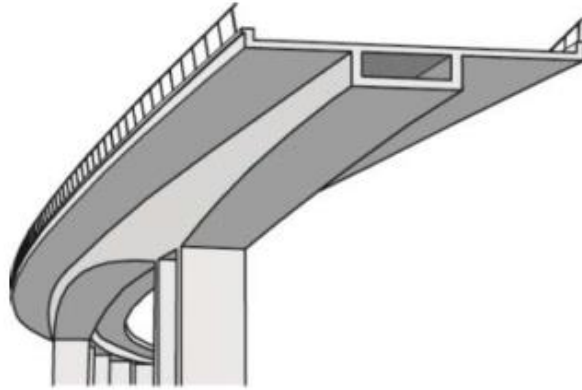




INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA
Área Departamental de Engenharia Civil



Determinação de Armaduras Transversais em Almas de Vigas-caixão

CALISMAR VERA CRUZ MONIZ
(Licenciado em Engenharia Civil)

Dissertação de natureza científica para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Área de Especialização de Estruturas

Orientador:

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Júri:

Presidente: Doutor Paulo Jorge Henriques Mendes

Vogais:

Doutor Luís Manuel da Rocha Evangelista

Doutor Luciano Alberto do Carmo Jacinto

Dezembro de 2018

RESUMO

Este estudo tem como principal objetivo analisar a interação dos esforços de corte com a flexão transversal na determinação de armaduras transversais em almas de viga-caixão.

O tabuleiro em caixão é muito comum entre as pontes de betão armado, o seu uso destaca-se sobretudo para vãos acima dos 60 metros devido à sua rigidez, e em traçados com curvatura acentuada em planta, devido à sua alta resistência a torção. Devido à tendência de se construir pontes cada vez mais largas, estas vigas-caixão estão sujeitas a uma considerável flexão transversal nos seus elementos, principalmente nas almas. Assim sendo, torna-se extremamente relevante levar em consideração a interação desta com os esforços de corte. Contudo, são frequentes por parte dos projetistas erros na determinação de armaduras transversais em almas de vigas em caixão, em grande medida pela incorreta contabilização da interação entre a flexão transversal e o esforço de corte.

O presente Trabalho Final de Mestrado analisa o método proposto por Menn, em 1990, e analisa também o método de Sandwich, presente nas normas europeias, nomeadamente no Eurocódigo 2, ambos para o dimensionamento de armaduras transversais em almas de vigas-caixão, considerando o efeito combinado da flexão transversal e do esforço transversal.

Neste documento aplica-se ainda os dois modelos abordados a um caso de estudo real, com características geométricas, materiais constituintes e esforços atuantes obtidos da ponte de Alfeizerão. Finalmente, faz-se uma análise comparativa quantitativa dos resultados obtidos, salientando aspetos determinantes na utilização de cada um dos dois métodos.

Palavras chave: Pontes, Viga-caixão, Alma, Método de Menn, Método de Sandwich

ABSTRACT

This study's principal basis is to analyse the interaction between shear force and transverse bending to design transverse reinforcement in box-girder's webs.

The box girder deck is very common in reinforced concrete bridges, it is mostly used for spans above 60 meters, due to its stiffness, and on curved bridges because it has high torsion resistance. The necessity to build wider bridges, subjects box girder decks elements to considerable transverse bending, mainly on webs, therefore it becomes extremely relevant to take into consideration the interaction in between the transverse bending and the shear force. However, inappropriate design of transverse reinforcement in the box girder web it is often made by designers. Substantially due to the use of incorrect combinations in between the transverse bending and shear force.

This dissertation aims to analyse the proposed method by Menn in 1990, as well as the Sandwich model, present in the European Standards, namely "Eurocode 2", both for reinforcement design in box girder's webs, considering the combined effect of the transverse bending and shear.

In this paper, the two methods mentioned above will be applied to study case, with geometric characteristics, material and active forces obtained from Alfeizerão bridge. Then the obtained results will be subjected to comparative quantitative analysis, emphasizing each method.

Keywords: Bridges, Box-girder, Webs, Menn Model, Sandwich Model

DEDICATÓRIA

*Ao meu avô Bartolomeu Benjamim Vera Cruz
e à minha avó Florinda de Sousa Pontes Vera Cruz, que
sempre me transmitiram o lema de vida: “o saber não ocupa lugar.”*

AGRADECIMENTOS

Esta dissertação representa o culminar de dois anos de uma etapa enriquecedora, mas ao mesmo tempo muito árdua, que foi este mestrado. Certamente não existem palavras imbuídas de significado e sentimento suficiente para prestar homenagem e agradecer a quem sempre me iluminou, quando muitas vezes parecia percorrer um caminho escuro e sombrio, dividindo o meu tempo entre o trabalho e as aulas.

As minhas primeiras palavras são para prestar homenagem aos meus queridos avós e agradecê-los por terem sido os grandes responsáveis pela pessoa guerreira e resiliente que me tornei.

Agradeço a minha família pelo incansável suporte que foram em todas as circunstâncias, por terem sempre os conselhos adequados e, acima tudo, por ensinar-me através do exemplo que juntos somos mais fortes. Realçando um particular e especial agradecimento à minha mãe, que sempre tudo fez para proporcionar-me a melhor educação, aliada de amor incondicional.

À minha princesa Soraya por ter percorrido este caminho, desde o início, do meu lado nos bons e maus momentos, sempre com uma compreensão e um carinho desmedido.

Agradeço ao Engenheiro Luciano Jacinto por toda a paciência e disponibilidade prestada, por ter tido a maior flexibilidade para marcação de reuniões, e ter-me orientado sempre a encontrar as soluções necessárias.

Aos meus amigos, quero agradecer por todas as alegrias partilhadas. Destacando os meus companheiros de batalha, Delmiro Ribeiro e Svetlana João por mostrarem-me que por mais difíceis que fossem os combates, nunca estaria a lutar sozinho.

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Enquadramento do Tema	1
1.2	Objetivo do trabalho.....	3
1.3	Estrutura do Trabalho Final do Mestrado	4
2	BREVE CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES COM TABULEIRO EM CAIXÃO.....	7
2.1	Considerações Iniciais	7
2.2	Desenvolvimento Histórico das Pontes em Caixão	7
2.3	Evolução da Secção em Caixão.....	10
2.4	Vantagens da secção em caixão.....	13
2.4.1	Vantagens Estruturais	13
2.4.2	Vantagens Económicas.....	13
2.4.3	Vantagens Estéticas.....	14
2.5	Métodos Construtivos	14
2.5.1	Cimbre	14
2.5.2	Método dos Deslocamentos Sucessivos.....	18
2.5.3	Método dos avanços sucessivos.....	24
2.6	Considerações Finais	29
3	INTERAÇÃO ENTRE A FLEXÃO TRANSVERSAL E O ESFORÇO TRANSVERSO EM ALMAS DE VIGAS CAIXÃO.....	31
3.1	Considerações Iniciais	31
3.2	Evolução do Estudo da Interação entre a Flexão Transversal e o Esforço de Transverso ..	31
3.3	Determinação do Fluxo de Corte.....	33
3.3.1	Resistência ao Corte Puro Segundo o EC-2.....	33
3.3.2	Influência da Variação da Altura da Viga	35
3.3.3	Influência da torção	38
3.3.4	Determinação do Fluxo de Corte Total	38
3.4	Metodologia 1 – Critério de Menn.....	39
3.4.1	Determinação da Largura Mínima Requerida para o não Esmagamento das Bielias de Betão	39
3.4.2	Determinação dos Momentos Resistentes	42
3.4.3	Determinação das Forças nos Estribos de Acordo com a Relação entre a Flexão transversal e os Momentos Resistentes	44
3.5	Metodologia 2 – Método de Sandwich do EC-2	46
3.5.1	Princípios Base da Regra dos Elementos de Placa.....	47
3.5.2	Princípios Base do Método de Sandwich do Anexo LL do EC2-2	49
3.5.3	Interação do Esforço Transverso e a Flexão transversal, Segundo o Anexo MM do EC-2-2 ..	51

3.6	Considerações Finais.....	58
4	APLICAÇÃO E ANÁLISE DOS MÉTODOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL AO CASO DE ESTUDO	59
4.1	Considerações Iniciais	59
4.2	Caracterização da Secção Transversal da Viga-caixão em Estudo.....	59
4.2.1	Determinação do Fluxo de Corte.....	60
4.3	Aplicação do Método de Menn à Secção em Estudo	61
4.3.1	Determinação da Largura Mínima Requerida para o não Esmagamento das Bieladas de Betão 61	
4.3.2	Determinação dos Momentos Resistentes.....	61
4.3.3	Cálculo da Força nos Estribos e Consequente Área de Armadura.....	61
4.4	Aplicação do Método de Sandwich a Secção em Estudo.....	62
4.4.1	1º Iteração.....	62
4.4.2	2ª Iteração.....	65
4.5	Análise Comparativa dos Métodos Aplicados ao Caso de Estudo	69
4.5.1	Influência da flexão transversal	69
4.5.2	Influência do Esforço Transverso	72
4.5.3	Influência da Espessura da Alma	77
4.5.4	Influência da Resistência do Betão	79
4.5.5	Influência da Resistência do Aço	83
4.5.6	Influência da Altura da Viga-caixão	86
4.5.7	Influência das espessuras das camadas no método de Sandwich.....	88
4.6	Considerações Finais.....	90
5	CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	92
5.1	Síntese do Trabalho e Conclusões Gerais	92
5.2	Principais Contribuições.....	93
5.3	Apreciação dos resultados obtidos	94
5.4	Desenvolvimentos Futuros.....	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A – Modelação do método de Menn e do método de Sandwich

ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1 Construção de um troço do tabuleiro com viga-caixão, pelo método dos avanços sucessivos	2
Figura 2.1- Ponte Britannia, construída com perfil em caixão metálico (Robert Stepherson, 1850)	8
Figura 2.2- Primeira ponte construída em betão armado (Joseph Monier, 1873)	8
Figura 2.3- Ponte do Resorgimento, Primeira Ponte de betão armado com viga em caixão (F. Hennebique, 1911)	9
Figura 2.4- Ponte de Sclayn, Primeira Ponte de betão armado pré-esforçado, com viga em caixão (G. Magnel, 1948)	10
Figura 2.5- Viga-caixão 1	11
Figura 2.6- Viga-caixão 2	11
Figura 2.7- Viga caixão 3	11
Figura 2.8- Viga caixão 4	11
Figura 2.9- Viga caixão 5	11
Figura 2.10- Viga caixão 6	12
Figura 2.11- Viga-caixão unicelular	12
Figura 2.12- Viga-caixão multicelular	12
Figura 2.13- Tabuleiro com múltiplas vigas-caixão	12
Figura 2.14- Conceção de um cimbria, para efetuar a cofragem de uma ponte	15
Figura 2.15- Processo de execução de tramos sucessivos de um tabuleiro por cimbria ao solo	16
Figura 2.16- Cimbria autolançável inferior feito por treliças deslizantes	17
Figura 2.17- Esquema construtivo de uma ponte pelo método dos deslocamentos sucessivos	19
Figura 2.18- Variação dos momentos nas secções durante a translação do tabuleiro	20
Figura 2.19- Momentos do tabuleiro sem e com o nariz metálico	21
Figura 2.20- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 1 à tarde	22
Figura 2.21- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 2 e 3	22
Figura 2.22- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 4 e 5	22
Figura 2.23- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 6 e 7	23
Figura 2.24- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 8 de manhã	23
Figura 2.25- Troço de uma ponte executado com o auxílio de carrinho de avanço pelo método dos avanços sucessivos	25
Figura 2.26- Construção simétrica usando o método dos avanços sucessivos	26
Figura 2.27- Representação de um troço em consola e de um troço com continuidade	27
Figura 3.1- Flexão transversal presente na secção de viga-caixão	32
Figura 3.2- Modelo de treliça para a resistência ao esforço transversal	33
Figura 3.3- Viga-caixão com altura variável	36
Figura 3.4- Evolução da influência da inclinação do banzo	37

Figura 3.5- Secção em caixão sujeita à torção	38
Figura 3.6- a) Secção em caixão sujeita a flexão, esforço transversal e torção, b) segmento de troço longitudinal com inclinação do banzo inferior	39
Figura 3.7- Modelo de treliça de um troço de viga	40
Figura 3.8- Componente vertical de compressão da alma devido ao corte	40
Figura 3.9- Pormenor do troço da alma, com a espessura da alma, o recobrimento e a largura mínima requerida	41
Figura 3.10- Equilíbrio de um troço da alma sem flexão transversal	42
Figura 3.11 – Equilíbrio de forças para o cálculo de $m_{Rd,1}$	43
Figura 3.12- Equilíbrio de forças para o cálculo de $m_{Rd,2}$	43
Figura 3.13- Equilíbrio de forças quando, quando $m_{Rd,1} < m_{sd} \leq m_{Rd,2}$	45
Figura 3.14- Equilíbrio de forças quando $m_{sd} > m_{Rd,2}$	46
Figura 3.15- Elemento placa	47
Figura 3.16- Elemento placa, com componentes de esforços internos aplicadas	50
Figura 3.17- Modelo do tipo Sandwich	50
Figura 3.18- Esforços internos num elemento de alma.....	51
Figura 3.19- Modelo de Sandwich modificado	53
Figura 3.20- Equilíbrio interno das armaduras excêntricas em relação ao centro das camadas	56
Figura 4.1- Características geométricas da secção transversal da viga-caixão em estudo	60
Figura 4.2- Círculo de Mohr, para o cálculo dos ângulos elásticos da 1ª iteração	63
Figura 4.3- Círculo de Mohr, para o cálculo dos ângulos elásticos da 2ª iteração	66
Figura 4.4-Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que m_{sd} aumenta	70
Figura 4.5- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que m_{sd} aumenta.....	71
Figura 4.6- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que m_{sd} aumenta.....	71
Figura 4.7- Gráfico da variação do esforço transversal no método de Menn	74
Figura 4.8- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que V_{sd} aumenta.....	76
Figura 4.9- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que V_{sd} aumenta.....	76
Figura 4.10- Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que b_w aumenta.....	78
Figura 4.11- Gráfico da Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que b_w aumenta	79
Figura 4.12- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que f_{yc} aumenta	82

Figura 4.13- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que f_{yc} aumenta.....	83
Figura 4.14- Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que f_{yk} aumenta	84
Figura 4.15- Gráfico da variação das armaduras no método de Sandwich à medida que f_{yk} aumenta	85
Figura 4.16- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que z aumenta	87
Figura 4.17- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que z aumenta	87
Figura 4.18- Gráfico da variação das armaduras no método de Sandwich à medida que t_1 e t_2 aumenta	90

ÍNDICE TABELAS

Tabela 2.1-Tarefas a executar para a execução da viga caixão	23
Tabela 4.1- Variação da flexão transversal.....	70
Tabela 4.2- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich, à medida que o esforço transversal varia.....	73
Tabela 4.3- Variação da área de aço à medida que o Esforço Transversal varia.....	74
Tabela 4.4-Variação da área de aço no pelo método de Menn e pelo método de Sandwich quando o Esforço transversal varia	75
Tabela 4.5- Variação da área de aço no pelo método de Menn e pelo método de Sandwich quando a espessura da alma varia.....	77
Tabela 4.6- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich, medida que a Resistência do betão varia - 1	79
Tabela 4.7- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich, medida que a Resistência do betão varia - 2	80
Tabela 4.8- Variação da área de aço no pelo método de Menn e pelo método de Sandwich quando a Resistência do Betão varia	81
Tabela 4.9- Variação das armaduras no método de Menn à medida que f_{yk} aumenta	83
Tabela 4.10- Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que f_{yk} aumenta.....	84
Tabela 4.11- Variação da área de aço no pelo método de Menn e pelo método de Sandwich quando a altura da viga caixão varia	86
Tabela 4.12- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich, medida que a espessura das camadas varia	88
Tabela 4.13- Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que t_1 e t_2 aumenta	89

LISTA DE SÍMBOLOS

- A_0 - Área delimitada pelas linhas médias que compõem o caixão
 A_{sw} - Área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
 α_{cw} - Coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
 b_w - Largura da alma
 $b_{w,req}$ - Largura mínima requerida para o não esmagamento das bielas de betão
 c - Recobrimento das armaduras
 σ_{Ed} - Tensão Principal de cálculo
 $\sigma_{cd,máx}$ - Valor máximo do campo de tensões do betão
 σ_{cd} - Tensão de compressão no betão
 σ_s - Tensão de tração máxima nas armaduras
 F_b - Força de compressão nas bielas
 f_{cd} - Valor característico da resistência do betão
 f_{ck} - Valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
 f_{se} - Força no estribo exterior
 f_{si} - Força no estribo interior
 f_{td} - Tensão da armadura
 f_{ywd} - Valor de cálculo da tensão de cedência do aço
 i - Inclinação longitudinal do banzo inferior da ponte
 M_{sd} - Momento fletor atuante
 $m_{Rd,1}$ - Momento resistente inferior
 $m_{Rd,2}$ - Momento resistente superior
 $M_{Rd,máx}$ - Momento transversal resistente
 n_{Ed} - Força do centro de gravidade das camadas no modelo de Sandwich
 n_{Ed}^* - Forças gerada pelas armaduras
 s - Espaçamento dos estribos
 θ - Ângulo que as bielas fazem com a horizontal
 θ_{el} - Ângulo entre o eixo x e a tensão principal de compressão na análise elástica
 T_{sd} - Momento torsor atuante
 τ_{Ed} - Tensão tangencial de cálculo
 v - Fator de redução da resistência do betão

- V_1 - Coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
- V_{sd} - Fluxo de corte atuante
- V_{sd} - Esforço Transverso atuante
- $V_{Rd,max}$ - Esforço transversal resistente
- z - Braço das forças internas
- z_1 - Espessura da camada externa
- z_2 - Espessura da camada interna

1 INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do Tema

As pontes são obras de Engenharia que desde os primórdios da humanidade têm tido um papel crucial na locomoção do homem, estando inevitavelmente ligadas a história e progresso da humanidade. As primeiras pontes limitavam-se a troncos de árvores sobre pequenos canais de água, ultrapassando distâncias de poucos metros, nos dias de hoje já existem pontes de betão armado e de aço que ultrapassam dezenas de quilómetros.

Por conseguinte, com o passar dos tempos os engenheiros foram aperfeiçoando as técnicas existentes para a construção de pontes, tendo em vista o aumento do seu tempo de vida útil, serem capazes de ultrapassar obstáculos topográficos cada vez maiores e permitirem um escoamento de tráfego cada vez mais eficaz.

Consequentemente, surgiram desafios no âmbito da engenharia das pontes, como a procura de materiais que melhor resistissem às condições físicas e ambientais envolventes e simultaneamente tivessem grande compatibilidade com os restantes materiais usados e também desafios no desenvolvimento de metodologias construtivas que permitissem construir vãos cada vez maiores e faixas cada vez mais largas.

Atualmente, a construção de pontes em betão armado pré-esforçado ultrapassou em larga escala o número de pontes metálicas. Entre as pontes de betão armado, o tabuleiro em caixão é muito comum, principalmente para vãos acima dos 60 metros e em traçados com curvatura acentuada em planta, pois as vigas-caixão apresentam uma eficiente distribuição transversal de cargas excêntricas, grande rigidez e, principalmente, alta resistência à torção. (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)

Após a elaboração de muitos trabalhos de investigação, nas mais diversas áreas da engenharia, admite-se que o método construtivo dos avanços sucessivos é bastante eficaz para vãos entre os 100 e 200 metros, sendo que as secções em caixão são efetivamente as mais adequadas, graças ao banzo inferior de compressão, que permite absorver mais eficientemente os enormes momentos negativos que derivam da fase construtiva. (Gaspar, 2003; Rama, Sudhir, Kumar, & Vickranth, 2010) Na Figura 1.1, ilustra-se a construção de um troço do tabuleiro com secção em caixão de uma ponte, pelo método dos avanços sucessivos.



Figura 1.1 Construção de um troço do tabuleiro com viga-caixão, pelo método dos avanços sucessivos (Council, n.d.)

Como consequência da tendência moderna de se construir pontes cada vez mais largas, estas vigas-caixão estão sujeitas a uma considerável flexão transversal nos seus elementos, incluindo nas almas (Gaspar, 2003). O efeito conjunto dessa flexão transversal com os esforços de corte pode atingir valores importantes, tendo grande influência no cálculo das armaduras transversais em almas de viga-caixão (Jacinto, 2009).

Entretanto, relativamente pouca investigação tem sido dedicada a interação do esforço transversal e flexão transversal que está presente em numerosas estruturas, como é o caso das pontes com vigas-caixão. Contudo, negligenciar a sua interação e realizar análises independentes do esforço de corte no plano e do momento fora do plano, e só então somar a armadura requerida pelo esforço transversal é muito simplista e não consistente com o comportamento real da alma em estado limite último. Esta interpretação, dá origem a quantidades excessivas de armaduras e à sobreposição inconsistente das tensões de compressão do betão, sendo que, este último pode até levar a resultados que não respeitam a segurança no caso de elevadas forças de corte (Backes, Ruiz, & Muttoni, 2014). Ainda assim, são frequentes por parte dos projetistas erros na determinação de armaduras transversais em almas de vigas em caixão, em grande medida pela incorreta contabilização da interação entre a flexão transversal e o esforço de corte.

O tema que se aborda no presente Trabalho Final de Mestrado do curso de Engenharia Civil, na área de especialização de Estruturas, centra-se na relação acima mencionada entre

a flexão transversal e o esforço transversal e a sua influência na determinação das armaduras transversais em almas de vigas caixão, uma vez que o dimensionamento dessas almas deve levar em conta a combinação desses efeitos.

Segundo (Gaspar, 2003), os critérios usuais de dimensionamento que consideram o binómio força cortante e flexão transversal são os seguintes:

- Critério da soma das armaduras;
- Critério da comparação das armaduras;
- Critério de Thurlimann;
- Critério da flexão composta da biela, de Stucchi, 1990;
- Critério de Menn;
- Critério do CEB-FIP Model Code 1990.

Este trabalho irá debruçar-se sobre duas últimas metodologias para o dimensionamento das armaduras transversais de almas de vigas-caixão, uma delas proposta por Menn em 1990, denominada método de Menn, e uma outra presente no Eurocódigo 2, parte 2 (EC-2-2), referente as pontes de betão armado, de nome método de Sandwich aplicado a interação entre o esforço transversal e a flexão transversal.

A realização de uma análise tão específica e diferente das temáticas lecionadas ao longo do Mestrado em Estruturas proporciona um desafio e uma oportunidade de adquirir novos conhecimentos, numa área que não é abordada durante o curso. O estudo mais aprofundado das metodologias e critérios de dimensionamento, com a consulta de normas e documentação associada, é uma mais valia que será certamente útil no futuro.

1.2 Objetivo do trabalho

A presente dissertação tem como principais objetivos aplicar a um caso de estudo o método de Menn e o método de Sandwich para a determinação de armaduras transversais em almas de vigas-caixão e efetuar uma análise comparativa dos dois métodos e, deste modo, identificar os pontos forte e pontos fracos de cada um deles.

De modo a atingir esse fim, foram definidos um conjunto de objetivos mais específicos, e são eles:

- Caracterização e análise teórica do método de Menn;
- Caracterização e análise teórica do método de Sandwich, presente no EC-2-2;
- Aplicação dos métodos a um caso de estudo real;

- Modelação das metodologias para o dimensionamento, dos dois métodos em Excel e aplicação desta modelação ao caso de estudo;
- Análise gráfica comparativa dos dois métodos;
- Por fim, discussão dos resultados obtidos.

Como corolário, este estudo permitirá identificar qual o método mais conservativo, permitindo também identificar as limitações associadas a cada um deles.

1.3 Estrutura do Trabalho Final do Mestrado

O presente documento divide-se em cinco capítulos principais, tendo em vista o objetivo de clarificar a importância da correta determinação de armaduras em almas de vigas-caixão. Os capítulos que se encontram na dissertação são os seguintes:

- Capítulo 1- “Introdução”
- Capítulo 2- “Breve Caracterização das Pontes com Tabuleiro em Caixão”
- Capítulo 3- “Interação entre a Flexão Transversal e o Esforço Transverso em Almas de Vigas-caixão”
- Capítulo 4- “Aplicação e Análise dos Métodos para o Dimensionamento da Armadura Transversal ao Caso de Estudo”
- Capítulo 5- “Conclusões e Desenvolvimentos Futuros”

No primeiro capítulo, referente à **INTRODUÇÃO**, faz-se um enquadramento geral do tema, mencionando os objetivos a que esse trabalho se propõe a atingir com a realização do estudo e define-se a estrutura do documento.

No segundo capítulo, intitulado **BREVE CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES COM TABULEIRO EM CAIXÃO**, é feita uma análise histórica da evolução das pontes até aos dias de hoje. Menciona-se as vantagens da utilização da viga com secção em caixão. Por fim, sintetiza-se os conhecimentos que necessitam estar consolidados para a adequada compreensão da dissertação, nomeadamente os processos construtivos mais relevantes.

No terceiro capítulo, intitulado **INTERAÇÃO ENTRE A FLEXÃO TRANSVERSAL E O ESFORÇO TRANSVERSO EM ALMAS DE VIGAS-CAIXÃO**, faz-se uma revisão bibliográfica referente aos trabalhos já realizados no âmbito do dimensionamento das almas de vigas caixão considerando o efeito combinado da flexão transversal e do esforço transverso. Realiza-se a formulação teórica dos dois métodos estudados para o dimensionamento das almas, nomeadamente o método de Menn e o método de Sandwich.

No quarto capítulo, intitulado **APLICAÇÃO E ANÁLISE DOS MÉTODOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL AO CASO DE ESTUDO**, efetua-se a aplicação do método de Menn e do método de Sandwich abordados no capítulo anterior. Esta aplicação é feita a um caso de estudo real, ou seja, com características da secção de um troço do tabuleiro de viga-caixão da ponte de Alfeizerão, e os valores dos esforços atuantes calculados logo após a construção. Neste capítulo efetua-se também uma análise comparativa dos dois métodos, após efetuar-se uma modelação dos mesmos em Excel.

No quinto e último capítulo, intitulado **CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS**, faz-se uma síntese do trabalho e tecem-se as considerações finais, apresentam-se as principais contribuições, apreciam-se os resultados obtidos e sugerem-se algumas áreas que podem ser desenvolvidas futuramente.

2 BREVE CARACTERIZAÇÃO DAS PONTES COM TABULEIRO EM CAIXÃO

2.1 Considerações Iniciais

À medida que os vãos das pontes foram aumentando, o seu peso próprio foi se tornando um fator bastante importante a considerar. Para reduzir esse peso próprio, o material desnecessário, isto é, que não confere capacidade resistente, foi removido da secção, o que deu origem a secções mais leves, que é o caso das vigas T e das vigas-caixão (Rama et al., 2010). Segundo os mesmos autores, as vigas-caixão são formadas quando duas almas são ligadas por um banzo comum tanto no topo quanto na base.

A viga-caixão é formada pelas seguintes partes constituintes: (Fritz & Möning, 1977)

- 1) **Laje superior:** forma a mesa colaborante das vigas, transmite e distribui a carga móvel às vigas;
- 2) **Viga:** possui no mínimo duas almas, que são dimensionadas conjuntamente com a laje, de forma a vencer o vão, sustentar a estrutura e transmitir as cargas para a laje inferior;
- 3) **Laje inferior:** permite a distribuição das cargas das vigas.

Embora as secções em caixão não sejam a única solução para um projeto de ponte, são bastante utilizadas nos dias de hoje, apenas excluídas no caso de vãos muito pequenos (SCHLAICH & SCHEEF, 1982).

A aplicabilidade universal destas secções deve-se à sua indiferença quanto a se os momentos fletores são positivos ou negativos e devido a sua rigidez à torção, características conferidas devido a existência do banzo inferior de compressão. Do ponto de vista económico realça-se à sua adequação para uma sequência de construção semelhante à de uma linha de montagem. E finalmente, do ponto de vista da forma destacam-se às suas linhas elegantes que se encaixam na paisagem (SCHLAICH & SCHEEF, 1982).

2.2 Desenvolvimento Histórico das Pontes em Caixão

Uma das primeiras pontes de viga-caixão foi construída em metal, por Robert Stephenson, no ano de 1850 (DEMPSEY, 1859). A ponte Britannia, Figura 2.1, atravessava o estreito de Menai, unindo a ilha de Anglesey ao País de Gales.

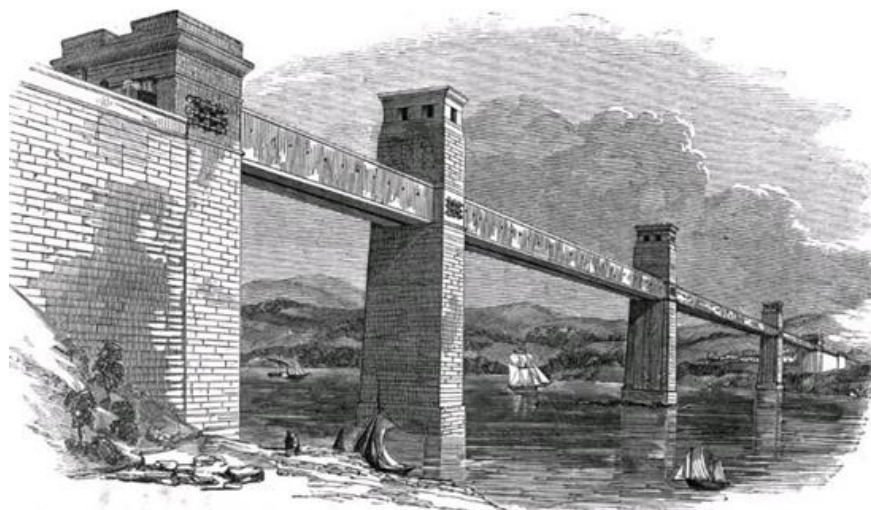


Figura 2.1- Ponte Britannia, construída com perfil em caixão metálico (Robert Stephenson, 1850)

No final do século XIX surgem as primeiras pontes em betão armado, e foram construídas em arco, à semelhança do que acontecia com as suas predecessoras de pedra (SCHLAICH & SCHEEF, 1982). Joseph Monier, conhecido pelas suas pontes em arco, foi responsável pela construção da primeira ponte em arco construída em betão armado, no ano de 1873 (APPLETON, 2005).

