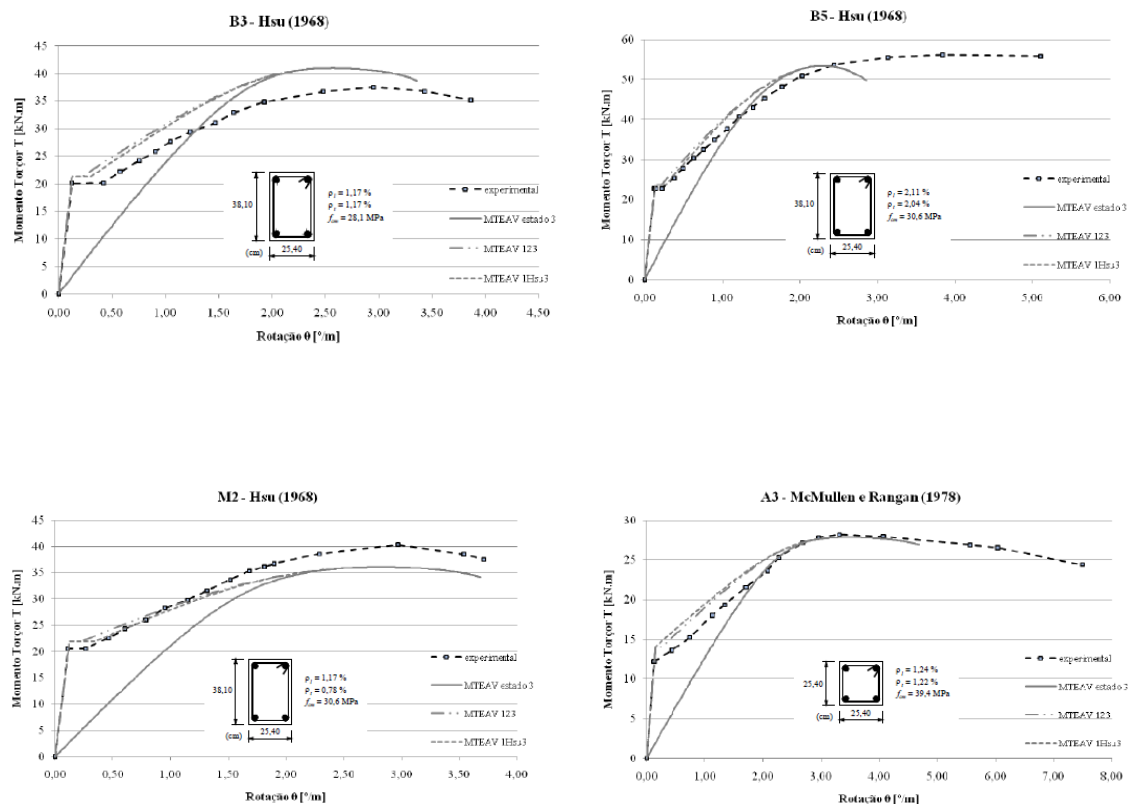


Fig. 1.21 - Exemplos de previsões obtidas por Andrade [7]

Uma vez que o SMMT vai ser descrito exhaustivamente no Capítulo 3, aqui apenas será feita uma breve apresentação do modelo.

A partir do conceito do modelo de treliça plana estendida por Ritter [70] e Mörsch [60] para o corte em betão armado, uma série de modelos teóricos para o corte em elementos de membrana têm sido desenvolvidos com crescente sofisticação. Modelos racionais que satisfazem o equilíbrio, compatibilidade e relações constitutivas não lineares incluem o *Compression Field Theory (CFT)* [20,1], e o *Rotating-Angle Softened Truss Model (RA-STM)* [66,42]. O mais recente desenvolvimento teórico para tratar elementos de membrana de betão armado em corte é o *Softened Membrane Model (SMM)* [44].

O SMM tem em consideração o efeito Poisson do betão armado em estado fissurado, que é caracterizado por dois índices Hsu/Zhu [86]. O SMM satisfatoriamente preve toda a resposta monotónica das curvas de carga-deformação, bem como as respostas de pré-fissuração e pós-fissuração. Em 2005, Mansour e Hsu [53,54] desenvolveram o *Cyclic Softened Membrane Model (CSMM)* que era uma extensão do SMM para o caso de membranas de betão armado submetidas ao modelo de corte SMM foi posteriormente estendido para criar um novo método SMMT para o tratamento de elementos de betão armado sujeitos a torção por Jeng e Hsu em 2009 [50]. O SMMT é capaz de prever o comportamento de torção de membros de betão reforçado antes e depois de fissuração bem como após o pico de resistência.

## Enquadramento, Objectivos e Justificação

Em várias teorias para torção [22,41,40-31], a tensão de tracção do betão é negligenciada. Nenhum dos modelos referidos consegue prever o momento torsor de fendilhação,  $T_{cr}$ , ou o comportamento pré-fendilhação e a rotação de torção. Essas limitações são superadas pelo SMMT, que tem incorporado com sucesso este efeito. Contudo esta teoria irá ser explicada mais em pormenor no Capítulo 3.

