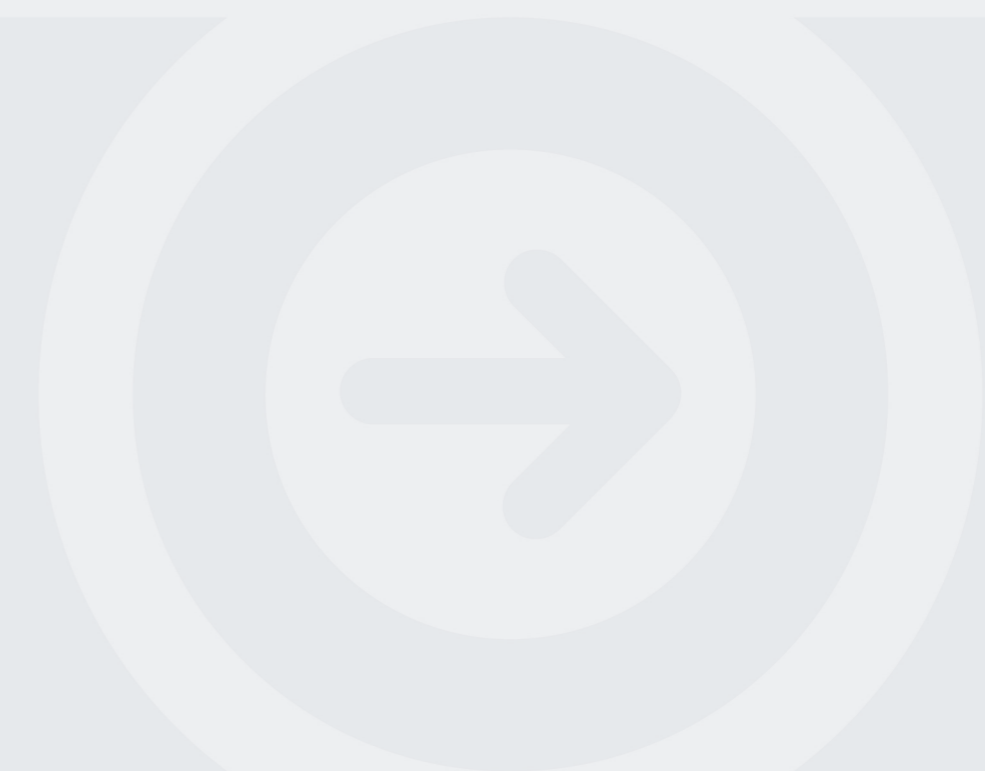


Estudo Paramétrico e desenvolvimento de folha de cálculo para optimização de tabuleiros pré-fabricados de Obras de Arte Correntes

ANDRÉ JOÃO GONCALVES DA SILVA
Outubro de 2014



Aos meus pais.

Agradecimentos

Aproveito este espaço para agradecer em primeiro lugar ao Eng. Carlos Sampaio por me ter dado a oportunidade para desenvolver este trabalho no ambiente da PRÉGAIA – Préfabricados, Lda e também aos Engenheiros Fernando Baptista e Armando Silva pelo apoio prestado.

Ao meu orientador, Eng. José Carlos Lello deixo um forte agradecimento pela sua prontidão, paciência e orientação imprescindível no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço aos meus pais por toda a força, apoio e compreensão nestes últimos meses.

A todos os meus amigos, que directa ou indirectamente contribuíram ao longo deste trabalho, um obrigado pelo apoio e momentos passados.

Resumo

Com a necessidade de responder a várias propostas em curtos espaços de tempo, uma rápida decisão de sistemas estruturais, fases construtivas, e orçamentação torna-se essencial para fazer frente ao mercado competitivo nos dias de hoje.

O objetivo deste trabalho é o desenvolvimento de processo que responda a estes pontos num curto espaço de tempo. Para isso, desenvolveu-se uma folha de cálculo, de utilização simples, que fosse capaz de devolver ao utilizador a solução mais económica com a respectiva orçamentação.

Nos primeiros capítulos aborda-se a temática de tabuleiros de obras de arte correntes com vigas pré-fabricadas, falando de soluções estruturais e métodos construtivos.

Nos seguintes capítulos é explicada a elaboração da folha de cálculo, como a questão da logística da pré-fabricação (transporte e montagem), os métodos utilizados para o cálculo e dimensionamento da estrutura bem como a definição das ações.

Nos últimos capítulos é então apresentado o estudo de um caso prático que é comparado com a utilização da folha de cálculo.