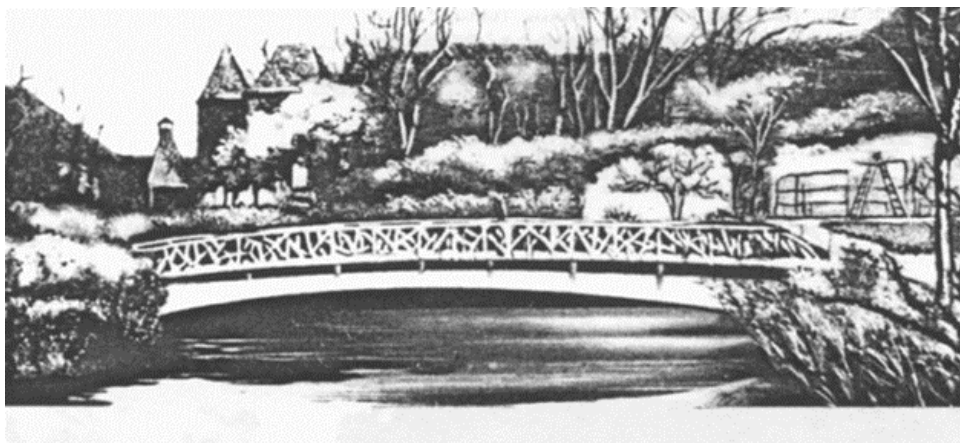


Figura 2.2- Primeira ponte construída em betão armado (Joseph Monier, 1873)

Aproximadamente volvidas quatro décadas, aliou-se a secção em caixão ao betão armado. François Hennebique, em 1911, construiu a primeira ponte com tabuleiro em viga-caixão de betão armado, constituída por três arcos articulados, a ponte do Resorgimento (Figura 2.3) que ainda nos dias de hoje liga a praça da “Belle Arti” à praça “Monte Grappa” em Roma (SCHLAICH & SCHEEF, 1982).



Figura 2.3- Ponte do Resorgimento, Primeira Ponte de betão armado com viga em caixão (F. Hennebique, 1911)

No final do século XIX foi feito um investimento no aprofundamento do conhecimento dos materiais que compõem o betão armado, nomeadamente o betão e o aço, e a melhor previsão do seu comportamento. Devido a essa evolução com o passar dos tempos o arco foi perdendo a sua importância.

Freyssinet foi responsável pela grande transformação ocorrida no modo que as pontes passaram a ser construídas, após em 1928 apresentar os resultados dos estudos realizados sobre os efeitos diferidos do betão e aplicação do pré-esforço.(APPLETON, 2005) Nesse mesmo ano construiu a primeira ponte de betão armado pré-esforçado. Contudo só no ano de 1948, Gustave Magnel, construiu a primeira ponte em betão armado pré-esforçado com tabuleiro em viga-caixão, a ponte de Sclayn (Figura 2.4), que atravessa o rio Mass, na Bélgica.



Figura 2.4- Ponte de Sclayn, Primeira Ponte de betão armado pré-esforçado, com viga em caixão (G. Magnel, 1948)

2.3 Evolução da Secção em Caixão

A partir da década de 50, os custos associados aos materiais construtivos subiram vertiginosamente (SCHLAICH & SCHEEF, 1982), portanto o desenvolvimento foi no sentido de procurar tabuleiros mais leves, isto é, que utilizassem menos quantidade material.

Estruturalmente os tabuleiros de vigas-caixão evoluíram das vigas em T e das vigas em π , esta evolução deu-se pela necessidade do tabuleiro ter uma maior resistência aos carregamentos transversais (Gaspar, 2003).

Uma viga-caixão é formada quando duas almas são unidas por um banzo comum tanto na parte superior quanto na parte inferior, formando uma célula fechada com rigidez à torção muito maior do que uma secção aberta, tornando-se este o principal motivo pelo qual é usual a utilização destas vigas em tabuleiros com curvatura significativa em planta (Rama et al., 2010).

Segundo (SCHLAICH & SCHEEF, 1982) as vigas em caixão evoluíram da seguinte forma:

- As secções transversais da primeira viga-caixão possuíam lajes de plataforma em consola apenas ligeiramente afastadas da parte do caixão, como demonstram as figuras seguintes (Figura 2.5, Figura 2.6 e Figura 2.7), de realçar que inicialmente as

secções eram sólidas, e posteriormente, por razões económicas, tornaram-se secções abertas.



Figura 2.5- Viga-caixão 1 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)



Figura 2.6- Viga-caixão 2 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)



Figura 2.7- Viga-caixão 3 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)

- Com o desenvolvimento do betão pré-esforçado, as vigas passaram a ter um comprimento da consola maior, como se demonstra na Figura 2.8.



Figura 2.8- Viga-caixão 4 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)

- Mais tarde, devido aos custos de fabrico das vigas celulares, houve necessidade de simplifica-las, reduzindo o número de células, surgindo então as vigas-caixão unicelular (Figura 2.9).



Figura 2.9- Viga-caixão 5 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)

- Por fim, com o objetivo de reduzir as cargas de construção ao mínimo possível, ou seja, exigindo apenas uma viga longitudinal, mesmo quando existissem múltiplas faixas de tráfego, a secção transversal unicelular construída de forma modular, (Figura 2.10) surgiu como o último desenvolvimento.



Figura 2.10- Viga -caixão 6 (SCHLAICH & SCHEEF, 1982)

Atualmente, a viga-caixão possui vários tipos de formas e geometrias, contudo a sua secção transversal pode geralmente ser dividida entre vigas unicelulares (Figura 2.11), multicelulares (Figura 2.12) ou tabuleiros com múltiplas vigas-caixão (Figura 2.13) (Alhamaidah, 2017).



Figura 2.11- Viga-caixão unicelular



Figura 2.12- Viga-caixão multicelular



Figura 2.13- Tabuleiro com múltiplas vigas-caixão

2.4 Vantagens da secção em caixão

Segundo (Gaspar, 2003), as grandes vantagens associadas ao uso da secção transversal em caixão estão divididas entre estruturais, económicas e estéticas.

2.4.1 Vantagens Estruturais

As vigas-caixão apresentam uma eficiente distribuição transversal de cargas excêntricas e grande rigidez.

Uma das suas principais vantagens estruturais é a sua alta resistência à torção, que varia entre as 100 e 1000 vezes a resistência a torção das vigas em I, tornando-as especialmente indicadas para as obras curvas (Alhamaidah, 2017; Begum, 2008).

No caso de pontes com grandes vãos, a viga-caixão evita problemas de instabilidade aerodinâmica, e como ficam sujeitas a grandes esforços há grandes necessidades de pré-esforço, portanto a existência do banzo inferior e superior conferem ao perfil transversal maior capacidade de acomodar os cabos (Kumar & Dattatrya, 2015; Vila Verde, Neto, Sirqueira, & Lima, 2011).

Finalmente, importa referir-se que a presença de banzos de compressão tanto superiores como inferiores conferem à secção em caixão grande rigidez e resistência a momentos fletores positivos e negativos.

2.4.2 Vantagens Económicas

O processo de fabricação das vigas-caixão usadas em pontes é mais dispendioso, quando comparado com a fabricação das vigas em I, contudo o custo da subestrutura de suporte das vigas-caixão é bastante mais reduzido, assim sendo, apesar do custo da superestrutura ser mais elevado, globalmente torna-se mais económico.

O custo de elevação da viga-caixão é inferior do que o da viga em I, enquanto que o caixão apenas necessita de ser elevado e posicionado, para a estabilização da viga em I é necessário elevar, posicionar e ligar duas vigas em I (Faria & Pravia, 2012).

Nas soluções pré-esforçadas, a própria eficiência da secção celular reduz o pré-esforço necessário.

2.4.3 Vantagens Estéticas

Devido aos grandes vãos que esta solução possibilita, o posicionamento inclinado das almas e a existência de pilares mais esbeltos no lugar de pórticos transversais, estas secções conferem uma sensação de leveza a estas pontes.

2.5 Métodos Construtivos

A escolha do tipo de ponte e o dimensionamento da secção longitudinal e transversal é altamente influenciada pelo método construtivo usado, pois a estrutura vai resistindo e tendo deformações à medida que vai sendo construída, o que leva que a maior amplitude de esforços atuantes na estrutura se verifiquem durante o processo construtivo, daí ser extremamente importante o método construtivo ser levado em consideração durante o dimensionamento (O. Martins, 2009).

Nesta secção aborda-se de forma sucinta os métodos construtivos utilizados na construção de pontes de betão armado pré-esforçado.

2.5.1 Cimbra

Um cimbra é uma estrutura provisória de madeira ou metal, que tem a função de suportar a cofragem que molda a construção de uma dada estrutura, como por exemplo uma obra de arte, e suporta o peso da mesma. O seu dimensionamento deve ser efetuado de modo a resistir a qualquer ação a que fiquem submetidos durante a construção, sendo as mais comuns, o peso dos trabalhadores, o peso do betão e a força do vento. Esta estrutura deixa de ser necessária quando o betão ganha a resistência suficiente para suportar o seu próprio peso. As cargas deste processo construtivo podem ser transmitidas ao solo diretamente ou não, mediante a variante escolhida (Bastos, 2012).

2.5.1.1 Cimbra ao Solo

O cimbra ao solo é dos processos construtivos mais antigos usados para a construção de pontes, já era utilizado este método nas pontes romanas, e ainda é utilizado nos dias de hoje. Este método construtivo é bastante comum na construção de pontes de betão armado, sendo também utilizado em pontes de pedra (Clemente et al., 2010).

A principal característica do processo construtivo assenta na execução de uma cofragem apoiada num cimbra fixo. Correntemente o cimbra ao solo consiste numa estrutura

de prumos de madeira ou perfis metálicos fundados no terreno abaixo, utilizando tábuas de madeira ou maciços de betão que permitem uma melhor distribuição pelo solo das cargas suportadas pelo cimbra (Rodrigues, 2008). A Figura 2.14 apresenta o cimbra concebido para efetuar a cofragem de uma ponte.



Figura 2.14- Conceção de um cimbra, para efetuar a cofragem de uma ponte (Rodrigues, 2008)

A segurança deste processo construtivo está intimamente ligada com o contraventamento dos elementos que constituem o cimbra, é uma entre várias medidas preventivas que é necessário estudar e ponderar para a aplicação deste método construtivo de forma eficaz e segura. A capacidade de atingir bons resultados desta tecnologia de construção está dependente das seguintes análises prévias: (Rodrigues, 2008)

- Estudo e cálculo das deformações do cimbra e da determinação das contra flechas para compensar esses fenómenos;
- Cuidado em proteger os elementos metálicos do cimbra da radiação solar;
- Planeamento da betonagem com a preocupação de evitar uma distribuição desequilibrada do betão sobre a cofragem e com isso permitir que as deformações principais da estrutura do cimbra aconteçam quando o betão ainda as consegue acomodar sem fissuração, ou seja, antes do início da sua presa, uma solução de recurso é a utilização de retardadores de presa do betão;
- Avaliação e manutenção permanente de todo o escoramento, especialmente na sua zona mais crítica, as fundações, para que se possa atuar de forma prematura nas deficiências da estrutura de suporte.

❖ APLICABILIDADE

Este método construtivo é de fácil execução para pontes com vãos até 50 metros e é uma solução economicamente viável. A sua utilização é justificada quando se verificam simultaneamente as seguintes condições:

- Local de implantação da ponte de fácil acesso;
- Não existe um canal de água no terreno sob a ponte;
- Tem-se alturas inferiores a 40 metros;
- O terreno de fundação do cimbra confere boa capacidade resistente.

A Figura 2.15, demonstra o processo de execução de tramos sucessivos de um tabuleiro por cimbra ao solo.

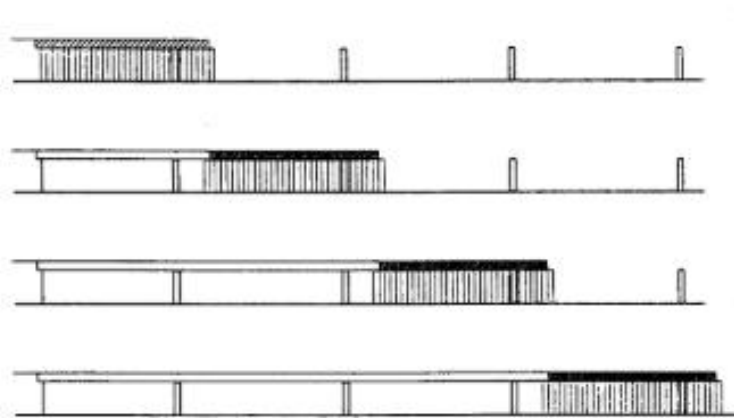


Figura 2.15- Processo de execução de tramos sucessivos de um tabuleiro por cimbra ao solo (Rodrigues, 2008)

2.5.1.2 Cimbra Autolançável

O cimbra autolançável tem como principal diferença relativamente ao fixo o facto de ser móvel, ou seja, não existe a necessidade de ser desmontado para efetuar uma nova utilização na execução de tramos sucessivos do tabuleiro.

Este método construtivo consiste na utilização do cimbra de forma contínua, isto é, numa primeira fase é feita a betonagem no local onde o cimbra está instalado, suportando esta a estrutura enquanto esta não se auto suporta, verificando-se de seguida o desenrolar de um ciclo otimizado com as seguintes fases:

- Cofragem;
- Betonagem;
- Descofragem;
- Avanço do cimbra.

Após sucessivas repetições, este ciclo torna-se muito eficiente e célere, possibilitando a construção de tramos em ciclos com durações de cerca de uma semana (R. Silva, 2009).

O cimbra autolançável pode ser inferior ou superior, de acordo com o seu posicionamento relativamente ao tabuleiro. A **Figura 2.16**, ilustra um cimbra autolançável inferior.

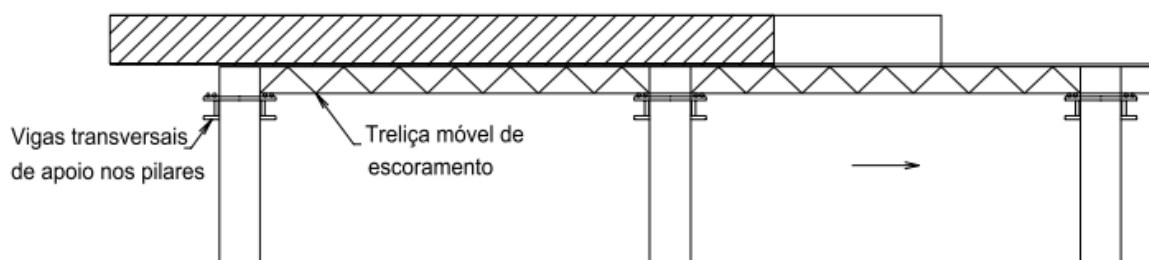


Figura 2.16- Cimbra autolançável inferior feito por treliças deslizantes (Gaspar, 2003)

❖ APLICABILIDADE

Este processo construtivo possibilita a construção de tramos entre 20 e 60 metros.

As características do cimbra autolançável fazem com que este método construtivo seja o mais adequado para a execução de um tabuleiro de uma ponte, quando existem circunstâncias como: (Peres, 2016)

- Tabuleiros contínuos, com qualquer tipo de secção transversal;
- Obras com prazos de execução curtos, pois o método tem um elevado ritmo de execução;
- Obstrução no solo sob o tabuleiro;
- Travessia de vales abertos, isto é, pontes de alturas elevadas;
- Pontes de grande extensão, com inúmeros tramos iguais.

Os principais fatores que poderão inviabilizar a utilização do cimbra autolançável numa determinada obra são os seguintes:

- Elevado custo do equipamento;
- Dificuldades na reutilização do cimbre para outras pontes;
- Viadutos e pontes com raios de curvatura em planta.

2.5.2 Método dos Deslocamentos Sucessivos

O método dos deslocamentos sucessivos é, provavelmente, o menos utilizado em Portugal dos quatro métodos presentes neste capítulo. Este método foi idealizado em 1961 por F. Leonhardt para a construção da ponte sobre o rio Ager, na Alemanha e sobre o rio Caroni, na Venezuela (Gaspar, 2003).

Sendo que a primeira ponte de betão armado pré-esforçado verdadeiramente construída pelo método dos deslocamentos sucessivos foi a Inn Bridge Kufstein, na Áustria, em 1965 (P. Silva, 2009).

O conceito base deste processo construtivo é o de construir o tabuleiro por troços sucessivos, tal como no método dos avanços sucessivos, mas com a particularidade que os troços de tabuleiro, com comprimentos entre 10 a 30 m, são executados em cofragens fixas situadas atrás do encontro. Nesta área para montagem e lançamento dos segmentos da estrutura que constituem o tabuleiro é executada uma plataforma de aterro e são construídas as infraestruturas necessárias à movimentação desses segmentos (Rodrigues, 2008).

A operação de deslocamento do tabuleiro é executada através de macacos hidráulicos, sendo essenciais neste processo os dispositivos de escorregamento que estabelecem a ligação entre o topo dos pilares e o tabuleiro. Normalmente, estes dispositivos são constituídos por placas de neoprene revestidas a teflon colocadas debaixo do tabuleiro, sendo o teflon indicado para esse fim, pois o seu coeficiente de atrito diminui com o aumento da compressão. Na plataforma de deslizamento, sobre o pilar, o dispositivo tem também guias laterais de modo a evitar o escorregamento lateral do tabuleiro e a permitir pequenas correções da trajetória. Os aparelhos de apoio devem ser cuidadosamente localizados sob as almas, a fim de se evitar solicitações adicionais de flexão transversal localizada (Gaspar, 2003).

A solidarização entre o troço mais recente e os demais é conseguida através de cabos de pré-esforço provisório ou definitivos. Nesta fase, os cabos de pré-esforço devem estar centrados, devido à alternância de momentos que ocorre durante a fase construtiva.

Na Figura 2.17, pode observar-se o faseamento construtivo da totalidade de um tabuleiro de uma ponte, com cinco pilares.

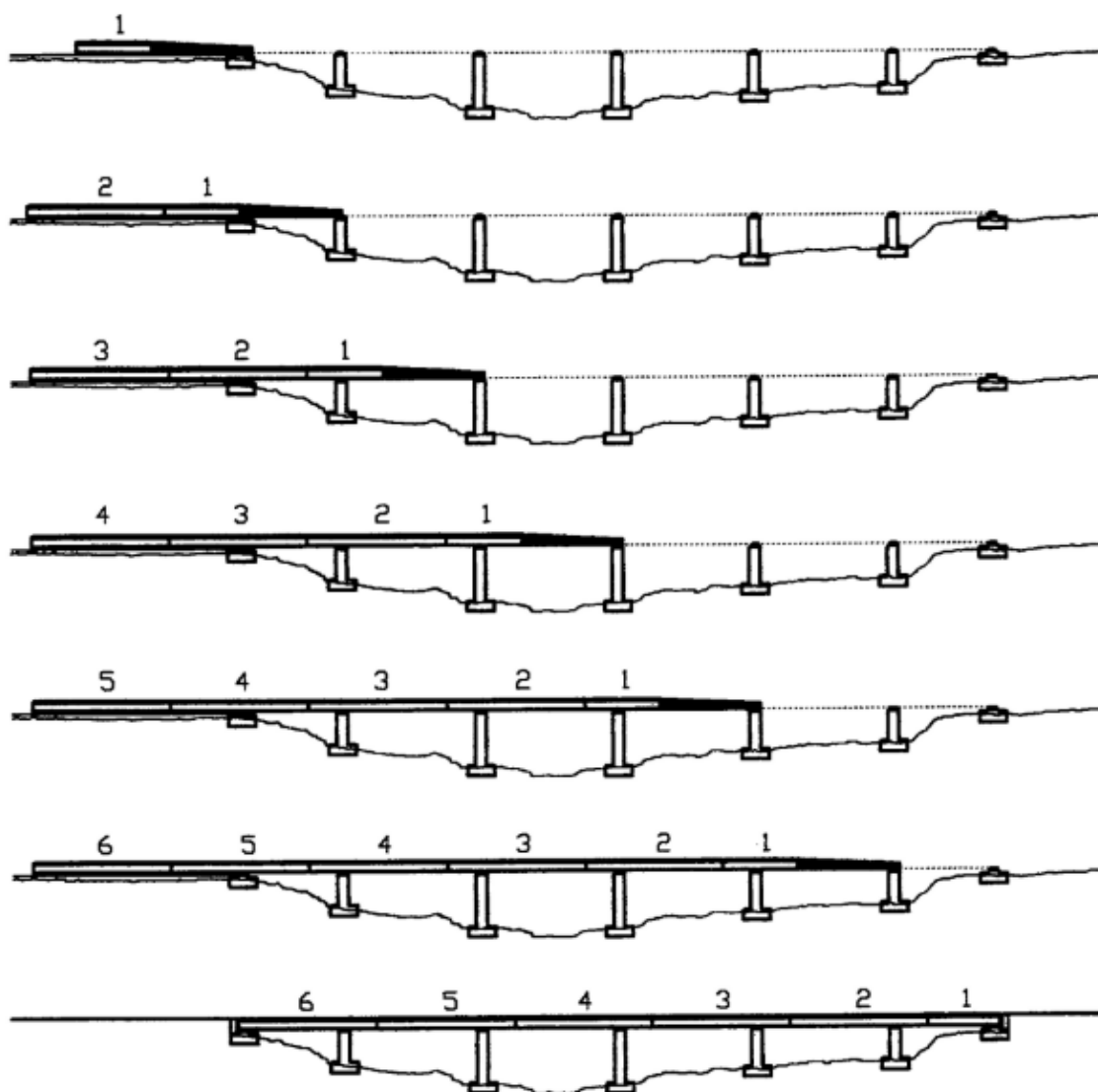


Figura 2.17- Esquema construtivo de uma ponte pelo método dos deslocamentos sucessivos (P. Silva, 2009)

Por meio desse método construtivo consegue-se eliminar totalmente o cimbramento e evitar os problemas gerados pela utilização de equipamentos pesados de lançamento. Entretanto, a principal vantagem deste método é a industrialização da construção dos vários troços da ponte no mesmo local, obtendo-se uma verdadeira fábrica de pontes (Fritz & Möning, 1977).

2.5.2.1 Alternância de Momentos Durante o Processo Construtivo, e Adequação da Viga-caixão

No método dos deslocamentos sucessivos cada secção é sujeita a uma alternância de momentos fletores positivos e negativos bastante elevados, de valor próximo entre eles, devido à translação longitudinal da superestrutura, conforme essa secção ocupe uma posição de vão ou uma posição mais próxima de um apoio num determinado instante, como mostra-se na Figura 2.18.

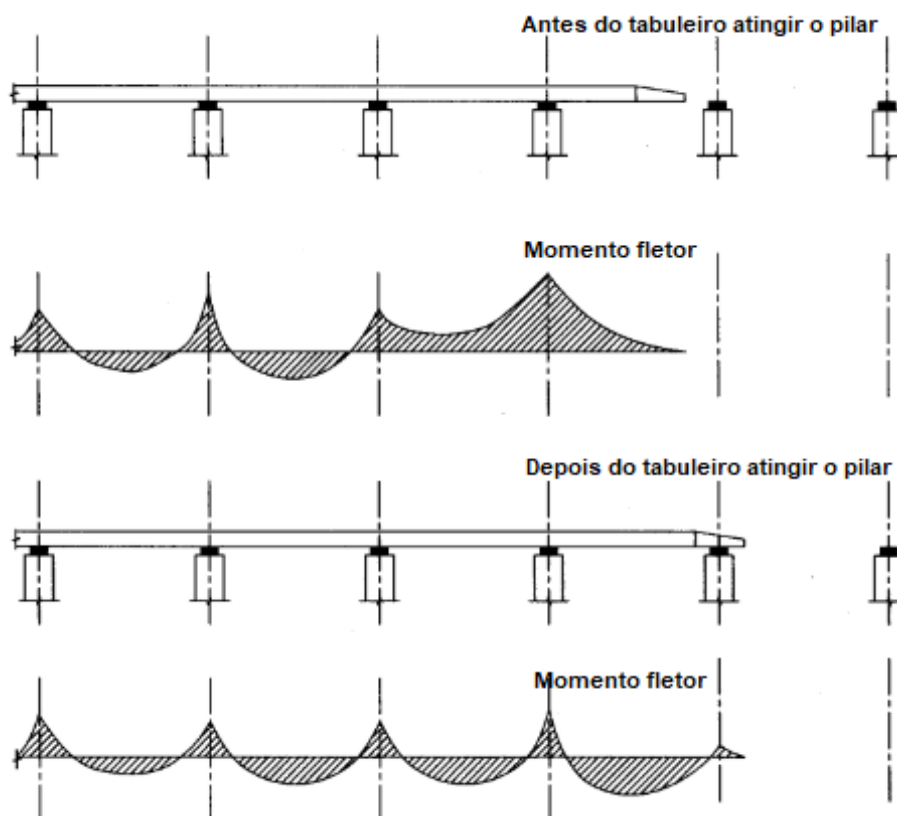


Figura 2.18- Variação dos momentos nas secções durante a translação do tabuleiro (adaptado de Rodrigues, 2008)

De modo a diminuir os elevados momentos a que se encontra sujeito o tabuleiro durante a fase que este é empurrado, o que tornaria o método desaconselhável, é colocado um “nariz metálico” em treliça de baixo peso próprio (aproximadamente 1,5 ton/m de comprimento) na extremidade do tabuleiro (ver Figura 2.19). Esta peça costuma ter um comprimento de cerca de 40% do vão entre pilares (D. Silva, 2008). O nariz permite reduzir substancialmente os momentos atuantes no tabuleiro, em especial o momento negativo no apoio da consola.

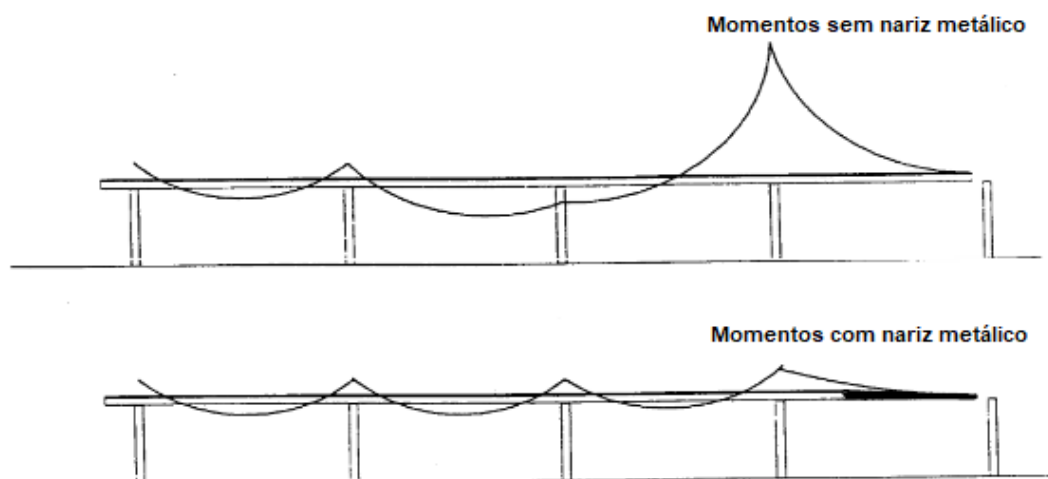


Figura 2.19- Momentos no tabuleiro sem e com o nariz metálico (D. Silva, 2008)

A alternância de momentos positivos e negativos que ocorrerem na mesma secção que se observa na Figura 2.18, trata-se de uma clara condicionante no dimensionamento, pois a própria secção transversal tem de ser escolhida de modo a ter um bom comportamento, tanto para momentos positivos como também para momentos negativos. As características da viga em caixaão (nomeadamente a existência tanto de um banzo superior como de um banzo inferior), como já foi referido anteriormente neste trabalho, leva ao uso quase exclusivo de secções em caixaão neste processo construtivo.

2.5.2.2 Execução do caixaão

A execução do caixaão divide-se em duas etapas de betonagem, primeiro é betonada a laje inferior e as almas, na segunda etapa é betonada a laje do tabuleiro. São utilizados dois elementos de cofragem, a primeira cofragem para execução das almas e da laje inferior, onde a precisão é vital e é conseguida através da limpeza da superfície de deslizamento e da meticulosa regulação da cofragem para a direção de lançamento. Esta cofragem é constituída pela parte inferior do tabuleiro e pelas faces internas e externas que definem a geometria das almas, e tem um mecanismo que permite baixar os seus componentes das faces externas para reduzir o atrito durante a fase de empurre do tabuleiro. A cofragem utilizada na segunda fase para betonagem da laje de tabuleiro é interior, desmontável e móvel, podendo ser utilizada várias vezes com um mínimo de custos após cada ciclo. O material recomendado para a cofragem é o aço se for realizado um número elevado de ciclos para execução da obra, caso contrário, a opção mais lógica é a utilização de madeira revestida a plástico.

Segundo (Rodrigues, 2008), a sequência de imagens seguintes, nomeadamente a Figura 2.20, Figura 2.21, Figura 2.22, Figura 2.23 e Figura 2.24 demonstram o faseamento de execução da secção em caixão neste processo construtivo.