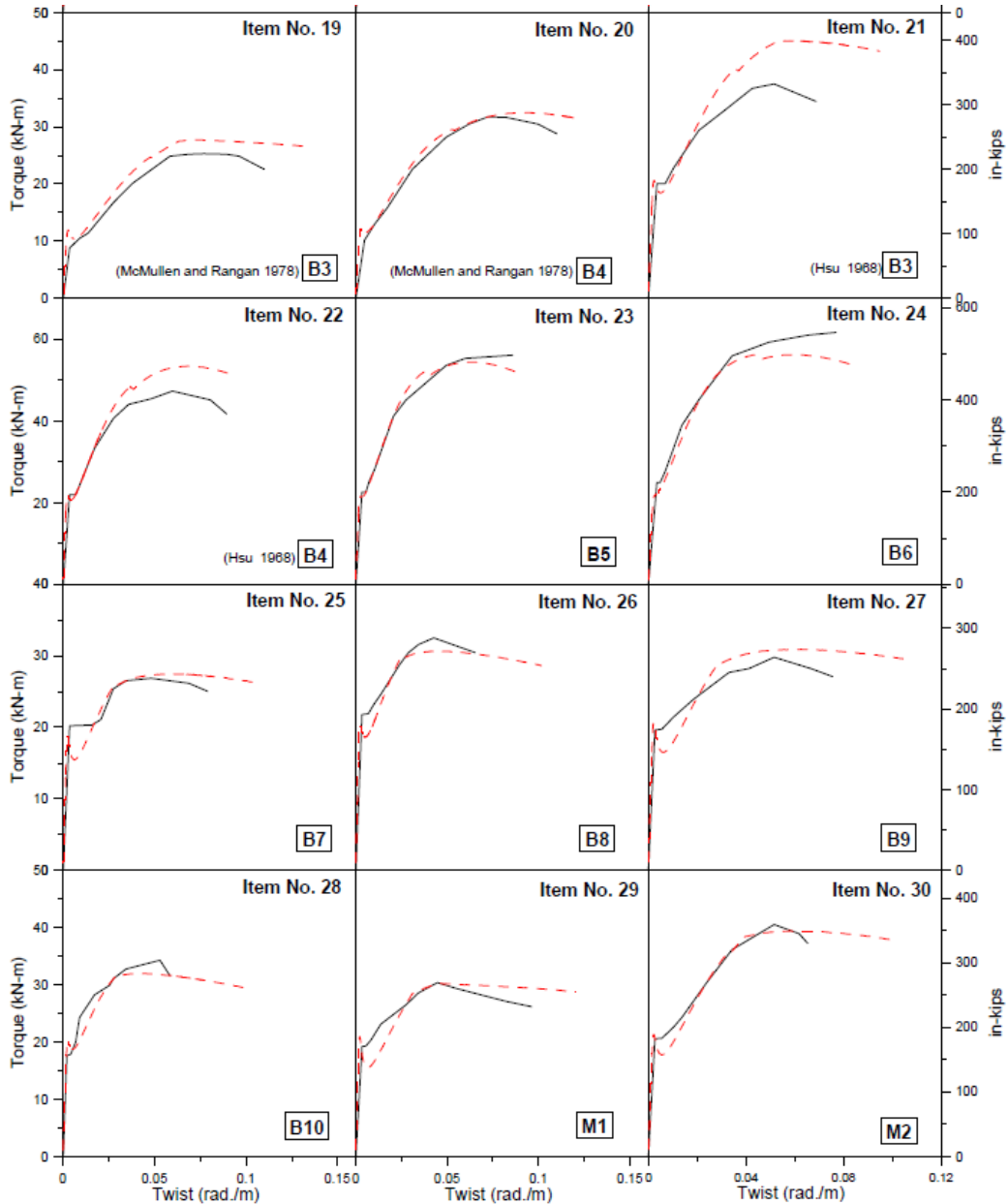


Fig. 1.22 - Exemplos de curvas T -  $\theta$  apresentadas por Hsu e Jeng [50]

### 1.4. Objectivos do trabalho

Do exposto anteriormente, ressaltam vários aspectos e questões que contribuíram para a escolha do tema deste trabalho:

- fazer uma análise comparativa exaustiva de todos os pontos chave mais propriedades da curva  $T - \theta$ , apenas para secções cheias porque o SMMT segundo Hsu e Jeng só esta apto para secções cheias e não secções vazadas;

- a não existência de um modelo e teoria suficientemente fiável para a previsão do comportamento global à torção de vigas de betão armado, de resistência normal ou de alta resistência, à torção;

- a necessidade de comparação das previsões do modelo de membrana (SMMT) com resultados experimentais com base numa análise comparativa exaustiva de todas as propriedades e pontos característicos das curvas  $T - \theta$ ;

### 1.5. Organização do trabalho

Apresenta-se seguidamente a organização do trabalho com uma descrição muito sumária do conteúdo dos diversos capítulos.

No Cap. I apresenta-se o tema, enquadrando-o no âmbito da prática e da investigação na área do betão estrutural, salientando-se os aspectos que tornam esta investigação muito importante e necessária. Ainda pertencente ao Cap. I, a presente secção descreve a organização seguida para a apresentação do trabalho.

No Cap. II são descritas as etapas que contribuem para o desenvolvimento de modelos teóricos para torção em vigas.

No Cap. III e no interesse do tema escolhido para este trabalho é descrito o modelo de membrana proposto por Chyuan-Hwan Jeng e Thomas T.C. Hsu.

No Cap. IV é feita uma análise comparativa de todas as vigas estudadas, tendo como base o modelo proposto por Hsu (SMMT). Sendo feita uma comparação entre o momento torsor e a rotação em estado I e II e em estado não linear.

Finalmente, no Cap. V resumem-se as principais conclusões do estudo efectuado.

Para facilitar a leitura da obra, a anteceder o texto são apresentados o índice geral, o índice de figuras, o índice de tabelas e uma lista da simbologia utilizada. As referências bibliográficas são listadas no final do texto