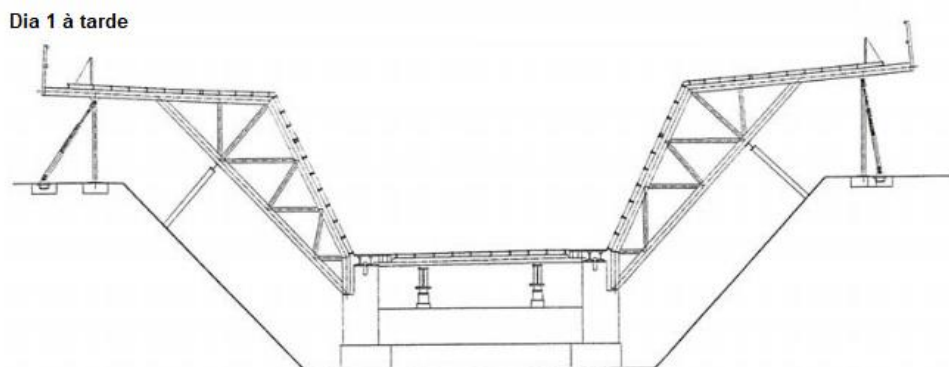


Figura 2.20- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 1 à tarde

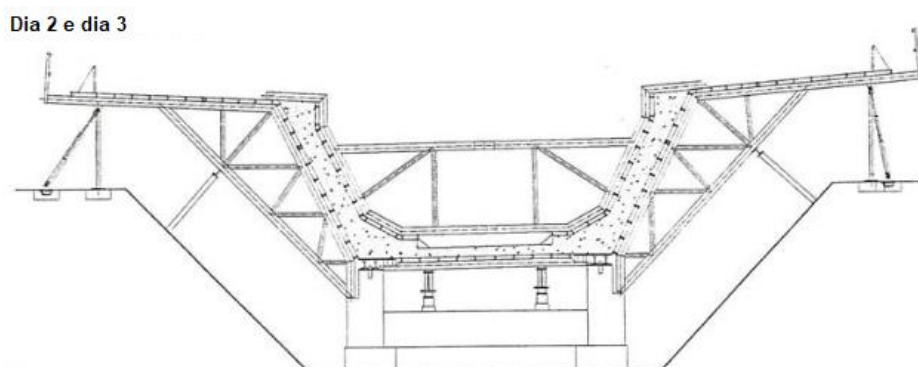


Figura 2.21- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 2 e 3

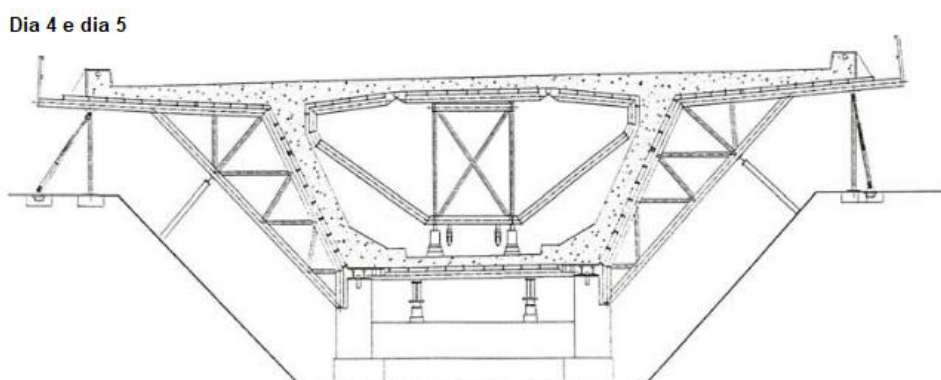


Figura 2.22- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 4 e 5

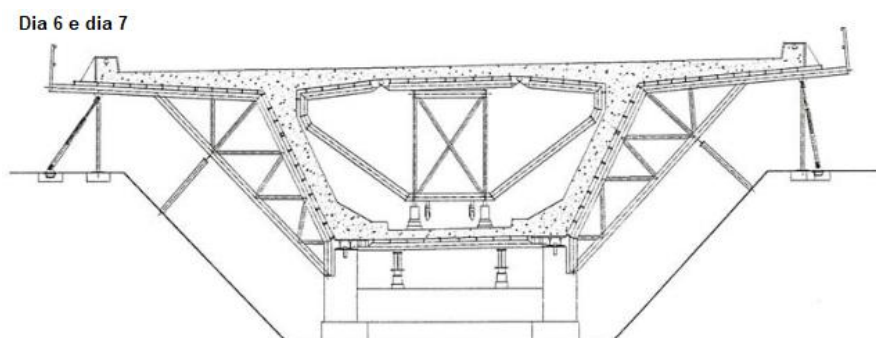


Figura 2.23- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 6 e 7

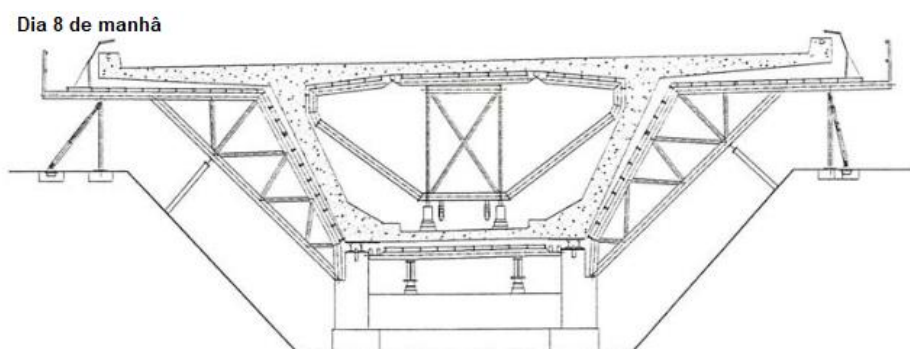


Figura 2.24- Processo construtivo da viga-caixão- Dia 8 de manhã

Na Tabela 2.1, são descritas as tarefas executadas diariamente para a execução de um tramo de tabuleiro de viga em caixão neste método construtivo, com a duração de uma semana, assim sendo, para uma melhor percepção temporal, substituiu-se dia 1 por segunda-feira e prosseguiu-se daí em diante.

Tabela 2.1-Tarefas a executar para a execução da viga-caixão

Dias da semana	Tarefas a executar
Segunda-feira	Ajustar e limpar cofragem exterior.
Terça e Quarta-feira	Colocar as armaduras parcialmente fabricadas para a laje inferior e almas; ajustar a cofragem interior das almas e betonar a laje inferior e almas.
Quinta e Sexta-feira	Colocar cofragem de laje superior; colocar a armadura na laje superior e betonar a laje superior.
Sábado e Domingo	Cura do betão.
Segunda-feira manhã	Remover cofragens; aplicar pré-esforço e lançar troço.

2.5.2.3 Aplicabilidade

O comprimento ótimo do vão adequado para a utilização deste processo construtivo situa-se entre os 40 e 50 metros, podendo em casos excepcionais chegar aos 100m. Isto pode acontecer se o tabuleiro for empurrado a partir de ambas as margens e ligado a meio vão ou se for possível a colocação de pilares ou tirantes provisórios que reduzem o vão das consolas.

O uso do processo construtivo dos deslocamentos sucessivos tem as seguintes vantagens: (O. Martins, 2009)

- Aproveitamento eficaz das vantagens da pré-fabricação (rapidez de execução);
- Não existirem cimbres durante todo o processo construtivo;
- Uso de tecnologia simples e com um custo de equipamento reduzido;
- Equipamento facilmente adaptável e reutilizável noutras obras;
- Pode ser usado em terrenos acidentados e profundos sob o tabuleiro ou com vias de comunicação por baixo.

Em relação às desvantagens, destacam-se as seguintes:

- A secção transversal do tabuleiro tem que ser constante;
- Tabuleiro e pilares pouco esbeltos;
- Aplicabilidade do método apenas em pontes de eixo retilíneo ou então circular;
- A necessidade da existência de uma área disponível com dimensões adequadas atrás dos encontros da ponte;
- Dificuldades técnicas associadas ao controlo do processo de deslizamento (forças de translação e deslocamentos laterais).

2.5.3 Método dos avanços sucessivos

O método dos avanços sucessivos, também conhecido por método das consolas, foi desenvolvido por Emilio Baumgart, em 1930, para a construção em betão armado do vão central da ponte Herval sobre o rio de Peixe, localizado em Santa Catarina (MENN, 1990).

Este processo construtivo é usado para pontes com médios e grandes vãos. O conceito base deste processo consiste na construção do tabuleiro a partir dos pilares e/ou encontros através de sucessivos troços em consola, designadas aduelas, com comprimentos entre os 2

e 6 metros, executadas com o auxílio de carrinhos de avanço (Figura 2.25). As aduelas são células em geral de altura variável, que podem ser moldadas in loco ou pré-moldadas. Cada aduela é ligada à anterior, já executada, por meio de cabos de pré-esforço. A utilização de aduelas pré-moldadas de betão se justifica quando se tem grande extensão.



Figura 2.25- Troço de uma ponte executado com o auxílio de carrinho de avanço pelo método dos avanços sucessivos (Nakamura, 2012)

No início deste processo é efetuada a construção de uma aduela inicial sobre o pilar. Esta primeira aduela, também chamada aduela zero, é executada de forma distinta das aduelas correntes, pois não é possível colocação do equipamento móvel, por esse motivo utilizam-se cofragens tradicionais, apoiadas no solo, na fundação ou no caso de pilares muito altos apoiadas no próprio pilar (Peres, 2016).

O carrinho de avanço é montado após a construção da aduela zero. Este carrinho é a estrutura móvel que assegura a localização física do troço a construir e após a betonagem suporta o peso da aduela antes que ela ganhe capacidade resistente para se suportar por si só sem o auxílio do equipamento e da aplicação do pré-esforço. A medida que o carrinho de avanço vai se deslocando para a execução do troço seguinte a sua estabilidade é, usualmente, assegurada por ancoragem da estrutura metálica nas aduelas anteriormente construídas (O. Martins, 2009).

Usualmente, o método dos avanços sucessivos é aplicado de forma simétrica relativamente ao eixo do pilar (Figura 2.26), com progressão a partir dos pilares da obra simetricamente, deste modo, não se desenvolvem desequilíbrios e esforços de flexão na base dos pilares e fundações. Contudo, recorre-se em caso de necessidade a outras variantes deste método, mencionadas de seguida:

- Construção assimétrica a partir de um tramo já construído;
- Construção assimétrica a partir de um encontro;
- Construção assimétrica a partir de um pilar ou de um encontro, mas recorrendo a combinação com outros métodos.



Figura 2.26- Construção simétrica usando o método dos avanços sucessivos (C&Q, 2017)

2.5.3.1 Aplicação do Pré-esforço

Foi com o surgimento do pré-esforço que se deu a grande expansão no desenvolvimento e consequente aplicação do método dos avanços sucessivos nas pontes de betão armado, pois veio aliviar a elevada concentração de armadura passiva necessária para assegurar a resistência e segurança dos troços em consola (Gaspar, 2003).

O método dos avanços sucessivos está dividido em duas fases distintas. Inicialmente, antes da colocação da aduela de fecho, a estrutura funciona como uma viga em consola e após a colocação desta aduela, que leva a junção de vigas em consola provenientes de dois pilares adjacentes, obtém-se a continuidade (Figura 2.27). Na fase em que as aduelas estão em consola, o tabuleiro não necessita de pré-esforço nas fibras inferiores, os cabos das consolas são colocados perto da laje superior do tabuleiro e vão sendo aplicados e tensionados no decorrer da obra de forma a resistirem ao aumento dos momentos negativos. Por fim, na fase em que se dá a continuidade, são colocados os cabos de solidarização na laje inferior do tabuleiro ou na parte inferior das almas, perto do meio vão, que serve para resistir aos momentos positivos que surgem devido aos efeitos deferidos e às cargas de utilização (R. Silva, 2009).

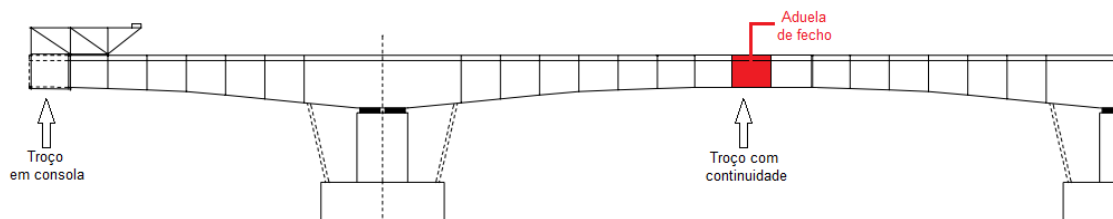


Figura 2.27- Representação de um troço em consola e de um troço com continuidade
(adaptada de Vila Verde et al., 2011)

2.5.3.2 Análise dos Esforços Inerentes ao Processo Construtivo e Adequação da Viga-caixão

De forma geral, as pontes construídas por avanços sucessivos correspondem a colocação das aduelas em consola de forma simétrica a partir dos pilares, o que leva a que, durante a fase de construção, o peso próprio se torne o fator decisivo para os esforços atuantes. Nesta altura, a secção crítica é sobre o pilar devido aos elevados momentos negativos que aí se formam. Estes esforços são altamente condicionantes no dimensionamento pois são superiores ao que ocorrem quando se coloca a aduela de fecho e o tabuleiro se comporta como uma viga contínua (D. Silva, 2008).

Na fase em continuidade, algumas secções têm flexão positiva, enquanto que durante a construção apenas existe flexão negativa. Deste modo, as secções em caixaão revelam-se mais adequadas para a utilização neste processo construtivo, devido a existência dos banzos nas duas extremidades das almas (inferior e superior). A viga caixaão revela-se também apropriada, pois o método aplica-se, normalmente, a vãos de comprimento considerável, requerendo uma viga com enorme capacidade resistente (Rodrigues, 2008; D. Silva, 2008).

É importante realçar que, devido a necessidade de vencer grandes vãos resultam consolas de grande comprimento, que provocam momentos fletores elevados da secção na zona do apoio, implicando a adoção de secções com grande inércia junto aos apoios, contrariamente à secção de meio-vão. Razão pela qual a altura do caixaão ser maior nas zonas dos apoios e menor nas zonas de meio-vão, como observa-se na figura Figura 2.27 (R. Silva, 2009).

2.5.3.3 Execução das aduelas

As aduelas aplicadas neste método são geralmente betonadas in-situ, com o auxílio dos carrinhos de avanço, apenas em casos de pontes de grande extensão são usadas aduelas pré-moldadas.

Este método caracteriza-se pela sua aplicação de forma cíclica. Segundo (Rodrigues, 2008), num ritmo normal de construção, o ciclo de conclusão de uma adula é de uma semana, dividindo-se da seguinte forma:

- Dois dias para montagem das armaduras passivas e das bainhas de pré-esforço;
- Um dia para betonagem, sendo primeiro betonado o banzo inferior e só depois o banzo superior e as almas;
- Três dias para a cura do betão;
- Um dia para que sejam tracionados os cabos de pré-esforço, feita descofragem e movimentação do carrinho de avanço.

2.5.3.4 Aplicabilidade

O método construtivo de avanços sucessivos tem aplicabilidade numa extensa panóplia de pontes, essencialmente, porque com utilização de carrinhos de avanço efetuam-se vãos com dimensões que podem variar entre os 60 a 300 m.

O uso do processo construtivo dos avanços sucessivos tem as seguintes vantagens: (Peres, 2016; D. Silva, 2008)

- Pode ser utilizado em pontes a grande altura, sobre cursos de água profundos ou sobre vias de circulação, pois as circulações das vias inferiores não precisam ser interrompidas ou restringidas;
- Grande economia de cofragens devido à sua reutilização ao longo da obra;
- Ausência de cimbre e escoramentos, dispensando a utilização da zona sob o tabuleiro;
- Bom rendimento em obra, devido à fácil mecanização das operações e da existência de várias frentes de trabalho.

Em relação às desvantagens, destacam-se as seguintes (Peres, 2016):

- Execução de elevado grau de dificuldade, por exemplo, nas operações de avanço da cofragem e no controlo geométrico;

- Necessidade de grande capacidade técnica do empreiteiro.

2.6 Considerações Finais

Neste capítulo foram abordados aspetos relacionados com a evolução histórica da viga-caixão, foram eferidas as suas maiores vantagens estruturais, económicas e estéticas. Analisou-se ainda os diferentes métodos construtivos de pontes, realçando os esforços inerentes ao processo construtivo e a conseqüente adequação da viga com perfil transversal em caixão. Historicamente verificou-se que apesar da primeira ponte em betão armado com viga-caixão ter sido construída em 1911, a ponte do Resorgimento, apenas volvidas, aproximadamente, quatro décadas, com o aparecimento e domínio do comportamento do pré-esforço, deu-se a grande explosão neste campo, sendo então, em 1948, construída a primeira ponte de betão armado pré-esforçado, a Ponte de Sclayn. Seguidamente o processo evolutivo deu-se no sentido do melhoramento da secção celular. Verificou-se ainda, que dois dos métodos construtivos para a construção de pontes em betão armado têm extrema necessidade da viga em caixão em seus tabuleiros, são eles o método dos deslocamentos sucessivos e o método dos avanços sucessivos. A relação entre estes métodos construtivos e a secção transversal em caixão encontra-se nos elevados esforços inerentes ao processo de construção e a sua alternância de sinais para uma mesma secção, fazendo deste modo que a elevada capacidade resistente do caixão e o seu bom comportamento tanto a momentos positivos quanto a negativos se adequem as necessidades dos métodos.

3 INTERAÇÃO ENTRE A FLEXÃO TRANSVERSAL E O ESFORÇO TRANSVERSO EM ALMAS DE VIGAS CAIXÃO

3.1 Considerações Iniciais

A análise do estado limite último, considerando a interação entre o esforço transversal e a flexão transversal foi inicialmente tratada de uma forma muito simplista. Em 1964, Robinson propôs que a área de secção transversal necessária nos estribos devia ser igual ao máximo entre a armadura necessária para o corte e a requerida para flexão transversal. Por outro lado, o AFGC (1999) recomenda uma abordagem mais conservadora, isto é, a análise independente de ambos os efeitos (corte e flexão transversal) e a soma subsequente das áreas necessárias de aço de reforço. Claramente, nenhuma dessas abordagens é coerente com o comportamento estrutural real. O primeiro pode levar a resultados inseguros. Por outro lado, o segundo dá origem a (AFGC, 1999; Sousa, Rocha, Calçada, & Serra Neves, 2011):

- Quantidades excessivas de aço no caso de esforços moderados de betão;
- Superposição incoerente de tensões de compressão do betão, devido a ambos os efeitos, o que pode levar a resultados que não verificam a segurança no caso de elementos submetidos a altas tensões de compressão do betão.

Um método coerente para levar em conta o efeito combinado do esforço transversal e da flexão transversal em ELU foi proposto por Menn em 1990. Nas normas europeias usadas para o dimensionamento de pontes de betão armado, nomeadamente o EC-2-2, encontra-se o método de Sandwich, outro método também destinado a dimensionar a área das armaduras transversais tendo em conta essa interação.

Ao longo deste capítulo aborda-se a formulação teórica do método de Menn e do método de Sandwich.

3.2 Evolução do Estudo da Interação entre a Flexão Transversal e o Esforço de Transverso

“Durante o último século o dimensionamento de elementos estruturais de betão sujeito ao corte e à flexão longitudinal tem sido amplamente estudado. Um tópico onde tem sido feito um menor esforço de investigação é relativo à interação entre o esforço de corte e a flexão transversal, que está presente em inúmeras estruturas, tal como nas pontes de viga-caixão.” (Backes et al., 2014)

Na Figura 3.1, apresenta-se o andamento da flexão transversal no perfil de viga em caixão.

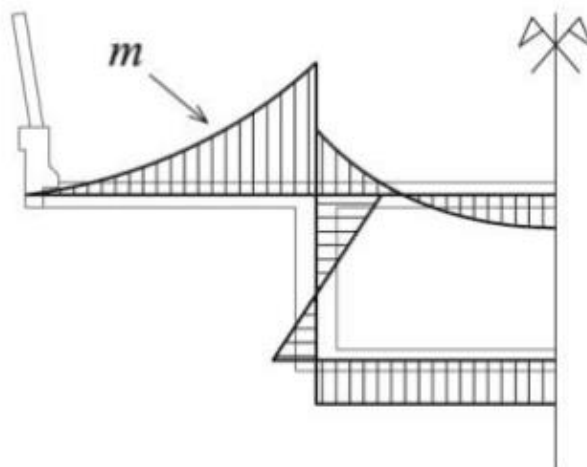


Figura 3.1- Flexão transversal presente na secção de viga-caixão (Backes et al., 2014)

O primeiro método consistente para dimensionar vigas de betão armado pré-esforçado submetidas à ação conjunta da flexão transversal e esforços de corte, foi proposto por Thürlimann, em 1977. O critério seguido pelo autor baseia-se no Teorema Estático da Teoria da Plasticidade, onde se supõe que o campo dos esforços internos respeite, simultaneamente, as condições de equilíbrio e as resistências do aço e do betão. O critério de Thürlimann leva em consideração a capacidade de adaptação plástica das almas para encontrar a posição de equilíbrio (Gaspar, 2003).

A década de 90 foi uma altura de particular relevância, onde vários trabalhos sobre o tema foram elaborados (Backes et al., 2014). De seguida refere-se as metodologias desenvolvidas durante esse período:

- Critério da flexão composta da biela, desenvolvido por Stucchi, em 1990;
- Critério de Menn de 1990;
- Critério do CEB-FIP Model Code 1990, esta metodologia desenvolvida pelo “Comité Européen du Béton” teve grande influência sobre a metodologia do EC 2-2, o método de Sandwich.

3.3 Determinação do Fluxo de Corte

O fluxo de corte (V_{sd}) é uma carga medida como força por unidade de comprimento. É de grande utilidade tratar o esforço transverso como fluxo de corte quando se trata de paredes finas, em que a espessura é muito pequena em comparação com as outras dimensões, que é o caso das almas das vigas-caixão (Engineering Core Courses, 2016). Nesta situação, o fluxo de corte determina a distribuição da força de corte (V_{sd}) em cada porção da secção transversal.

3.3.1 Resistência ao Corte Puro Segundo o EC-2

O Eurocódigo 2 refere-se às normas europeias para projetos de estruturas de betão. Segundo este documento, a armadura necessária numa secção para resistir ao esforço transverso (V_{sd}) que nela atua é dada pela equação (3.1) (CEN, 2004).

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd}}{z f_{ywd} \cot \theta}, \quad (3.1)$$

em que:

- ❖ A_{sw} - a área da secção transversal das armaduras de esforço transverso
- ❖ s - o espaçamento dos estribos
- ❖ z - o braço das forças internas
- ❖ f_{ywd} - valor de cálculo da tensão de cedência do aço
- ❖ θ - ângulo que as bielas fazem com a horizontal

O cálculo da armadura de esforço transverso referido na equação (3.1), baseia-se no modelo de treliça da Figura 3.2, sendo que, considerou-se nesta secção o caso mais comum de estribos verticais.

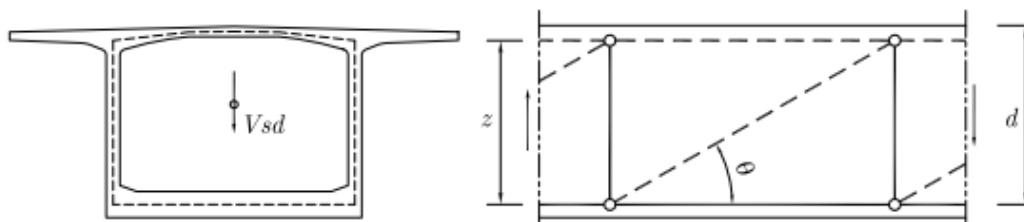


Figura 3.2- Modelo de treliça para a resistência ao esforço transverso

O braço das forças internas é usualmente adotado como 90% da altura útil (d), contudo em tabuleiros com secção de viga-caixão é mais frequente tomar-se para z a distância ente as linhas médias dos banzos superior e inferior (Jacinto, 2009). Os valores limites recomendados da inclinação das bielas (θ) a utilizar variam entre os 22° e os 45°. Em estruturas de betão pré-esforçado é usual adotar-se $\theta = 30^\circ$.

O valor do fluxo de corte em estado limite último é obtido da seguinte forma:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{z}, \quad (3.2)$$

No caso específico das secções em caixão unicelular, nas quais se debruça esta dissertação, tem-se duas almas, assim sendo, o fluxo de corte em cada alma é igual a metade do fluxo total, isto é, se V_{sd} representar o esforço transversal atuante na secção, o fluxo de corte em cada alma é dado por:

$$v_{sd} = \frac{V_{sd}}{2z}, \quad (3.3)$$

Portanto, o cálculo da armadura necessária numa secção para resistir ao esforço transversal presente na equação (3.1), pode ser feito em função do fluxo de corte, sendo dada da seguinte forma:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{v_{sd}}{f_{ywd} \cot \theta}, \quad (3.4)$$

De modo a finalizar a verificação da segurança ao esforço transversal, é necessário comprovar que a compressão nas bielas de betão não excede a capacidade resistente (CEN, 2004). De acordo com o EC2 e adotando a formulação em função do fluxo e corte, o valor máximo do fluxo de corte ($v_{Rd,max}$) é:

$$v_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w v_l f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (3.5)$$

em que:

- ❖ α_{cw} - coeficiente que tem em conta o estado de tensão no banzo comprimido
- ❖ b_w - largura da alma

- ❖ V_1 - coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal
- ❖ f_{cd} - valor característico da resistência do betão referida a provetes cilíndricos e expressa em MPa

Deve notar-se que o coeficiente α_{cw} , da equação (3.5), pode tomar valores iguais ou superiores a 1, portanto está-se do lado da segurança se se tomar $\alpha_{cw} = 1$. O coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal é dado por:

$$v_1 = 0.60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right), \quad (3.6)$$

em que:

- ❖ f_{ck} - valor característico da tensão de rotura do betão à compressão aos 28 dias de idade.

As equações acima são válidas apenas para vigas com altura constante. Porém, existem dois fatores que influenciam a determinação deste fluxo, são eles: (Jacinto, 2009)

- Altura de viga variável, pois assim sendo, as forças nos banzos são inclinadas, possuindo uma componente vertical que afeta a resistência ao esforço transversal, podendo ser favorável ou desfavorável.
- Existência de torção associada ao esforço transversal, bastará adicionar o fluxo de corte provocado por este esforço.

Uma vez determinado este novo fluxo de corte a equação (3.4) continua a ser válida para o cálculo da armadura necessária nos casos acima. Nos subcapítulos seguintes verifica-se como determinar o fluxo tendo em conta a influência dos dois fatores acima referidos.

3.3.2 Influência da Variação da Altura da Viga

Na construção civil, os edifícios são usualmente compostos por vigas de altura constante. Entende-se por viga de altura constante aquela que não apresenta variação na altura ao longo do vão. No entanto, as vigas de altura variável são frequentemente adotadas como solução em obras de arte, como viadutos e pontes, e comumente encontradas em obras com elementos pré-fabricados, pois tal configuração permite otimizar o projeto de estruturas

com grandes vãos, podendo ser uma solução económica, além de garantir o bom funcionamento da estrutura (Corrêa, 2013).

Na (Figura 3.3), ilustra-se um o alçado e o diagrama de corpo livre do banzo superior, de uma viga-caixão, com altura variável.

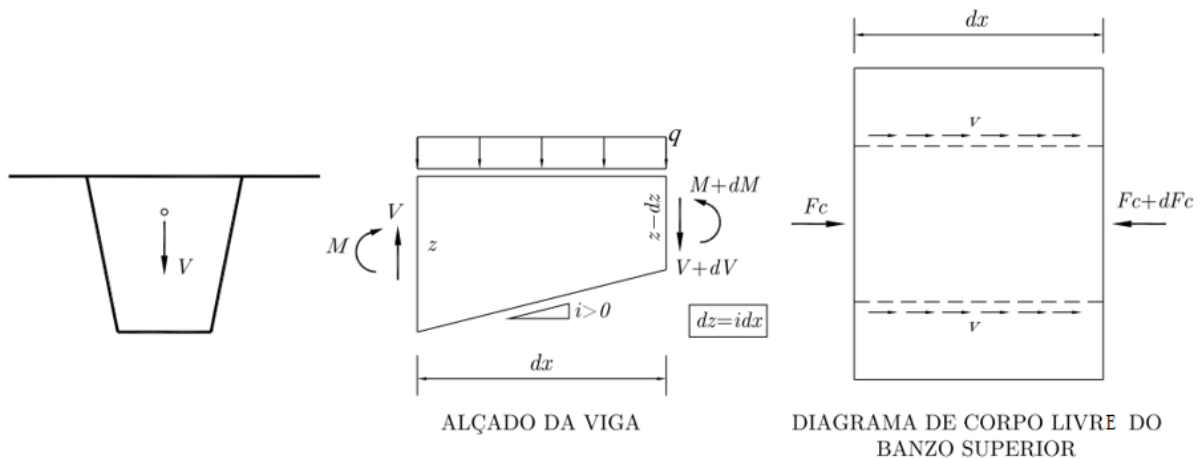


Figura 3.3- Viga-caixão com altura variável (adaptada de Jacinto, 2009)

Partindo do diagrama de corpo livre do banzo superior da figura acima efetua-se o equilíbrio de forças, e daí tem-se que:

$$F_c + 2vdx = F_c + dF_c \Leftrightarrow v = \frac{dF_c}{2dx} \quad (3.7)$$

Sabe-se também, que em estado limite último:

$$F_c = \frac{M}{z}, \quad (3.8)$$

E que:

$$F_c + dF_c = \frac{M + dM}{z - idx}, \quad (3.9)$$

Das duas equações referidas acima para o estado limite último tira-se que:

$$dF_c = \frac{M \cdot idx/z + dM}{z}, \quad (3.10)$$

Finalmente, substitui-se está última equação (3.10) na equação (3.7), considerando que $V = dM/dx$, obtém-se a expressão que permite calcular o fluxo de corte em cada alma das vigas com altura variável:

$$v_{sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{sd}}{z} + \frac{M_{sd}}{z^2} i \right), \quad (3.11)$$

em que:

- ❖ V_{sd} - é o esforço transversal na secção em estudo
- ❖ M_{sd} - é o momento fletor na secção em estudo
- ❖ z - é o braço das forças internas
- ❖ i - é a inclinação do banzo inferior, considerando positiva quando a altura diminui a medida que se caminha da esquerda para a direita, e negativa no caso contrário

De notar-se que a inclinação do banzo inferior, pode ser favorável ou desfavorável ao esforço transversal. Na Figura 3.4, mostra-se como tipicamente evolui a influência da inclinação nas vigas de altura variável.

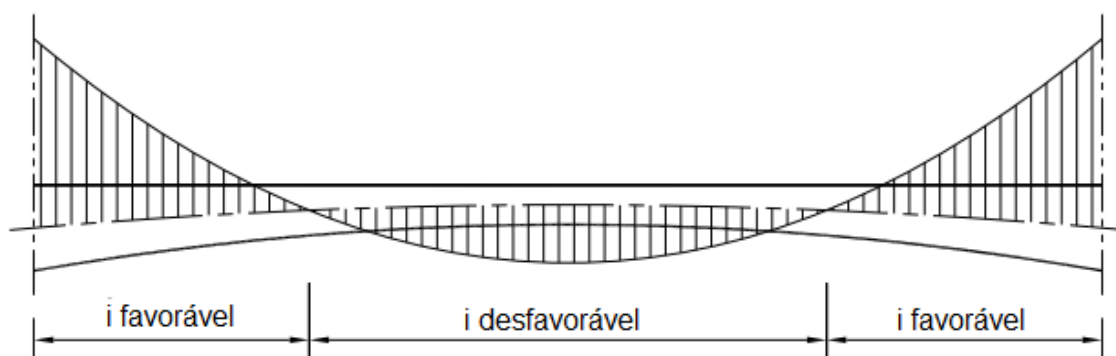


Figura 3.4- Evolução da influência da inclinação do banzo (Jacinto, 2009)

Neste caso, as zonas em que a inclinação é favorável o fluxo de corte reduz, e onde a inclinação é desfavorável o fluxo de corte aumenta. Uma vez que nas zonas junto aos apoios é onde a inclinação é favorável, que coincide com a zona onde ocorre os maiores esforços transversos, pois nas zonas de vão os esforços de corte são menores, portanto subentende-se que a inclinação do banzo é globalmente favorável no cálculo do fluxo de corte (Jacinto, 2009).

3.3.3 Influência da torção

Já antes da década de 60 do século XX, era tido como dado adquirido, usando a teoria da elasticidade, que as secções em caixão deveriam constituir a solução mais económicas quando sujeitas a momentos torsões elevados. A teoria da elasticidade mostra que um tubo fino é a secção mais eficiente para a resistência à torção, uma vez que concentra a área toda da secção transversal na região mais solicitada (zona periférica da secção), de tal forma que é possível admitir que as tensões torsionais são constantes ao longo da espessura das paredes (Figura 3.5) (T. F. Martins, 2012).

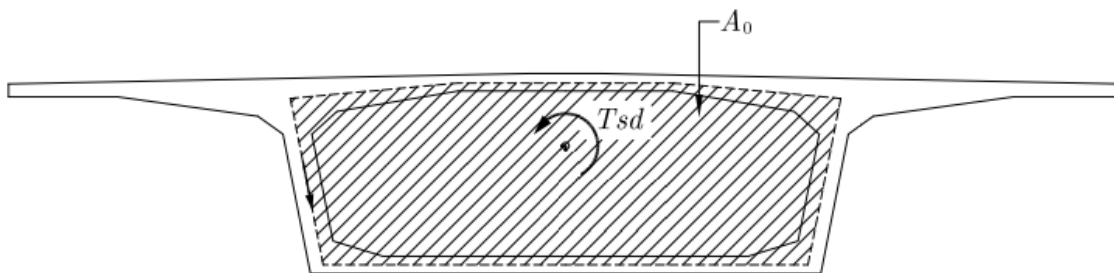


Figura 3.5- Secção em caixão sujeita à torção

Rudolf Bredt estudou, em 1896, o comportamento de elementos de construção com paredes finas e fechadas, submetidos a solicitação torsional (Kurrer, 2008). Daí estabeleceu-se que o fluxo de corte provocado unicamente pelo momento torsor é:

$$v_{sd} = \frac{T_{sd}}{2A_0}, \quad (3.12)$$

em que:

- ❖ T_{sd} - é o momento torsor
- ❖ A_0 - é a área delimitada pelas linhas médias que compõem o caixão

3.3.4 Determinação do Fluxo de Corte Total

A Figura 3.6 a), contém a secção transversal de um viga em caixão de uma ponte sujeita ao momento fletor (M_{sd}), esforço transversal (V_{sd}) e torção (T_{sd}). Nela observa-se também o braço das forças internas (z). Por outro lado, a Figura 3.6 b) adjacente representa um troço do perfil longitudinal dessa ponte, onde verifica-se a inclinação (i) do banzo inferior.

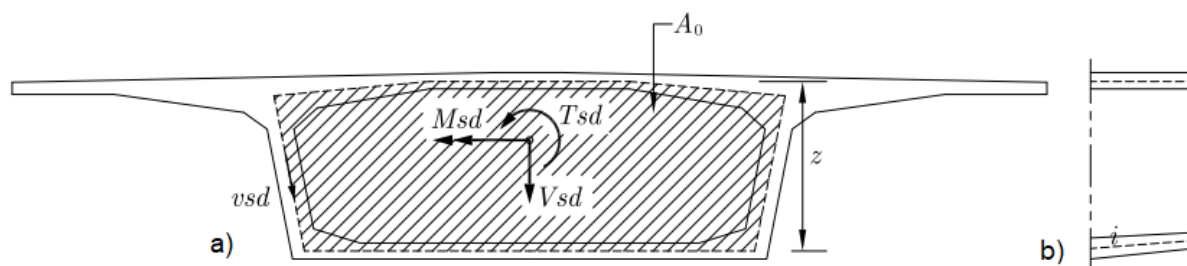


Figura 3.6- a) Secção em caixão sujeita a flexão, esforço transversal e torção, b) segmento de troço longitudinal com inclinação do banzo inferior

Posto isto, para determinar o fluxo de corte total basta adicionar-se o fluxo de corte do esforço transversal influenciado pela variação da altura devido a inclinação longitudinal (equação (3.11)) com o fluxo provocado pela torção (equação (3.12)), e obtém-se:

$$v_{sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{V_{sd}}{z} + \frac{M_{sd}}{z^2} i + \frac{T_{sd}}{A_0} \right), \quad (3.13)$$

3.4 Metodologia 1 – Critério de Menn

As almas das vigas celulares devem ser projetadas para resistir tanto aos esforços de corte, quanto a flexão transversal (MENN, 1990). Calcular as armaduras para cada esforço em separado e somá-las é incorreto, pois não leva em conta o comportamento da alma em estado limite último (Recupero, Granata, Culotta, & Arici, 2017). Seguindo estas premissas, Menn propôs um dos mais consistentes métodos de dimensionamento de vigas com secção transversal em caixão submetidas à ação conjunta desses dois esforços.

Esse critério propõe que, para um aumento de flexão transversal com predominância da força de corte, o momento adicional seja equilibrado por transferência de forças entre as armaduras, sem acréscimo de tensão de compressão no betão. Essa consideração é válida até que se anule a tensão no ramo dos estribos do lado da biela (Gaspar, 2003).

3.4.1 Determinação da Largura Mínima Requerida para o não Esmagamento das Bieladas de Betão

O cálculo de elementos com armadura de esforço transversal baseia-se num modelo de treliça (CEN, 2004). Na Figura 3.7, apresenta-se o modelo de um troço de viga, admitindo estribos verticais e bieladas com inclinação genérica θ .

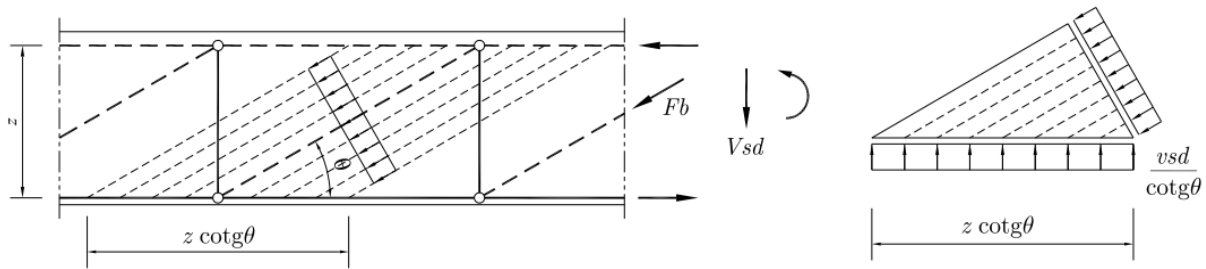


Figura 3.7- Modelo de treliça de um trecho de viga

Por equilíbrio verifica-se que a componente vertical da força de compressão nas bielas (F_b) é igual ao esforço de corte atuante (V_{sd}). O comprimento de influência de cada biela é igual a $z \cot \theta$. Assim sendo, dividindo a componente vertical da força na biela pelo comprimento de influência, obtém-se $V_{sd} / (z \cot \theta)$. Uma vez que V_{sd} / z é o fluxo de corte (v_{sd}), como pode observar-se na Figura 3.8, a compressão vertical na alma distribuída ao longo da direção longitudinal é igual a $v_{sd} / \cot \theta$.

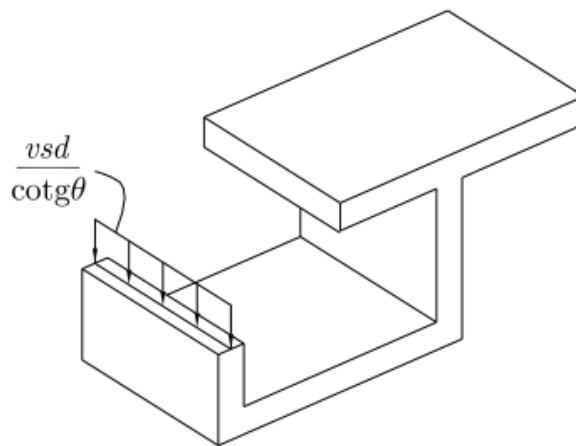


Figura 3.8- Componente vertical de compressão da alma devido ao corte (Jacinto, 2009)

Uma característica do método de Menn é o facto de ser aproveitada parte da largura das almas para resistir a flexão transversal que nelas atuam. Isto dá-se pelo facto da compressão vertical não mobilizar a largura total da alma, visto que, por razões construtivas (facilidade de betonagem, espaço para alojar cabos e ancoragens de pré-esforço) adota-se uma largura (b_w) para as almas, superior a largura mínima requerida para o não esmagamento das bielas de betão ($b_{w,req}$) como pode ver-se na Figura 3.9 (Jacinto, 2009).

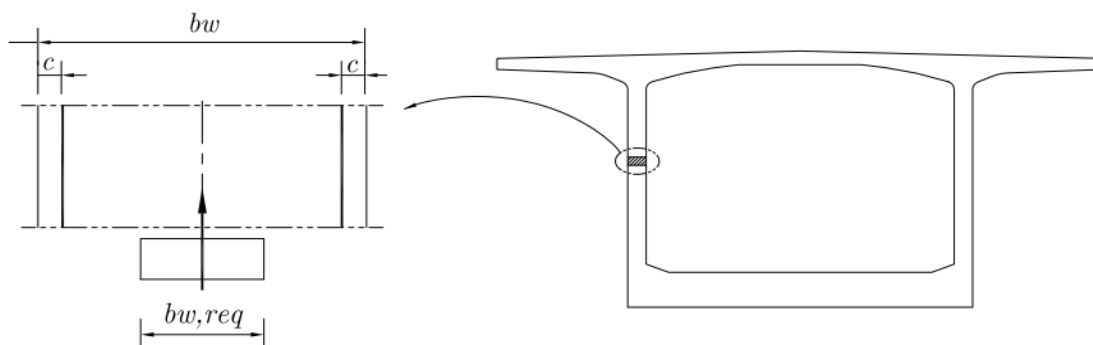


Figura 3.9- Pormenor do trecho da alma, com a espessura da alma, o recobrimento e a largura mínima requerida (adaptada de Jacinto, 2009)

Para o correto dimensionamento das armaduras transversais pelo método de Menn, começa-se por determinar a largura mínima requerida para o não esmagamento das bielas de betão ($b_{w,req}$), dada por:

$$b_{w,req} = \frac{V_{sd}}{V f_{cd}} (\cot \theta + \tan \theta), \quad (3.14)$$

em que:

- ❖ V_{sd} - é o fluxo de corte
- ❖ V - é um fator de redução da resistência do betão
- ❖ f_{cd} - é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão -
 $f_{cd} = f_{ck}/1.5$
- ❖ θ - é o ângulo de inclinação das bielas

Assumindo-se que as almas estão sujeitas ao corte puro, sem o efeito da flexão transversal, a resultante de compressão no betão está localizada no centro da alma, deste modo, as forças no ramo exterior e no ramo interior dos estribos, f_{se} e f_{si} , respetivamente, são iguais, e são dadas por:

$$f_{se} = f_{si} = \frac{V_{sd}}{2 \cot \theta}, \quad (3.15)$$

Pode confirmar-se visualmente, na Figura 3.10, o facto descrito na equação (3.15).

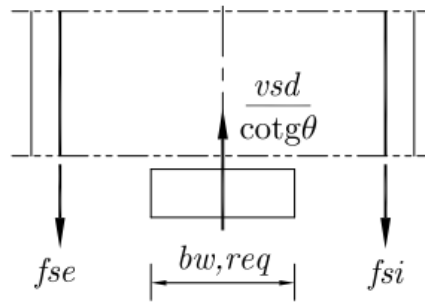


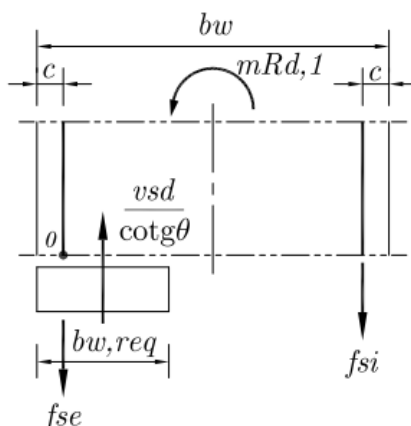
Figura 3.10- Equilíbrio de um trecho da alma sem flexão transversal (Jacinto, 2009)

No entanto, sem que haja acréscimo de armadura, nem seja alterada a quantidade de betão, o elemento dispõe de capacidade resistente capaz de fazer face ao efeito combinado dos esforços, isto é esforço de transversal e flexão transversal (Gaspar, 2003; Jacinto, 2009). Essa capacidade resistente advém da deslocação do bloco comprimido, originando um momento resistente inferior ($m_{Rd,1}$), e da transferência de força entre os estribos, originando um momento resistente superior ($m_{Rd,2}$). Daí subentende-se que, a fórmula para o cálculo das forças nos estribos difere, mediante o valor da flexão transversal atuante (m_{sd}).

3.4.2 Determinação dos Momentos Resistentes

Ao deslocar-se o bloco de largura mínima requerida para um dos lados à escolha (neste caso para a esquerda), sem efetuar a alteração da força nos estribos o elemento vai perdendo o equilíbrio. De modo a que seja contrariado o desequilíbrio gerado por essa deslocação vai surgindo um momento resistente. Como observa-se na

Figura 3.11, no limite o bloco comprimido desloca-se o mais para a esquerda possível, surgindo deste modo o momento resistente ($m_{Rd,1}$).


 Figura 3.11– Equilíbrio de forças para o cálculo de $m_{Rd,1}$ (Jacinto, 2009)

Efetuando o equilíbrio do elemento em relação ao eixo central da alma, tem-se:

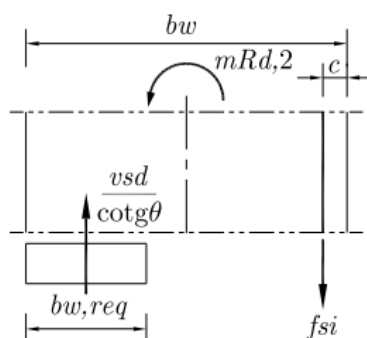
$$m_{Rd,1} - \frac{v_{sd}}{\cot \theta} \left(\frac{b_w}{2} - \frac{b_{w,req}}{2} \right) - f_{se} \left(\frac{b_w}{2} - c \right) + f_{si} \left(\frac{b_w}{2} - c \right) = 0, \quad (3.16)$$

Uma vez que se estabeleceu que as forças dos estribos não alteraram, sabe-se que

$$f_{se} = f_{si}, \text{ logo } (m_{Rd,1}) \text{ é:}$$

$$m_{Rd,1} = \frac{v_{sd}}{2 \cot \theta} (b_w - b_{w,req}), \quad (3.17)$$

Seguidamente, com o objetivo de obter-se o momento resistente máximo, transfere-se a força do estribo exterior para o estribo interior. Consequentemente o momento resistente vai aumentando no sentido de se manter o equilíbrio. Como observa-se na Figura 3.12, a situação extrema dá-se quando a força no estribo exterior anula, surgindo deste modo o momento resistente ($m_{Rd,2}$).


 Figura 3.12- Equilíbrio de forças para o cálculo de $m_{Rd,2}$ (Jacinto, 2009)

Efetuando, novamente, o equilíbrio do elemento em relação ao eixo central da alma, tem-se:

$$m_{Rd,2} - \frac{v_{sd}}{\cot \theta} \left(\frac{b_w}{2} - \frac{b_{w,req}}{2} \right) - f_{si} \left(\frac{b_w}{2} - c \right) = 0, \quad (3.18)$$

Uma vez que $f_{se} = 0$, então pelo equilíbrio das forças verticais, sabe-se que $f_{si} = v_{sd} / \cot \theta$, logo determina-se ($m_{Rd,2}$):

$$m_{Rd,2} = \frac{v_{sd}}{\cot \theta} \left(\frac{b_w}{2} - \frac{b_{w,req}}{2} + \frac{b_w}{2} - c \right) \Leftrightarrow m_{Rd,2} = \frac{v_{sd}}{\cot \theta} (b_w - 0.5b_{w,req} - c), \quad (3.19)$$

3.4.3 Determinação das Forças nos Estribos de Acordo com a Relação entre a Flexão transversal e os Momentos Resistentes

A determinação da força nos estribos é feita de forma distinta, consoante a relação entre o momento fletor transversal atuante (m_{sd}) e os momentos resistentes ($m_{Rd,1}$ e $m_{Rd,2}$), segundo esta premissa, verificam-se os três seguintes caso: (Jacinto, 2009)

- Quando $m_{sd} \leq m_{Rd,1}$

Neste caso, uma vez que a força nos estribos não foi alterada, portanto a força no estribo exterior é idêntica a força no estribo interior, por equilíbrio das forças verticais, calculam-se como se segue:

$$f_{se} = f_{si} = \frac{v_{sd}}{2 \cot \theta}, \quad (3.20)$$

- Quando $m_{Rd,1} < m_{sd} \leq m_{Rd,2}$

A Figura 3.13 representa a situação em que o momento fletor transversal encontra-se entre os momentos resistentes. À medida que m_{sd} se vai aproximando de $m_{Rd,1}$ as forças dos estribos interiores e exteriores se vão aproximando. Por outro lado, à medida que o valor de m_{sd} se vai aproximando de $m_{Rd,2}$ a força do estribo a vermelho vai se transferindo para o estribo verde.

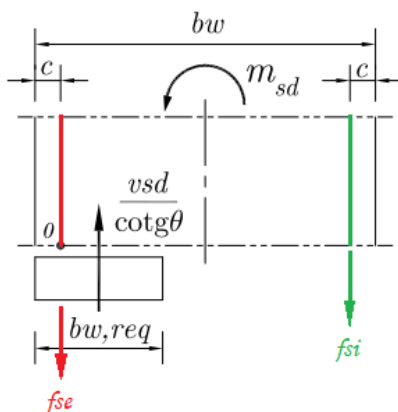


Figura 3.13- Equilíbrio de forças quando, $m_{Rd,1} < m_{sd} \leq m_{Rd,2}$ (adaptada de Jacinto, 2009)

Sendo assim, efetuando o equilíbrio de forças em relação ao eixo do estribo exterior (representado a vermelho), obtém-se:

$$f_{si}(b_w - 2c) - m_{sd} - \frac{v_{sd}}{\cot \theta} \left(\frac{b_{w,req}}{2} - c \right) = 0, \quad (3.21)$$

Daí estabelece-se que a força do estribo interior é dada por:

$$f_{si} = \frac{m_{sd} + \frac{v_{sd}}{\cot \theta} (0.5b_{w,req} - c)}{b_w - 2c}, \quad (3.22)$$

Pela equação (3.15), sabe-se que $f_{se} + f_{si} = v_{sd} / \cot \theta$, como a medida que o m_{sd} aumenta dá-se uma transferência de parte da força do estribo exterior para o estribo interior, então a força do estribo exterior é:

$$f_{se} = \frac{v_{sd}}{\cot \theta} - f_{si}, \quad (3.23)$$

- Quando $m_{sd} > m_{Rd,2}$

Quando se verifica esta inequação, a força do estribo exterior já se anulou completamente. Significa portanto, que para se manter o equilíbrio é solicitada a compressão adicional do betão restante (a amarelo) na Figura 3.14, dada por $V f_{cd} X$.

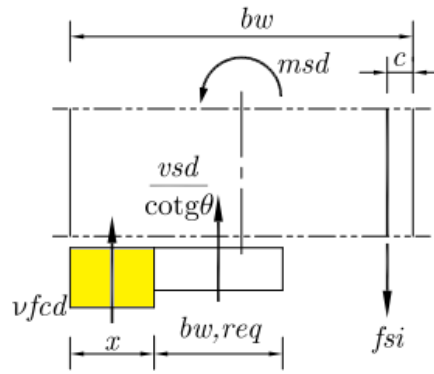


Figura 3.14- Equilíbrio de forças quando $m_{sd} > m_{Rd,2}$ (adaptada de Jacinto, 2009)

Neste caso, efetuando o somatório das forças verticais, obtém-se a força no estribo interior, que é:

$$f_{si} = \frac{v_{sd}}{\cot \theta} + v f_{cd} x, \quad (3.24)$$

em que:

$$❖ \quad x = \frac{-b' \pm \sqrt{b'^2 - 4a'c'}}{2a'} \quad \text{e:}$$

$$a' = 0.50v f_{cd}; \quad b' = \frac{v_{sd}}{\cot \theta} - v f_{cd} (b_w - c); \quad c' = m_{sd} - \frac{v_{sd}}{\cot \theta} (b_w - 0.5b_{w,req} - c)$$

3.5 Metodologia 2 – Método de Sandwich do EC-2

A interação entre o esforço transversal e a flexão transversal é também abordada nas normas europeias, nomeadamente no Eurocódigo 2, referente ao projeto de estruturas de betão, na parte 2, respeitante ao dimensionamento de pontes de betão. A clausula 6.2.106, desse eurocódigo refere que, devido à presença de campos de tensões de compressão resultantes do esforço transversal e da flexão, deve considerar-se no projeto a interação entre o esforço transversal longitudinal e a flexão transversal que se exercem nas almas das secções de vigas em caixão (CEN, 2005).

Segundo o mesmo documento, esta interação pode ser ignorada quando os esforço transversal atuante (V_{sd}) é inferior a 20% do esforço transversal resistente ($V_{Rd,max}$) ou quando

o momento fletor atuante (M_{sd}) é inferior a 10% do momento transversal resistente ($M_{Rd,máx}$). Contudo, é improvável que estas duas condições se verifiquem nos tabuleiros de pontes com secção transversal em caixão (Hendy & Smith, 2007).

Nos casos em que esta interação é considerada o EC2-2 aborda-a no Anexo MM. (CEN, 2005) Tendo como base a regra dos elementos de placa da cláusula 6.109 e o modelo do tipo sandwich baseado no Anexo LL, idealizando as almas como duas camadas exteriores sujeitas apenas a esforços no plano.

3.5.1 Princípios Base da Regra dos Elementos de Placa

A aplicação do anexo M relativo a interação do corte com a flexão transversal, tem como um dos seus fundamentos principais as regras para elementos placas. Utiliza-se elementos de placa para o cálculo de elementos de betão bidimensionais, unicamente sujeitos a esforços no próprio plano, nomeadamente σ_{Edx} , σ_{Edy} e τ_{Edxy} , tal como representa-se na Figura 3.15, onde pode-se também observar a convenção de sinais adotada.

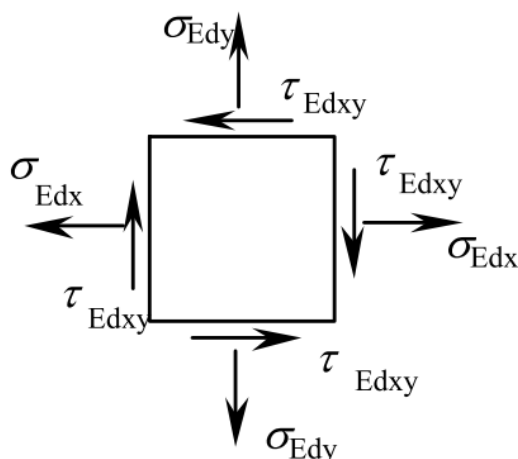


Figura 3.15- Elemento placa (CEN, 2005)

As regras fornecem uma maneira de dimensionar diretamente a partir das tensões produzidas por um modelo de elemento finito elástico bidimensional. De frisar que pelo facto destas regras não considerarem a redistribuição plástica dentro das secções transversais, normalmente a aplicação destas regras conduz a valores resistentes mais baixos do que em outros modelos de calculo. Portando, de forma geral, modelos mais consolidados para o cálculo da resistência (como por exemplo o modelo de treliça para o cálculo do esforço

transverso) devem ser preferencialmente usados quando existem ambas as possibilidades (Hendy & Smith, 2007).

As regras para elementos placa são fundamentais para o dimensionamento das armaduras e para verificação do campo de tensões do betão, usando na sua base a teoria da plasticidade utilizando a solução do limite inferior, isto é, a tensão aplicada correspondente será menor ou igual à de colapso (Sloan, 1989). A inequação que permite fazer a verificação do campo de tensão de compressão do betão, encontra-se no anexo F e reproduz-se de seguida (Hendy & Smith, 2007).

$$\sigma_{cd} = -|\tau_{Edxy}|(\tan \theta + \cot \theta) \leq \sigma_{cd.m\acute{a}x}, \quad (3.25)$$

em que:

- ❖ θ - É o ângulo do campo de compressão de plástico assumido como o eixo dos x

Uma vez que o betão tem ductilidade limitada, não é possível aplicar indiscriminadamente a teoria da plasticidade, sendo assim, os limites para o valor máximo do campo de tensões ($\sigma_{cd.m\acute{a}x}$), encontram-se na clausula 6.109. O $\sigma_{cd.m\acute{a}x}$ deve ser definido em função dos valores das tensões principais (CEN, 2004; Hendy & Smith, 2007):

- Se as tensões principais (σ_1 e σ_2) são ambas de compressão, a compressão máxima no campo de tensões no betão é:

$$\sigma_{cd.m\acute{a}x} = 0.85 f_{cd} \frac{1+3.80\alpha}{(1+\alpha)^2}, \quad (3.26)$$

em que:

- ❖ $\alpha = \sigma_2/\sigma_1 \leq 1$
- ❖ σ_1 e σ_2 - São as tensões principais máxima e mínima da análise elástica, respetivamente.

- No caso em que é efetuada uma análise plástica com $\theta = \theta_{el}$ e quando pelo menos uma tensão principal é uma tensão de tração e nenhuma armadura atinge o seu limite de cedência, a compressão máxima no campo de tensões no betão é obtida por:

$$\sigma_{cd.m\acute{a}x} = f_{cd} \left[0.85 - \frac{\sigma_s}{f_{yd}} (0.85 - \nu) \right], \quad (3.27)$$

em que:

- ❖ σ_s - É a tensão de tração máxima nas armaduras
- ❖ $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250)$

No caso em que foi efetuada uma análise plástica e quando qualquer armadura atinge o seu limite de cedência, a compressão máxima no campo de tensões no betão é:

$$\sigma_{cd.m\acute{a}x} = \nu f_{cd} (1 - 0.032|\theta - \theta_{el}|), \quad (3.28)$$

em que:

- ❖ θ_{el} - É o ângulo entre o eixo x e a tensão principal de compressão na análise elástica, em graus.
- ❖ θ - É o ângulo entre a tensão principal de compressão no estado limite último e o eixo x .

Em suma, se as armaduras forem dimensionadas usando $\theta = \theta_{el}$ e estiverem completamente tensionadas, o limite da tensão de compressão de betão é νf_{cd} . Por outro lado, se para obter uma distribuição desejada das armaduras for necessário afastar-se de $\theta = \theta_{el}$, então o limite da tensão no betão é inferior a νf_{cd} . Portanto, é sempre necessário calcular-se θ_{el} para determinar qual o limite de $\sigma_{cd.m\acute{a}x}$ a adotar. O θ_{el} pode ser calculado recorrendo-se ao círculo de Mohr (Hendy & Smith, 2007).

3.5.2 Princípios Base do Método de Sandwich do Anexo LL do EC2-2

O anexo LL referente ao modelo de “sandwich”, aborda um método de dimensionamento de elementos de betão sujeitos a esforços axiais e transversos que atuam no próprio plano, em conjunto com momentos e esforços transversos fora do plano. Nos elementos de placa existem, em geral, oito componentes de esforços internos. Na Figura 3.16 representa-se essas componentes para um elemento de dimensões unitárias, sendo elas (CEN, 2004):

- 3 componentes de esforço de placa n_{Edx} , n_{Edy} , $n_{Edxy} = n_{Edyx}$;

- 3 componentes de flexão de placa m_{Edx} , m_{Edy} , $m_{Edxy} = m_{Edyx}$;
- 2 esforços transversos v_{Edx} , v_{Edy} .

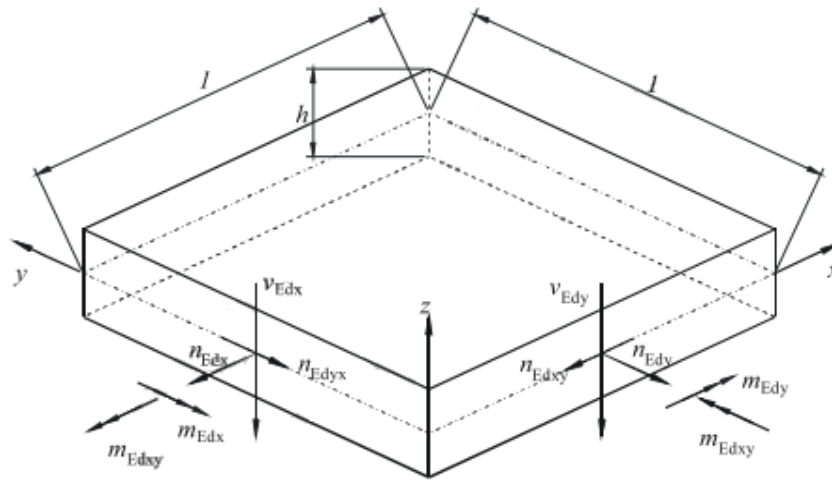


Figura 3.16- Elemento placa, com componentes de esforços internos aplicadas (CEN, 2004)

O modelo do tipo sandwich identifica três camadas (ver a Figura 3.17). As duas camadas exteriores resistem às ações de membrana devidas à n_{Edx} , n_{Edy} , n_{Edxy} , m_{Edx} , m_{Edy} , m_{Edxy} , e a camada interior resiste aos esforços transversos v_{Edx} , v_{Edy} . A espessura das diferentes camadas deverá ser determinada por um método iterativo.

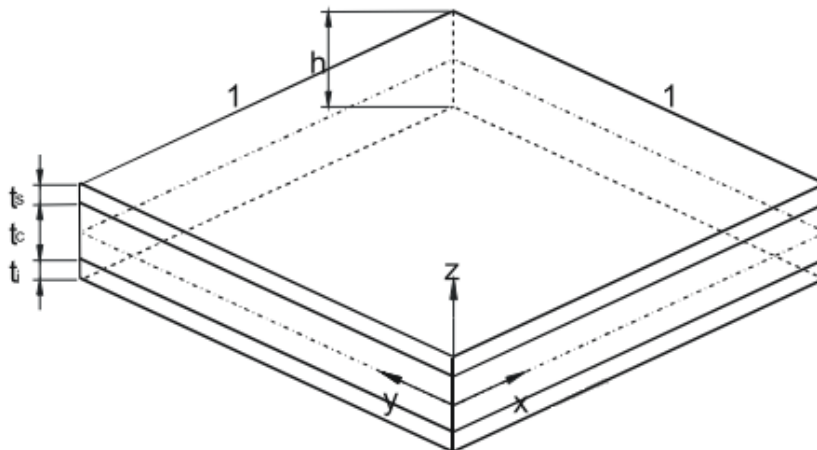


Figura 3.17- Modelo do tipo Sandwich (CEN, 2004)

A camada interior deverá ser calculada de acordo com a cláusula 6.2 do EC-2-2, tendo em conta o esforço transversal principal, a sua direção principal e as armaduras longitudinais

nessa direção. As camadas exteriores deverão ser calculadas como elementos de placa, utilizando as regras de cálculo da secção 6.109 e o Anexo F, presentes nas mesmas normas. Uma vez determinadas as tensões em cada camada externa, a regra para os elementos de placa da cláusula 6.109 e o Anexo F podem ser usados para projetar a armadura transversal e verificar campos de tensões do betão.

Como referiu-se anteriormente, este método é usado de forma adaptada, como base para o cálculo das armaduras transversais das almas de tabuleiros em caixão das pontes, quando considera-se a ação simultânea do esforço transversal e da flexão transversal, como se explica de seguida.

3.5.3 Interação do Esforço Transverso e a Flexão transversal, Segundo o Anexo MM do EC-2-2

O caso particular em que a interação do esforço transversal e a flexão transversal deve ser considerada na determinação das armaduras das almas das vigas-caixão é analisado ao longo do anexo MM, do EC2-2, baseando-se no modelo de sandwich sintetizado no subcapítulo acima, empregado para converter momentos em tensões resultantes agindo em um único plano em cada uma das camadas externas do sandwich (Hendy & Smith, 2007). Contudo, como se verifica na Figura 3.18, para facilitar este dimensionamento e melhor representar o comportamento das almas, foram introduzidas simplificações ao modelo geral do anexo LL.

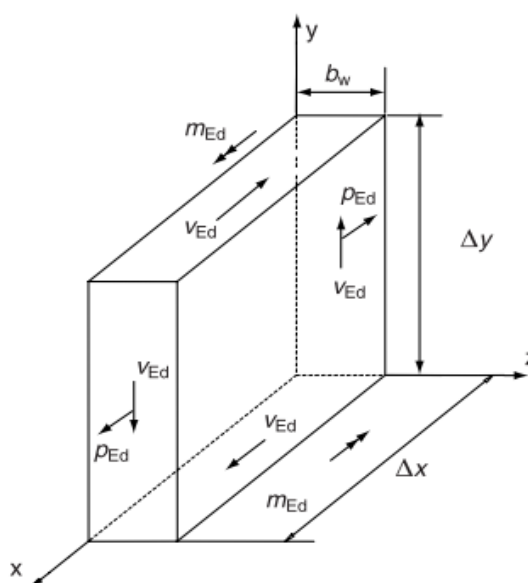


Figura 3.18- Esforços internos num elemento de alma(CEN, 2004)

As simplificações introduzidas ao modelo são as seguintes: (CEN, 2004; Hendy & Smith, 2007)

- O esforço transversal longitudinal por unidade de comprimento deverá ser considerado como tendo um valor constante ao longo de Δy : $v_{Ed} = V_{Ed} / \Delta y$.

A intenção desta simplificação é permitir que o esforço transversal seja considerado constante em todos os lados do elemento. Contudo, não há uma orientação específica sobre o comprimento Δy usado para a média do esforço transversal. Quando o dimensionamento é baseado no comportamento geral do membro, o fluxo de corte v_{Ed} , pode ser tomado como $v_{Ed} = V_{Ed} / z$, em que z é o braço das forças internas e V_{Ed} é o esforço transversal numa alma.

- O momento fletor transversal por unidade de comprimento deverá ser considerado como tendo um valor constante ao longo de Δy : $m_{Ed} = M_{Ed} / \Delta x$.

Esta simplificação encontra-se do lado da segurança, uma vez que se baseia no maior momento registado, fazendo com que o momento transversal seja uniforme em toda a altura da alma.

- O esforço axial longitudinal, como por exemplo o pré-esforço, tem um valor constante no comprimento Δy : $p_{Ed} = P_{Ed} / \Delta y$.

A semelhança do que acontece na primeira simplificação mencionada, não há uma orientação específica sobre o comprimento Δy . Uma interpretação razoável desta simplificação é considerar apenas a componente axial uniforme do pré-esforço no centroide da secção.

- O esforço transversal na alma, devido à variação do correspondente momento fletor, deverá ser desprezado no comprimento Δy .

Isto deve-se ao facto do esforço transversal correspondente a variação do momento fletor transversal é, de forma geral, bastante pequeno.

Com base nas hipóteses acima mencionadas, o modelo de sandwich, adaptado para o caso que se considera o efeito combinado entre o esforço transversal e a flexão transversal, compreende apenas duas camadas, nas quais atuam as tensões (Figura 3.19).

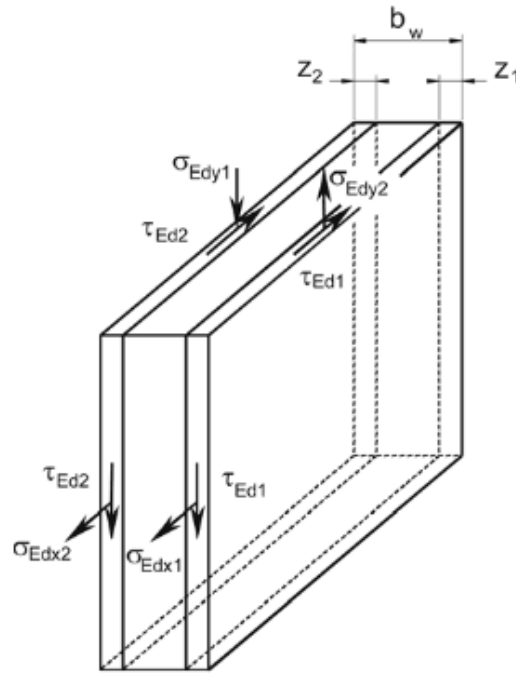


Figura 3.19- Modelo de Sandwich modificado (CEN, 2004)

Começa-se por determinar as tensões que atuam nas camadas externas, representadas na figura acima:

$$\tau_{Ed1} = V_{Ed} \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) z_1}, \quad (3.29)$$

$$\tau_{Ed2} = V_{Ed} \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) z_2}, \quad (3.30)$$

$$\sigma_{Edy1} = \frac{-m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) z_1}, \quad (3.31)$$

$$\sigma_{Edy2} = \frac{m_{Edx}}{(b_w - (z_1 + z_2)/2) z_2}, \quad (3.32)$$

$$\sigma_{Edx1} = P_d \frac{b_w - z_2}{(2b_w - z_1 - z_2) z_1}, \quad (3.33)$$

$$\sigma_{Edx2} = P_d \frac{b_w - z_1}{(2b_w - z_1 - z_2) z_2}, \quad (3.34)$$

Importante realçar que o cálculo das duas camadas deverá basear-se num método iterativo, de forma a otimizar as espessuras z_1 e z_2 representadas na Figura 3.19. Portanto, numa fase inicial o projetista tem liberdade para arbitrar as espessuras (z_1 e z_2) das

camadas da alma e o posicionamento destas em relação a armadura transversal. Uma aplicação simples das regras pode ser feita quando a espessura das camadas é o dobro do recobrimento, e deste modo, as armaduras encontram-se nelas centradas. Esta escolha de espessuras, de forma geral, leva a um espaço entre camadas não utilizado, o que reduz a capacidade resistente ao esforço transversal. No caso das pontes, as suas almas estão na maioria das vezes sujeitas a esforços transversos bastante elevados, então, muitas vezes, será necessário usar uma fração significativa da espessura da alma, ou até mesmo a sua largura total (Hendy & Smith, 2007).

Uma vez determinadas as tensões que atuam nas camadas, recorrendo as regras de elementos de placa e ao Anexo F, verifica-se o campo das tensões de compressão do betão das camadas externas das almas (σ_{cd}), de modo a verificar que esta não excede o valor máximo ($\sigma_{cd,máx}$), isto é, $\sigma_{cd} \leq \sigma_{cd,máx}$ (CEN, 2005; França, 2013).

O valor de tensão de compressão do betão de cada camada (σ_{cd}), provém do Anexo F, e é dado por:

$$\sigma_{cd} = -|\tau_{Ed}|(\tan \theta + \cot \theta), \quad (3.35)$$

em que:

- ❖ θ - É o ângulo de tensão principal de compressão no betão com o eixo x.

O valor máximo do campo de tensões de compressão ($\sigma_{cd,máx}$) calcula-se em função das tensões principais, de acordo com as regras de elementos placa, nesta caso, assumindo-se que é efetuada uma análise plástica com $\theta = \theta_{el}$ e que as armaduras são dimensionadas para estar completamente solicitadas, $\sigma_{cd,máx}$ é dado por:

$$\sigma_{cd,máx} = \nu f_{cd}, \quad (3.36)$$

em que

- ❖ ν - É o coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transversal - $\nu = 0.6(1 - f_{ck}/250)$
- ❖ f_{cd} - É o valor de cálculo da tensão de rotura à compressão - $f_{cd} = f_{ck}/1.5$

Após verificar-se o campo das tensões de compressão do betão das duas camadas, observa-se um dos dois seguintes cenários, que têm grande impacto sobre a viabilidade da iteração inicialmente adotada:

- 1º cenário - As tensões de compressão do betão das camadas externas das almas não excedem o valor máximo ($\sigma_{cd} \leq \sigma_{cd,m\acute{a}x}$). Neste caso, confirma-se que a iteração inicial é válida, pois as tensões no betão são aceitáveis, podendo-se então prosseguir com o dimensionamento.

- 2º cenário – Pelo menos a tensão de compressão do betão de uma das camadas externas das almas excede o valor máximo, ou seja, $\sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$. Assim sendo as tensões no betão não são aceitáveis, o que imperativamente leva a uma nova iteração, para tal, aumenta-se a espessura das camadas, e assim as armaduras deixam de estar centradas, passando a haver uma excentricidade das armaduras em relação a camadas, a fim de satisfazer a verificação do betão (Hendy & Smith, 2007).

Nos subcapítulos seguintes explica-se os dois distintos procedimentos de cálculo para a determinação das armaduras transversais nas almas das vigas, tanto quando as armaduras se encontram centradas com as camadas, assim como quanto existe excentricidade das armaduras em relação as camadas.

3.5.3.1 Dimensionamento quando as Armaduras estão centradas com as Camadas

No caso em que as armaduras estão centradas o processo para a sua determinação é mais expedito. As equações para dimensionar o reforço necessário são dadas no anexo F:

$$f_{tdx} = |\tau_{Ed}| \cot \theta + \sigma_{Edx}, \quad (3.37)$$

$$f_{tdy} = |\tau_{Ed}| \tan \theta + \sigma_{Edy}, \quad (3.38)$$

De realçar, que as equações (3.37) e (3.38) acima reproduzidas contêm modificação relativamente ao que consta no EC2-2, isto deve-se ao facto de que a convenção de sinais para as tensões principais no anexo F do EC2-2, difere da que consta na clausula 6.109 dos elementos de placa do EC2-2 (Hendy & Smith, 2007).

Obtidas as tensões das armaduras, calcula-se então a área de aço necessário.

3.5.3.2 Dimensionamento quando existe excentricidade das armaduras em relação as camadas

Uma vez que as armaduras não são coplanares com o centro das camadas, o dimensionamento das armaduras não pode ser feito diretamente com as equações do anexo F, passando então a ser dimensionadas segundo os princípios do anexo LL. Como se observa na Figura 3.20, o facto das armaduras estarem excêntricas com as camadas induz a um problema adicional, ou seja, neste caso, as forças que atuam no centro das camadas (n_{Ed1} e n_{Ed2}), que representam a força proveniente do modelo de sandwich atuam excêntricamente em relação as forças geradas pela armaduras (n_{Ed1}^* e n_{Ed2}^*).

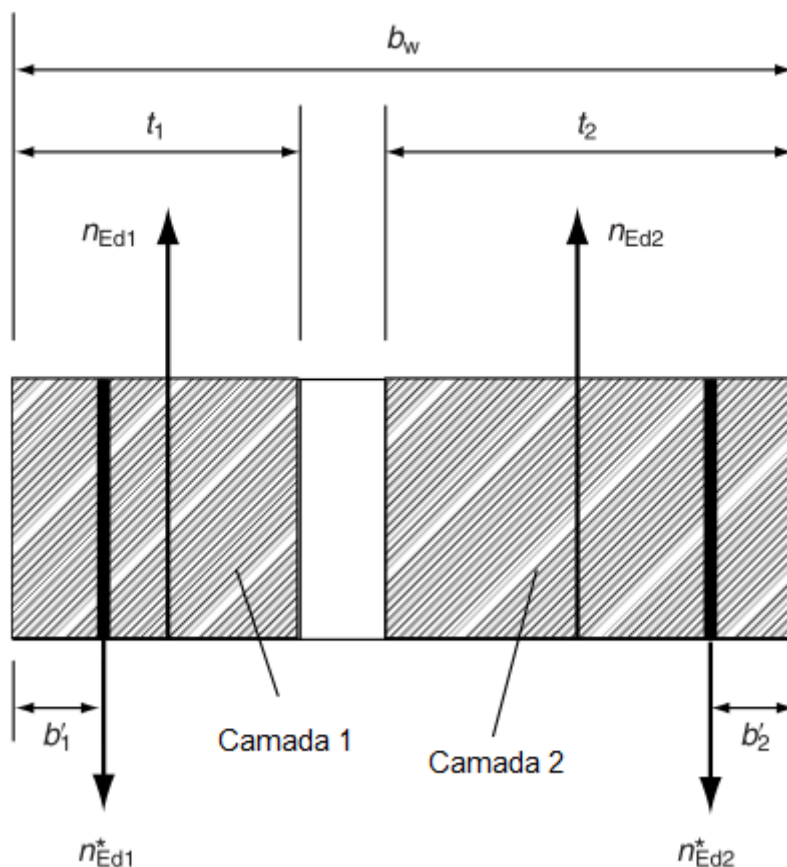


Figura 3.20- Equilíbrio interno das armaduras excêntricas em relação ao centro das camadas (adaptada de Hendy & Smith, 2007)

Portanto, existe a necessidade de proceder a correções no cálculo das forças do reforço. Efetuando o somatório de momentos em torno do reforço da camada 2, obtém-se:

$$(b_w - b'_1 - b'_2)n^*_{Ed1} - n_{Ed1} \left(b_w - \frac{t_1}{2} - b'_2 \right) - n_{Ed2} \left(\frac{t_2}{2} - b'_2 \right) = 0, \quad (3.39)$$

Daí a força no reforço da camada 1 é dada por:

$$n^*_{Ed1} = \frac{n_{Ed1} \left(b_w - \frac{t_1}{2} - b'_2 \right) + n_{Ed2} \left(\frac{t_2}{2} - b'_2 \right)}{(b_w - b'_1 - b'_2)}, \quad (3.40)$$

Pelo equilíbrio de forças tem-se o reforço da camada 2:

$$n^*_{Ed2} = n_{Ed1} + n_{Ed2} - n^*_{Ed1}, \quad (3.41)$$

Usando a convenção de sinais dos eixos dos elementos placa do subcapítulo 3.5.1 deste documento, os requisitos de armadura da camada 1 e 2 (n^*_{sy1} e n^*_{sy2}), para a direção y em termos de esforços internos são: (Hendy & Smith, 2007)

$$n^*_{sy1} = \frac{n_{sy1} \left(b_w - \frac{t_1}{2} - b'_2 \right) + n_{sy2} \left(\frac{t_2}{2} - b'_2 \right)}{(b_w - b'_1 - b'_2)}, \quad (3.42)$$

$$n^*_{sy2} = n_{sy1} + n_{sy2} - n^*_{sy1}, \quad (3.43)$$

em que:

$$\begin{aligned} \diamond n_{sy1} &= |n_{Edxy1}| \tan \theta_1 + n_{Edy1} \\ \diamond n_{sy2} &= |n_{Edxy2}| \tan \theta_2 + n_{Edy2} \end{aligned}$$

Os esforços internos n_{Edy1} , n_{Edy2} , n_{Edxy1} e n_{Edxy2} , provêm do anexo L do EC-2-2, e são dados por:

$$\begin{aligned} \diamond n_{Edxy1} &= \tau_{Edxy1} \times t_1 \\ \diamond n_{Edxy2} &= \tau_{Edxy2} \times t_2 \\ \diamond n_{Edy1} &= \sigma_{Edy1} \times t_1 \\ \diamond n_{Edy2} &= \sigma_{Edy2} \times t_2 \end{aligned}$$

Obtidas as forças das armaduras das equações (3.42) e (3.43), calcula-se então a área de aço necessário.

3.6 Considerações Finais

Neste capítulo foram abordados métodos distintos para a determinação da armadura transversal nas almas de vigas-caixão, tendo-se apresentado em particular, os fundamentos teóricos do Metodologia de Menn e o modelo de sandwich. Ficando claro que a não consideração simultânea destes dois efeitos conduz a resultados não condicentes com as atuais exigências de dimensionamento das vigas-caixão.

Verificou-se que o critério de Menn propõe que, sem a necessidade de adicionar armadura, o elemento tem capacidade de resistir ao efeito combinado do esforço transversal e da flexão transversal, simplesmente através do deslocamento da força de compressão para a borda da alma e também da força da armadura exterior para a armadura interior.

Por outro lado, observou-se que, pelo método de sandwich, esse dimensionamento é efetuado idealizando duas camadas exteriores onde se encontram as armaduras, sendo que as camadas estão sujeitas apenas a forças no plano. Observou-se ainda que o posicionamento das armaduras dentro das camadas, isto é, se estão centradas ou excêntricas, tem enorme influência no seguimento do restante dimensionamento.

Abordou-se ainda neste capítulo a determinação do fluxo de corte, pois este tem um papel bastante relevante na aplicação dos dois métodos mencionados. Concluiu-se que, para além do esforço transversal, o fluxo de corte é também influenciado pela inclinação longitudinal da viga e também pela torção.

4 APLICAÇÃO E ANÁLISE DOS MÉTODOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA TRANSVERSAL AO CASO DE ESTUDO

4.1 Considerações Iniciais

Ao longo deste capítulo, vai aplicar-se os métodos referidos no capítulo 3, para a determinação da armadura transversal nas almas de vigas-caixão.

Numa primeira fase ir-se-á proceder a caracterização da secção transversal em caixão que se ira estudar, nomeadamente uma secção do viaduto de Alfeizerão, referindo as suas características geométricas, os materiais utilizados e os esforços que nela atuam. Procedendo-se de seguida a determinação do fluxo de corte, que será de uso comum tanto no método proposto por Menn, como no método de sandwich.

Numa segunda fase, ir-se-á efetuar a aplicação do método de Menn a secção transversal em estudo. Inicialmente será feito o cálculo da largura mínima requerida para o não esmagamento das bielas, de seguida calcular-se-á os momentos resistentes, prosseguindo-se a determinação das forças nos estribos e finalmente será determinada a área de aço necessária para resistir a essas forças.

Numa terceira etapa será aplicado o método de sandwich para vigas caixão onde existe interação entre o esforço transversal e a flexão transversal, do anexo MM do EC2-2, a secção estudada. Irá ser iniciada a aplicação do método com a determinação das tensões nas camadas, depois será calculado o ângulo elástico principal compressão, nesta fase efetuar-se-á uma verificação das camadas relativamente às suas tensões de compressão, procedendo-se finalmente à determinação da armadura necessária, usando dois processos distintos, ou seja, seguindo o procedimento das regras dos elementos placa, do EC2-2, quando as armaduras estão centradas com as camadas, e usando o procedimento do anexo F, quando as armaduras estão dispostas de forma excêntrica relativamente à espessura das camadas.

Finalmente, são apresentados e discutidos os resultados obtidos, avaliando gráficos que serão obtidos através da modelação dos dois métodos analisados em Excel.

4.2 Caracterização da Secção Transversal da Viga-caixão em Estudo

As características da secção transversal em estudo, nomeadamente a geometria, os materiais e os esforços, são de um caso real, mais concretamente do viaduto de Alfeizerão, na A8.

A viga-caixão de betão armado em estudo, foi construída com o betão C40/50, que tem uma tensão de rotura característica à compressão simples de 40 MPa, e com um aço A500, que tem 500 MPa valor característico da tensão de cedência. Na secção mais condicionante atuam um momento fletor de -1360000 KNm, um esforço transversal de 43784 KN, um momento torsor de 378 KNm e uma flexão transversal medida na secção 1, da Figura 4.1, de 137 KNm/m. As características geométricas da secção encontram-se na Figura 4.1.

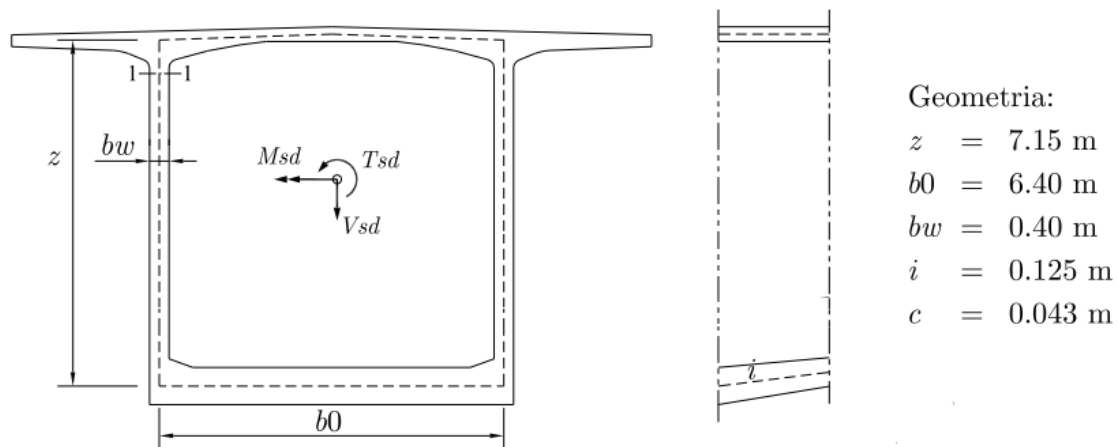


Figura 4.1- Características geométricas da secção transversal da viga-caixão em estudo

Na figura acima tem-se as seguintes características geométricas:

- z - é o braço das forças internas;
- b_0 - é a largura do banzo inferior, medida entre o eixo das almas;
- b_w - é a largura da alma;
- i - é a inclinação do banzo inferior;
- c - é o recobrimento dos estribos a eixo.

4.2.1 Determinação do Fluxo de Corte

Recorrendo-se a equação (3.13), determina-se o fluxo de corte total na alma esquerda da secção.

$$v_{sd} = \frac{1}{2} \left(\frac{43784}{7.15} + \frac{-1360000}{7.15^2} + \frac{378}{6.40 \times 7.15} \right) \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow v_{sd} = \frac{1}{2} (6123.6 - 3325 + 8.3) = 1404 \text{ KN} / \text{m}$$

4.3 Aplicação do Método de Menn à Secção em Estudo

4.3.1 Determinação da Largura Mínima Requerida para o não Esmagamento das Bielias de Betão

Para calcular-se a largura mínima requerida ($b_{w,req}$), primeiro calcula-se o fator de redução da resistência do betão, que é igual a:

$$\nu = 0.60 \left(1 - \frac{fck}{250} \right) = 0.60 \left(1 - \frac{40}{250} \right) = 0.50$$

Adotando bielias a 30° , determina-se $b_{w,req}$ usando a equação (3.14).

$$b_{w,req} = \frac{1404}{0.50 \times 26.7 \times 10^3} (\cot 30^\circ + \tan 30^\circ) = 0.243m$$

4.3.2 Determinação dos Momentos Resistentes

Primeiro calcula-se o menor momento resistente ($m_{Rd,1}$), recorrendo a equação (3.17):

$$m_{Rd,1} = \frac{1404}{2 \times \cot(30^\circ)} (0.4 - 0.243) = 63.6KNm$$

Seguidamente calcula-se o maior momento resistente ($m_{Rd,2}$) recorrendo a equação (3.19):

$$m_{Rd,2} = \frac{1404}{\cot(30^\circ)} (0.4 - 0.5 \times 0.243 - 0.043) = 190.9KNm$$

4.3.3 Cálculo da Força nos Estribos e Consequente Área de Armadura

Comparando o momento fletor transversal de 137 KNm/m com os momentos resistentes, verifica-se que $m_{Rd,1} < m_{sd} \leq m_{Rd,2}$, neste sentido as expressões apropriadas para o cálculo da força do estribo interior e exterior são as equações (3.22) e (3.23) respetivamente.

Calcula-se, em primeiro lugar a força do estribo interior, que é:

$$f_{si} = \frac{137 + \frac{1404}{\cot(30^\circ)}(0.5 \times 0.243 - 0.043)}{0.40 - 2 \times 0.243} = 639 \text{ KN/m}$$

Conhecendo-se f_{si} , calcula-se a área de armadura do estribo interior necessária.

$$\frac{A_{si}}{s} = \frac{639}{43.5} = 14.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Calcula-se agora a força do estribo exterior, que é:

$$f_{se} = \frac{1400}{\cot(30^\circ)} - 639 = 172 \text{ KN/m}$$

Conhecendo-se f_{se} , calcula-se a área de armadura do estribo exterior necessária.

$$\frac{A_{si}}{s} = \frac{172}{43.5} = 3.9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.4 Aplicação do Método de Sandwich a Secção em Estudo

4.4.1 1º Iteração

Inicialmente, para aplicar-se o método de sandwich, para o cálculo das armaduras transversais da alma da viga caixão em estudo, arbitra-se a espessura das camadas exteriores. Para primeira iteração aconselha-se a escolha da espessura das layers com o dobro do recobrimento, pois deste modo, as armaduras encontram-se centradas, tornando-se assim mais fácil o cálculo. Assim sendo os valores de z_1 e z_2 , são:

$$z_1 = z_2 = 2 \times c \Rightarrow$$

$$\Rightarrow z_1 = z_2 = 2 \times 0.043 = 0.086 \text{ m}$$

4.4.1.1 Determinação das Tensões nas Camadas Exteriores

As tensões nas camadas exteriores são calculadas usando as equações (3.29) à (3.32).

$$\tau_{Ed1} = 1404 \left[\frac{0.40 - 0.086}{(2 \times 0.40 - 0.086 - 0.086) \times 0.086} \right] = 8158,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{Ed2} = 1404 \left[\frac{0.40 - 0.086}{(2 \times 0.40 - 0.086 - 0.086) \times 0.086} \right] = 8158,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Edy1} = \left[\frac{-137}{(0.40 - (0.086 + 0.086)/2) 0.086} \right] = -5073,32 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Edy2} = \left[\frac{137}{(0.40 - (0.086 + 0.086)/2) 0.086} \right] = 5073,32 \text{ KN/m}^2$$

De realçar, que devido a inexistência de esforços axiais não existem as tensões σ_{Edx1} e σ_{Edx2} .

4.4.1.2 Cálculo dos Ângulos Elásticos Principais de Compressão, Usando o Círculo de Mohr

Após o cálculo das tensões principais e tangenciais cria-se o círculo de Mohr (Figura 4.2):

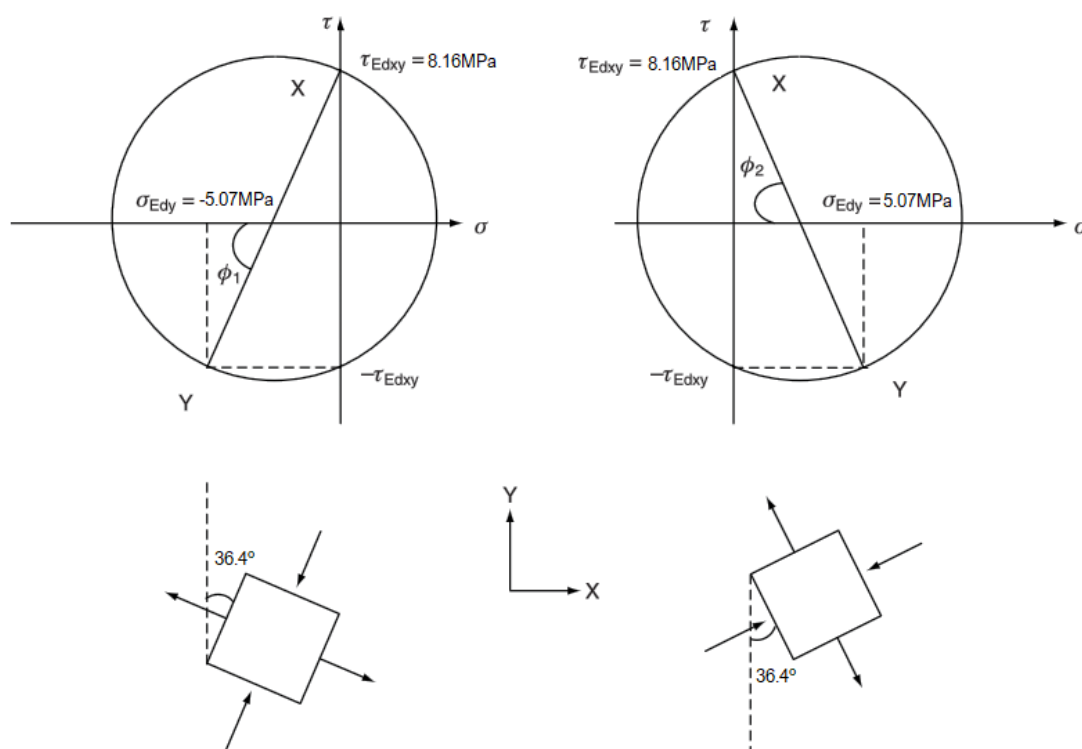


Figura 4.2- Círculos de Mohr, para o cálculo dos ângulos elásticos da 1ª iteração.
Esquerda: Camada 1. Direita: Camada 2.

Agora calcula-se os ângulos elásticos de compressão principal com o eixo x

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{8.16}{5.07/2} = 72.72^\circ$$

$$\theta_{el1} = 90 - 72.72/2 = 53.63^\circ$$

$$\theta_2 = 72.72^\circ$$

$$\theta_{el2} = 72.72/2 = 36.36^\circ$$

4.4.1.3 Verificação do Campo das Tensões de Compressão do Betão de cada Camada

Recorrendo-se a equação (3.35) calcula-se a tensão de compressão do betão de cada uma das camadas:

$$\sigma_{cd1} = -|8158.5|(\tan(53.63) + \cot(53.63)) = -17087.7 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{cd2} = -|8158.5|(\tan(36.36) + \cot(36.36)) = -17087.7 \text{ KN/m}^2$$

Determina-se agora o valor máximo do campo de tensões de compressão usando a equação (3.36).

$$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 0.6 \left(1 - \frac{40}{250} \right) \times \frac{40}{1.5} = 13440 \text{ KN/m}^2$$

Uma vez que as tensões de compressão do betão das camadas são inferiores ao valor máximo do campo de tensões de compressão ($\sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$), conclui-se que os valores arbitrados para as espessuras das camadas não são válidos, pois as tensões no betão são inaceitáveis, logo é necessário efetuar uma nova iteração e arbitrar novamente as espessuras das camadas. Contudo, a título académico, prossegue-se com o cálculo das armaduras para o caso em que estas se encontram centradas. E só posteriormente efetua-se a nova iteração, onde existe excentricidade das armaduras em relação as camadas.

4.4.1.4 Dimensionamento quando as Armaduras estão Centradas com as Camadas

Como já se referiu, este passo é meramente efetuado para o plano teórico, pois na prática, uma vez que ($\sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$), esta iteração deixa de ser válida.

Portanto, uma vez que, neste caso, considera-se a armadura centrada com as camadas, a tensão exercida pelas armaduras são determinadas com recurso as equações (3.37) e (3.38) deste documento, proveniente o anexo F do EC2-2.

- Camada 1

Assim sendo, a tensão exercida pelo aço na camada 1 é:

$$f_{tdy1} = |8158.5| \tan(53.63) - 5073.32 = 6007.17 \text{ KN/m}^2$$

Tendo o valor de f_{tdy1} , calcula-se agora a área de aço necessária na camada 1:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{6007.17}{435} = 13.82 \text{ cm}^2/m$$

- Camada 2

Seguidamente calcula-se a tensão exercida pela camada 2, que é:

$$f_{tdy2} = |8158.5| \tan(36.36) + 5073.32 = 11080.49 \text{ KN/m}^2$$

Tendo o valor de f_{tdy1} , calcula-se agora a área de aço necessária na camada 2:

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{11080.49}{435} = 25.49 \text{ cm}^2/m$$

4.4.2 2ª Iteração

Dado que as tensões no betão na primeira iteração são inaceitáveis ($\sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$), procede-se a uma nova iteração. Neste caso arbitra-se as espessuras das camadas como tendo $z_1 = z_2 = 0.15m$. Uma vez que o recobrimento das armaduras em relação ao eixo das mesmas é de 0.043, sabe-se que, nesta nova iteração as armaduras têm uma excentricidade

em relação as camadas, alterando-se as fórmulas usadas adiante para a determinação das áreas das armaduras.

4.4.2.1 Determinação das Tensões nas Camadas Exteriores

As tensões nas camadas exteriores são calculadas usando as equações (3.29) à (3.32):

$$\tau_{Ed1} = 1404 \left[\frac{0.40 - 0.15}{(2 \times 0.40 - 0.15 - 0.15) \times 0.15} \right] = 4677.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_{Ed2} = 1404 \left[\frac{0.40 - 0.15}{(2 \times 0.40 - 0.15 - 0.15) \times 0.15} \right] = 4677.59 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Edy1} = \left[\frac{-137}{(0.40 - (0.15 + 0.15)/2) \times 0.15} \right] = -3653.33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{Edy2} = \left[\frac{137}{(0.40 - (0.15 + 0.15)/2) \times 0.15} \right] = 3653.33 \text{ KN/m}^2$$

4.4.2.2 Cálculo dos Ângulos Elásticos Principais de Compressão, Usando o Círculo de Mohr

Após o cálculo das tensões principais e tangenciais cria-se o círculo de Mohr (Fig.4.3):

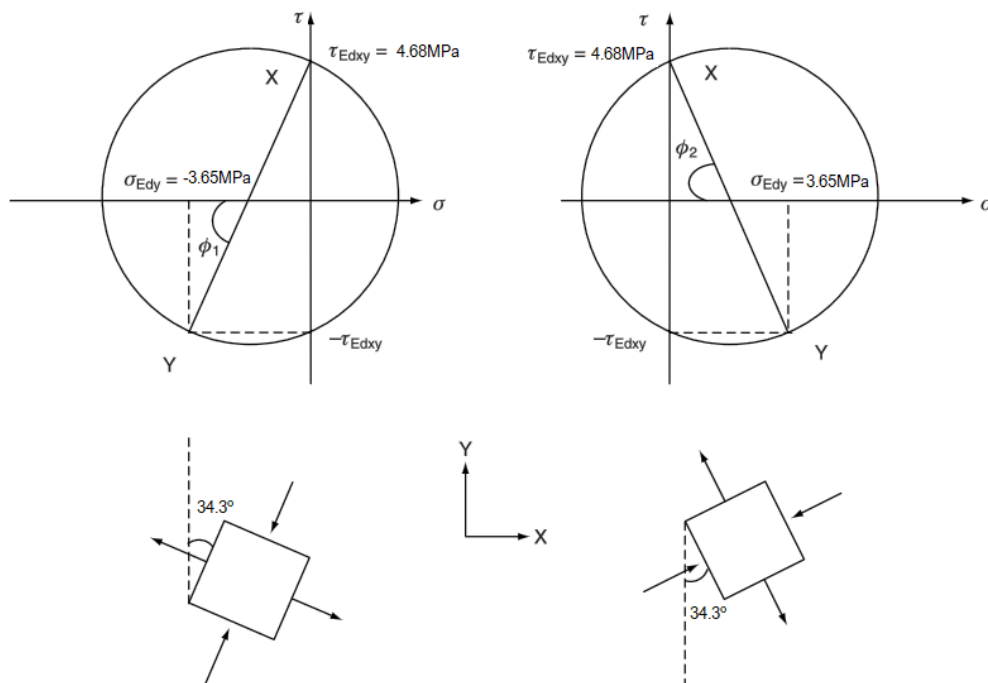


Figura 4.3- Círculos de Mohr, para o cálculo dos ângulos elásticos da 2ª iteração.

Esquerda: Camada 1. Direita: Camada 2.

Agora calcula-se os ângulos elásticos de compressão principal com o eixo x:

$$\theta_1 = \tan^{-1} \frac{4.68}{3.65/2} = 68.67^\circ$$

$$\theta_{el1} = 90 - 68.67/2 = 55.67^\circ$$

$$\theta_2 = 68.67^\circ$$

$$\theta_{el2} = 68.67/2 = 34.33^\circ$$

4.4.2.3 Verificação do Campo das Tensões de Compressão do Betão de cada Camada

Recorrendo-se a equação (3.35) calcula-se a tensão de compressão do betão de cada uma das camadas:

$$\sigma_{cd1} = -|4677.59|(\tan(55.67) + \cot(55.67)) = -10043.2 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{cd2} = -|4677.59|(\tan(34.33) + \cot(34.33)) = -10043.2 \text{ KN/m}^2$$

Determina-se agora o valor máximo do campo de tensões de compressão usando a equação (3.36).

$$\sigma_{cd,m\acute{a}x} = 0.6 \left(1 - \frac{40}{250} \right) \times \frac{40}{1.5} = 13440 \text{ KN/m}^2$$

Neste caso, as tensões de compressão do betão das duas camadas externas das almas são aceitáveis, ou seja, não excedem o valor máximo ($\sigma_{cd} \leq \sigma_{cd,m\acute{a}x}$). Assim sendo, confirma-se que esta segunda iteração é válida, e pode-se prosseguir com o dimensionamento. De seguida efetua-se o cálculo das armaduras para o caso em que existe excentricidade destas com as camadas.

4.4.2.4 Dimensionamento quando existe excentricidade das armaduras em relação as camadas

Como já se referiu no capítulo anterior, pelo facto do reforço não ser complanar com o centro das camadas, o dimensionamento das armaduras não pode ser feito diretamente com

as equações do anexo F usadas acima, passando a ser dimensionadas segundo princípios do anexo LL.

Deve efetuar-se, para as duas camadas, o cálculo das forças geradas pelas armaduras (n_{sy1}^* e n_{sy2}^*), Para tal, começa-se por determinar os esforços de cálculo.

$$n_{Edxy1} = \tau_{Edxy1} \times t_1 = 4677.59 \times 0.15 = 701.64 \text{ KN/m}$$

$$n_{Edxy2} = \tau_{Edxy2} \times t_2 = 4677.59 \times 0.15 = 701.64 \text{ KN/m}$$

$$n_{Edy1} = \sigma_{Edy1} \times t_1 = -3653.33 \times 0.15 = -548 \text{ KN/m}$$

$$n_{Edy2} = \sigma_{Edy2} \times t_2 = 3653.33 \times 0.15 = 548 \text{ KN/m}$$

Agora, calcula-se os esforços resultantes, ignorando a excentricidade.

$$n_{sy1} = |n_{Edxy1}| \tan \theta_1 + n_{Edy1} = |701.64| \tan(55.67^\circ) - 548 = 479.24 \text{ KN/m}$$

$$n_{sy2} = |n_{Edxy2}| \tan \theta_2 + n_{Edy2} = |701.64| \tan(34.33^\circ) + 548 = 1027.24 \text{ KN/m}$$

- CAMADA 1

Determina-se o esforço resultante na camada 1 tendo em consideração a influência da excentricidade, recorrendo a equação (3.42).

$$n_{sy1}^* = \frac{479.24 \left(0.40 - \frac{0.15}{2} - 0.043 \right) + 1027.24 \left(\frac{0.15}{2} - 0.043 \right)}{(0.40 - 0.043 - 0.043)} = 535.09 \text{ KN/m}$$

Tendo o valor de f_{tdy1} , calcula-se agora a área de aço necessária na camada 1.

$$\frac{A_{s1}}{s} = \frac{535.09 \times 10}{435} = 12.31 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- CAMADA 2

Seguidamente determina-se o esforço resultante na camada 2 tendo em consideração a influência da excentricidade, recorrendo a equação (3.43).

$$n_{sy2}^* = 479.24 + 1027.24 - 535.09 = 971.39 \text{ KN/m}$$

Tendo o valor de f_{tdy1} , calcula-se agora a área de aço necessária na camada 2.

$$\frac{A_{s2}}{s} = \frac{971.39 \times 10}{435} = 22.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.5 Análise Comparativa dos Métodos Aplicados ao Caso de Estudo

Para efetuar-se uma análise mais detalhada dos métodos estudados ao longo deste trabalho procedeu-se a modelação em Excel para fazer uma análise de sensibilidade tanto do critério de Menn quanto do modelo de sandwich para a determinação da armadura transversal das almas de vigas-caixão. Em anexo (Anexo A- Modelação do método de Menn e do método de Sandwich), encontra-se a explicação da modelação efetuada.

Seguidamente, aplicou-se a modelação ao caso de estudo abordado ao longo deste quarto capítulo e alterou-se alguns parâmetros cuidadosamente escolhidos, com o objetivo de verificar a influência e importância deles nas duas metodologias. Comparou-se também o andamento da área de aço mediante a variação desses parâmetros. Analisou-se a variação dos seguintes parâmetros:

- Flexão transversal;
- Esforço Transverso;
- Espessura da alma;
- Resistência do betão;
- Resistência do aço;
- Altura da viga-caixão;
- Espessura das camadas arbitradas no método de Sandwich.

4.5.1 Influência da flexão transversal

Para analisar a influência da flexão transversal atuante na determinação das armaduras, fez-se variar o valor de m_{sd} nas duas metodologias de cálculo.

Na Tabela 4.1, encontram-se os valores das áreas das armaduras exterior e interiores, tanto para o método de MENN como para o método de Sandwich, para diferentes valores de flexão transversal.

Tabela 4.1- Variação da flexão transversal

m_{sd} (KNm/m)	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
20	9,32	9,32	15,43	16,90
40	9,32	9,32	14,78	17,71
60	9,32	9,32	14,17	18,57
80	8,17	10,46	13,62	19,48
100	6,71	11,93	13,12	20,44
120	5,24	13,39	12,66	21,45
140	3,78	14,86	12,25	22,50
160	2,31	16,32	11,88	23,60
180	0,85	17,79	11,55	24,73

O gráfico da Figura 4.4 mostra a relação entre a armadura interna e armadura externa à medida que a flexão transversal aumenta.

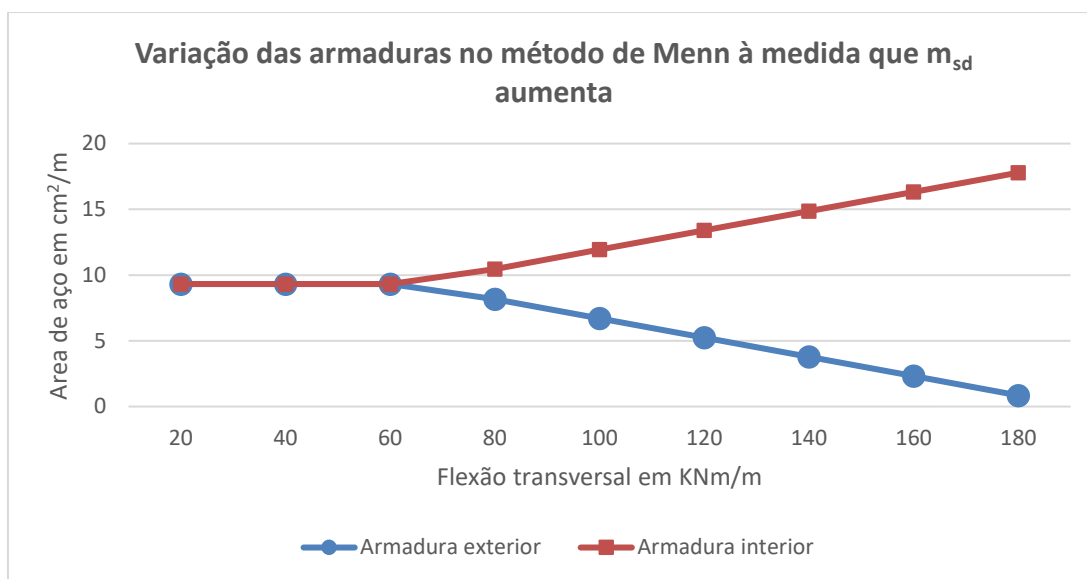


Figura 4.4-Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que m_{sd} aumenta

Pode observar-se no gráfico acima, que numa fase inicial, à medida que a flexão transversal vai aumentando, os valores da área de aço exterior e interior são iguais e mantêm-se inalterados, isso acontece, porque $m_{sd} \leq m_{Rd,1}$, e portanto a equação (3.20) é utilizada para calcular as forças nos dois estribos, e por conseguinte as duas áreas são iguais. Após

esse momento as duas armaduras evoluem de modo inversamente proporcional, isto é, à medida que m_{sd} aumenta, a área de armadura interior aumenta e a exterior diminui.

Na Figura 4.5 e Figura 4.6, apresentam-se dois gráficos que relacionam a evolução das armaduras exteriores e interiores, respetivamente, entre o método de MENN e o método de sandwich, a medida que a flexão transversal aumenta.

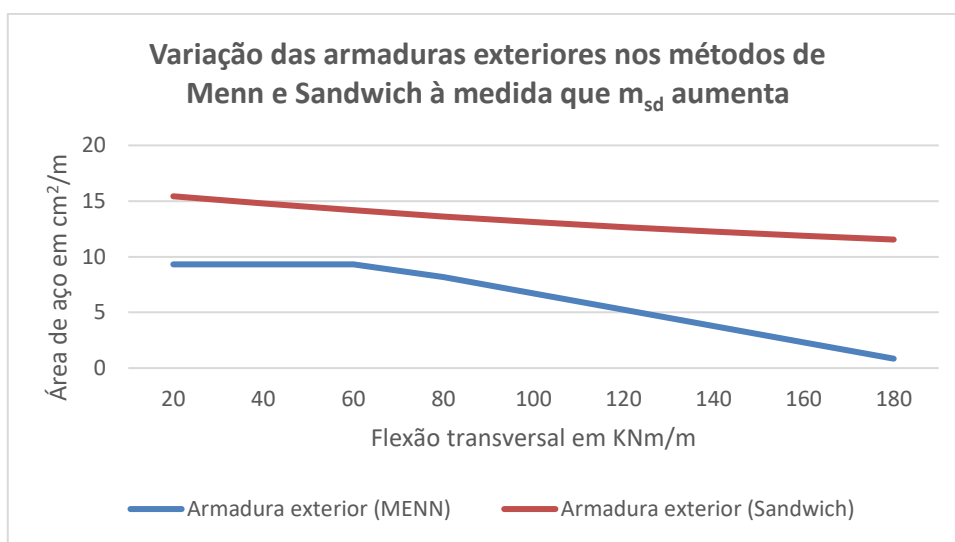


Figura 4.5- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que m_{sd} aumenta

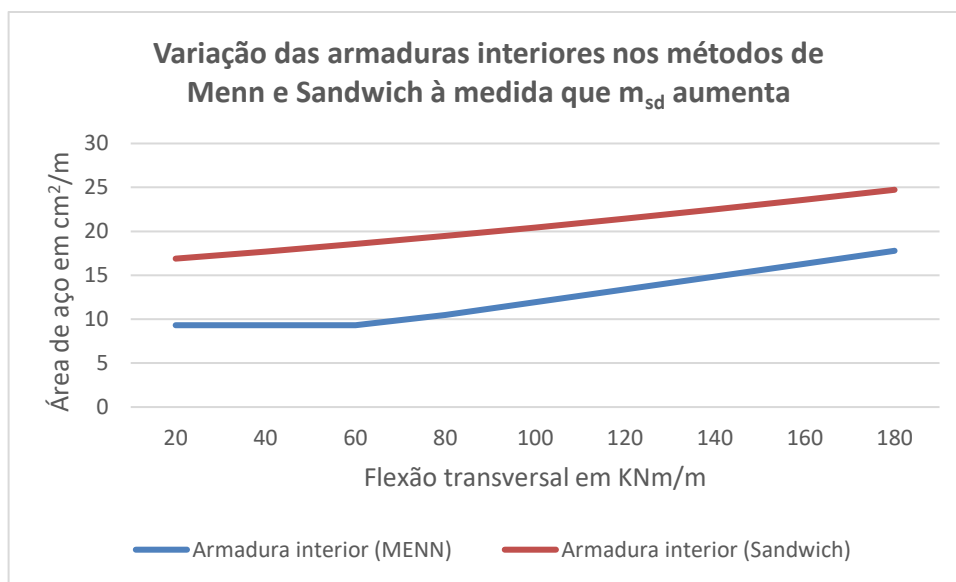


Figura 4.6- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que m_{sd} aumenta

Analisando-se o gráfico da Figura 4.5, verifica-se que quando a flexão transversal é de 64KNm/m, é onde as duas metodologias têm o valor mais próximo de área de armadura exterior, a partir desse ponto, o valor das áreas de aço pelos dois métodos começa a afastar-se, sendo que os valores das áreas das armaduras exteriores pelo método de Sandwich são sempre superiores.

Na Figura 4.6, relativa as armaduras interiores, verifica-se que as quantidades de área de aço necessária vão aumentando a medida que o m_{sd} aumenta, e que o método de Sandwich, a semelhança do que acontece com as armaduras exteriores, dá valores superiores de armadura necessária. Finalmente, importa realçar que os valores das armaduras interiores se encontram mais próxima nos dois métodos do que o valor das armaduras exteriores.

4.5.2 Influência do Esforço Transverso

Para analisar a influência do esforço transverso atuante na determinação das armaduras, fez-se variar o valor de V_{sd} nas duas metodologias de cálculo.

Como se referiu anteriormente, o método de Sandwich, tem a particularidade de só permitir o dimensionamento quando se verifica a segurança ao esmagamento das duas camadas simultaneamente. Na

Tabela 4.2, analisa-se para que valores de esforço transverso a viga do caso de estudo verifica o campo de tensões de compressão do betão nas suas almas, sendo que se adotou camadas com 0.15m de espessura.

Tabela 4.2- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich à medida que o esforço transversal varia

V_{sd} (KN)	V_{sd} (KN/m)	σ_{cd1} (KN/m ²)	σ_{cd2} (KN/m ²)	$\sigma_{cd,máx}$ (KN/m ²)	Verificação	Verifica ?
25000	89,7	-3701,96	-3701,96	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
30000	439,4	-4682,55	-4682,55	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
35000	789,0	-6404,31	-6404,31	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
40000	1138,7	-8424,44	-8424,44	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
45000	1488,3	-10573,30	-10573,30	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
50000	1838,0	-12786,10	-12786,10	13440	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,máx}$	SIM
55000	2187,6	-15034,70	-15034,70	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO
60000	2537,3	-17305,10	-17305,10	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO
65000	2886,9	-19589,80	-19589,80	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO
70000	3236,6	-21884,20	-21884,20	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO
75000	3586,2	-24185,60	-24185,60	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO
80000	3935,9	-26492,20	-26492,20	13440	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,máx}$	NÃO

Na tabela acima, observa-se que à medida que o esforço transversal (V_{sd}) aumenta, o valor da tensão de compressão de betão das camadas (σ_{cd}) também aumenta, mantendo-se o valor máximo do campo de tensão de compressão inalterado ($\sigma_{cd,máx} = 13440 \text{ KN} / \text{m}^2$). Assim sendo, verifica-se na tabela acima, que para esforços transversos acima de 55000 KN as tensões passam a ser inaceitáveis.

Na Tabela 4.3 tem-se a variação dos valores das forças das armaduras exteriores e interiores (f_{se} e f_{si}), e das respetivas áreas de aço, pelo método de Menn, à medida que o esforço transversal aumenta.

Tabela 4.3- Variação da área de aço à medida que o Esforço Transverso varia

V_{sd} (KN)	V_{sd} (KN/m)	f_{se} (KN/m)	f_{si} (KN/m)	$A_{se/s}$ (cm ² /m)	$A_{si/s}$ (cm ² /m)
25000	90	19,4	32,4	0,45	0,75
30000	439	126,8	126,8	2,92	2,92
35000	789	227,8	227,8	5,24	5,24
40000	1139	328,7	328,7	7,56	7,56
45000	1488	429,6	429,6	9,88	9,88
50000	1838	530,6	530,6	12,20	12,20
55000	2188	631,5	631,5	14,52	14,52
60000	2537	610,3	854,6	14,04	19,66
65000	2887	540,2	1126,5	12,42	25,91
70000	3237	431,5	1437,1	9,92	33,05
75000	3586	284,2	1786,3	6,54	41,09
80000	3936	98,2	2174,2	2,26	50,01

Representa-se agora, na Figura 4.7, o andamento gráfico das áreas das armaduras com o aumento de V_{sd} para o método de MENN:

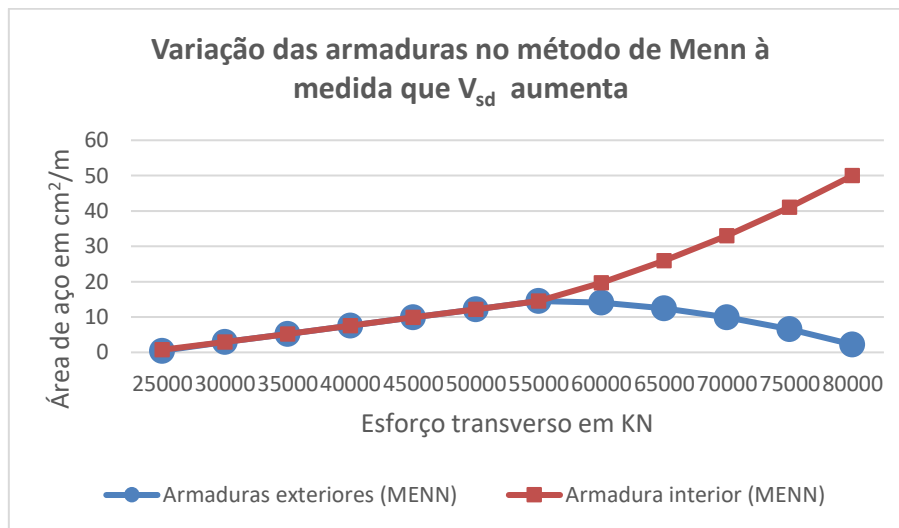


Figura 4.7- Gráfico da variação do esforço transverso no método de Meen

Analisando o gráfico acima, verifica-se que até ao valor esforço transverso de $V_{sd} = 55000KN$, a área de armadura tanto exterior, como interior, são iguais, e cresce linearmente. A partir desse valor de esforço transverso as áreas começam a ter um

crescimento inversamente proporcional, de forma parabólica. Realça-se ainda, que a armadura exterior atinge valores próximos de zero, perto dos $80000KN$, enquanto que, como verificou-se na

Tabela 4.2, o método de Sandwich, apenas analisa valores de esforço transversal até $V_{sd} = 55000KN$.

Na Tabela 4.4, encontram-se os valores das áreas das armaduras exteriores e interiores, tanto para o método de Menn como para o método de Sandwich, para os diferentes valores de esforço transversal, que verificam o campo de tensões neste segundo método:

Tabela 4.4-Variação da área de aço no método de Menn e no método de Sandwich quando o Esforço Transversal varia

Vsd (KN)	vsd (KN/m)	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
25000	89,7	0,45	0,75	1,37	11,40
30000	439,4	2,92	2,92	3,06	13,09
35000	789,0	5,24	5,24	6,03	16,06
40000	1138,7	7,56	7,56	9,51	19,55
45000	1488,3	9,88	9,88	13,22	23,26
50000	1838,0	12,20	12,20	17,04	27,07
55000	2187,6	14,52	14,52	20,92	30,95

Na Figura 4.8 e Figura 4.9, apresentam-se dois gráficos que relacionam a evolução das armaduras exteriores e interiores, respetivamente, entre o método de MENN e o método de sandwich, à medida que a esforço transversal aumenta.

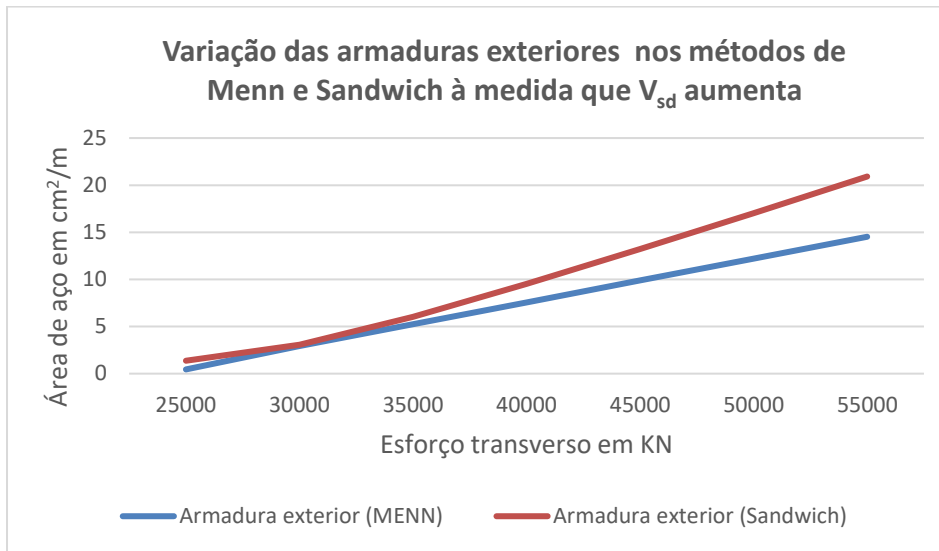


Figura 4.8- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que V_{sd} aumenta

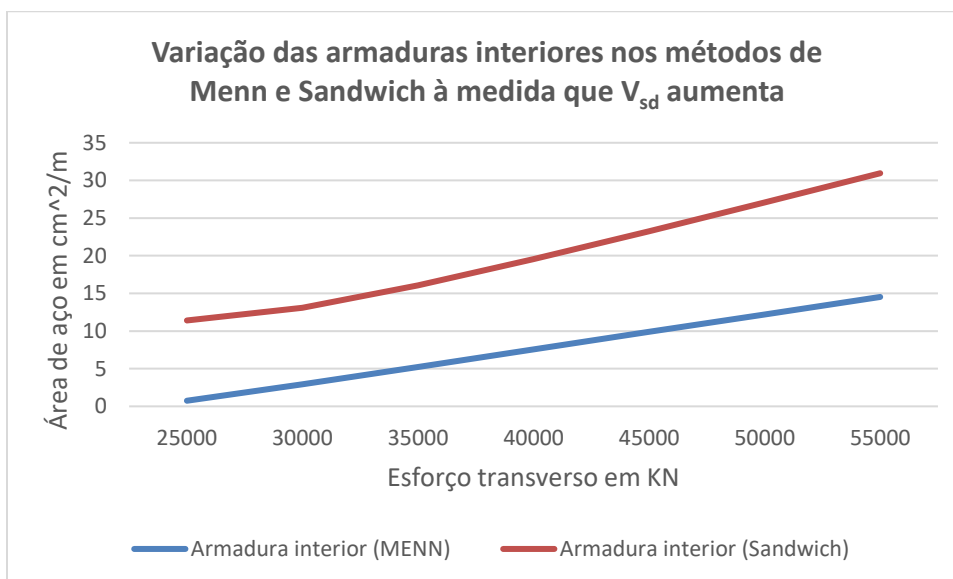


Figura 4.9- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que V_{sd} aumenta

Analisando os dois gráficos acima, conclui-se que o valor das áreas de armadura exterior nos dois métodos, é mais próximo do que o valor das armaduras interiores. Verifica-se ainda, que para as armaduras exteriores, quando o esforço transversal se encontra a volta dos $V_{sd} = 30000KN$, a área de aço é idêntica nos dois métodos.

4.5.3 Influência da Espessura da Alma

Para analisar a influência da espessura da alma na determinação das armaduras, fez-se variar o valor de b_w nas duas metodologias de cálculo.

Na Tabela 4.5, encontram-se os valores das áreas das armaduras exterior e interior, tanto para o método de Menn como para o método de Sandwich, para os diferentes valores de espessura da alma.

Tabela 4.5- Variação da área de aço no método de Menn e no método de Sandwich quando a espessura da alma varia

bw (m)	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
0,35	1,22	17,41	11,99	23,93
0,4	4,00	14,64	12,31	22,34
0,45	6,01	12,63	12,64	21,30
0,5	7,53	11,10	12,95	20,56
0,55	8,73	9,91	13,22	20,01
0,6	9,32	9,32	13,45	19,58
0,65	9,32	9,32	13,65	19,24
0,7	9,32	9,32	13,82	18,96
0,75	9,32	9,32	13,98	18,72
0,8	9,32	9,32	14,11	18,53

Representa-se agora, na Figura 4.10, o andamento gráfico das áreas das armaduras com o aumento da espessura da alma para o método de MENN.

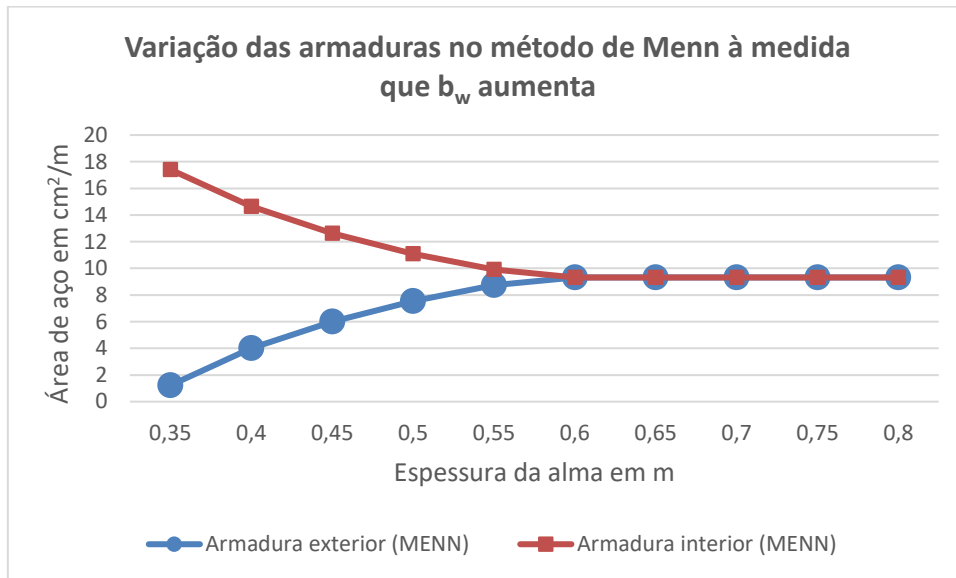


Figura 4.10- Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que b_w aumenta

Verifica-se, pela análise gráfica, que quanto menor a espessura da alma, maior a diferença entre as áreas de armadura exterior e interior, e a medida que se vai aumentando a espessura da alma esses valores vão-se aproximando. Sendo que, pelo gráfico vê-se que partir de $b_w = 0,6m$, os valores das área de armadura são mesmo iguais, isso pelo facto de, para o caso de estudo a partir dessa espessura $m_{sd} \leq m_{Rd,1}$, daí a formula para o cálculo de f_{se} é igual ao de f_{si} , como confirma-se no capítulo 3.

Representa-se agora, na Figura 4.11, o andamento gráfico das áreas das armaduras com o aumento de b_w para o método de Sandwich:

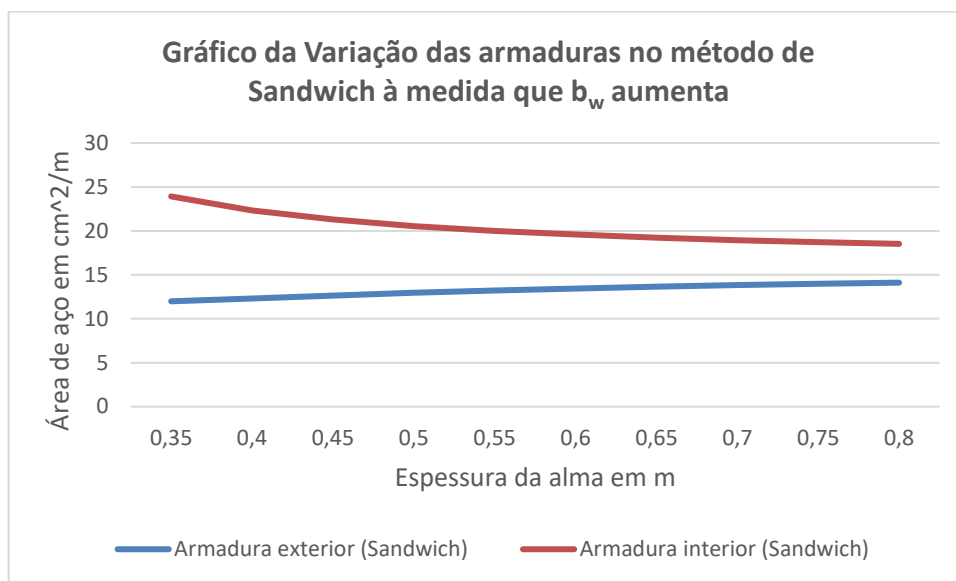


Figura 4.11- Gráfico da Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que b_w aumenta

Verifica-se, no gráfico acima, à semelhança do que acontece no método de MENN, quanto menor a espessura da alma, maior a diferença entre as áreas de armadura exterior e interior, e a medida que se vai aumentando a espessura da alma esses valores se vão aproximando. Observa-se ainda, pela análise conjunta dos dois gráficos acima e da Tabela 4.5, que o método de Sandwich apresenta valores mais conservativos para a área das armaduras tanto exteriores quanto interiores.

4.5.4 Influência da Resistência do Betão

Para analisar a influência da resistência do betão na determinação das armaduras fez-se variar o valor de f_{ck} nas duas metodologias de cálculo.

Como observa-se no capítulo anterior, a verificação do campo de tensões de compressão do betão tem grande influência no rumo do dimensionamento pelo método de Sandwich. Nesse sentido, na Tabela 4.6, verifica-se a partir de que valores de f_{ck} , as tensões de compressão do betão das camadas externas das almas não excede o valor máximo ($\sigma_{cd} \leq \sigma_{cd,máx}$), quando as armaduras estão nelas centradas, isto é, quando $z_1 = z_2 = 2 \times c$.

Tabela 4.6- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich à medida que a Resistência do betão varia - 1

Centrada?	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	V	$\sigma_{cd,m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	σ_{cd1} (KN/m ²)	σ_{cd2} (KN/m ²)	Verificação	verifica?
Sim	12	8,00	0,571	4569,6	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	16	10,67	0,562	5990,4	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	20	13,33	0,552	7360,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	25	16,67	0,540	9000,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	30	20,00	0,528	10560,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	40	26,67	0,504	13440,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	45	30,00	0,492	14760,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	50	33,33	0,480	16000,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Sim	55	36,67	0,468	17160,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Sim	60	40,00	0,456	18240,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Sim	70	46,67	0,432	20160,0	-17087,7	-17087,7	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM

Pela análise direta da tabela acima, observa-se que, para o caso de estudo, apenas utilizando betão com $f_{ck} \geq 55MPa$ é que se torna possível dimensionar as armadura transversal das almas de vigas-caixão pelo método de Sandwich, considerando as armaduras centradas com as camadas.

Na Tabela 4.7, efetua-se uma verificação semelhante à da tabela anterior, diferindo no cálculo apenas o facto das armaduras não estarem centradas, ou seja, neste caso existe uma excentricidade ente as armaduras e as camadas.

Tabela 4.7- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich à medida que a Resistência do betão varia - 2

Centrada ?	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	v=	$\sigma_{cd,m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	σ_{cd1} (KN/m ²)	σ_{cd2} (KN/m ²)	Verificação	verifica?
Não	12	8,00	0,571	4569,6	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO

Centrada ?	f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	$v=$	$\sigma_{cd,m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	σ_{cd1} (KN/m ²)	σ_{cd2} (KN/m ²)	Verificação	verifica?
Não	16	10,67	0,562	5990,4	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Não	20	13,33	0,552	7360,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Não	25	16,67	0,540	9000,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
Não	30	20,00	0,528	10560,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	40	26,67	0,504	13440,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	45	30,00	0,492	14760,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	50	33,33	0,480	16000,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	55	36,67	0,468	17160,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	60	40,00	0,456	18240,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
Não	70	46,67	0,432	20160,0	-10043,2	-10043,2	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM

Neste caso, em que existe excentricidade das armaduras em relação as camadas, observando as duas tabelas acima, confirma-se a premissa de que, aumentando a espessura das camadas analisando as mesmas características do caso de estudo, consegue-se obter campos de tensões de compressão do betão aceitáveis. Nota-se então que, a partir de $f_{ck} \geq 30MPa$ (resistência inferior ao caso de armaduras centradas) já é possível dimensionar as armaduras transversais das almas de vigas-caixão pelo método de Sandwich.

Na Tabela 4.8, encontram-se os valores das áreas das armaduras exterior e interior, tanto para o método de Menn como para o método de Sandwich, para os diferentes valores de resistência do betão:

Tabela 4.8- Variação da área de aço no método de Menn e no método de Sandwich quando a Resistência do Betão varia

f_{ck} (MPa)	f_{cd} (MPa)	v	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
25	16,67	0,54	0,47	18,17	12,31	22,34
30	20,00	0,528	2,04	16,59	12,31	22,34
40	26,67	0,504	4,00	14,64	12,31	22,34
45	30,00	0,492	4,64	14,00	12,31	22,34
50	33,33	0,48	5,14	13,49	12,31	22,34
55	36,67	0,468	5,55	13,09	12,31	22,34
60	40,00	0,456	5,88	12,76	12,31	22,34
70	46,67	0,432	6,38	12,25	12,31	22,34

Na Figura 4.12 e Figura 4.13, apresentam-se dois gráficos que relacionam a evolução das armaduras exteriores e interiores, respetivamente, entre o método de Menn e o método de Sandwich, à medida que a resistência do betão aumenta.

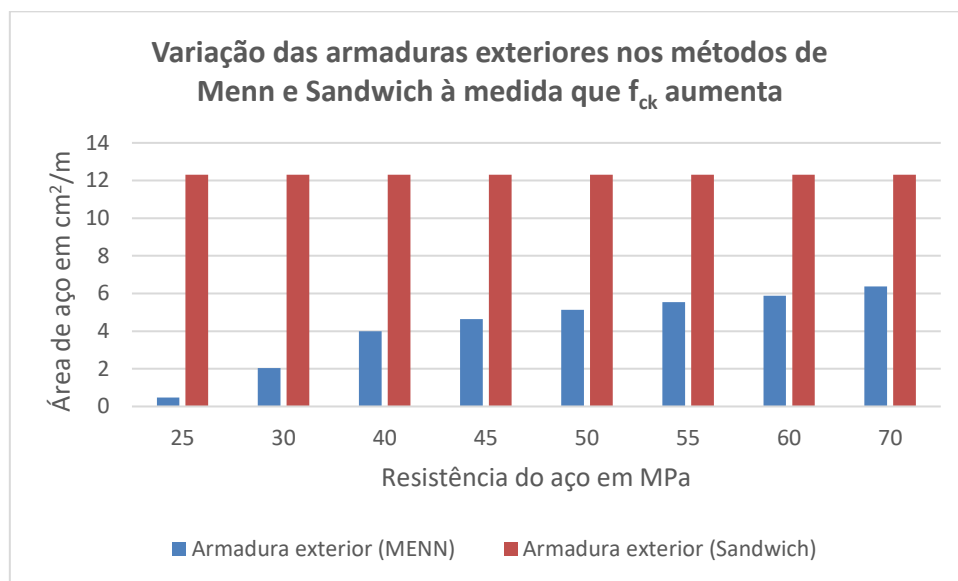


Figura 4.12- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que fck aumenta

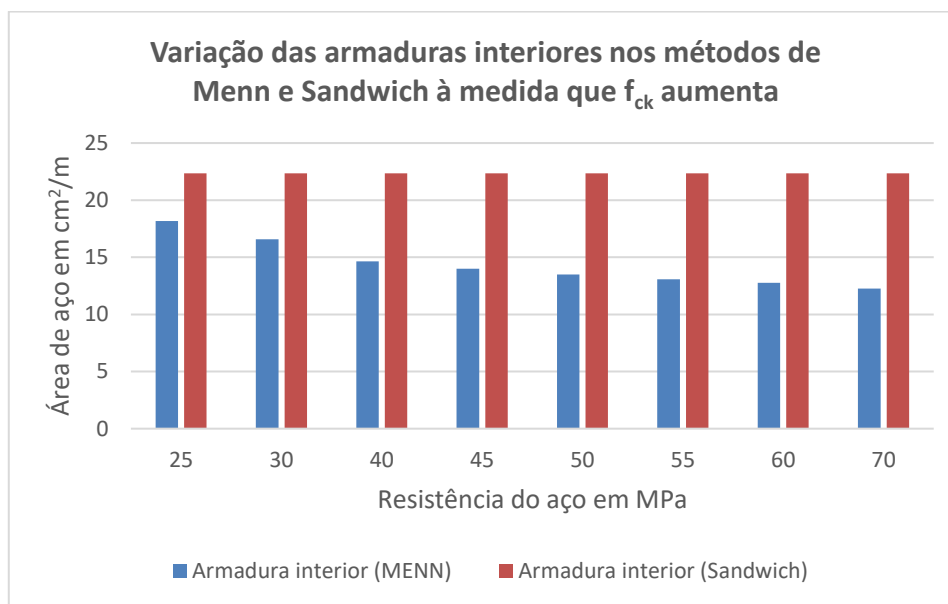


Figura 4.13- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que f_{ck} aumenta

Pela análise, dos gráficos das Figura 4.12 e da Figura 4.13, verifica-se que as áreas de armaduras exteriores e interiores obtidas pelo método de sandwich não são influenciadas pela resistência do betão, ou seja, o valor da área de aço é independente do betão utilizado. Por outro lado, as áreas calculadas pelo método de Menn são influenciadas pela variação da resistência do betão. Sendo que, por este método, à medida que a resistência do betão aumenta a área de armadura exterior aumenta e de armadura interior diminui.

4.5.5 Influência da Resistência do Aço

Para analisar a influência da resistência do aço na determinação das armaduras, fez-se variar o valor de f_{yk} nas duas metodologias de cálculo.

Na Tabela 4.9 encontram-se os valores das forças das armaduras exteriores e interiores e as áreas das armaduras exterior e interior calculadas pelo método de MENN, ao longo da variação da resistência do aço.

Tabela 4.9- Variação das armaduras no método de Menn à medida que f_{yk} aumenta

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	f_{se} (KN/m)	f_{si} (KN/m)	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)
A235NR	235	204,35	173,7	636,4	8,50	31,14
A400NR	400	347,83	173,7	636,4	5,00	18,30
A500NR	500	434,78	173,7	636,4	4,00	14,64

Na Figura 4.14, apresenta-se o gráfico que contém a evolução da área de armaduras exteriores e interiores à medida que se vai aumentando a resistência do aço no método de MENN.

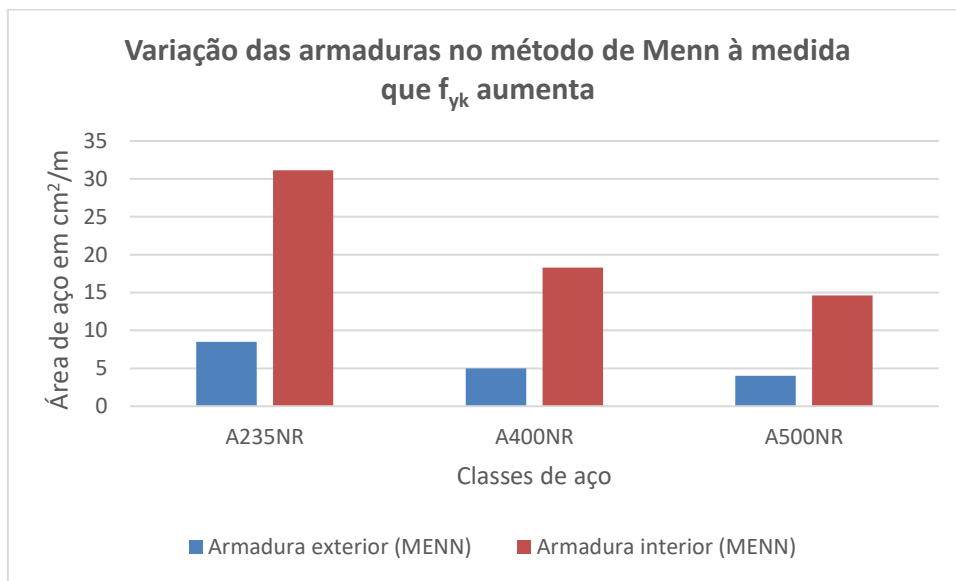


Figura 4.14- Gráfico da variação das armaduras no método de Menn à medida que f_{yk} aumenta

Pela análise da Tabela 4.9, verifica-se que a variação da resistência do aço, não tem nenhuma influência nas forças das armaduras exteriores (f_{se}) nem interiores (f_{si}). Contudo observa-se no gráfico da Figura 4.14 que, as áreas das armaduras exteriores e interiores têm um comportamento inversamente proporcional em relação ao aumento da resistência do aço, isto é, a medida que a resistência do aço aumenta ambas as áreas diminuem.

Na Tabela 4.10 encontram-se os valores das forças das armaduras exteriores e interiores e as áreas das armaduras exterior e interior, calculadas pelo método de Sandwich, ao longo da variação da resistência do aço.

Tabela 4.10- Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que f_{yk} aumenta

Aço	f_{yk} (MPa)	f_{yd} (MPa)	η^*s_{y1} (KN/m)	η^*s_{y2} (KN/m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
A235NR	235	204,35	535,1	971,4	26,19	47,54
A400NR	400	347,83	535,1	971,4	15,38	27,93
A500NR	500	434,78	535,1	971,4	12,31	22,34

Na Figura 4.15, apresenta-se o gráfico que contém a evolução da área de armaduras exteriores e interiores à medida que se vai aumentando a resistência do aço no método de Sandwich.

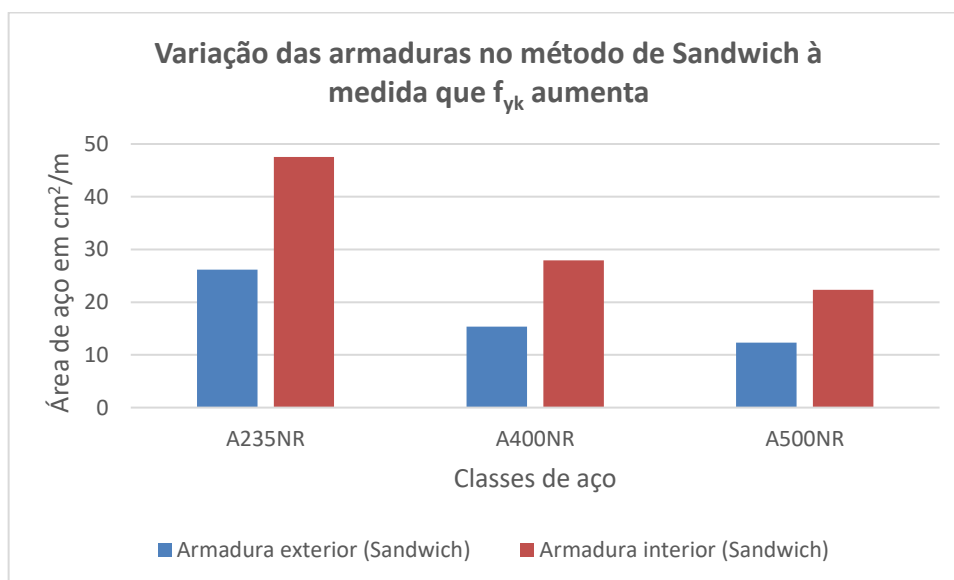


Figura 4.15- Gráfico da variação das armaduras no método de Sandwich à medida que f_{yk} aumenta

Pela análise da Tabela 4.10, verifica-se que, a semelhança do que acontece no método de Menn, a variação da resistência do aço, não tem nenhuma influência nas forças das armaduras exteriores (f_{se}) nem interiores (f_{si}). Contudo, observa-se pelo gráfico da Figura 4.15 que, também a semelhança do método de Menn, as áreas das armaduras exteriores e interiores têm um comportamento inversamente proporcional em relação ao aumento da resistência do aço. Constata-se também, que o método de sandwich, dá valores mais conservativos em relação ao método de Menn.

4.5.6 Influência da Altura da Viga-caixão

Para analisar a influência da altura da viga-caixão na determinação das armaduras, fez-se variar o valor de z nas duas metodologias de cálculo.

Na Tabela 4.11, encontram-se os valores das áreas das armaduras exterior e interior, tanto para o método de Menn como para o método de Sandwich, para as diferentes alturas da viga-caixão.

Tabela 4.11- Variação da área de aço no método de Menn e no método de Sandwich quando a altura da viga-caixão varia

Z (m)	Armadura exterior (MENN) (cm ² /m)	Armadura interior (MENN) (cm ² /m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
5	1,31	11,77	7,94	17,97
6	3,41	13,75	11,13	21,16
7	3,97	14,59	12,24	22,27
8	4,04	14,71	12,40	22,44
9	3,91	14,50	12,13	22,16
10	3,68	14,14	11,65	21,69
11	3,40	13,74	11,10	21,14
12	3,08	13,34	10,54	20,57
13	2,74	12,97	9,98	20,01
14	2,40	12,63	9,45	19,48
15	2,06	12,33	8,95	18,98

Na Figura 4.16 e Figura 4.17, apresentam-se dois gráficos que relacionam a evolução das armaduras exteriores e interiores, respetivamente, entre o método de Menn e o método de Sandwich, a medida que a altura da secção aumenta.

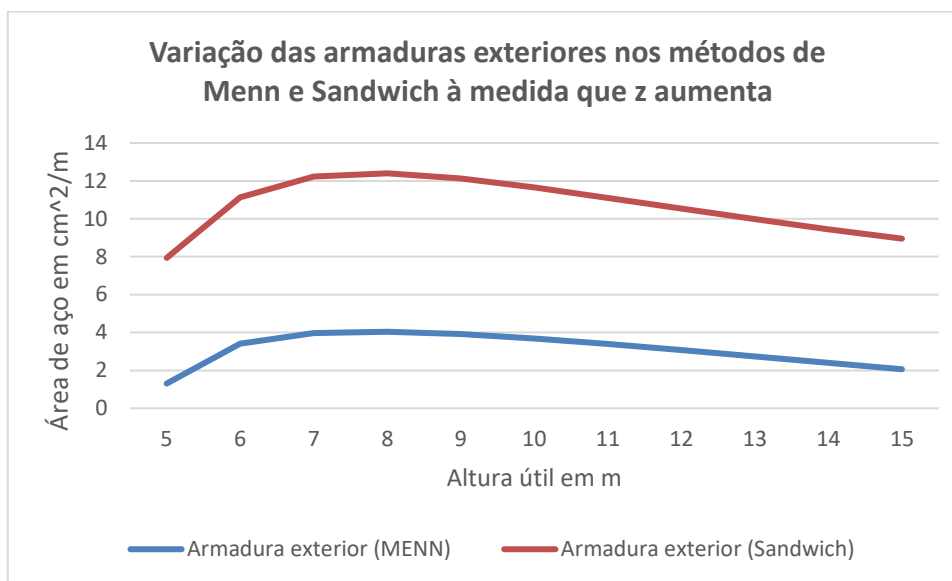


Figura 4.16- Gráfico da variação das armaduras exteriores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que z aumenta

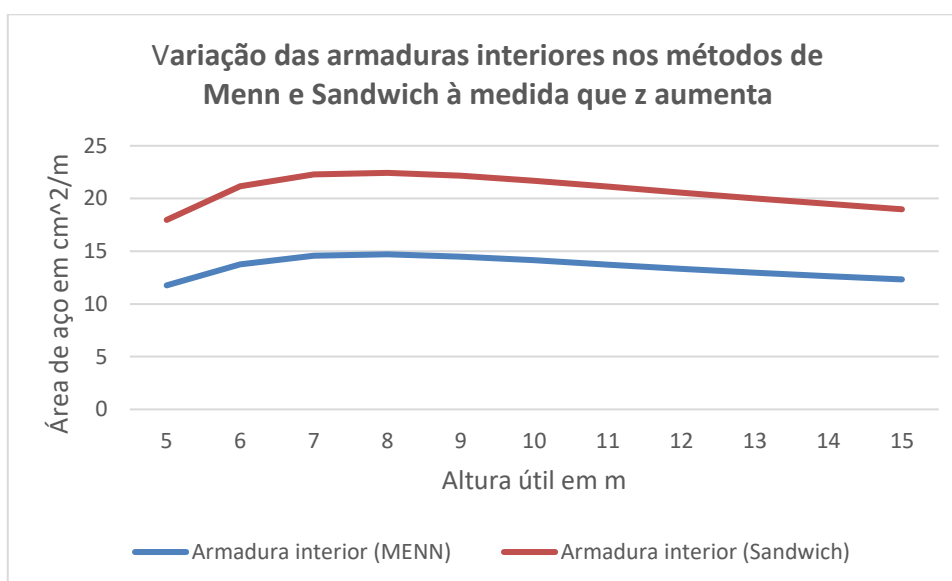


Figura 4.17- Gráfico da variação das armaduras interiores nos métodos de Menn e Sandwich à medida que z aumenta

Analisando os gráficos acima pode observar-se que, a evolução da área de armaduras exteriores e interiores, tanto no método de MENN quanto no método de sandwich tem um comportamento parabólico, com ambas as concavidades viradas para baixo. Nota-se também que quando a secção tem uma altura das forças internas de sensivelmente 7.5m é que requer os valores mais elevados de área de armaduras nos dois métodos. Finalmente, pode

constatar-se também da análise gráfica, que o método de Sandwich dá valores mais conservativos de áreas de aço.

4.5.7 Influência das espessuras das camadas no método de Sandwich

Para analisar a influência das espessuras das camadas no método de Sandwich, fez-se variar os valores de t_1 e t_2 do método de Sandwich.

Na Tabela 4.12, encontra-se a verificação da tensão de compressão das camadas, à medida que as espessuras vão aumentando.

Tabela 4.12- Verificação do campo de tensões de compressão, no método de Sandwich, à medida que a espessura das camadas varia

t_1 (m)	t_2 (m)	σ_{cd1} (KN/m ²)	σ_{cd2} (KN/m ²)	$\sigma_{cd,m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	Verificação	verifica?
0,08	0,08	-16346,9	-16346,9	13440,0	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
0,09	0,09	-16346,9	-16346,9	13440,0	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
0,1	0,1	-14757,1	-14757,1	13440,0	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
0,11	0,11	-13460,6	-13460,6	13440,0	$ \sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	NÃO
0,12	0,12	-12384,4	-12384,4	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,13	0,13	-11478,4	-11478,4	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,14	0,14	-10706,7	-10706,7	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,15	0,15	-10043,2	-10043,2	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,16	0,16	-9468,4	-9468,4	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,17	0,17	-8967,4	-8967,4	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,18	0,18	-8529,1	-8529,1	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,19	0,19	-8144,8	-8144,8	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM
0,2	0,2	-7807,7	-7807,7	13440,0	$ \sigma_{cd} < \sigma_{cd,m\acute{a}x}$	SIM

Pela análise da tabela acima, verifica-se que a medida que as espessuras das camadas vão aumentando, o valor da tensão do betão em cada camada vai diminuindo. Sabendo que o recobrimento no caso de estudo é de 0.043m, verifica-se ainda que quanto mais excêntricas nas camadas estiver a armadura, com mais segurança se verifica o campo de tensões de compressão, reforçando assim a premissa que, de forma geral, não é possível dimensionar-

se com as armaduras centradas nas camadas, apesar da metodologia de cálculo ser mais simples.

Na Tabela 4.13, encontram-se os valores das tensões das armaduras exteriores e interiores e as respetivas áreas de armadura calculadas pelo método de Sandwich, ao longo da variação das espessuras das camadas.

Tabela 4.13- Variação das armaduras no método de Sandwich à medida que t_1 e t_2 aumentam

$t_1=t_2$ (m)	η^*_{sy1} (KN/m)	η^*_{sy2} (KN/m)	Armadura exterior (Sandwich) (cm ² /m)	Armadura interior (Sandwich) (cm ² /m)
0,09	517,5	953,8	11,90	21,94
0,1	519,7	956,0	11,95	21,99
0,11	522,2	958,5	12,01	22,05
0,12	524,9	961,2	12,07	22,11
0,13	527,9	964,3	12,14	22,18
0,14	531,3	967,6	12,22	22,26
0,15	535,1	971,4	12,31	22,34
0,16	539,3	975,6	12,40	22,44
0,17	544,1	980,4	12,51	22,55
0,18	549,5	985,8	12,64	22,67
0,19	555,6	991,9	12,78	22,81
0,2	562,6	998,9	12,94	22,98

Na Figura 4.18, apresenta-se o gráfico que contém a evolução da área de armaduras exteriores e interiores, à medida que se vai aumentando as espessuras das camadas no método de Sandwich:

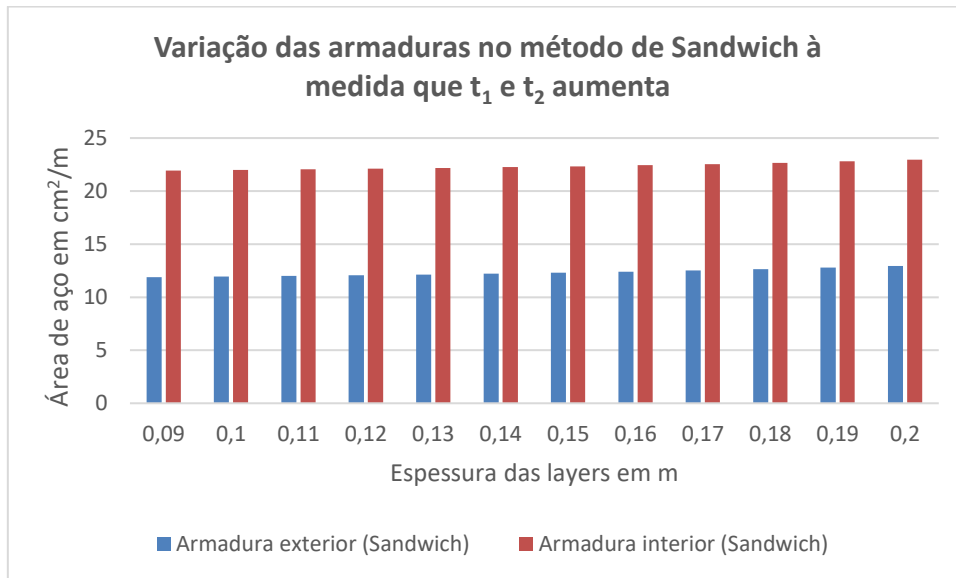


Figura 4.18- Gráfico da variação das armaduras no método de Sandwich à medida que t1 e t2 aumentam

Verifica-se, pela análise do gráfico, que a variação das espessuras das camadas, praticamente não influencia a área de armaduras exteriores e interiores necessárias. Assim sendo, apesar da liberdade que o projetista tem para arbitrar a espessura das camadas, a gama de variação de resultados esperados no dimensionamento é pouco significativa.

4.6 Considerações Finais

Neste capítulo apresentou-se inicialmente o caso de estudo, nomeadamente a secção caixão do viaduto de Alfeizeirão, referindo as suas características geométricas, os materiais usados e os esforços atuantes.

Procedeu-se numa fase inicial à determinação do fluxo de corte, que tem dependência direta da inclinação do banzo inferior e da torção. Para o caso de estudo $v_{sd} = 1404 \text{ KN/m}$, e confirmou-se que o fluxo de corte tem um papel determinante no método de Menn e no método de Sandwich para o cálculo de armaduras transversais das almas de vigas-caixão.

Posteriormente aplicou-se o método de Menn para a determinação das armaduras transversais das almas de vigas caixão da secção estudada, verificando-se que a largura mínima requerida para o não esmagamento do betão é 55% da largura total da alma. Verificou-se ainda que o valor da flexão transversal atuante na secção encontra-se entre os

momentos resistentes inferior e superior, e conseqüentemente, foram aplicadas as expressões apropriadas para o cálculo da força nos estribos inferior e superior, as equações (3.22) e (3.23), respetivamente. Obteve-se, por fim, a área necessária de armadura interior e exterior para o método de Menn.

De seguida, fez-se a aplicação do método de Sandwich para a determinação das armaduras transversais das almas de vigas-caixão ao caso de estudo. Foi feita uma primeira iteração, considerando as camadas com o dobro do recobrimento ($z_1 = z_2 = 2 \times 0.043 = 0.086m$), ou seja, com o reforço posicionado no centro das camadas. Após calcular-se as tensões nas camadas exteriores, verificou-se o campo tensões de compressão do betão de cada camada, observando-se que as tensões do betão nesta primeira iteração são inaceitáveis pois $\sigma_{cd} > \sigma_{cd,m\acute{a}x}$, o que invalidou esta primeira iteração. Contudo, a título meramente académico, prosseguiu-se o cálculo das armaduras segundo esta primeira iteração, recorrendo as fórmulas do anexo F do EC2-2 para poder-se analisar a metodologia de cálculo das armaduras quando estas estão centradas com as camadas.

Continuando a aplicação do método de Sandwich, efetuou-se uma segunda iteração, considerando para este efeito ($z_1 = z_2 = 0.15m$), não estando as armaduras centradas com o reforço, existindo então uma excentricidade entre o reforço e as camadas. Verificou-se, neste caso, que as tensões no betão são aceitáveis ($\sigma_{cd} \leq \sigma_{cd,m\acute{a}x}$), o que validou esta iteração. Procedeu-se então ao cálculo das áreas das armaduras, não podendo ser feito diretamente usando as fórmulas do anexo F, pois não estão centradas, usou-se então as fórmulas do anexo LL do EC-2. Após efetuar-se o cálculo das armaduras tanto quando elas estão centradas, quanto excêntricas, conclui-se que o método aplicado ao primeiro caso é mais expedito.

Finalmente efetuou-se neste capítulo uma análise comparativa dos métodos aplicados ao caso de estudo, após ter sido efetuada uma modelação em Excel dos dois métodos. Avaliou-se portanto, nos dois métodos estudados ao longo desta dissertação, a influência da flexão transversal, a influência do esforço transversal, a influência da variação da espessura da alma, a influência da resistência do betão, a influência da resistência do aço, a influência da altura da viga e por fim a influencia da escolha da espessura das camadas no método de Sandwich.

5 CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1 Síntese do Trabalho e Conclusões Gerais

As pontes são obra de engenharia que estão intimamente ligadas a história e progresso da humanidade, por este motivo os engenheiros ao longo dos anos foram aperfeiçoando as técnicas existentes para a sua construção. Neste sentido, atualmente, para ultrapassar grandes vãos os projetistas utilizam em larga escala, as pontes de betão armado pré-esforçado com tabuleiro em caixão, pois devido a presença de banzos superior e inferior, estas vigas têm grande rigidez e resistência tanto a momentos fletores positivos quanto negativos.

Verificou-se ao longo do estudo, que dois métodos construtivos amplamente utilizados nos dias de hoje para a construção de pontes em betão armado têm extrema necessidade da viga em caixão em seus tabuleiros, são eles o método dos deslocamentos sucessivos e o método dos avanços sucessivos. A relação entre estes métodos construtivos e a secção transversal em caixão encontra-se nos elevados esforços inerentes ao processo construtivo e a sua alternância de sinais para uma mesma secção, fazendo deste modo que a elevada capacidade resistente do caixão e o seu bom comportamento tanto a momentos positivos quanto a negativos se adequem as necessidades dos métodos.

A utilização destas secções de tabuleiro permitiram construir pontes cada vez mais largas, e, por conseguinte, estas secções estão sujeitas a uma considerável flexão transversal nos seus elementos, principalmente nas almas. Portanto, o efeito conjunto desta flexão transversal com os esforços de corte atinge valores importantes, tendo grande influência no cálculo das armaduras transversais em almas de viga-caixão.

Nesse âmbito, com o desenvolvimento deste trabalho, teve-se como principal objetivo efetuar uma análise da determinação das armaduras transversais das almas das vigas-caixão, assumindo especial relevância os métodos de Menn e o método de Sandwich.

Por forma a atingir o objetivo principal da dissertação, apresentou-se no terceiro capítulo os fundamentos teóricos dos métodos de MENN e de Sandwich, e desenvolveu-se uma análise de sensibilidade dos dois métodos, acima referidos, em Excel. Ficando, deste modo, claro que a não consideração simultânea destes dois efeitos conduz a resultados não condicentes com as atuais exigências de dimensionamento das vigas-caixão.

Por fim, aplicou-se as duas metodologias ao caso de estudo, através do cálculo manual, efetuado ao longo do quarto capítulo e aplicou-se a modelação em Excel ao caso estudado,

fazendo variar algumas características, de modo a efetuar uma análise comparativa dos dois métodos.

5.2 Principais Contribuições

As principais contribuições desta dissertação a destacar são as seguintes:

- Detalhamento do método de Sandwich para o cálculo das armaduras transversais das almas de vigas caixão do anexo M do EC-2-2, efetuando essencialmente um desenvolvimento teórico de forma a explicar mais amplamente conceitos que se encontram nas normas europeias muito sintetizados. Assim sendo, neste documento, organizou-se através de uma metodologia lógica uma série de conceitos que no EC-2 estão distribuídos por diversas cláusulas.
- Desenvolvimento, em língua portuguesa, de um documento que aborda a interação da flexão transversal e o esforço de corte nas almas de vigas-caixão, um tema onde, mesmo na língua inglesa, muito pouco trabalho de investigação foi elaborado. Razão pela qual, foi muito difícil encontrar material escrito para consulta ao longo do desenvolvimento desta dissertação.
- Modelação em Excel do método de MENN e do método de Sandwich para a determinação das armaduras transversais das almas de vigas caixão, considerando como inputs a nível de geometria do caixão o braço das forças internas, a largura do caixão, a largura da alma, inclinação do banzo inferior e o recobrimento das armaduras; como inputs a nível de esforços atuantes tem-se o momento fletor atuante, o esforço transversal o momento torsor e a flexão transversal; e em relação aos materiais, os inputs considerados são a resistência do betão, a resistência do aço e a inclinação das bielas.
- Análise comparativa dos dois métodos estudados através da análise de gráficos e tabelas que tiveram em consideração a variação de alguns aspetos, nomeadamente a flexão transversal, o esforço transversal, a espessura da alma, a resistência do betão, a resistência do aço, a altura da viga e espessura das camadas no método de Sandwich. Os resultados para esta análise foram obtidos recorrendo-se a modelação efetuada em Excel.

5.3 Apreciação dos resultados obtidos

Considera-se que os objetivos delineados inicialmente para este trabalho foram globalmente atingidos, ficando clara importância da consideração da interação entre a flexão transversal e o esforço transversal para o adequado dimensionamento das áreas de armadura transversal das almas de vigas-caixão. Importante realçar que, ao longo deste documento, foram identificados alguns aspetos que permitem apreciar particularidades de cada um dos métodos, como também identificar diferenças entre eles, tais como:

- O método de Menn tem como característica, o facto de aproveitar parte da largura das almas para resistir a flexão transversal que nelas atuam, uma vez que a compressão vertical não mobiliza a largura total da alma. No caso de estudo a largura mínima requerida para o não esmagamento das bielas de betão é de 55% da largura total da alma.
- A relação do flexão transversal (m_{sd}) com os momentos resistentes inferior ($m_{Rd,1}$) e superior ($m_{Rd,2}$) é um forte condicionamento para o dimensionamento das armaduras pelo método de MENN, uma vez que as expressões para o cálculo das forças nos estribos variam com base nessa relação.
- O projetista no método de Sandwich tem a liberdade de arbitrar as espessuras das camadas, contudo esta particularidade não tem grande influência na determinação das áreas das armaduras, como verificou-se no gráfico da Figura 4.18. De realçar, que ao arbitrar as espessuras das camadas, o reforço pode estar nelas centradas ou excêntricas.
- No dimensionamento das áreas das armaduras pelo método de Sandwich é efetuada a verificação do campo das tensões de compressão do betão, sendo esta verificação condição necessária para realização do dimensionamento. Pela análise direta da
- Tabela 4.2, verifica-se que o esforço transversal influencia em grande medida essa verificação.
- O dimensionamento efetuado pelo método de MENN é mais simples e mais intuitivo do que o dimensionamento efetuado pelo método de Sandwich.

- Pela análise dos gráficos que se encontram no subcapítulo 4.5 verifica-se que o método de Sandwich é mais conservativo do que o método de MENN.

5.4 Desenvolvimentos Futuros

Como desenvolvimentos futuros propõe-se que se efetue ensaios experimentais em tabuleiros de vigas-caixão, de modo a verificar o comportamento das suas almas quando aplicado o efeito conjunto da flexão transversal e do esforço transverso e que sejam avaliados nesses ensaios os padrões dos tipos de roturas que se originam nos dois casos.

Sugere-se também, como trabalho futuro, que seja efetuado um estudo da determinação das armaduras transversais das almas de vigas-caixão, recorrendo a outros dois métodos existentes, nomeadamente pelo critério de Thürlimann e pelo critério de flexão composta da biela, proposto por Stucchi, para que se possa efetuar uma análise quantitativa com os dois métodos estudados neste documento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AFGC. (1999). Guide des ponts poussés. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- Alhamaidah, A. S. M. (2017). The structural behaviour of horizontally curved prestressed concrete box girder bridges. Salford: School of Computing, Science and Engineering- University of Salford.
- APPLETON, J. (2005). Construções em betão- Nota histórica sobre a sua evolução. LISBOA: INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO. Retrieved from <http://www.civil.ist.utl.pt/~cristina/GDBAPE/ConstrucoesEmBetao.pdf>
- Backes, M.-R., Ruiz, M. F., & Muttoni, A. (2014). Interaction between in-plane shear forces and transverse bending moments in concrete bridge webs. Quebec, Canada: Proc. of the 10th fib International PhD Symposium in Civil Engineering PhD in Civil Engineering.
- Bastos, F. F. (2012). Cimbres Metálicos Autolanzáveis na Construção de Tabuleiros de Pontes. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Begum, Z. (2008). Analysis and Behavior Investigations of Box Girder Bridges. *The Veterinary Record*. Washington: Faculty of Graduate School of the University of Maryland. <https://doi.org/DOI>
- C&Q, M. E. (2017). Carros de Avaço. Lisboa: <http://cqmetal.pt/pt/as-nossas-prestacoes/>.
- CEN. (2004). Eurocódigo 2 – Projecto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios. Bruxelas: Comité Europeu de Normalização.
- CEN. (2005). Eurocode 2 - Design of concrete structures - Concrete bridges - Design and detailing rules. Bruxelas: European Committee for Standardization.
- Clemente, D., Costa, F., Ribeiro, H., Silva, J., Silva, L., & Silva, R. (2010). Cimbres fixos. Porto: Universidade do Porto.
- Corrêa, L. S. (2013). Comparativo de eficiência de vigas de altura constante com vigas de altura variável. Tio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Escola de Engenharia.
- Council, D. C. (n.d.). No Title. Dublin: <http://www.bridgesofdublin.ie/bridge-building/types/box-girder>.
- DEMPSEY, G. (1859). Tubular and other iron girder bridges - Britannia and Conway Tubular Bridges. LONDON: UNIVERSITY OF MICHIGAN.
- Engineering Core Courses. (2016). Solid Mechanics II.

- <http://www.engineeringcorecourses.com/solidmechanics2/C3-transverse-shear/C3.1-shear-flow/theory/>.
- Faria, H. de P., & Pravia, Z. M. C. (2012). Metodologia de Cálculo de uma Ponte em Caixaão Metálico com Laje em Concreto Armado Conforme AASHHTO LRFD BRIDGE. BRASILIA: VII congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas.
- França, P. (2013). Dimensionamento de armaduras em elementos laminares. http://www.civil.ist.utl.pt/~crisrina/EBAP/EC2-2_Elementos%20Laminares.pdf.
- Fritz, L., & Möning, E. (1977). Construções de Concreto, Princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Berlin: Springer-Verlag.
- Gaspar, R. (2003). Dimensionamento das almas de pontes celulares. SÃO PAULO: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Hendy, C. R., & Smith, D. a. (2007). Designers ' Guide To En 1992-2 Eurocode 2 : Design of Concrete Structures Part 2: Concrete Bridges Eurocode Designers ' Guide Series. London: Thomas Telford Publishin, Thomas Telford Ltd.
- Jacinto, L. A. do C. J. (2009). Determinação de armaduras transversais em almas de vigas-caixaão. Lisboa: Instituto de Engenharia de Lisboa. <https://docplayer.com.br/48933887-Prova-publica-para-passagem-a-categoria-de-equiparado-a-professor-adjunto-determinacao-de-armaduras-transversais-em-almas-de-vigas-caixao.html>.
- Kumar, R. A., & Dattatrya, D. J. K. (2015). Study on the Structural Behavior and Design of a Typical Single Cell Post Tensioned Concrete Box Grider Bridge. *Journal of Civil Engineering and Environmental Technology*. India: Journal of Civil Engineering and Environmental Technology. Retrieved from www.krishisankriti.org/jceet.html
- Kurrer, K.-E. (2008). The History of the Theory of Structures: From Arch Analysis to Computational Mechanics. Berlin: Ernst & Sohn Verlag furArchitektur und Technishe.
- Martins, O. (2009). Modelo virtual de simulação visual da construção de pontes executadas por lançamento incremental. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Martins, T. F. (2012). Pré-esforço Transversal em Vigas em Caixaão. Universidade da Beira Interior.
- MENN, C. (1990). Prestressed Concrete Bridges. (L. of C. C. in P. Data, Ed.). ZURICH.
- Nakamura, J. (2012). Pontes por balanços sucessivos. São PAulo: <http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/21/pontes-por-balanco-sucessivo-tecnica-e-indicada-para-vencer-273265-1.aspx>.

- Peres, A. C. R. e G. L. (2016). O Método dos Avanços Sucessivos, desde a Fase de Projeto à Construção da Ponte. Lisboa: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Rama, S. K., Sudhir, v R. R., Kumar, V. S., & Vickranth, V. (2010). Study on the Behavior of Box Girder Bridge. Kanuru: V. R, Siddhartha Engineering College. <https://doi.org/10.13140/RG.2.1.2747.6641>
- Recupero, A., Granata, M. F., Culotta, G., & Arici, M. (2017). Interaction between Longitudinal Shear and Transverse Bending in Prestressed Concrete Box Girders. *Jornal of Bridge Engineering* 22 - American Society of Civil Engineers.
- Rodrigues, R. A. de A. (2008). Estudo Económico de Processos Construtivos de Tabuleiros Betonaos in situ em Pontes de Pequeno Vão. *Revista de Administração Contemporânea*. Porto: Faculdade de Engenharia- Universidade do Porto. <https://doi.org/10.1590/S1415-65552004000100002>
- SCHLAICH, J., & SCHEEF, H. (1982). Concrete Box-Girder Bridges. (I. A. for B. ond S. Engineering, Ed.). SWITZERLAND: International Association for Bridge and Strutral Engineering.
- Silva, D. (2008). Dimensionamento De Tabuleiros De Pontes De Vãos Superiores a 100M Com Vigas Metálicas. Porto: Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Silva, P. (2009). Construção de Viadutos por Deslocamentos Sucessivos com Recurso ao Sistema OPS. Porto: Faculdade de Engenharia- Universidade do Porto.
- Silva, R. (2009). Pontes em viga caixão em betão armado pré-esforçado com vão de aproximadamente 100m. PORTO: Faculdade de Engenharia- Universidade do Porto.
- Sloan, S. W. (1989). Upper Bound Limit Analysis Using Finite. *International Journal*. Australia: International Journal for Numeical an Analytical Methods in Geomechanics.
- Sousa, C., Rocha, J., Calçada, R., & Serra Neves, A. (2011). Análise de fadiga das almas de vigas em caixão em tabuleiros de pontes ferroviárias. *ASCP 2011 2º Congresso Nacional Sobre Segurança e Conservação de Pontes*. Coimbra: ASCP 2011 2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes.
- Vila Verde, I., Neto, J. L., Sirqueira, J. C., & Lima, J. O. (2011). Pontes com Seção Celular Tipo Caixão. Brasília: Universidade Paulista.

Anexos

Anexo A – Modelação de método de Menn e do método de Sandwich

Na folha de cálculo do Excel fez-se uma modelação para a determinação das armaduras transversais das vigas-caixão segundo a aplicação do método de Menn e a aplicação do método de Sandwich para efetuar-se uma análise de sensibilidade.

Usou-se esta modelação para se obter todas as tabelas e gráficos usados na análise comparativa do subcapítulo 4.5.

1) Os inputs da modelação efetuada dividem-se em:

- Inputs da geometria do caixão;
- Inputs dos esforços atuantes;
- Inputs das características dos materiais.

1.1) Inputs da Geometria do Caixão

Como inputs da geometria do caixão tem-se a altura dos esforços internos (z), a largura da viga-caixão (b_0), a largura da alma (b_w), a inclinação do banzo inferior (i) e o recobrimento das armaduras (c). A figura A.1 demonstra a forma como estes inputs apresentam-se na modelação em Excel.

Geometria do caixão	
$z=$	7,15 (m)
$b_0=$	6,4 (m)
$b_w=$	0,4 (m)
$i=$	0,125 (m)
$c=$	0,043 (m)

Figura A.1 – Inputs da geometria da viga-caixão

1.2) Inputs dos Esforços Atuantes

Como inputs dos esforços atuantes tem-se o momento fletor atuante (M_{sd}), o esforço transversal atuante (V_{sd}), o momento torsor atuante (T_{sd}) e a flexão transversal atuante (m_{sd}). A figura A.2 demonstra a forma como estes inputs apresentam-se na modelação em Excel.

Esforços Atuantes		
Msd=	-1360000	(KNm)
Vsd=	43784	(KN)
Tsd=	378	(KNm)
msd=	137	(KNm/m)

Figura A.2 – Inputs dos esforços atuante

1.3) Inputs dos Esforços Atuantes

Como inputs das características dos materiais tem-se o valor característico da tensão de rotura do betão (f_{ck}), o valor característico da tensão de cedência do aço (f_{yk}) e o ângulo de inclinação das bielas de betão (inc. bielas). A figura A.3 demonstra a forma como estes inputs apresentam-se na modelação em Excel.

Características dos materiais			
Betão		Aço	
fck=	40	fyk=	500
	(MPa)		(MPa)
fcd=	26,66667	fyd=	434,7826
	(MPa)		(MPa)
v=	0,504	inc. bielas=	30
			(graus)
			0,523599
			(rad)

Figura A.3 – Inputs das características dos materiais

2) Os outputs da modelação foram obtidos segundo as fórmulas do capítulo 3. Deste modo, temos:

- Outputs do fluxo de corte:
- Outputs do método de Menn;
- Outputs do método de Sandwich.

2.1) Output do fluxo de corte

A figura A.4 demonstra a forma como o output do fluxo de corte apresenta-se na modelação em Excel.

Fluxo de Corte	
v _{sd} =	1403,275 (KN/m)

Figura A.4 – Output do fluxo de corte

2.2) Outputs do método de Menn

Os outputs do método de Menn são a largura mínima requerida ($b_{w,req}$), os momentos resistentes inferior e superior das almas ($m_{Rd,1}$ e $m_{Rd,2}$), as forças nos estribos exterior e interior (f_{se} e f_{si}) e as área dos estribos exterior e interior (A_{se}/s e A_{si}/s). A figura A.5 demonstra a forma como o output do método de Menn apresenta-se na modelação em Excel.

Fluxo de Corte			
v _{sd} =	1403,275 (KN/m)		
Largura mínima da alma requerida			
b _{w,req} =	0,241125 (m)		
Momentos resistentes das almas			
m _{Rd,1} =	64,35861 (KNm)		
m _{Rd,2} =	191,5571 (KNm)		
Calcular força no estribo interior/exterior			
f _{se} =	173,7487 (KN/m)	f _{si} =	636,4327 (KN/m)
Somatório=	810,1815 (KN/m)		
Calcular área de estribos interior/exterior			
A _{se} /s=	3,996221 (cm ² /m)	A _{si} /s=	14,63795 (cm ² /m)
Somatório=	18,63417 (cm ² /m)		

Figura A.5 – Output do método de Menn

2.3) Outputs do método de Sandwich

Para o cálculo dos outputs do método sandwich, tem-se dois inputs adicionais, um referente as espessuras das camadas (t_1 e t_2) e outro ao posicionamento das armaduras em relação

as camadas. A figura A.6 demonstra a forma como estes inputs adicionais apresentam-se na modelação em Excel.

Arbitrar a espessura das layers t1 e t2	
t1=	0,1 (m)
t2=	0,1 (m)
As camadas estão centradas com reforço?	
	não

Figura A.6 – Input adicional para o método de Sandwich

Inicialmente a modelação do método de Sandwich fornece como outputs os esforços nas camadas exterior (τ_{Edxy1}), (σ_{Edy1}), (σ_{Edx1}) e interior (τ_{Edxy2}), (σ_{Edy2}), (σ_{Edx2}), os ângulos elásticos de compressão principal nas camadas exterior e interior (θ_{el1}), (θ_{el2}) o cálculo da tensão de compressão máxima do betão ($\sigma_{cd,máx}$) e o cálculo de compressão do betão de cada uma das camadas ($\sigma_{cd,1}$) e ($\sigma_{cd,2}$). Os dados apresentados servem para a modelação poder fazer-se a verificação das camadas relativamente a tensão de compressão do betão. A figura A.7 demonstra a forma como este input apresentam-se na modelação em Excel.

As camadas estão centradas com reforço?		não	
Calcular esforços nas layers			
layer 1		layer 2	
$\tau_{Edxy1} =$	7016,377 (KN/m ²)	$\tau_{Edxy2} =$	7016,377 (KN/m ²)
$\sigma_{Edy1} =$	-4566,67 (KN/m ²)	$\sigma_{Edy2} =$	4566,667 (KN/m ²)
$\sigma_{Edx1} =$		$\sigma_{Edx2} =$	
Ângulos elásticos de compressão principal			
layer 1		layer 2	
$\phi_1 =$	1,256176 (rad) 71,9736 (graus)	$\phi_2 =$	1,256176 (rad) 71,9736 (graus)
$\theta_{el1} =$	54,0132 (graus) 0,942708 (rad)	$\theta_{el2} =$	35,9868 (graus) 0,628088 (rad)
Verificação das layers, relativamente a tensão de compressão do betão			
Calcular tensão de compressão máxima do betão			
$\sigma_{cdm\acute{a}x} =$	13440 (KN/m ²)		
Tensão do betão na layer 1		Tensão do betão na layer 2	
$\sigma_{cd1} =$	-14757,1 (KN/m ²)	$\sigma_{cd2} =$	-14757,1 (KN/m ²)
Tensão no betão NÃO ACEITÁVEL, isto é, ou $\sigma_{cd1} > \sigma_{cdm\acute{a}x}$ ou $\sigma_{cd2} > \sigma_{cdm\acute{a}x}$, por consequência, os valores da espessura das layers (t_1 e t_2) arbitrados NÃO são válidos, ARBITRAR NOVOS VALORES			

Figura A.7 – Outputs do método de Sandwich 1

Os outputs para o dimensionamento pelo método de Sandwich estão divididos em dois:

- Para os casos em que as armaduras se encontram centradas;
- Para o caso em que as armaduras não estão centradas, ou seja, quando existe excentricidade.

2.3.1) Outputs do caso em que as armaduras estão centradas

Os outputs do caso em que as armaduras estão centradas são as tensões das armaduras na camada exterior e interior ($\rho_{y1}\sigma_{sy1}$) e ($\rho_{y2}\sigma_{sy2}$) e as áreas de estribos nas armaduras

exteriores e interiores (A_{s1}/s) e (A_{s2}/s). . A figuras A.8 demonstra a forma como estes outputs apresentam-se na modelação em Excel.

ARMADURAS CENTRADAS			
ESTE CASO NÃO SE APLICA, CASO DO LADO --->			
Calcular tensão das armadurass nas layers			
Tensão da armadura na layer 1		Tensão da armadura na layer 2	
$p_{y1}\sigma_{sy1} =$	Ñ se aplici (KN/m ²)	$p_{y2}\sigma_{sy2} =$	Ñ se aplici (KN/m ²)
Calcular área de estribos nas layers			
Layer 1 / exterior		Layer 2 / interior	
$A_{s1}/s =$	Ñ se aplici (cm ² /m)	$A_{s2}/s =$	Ñ se aplici (cm ² /m)

Figura A.8 – Outputs do método de Sandwich 2

2.3.2) Outputs do caso em que as armaduras não estão centradas, ou seja, quando existe excentricidade.

Os outputs do caso em que as armaduras não estão centradas são os esforços de cálculo da camada exterior e interior (η_{Edxy1}), (η_{Edy1}) e (η_{Edxy2}), (η_{Edy2}), os esforços resultantes ignorando a excentricidade nas camadas exterior e interior (η_{sy1}) e (η_{sy2}), os esforços resultantes com a influência da excentricidade nas camadas exterior e interior (η_{sy1}^*) e (η_{sy2}^*) e as áreas de estribos de cada camada exterior e interior (A_{s1}/s) e (A_{s2}/s). A figuras A.9 demonstra a forma como estes outputs apresentam-se na modelação em Excel.

ARMADURAS NÃO CENTRADAS			
CASO EM QUE AS ARMADURAS NÃO ESTÃO CENTRADAS			
Calcular esforços de cálculo para dimensionar armaduras			
Layer 1		Layer 2	
$\eta E d_{xy1} =$	701,6377 (KN/m)	$\eta E d_{xy2} =$	701,6377 (KN/m)
$\eta E d_{y1} =$	-456,667 (KN/m)	$\eta E d_{y2} =$	456,6667 (KN/m)
Calcular esforços resultantes ignorando excentricidade			
Layer 1		Layer 2	
$\eta s_{y1} =$	509,5227 (KN/m)	$\eta s_{y2} =$	966,1894 (KN/m)
Calcular esforços resultante c/ influência da excentricidade			
$\eta^* s_{y1} =$	519,7032 (KN/m)	$\eta^* s_{y2} =$	956,0089 (KN/m)
Calcular área de estribos nas layers			
Layer 1 / exterior		Layer 2 / interior	
$A_{s1/s} =$	11,95317 (cm ² /m)	$A_{s2/s} =$	21,98821 (cm ² /m)

Figura A.8 – Outputs do método de Sandwich 2