Palavras-chave: Pré-fabricação, obras de arte corrente, pré-esforço, folha de cálculo, vigas pré-fabricadas

Abstract

With the need to answer several proposals in a short time, a quick option for structural systems, constructive stages, and budgeting is essential to cope with the competitive market nowadays.

This work's purpose is the development of a quick way to respond to these points in a short time. For that, was developed a spreadsheet, simple to use, that was capable of returning the most economical solution and budgeting.

The opening chapters talk about the bridges with prefabricated beams, speaking of structural solutions and construction methods.

It is explained in the following chapters the preparation of the worksheet, as the issue of logistics (transport and assembly) as well as the methods used for calculating and design of the structure.

The last chapters present a study case that is compared with the use of the spreadsheet.

Keywords: Prefabrication, bridges, prestressing, spreadsheet; prefabricated beams

Índice

Agradecimentos	I
Resumo.....	II
Abstract	III
Índice de Tabelas.....	VII
Índice de Figuras	IX
1. Introdução	1
1.1 Objetivo	1
1.2 Apresentação da Empresa.....	2
1.3 Estrutura da dissertação.....	4
1.4 História da pré-fabricação.....	6
1.5 A pré-fabricação	6
1.6 Vantagens e desvantagens	8
2 Obras de Arte Correntes Pré-fabricadas	10
2.1 Considerações Gerais	10
2.2 Secções transversais de vigas Pré-fabricadas	10
2.2.1 Vigas com secção “I”	11
2.2.2 Vigas com secção “U”.....	14
3 Sistemas estruturais.....	16
3.1 Tabuleiros isostáticos	16
3.2 Tabuleiros isostáticos com laje continua	18
3.3 Tabuleiros contínuos com ligação entre vigas na zona dos apoios	20
3.4 Outras soluções.....	21

4	Processos de execução do tabuleiro.....	22
4.1	Recurso a cimbres	22
4.2	Recurso a pré-lajes	23
4.3	Faseamento construtivo do tabuleiro.....	25
5	Desenvolvimento da Folha de Cálculo	28
5.1	Análise da Logística (Transporte e Montagem).....	28
5.2	Definição das cargas Variáveis (segundo o RSA).....	30
5.3	Estudo paramétrico para vários cenários	32
5.4	Cálculo do Pré-Esforço.....	45
5.5	Cálculo da armadura ordinária da viga	50
5.5.1	Armadura longitudinal.....	50
5.5.2	Armadura de esforço transverso	52
5.5.3	Armadura de junta de betonagem em diferentes datas.....	55
5.6	Armadura da pré-laje	58
5.6.1	Armadura longitudinal.....	58
5.6.2	Treliça metálica	59
5.7	Armadura da laje	63
5.8	Análise económica	65
6	Estudo de um caso prático (comparação do processo analítico com a utilização da folha de cálculo).....	66
6.1	Esforços.....	67
6.2	Cálculo do Pré-esforço.....	73
6.3	Armaduras da viga.....	76
6.3.1	Armadura longitudinal.....	76
6.3.2	Armadura de esforço transverso	78

6.3.3	Armadura de junta de betonagem em diferentes datas	79
6.4	Armaduras Pré-laje	80
6.4.1	Armadura longitudinal	80
6.4.2	Treliça metálica.....	82
6.5	Orçamento.....	83
6.6	Análise através da folha de cálculo	84
7	Considerações finais	90
7.1	Conclusões.....	90
7.2	Desenvolvimentos Futuros.....	90
	Bibliografia.....	92
	ANEXOS - Diagramas de momentos flectores e esforço transversal para o vão de 16m;	94

Índice de Tabelas

Tabela 1 - Tabela indicativa do tipo de transporte necessário; (Saraiva, 2012).....	28
Tabela 2 - Tabela de capacidade da grua [GrupoTagar]	29
Tabela 3 - Identificação do número de vigas e dimensão das consolas	32
Tabela 4 - Fases consideradas para análise de tensões	46
Tabela 5 - Distribuição do número de cordões de pré-esforço nas várias secções.....	48
Tabela 6 - Largura de distribuição de cargas concentradas em lajes. Valores de b_1	64
Tabela 7 - Características dos materiais.....	66
Tabela 8 - Características da estrutura.....	66
Tabela 9 - Identificação das restantes cargas permanentes	67
Tabela 10 - Outros dados (distâncias e variáveis de utilização da grua)	67
Tabela 11 - Tabela de esforços retirados do software Robot	71
Tabela 12 - Esforços obtidos na folha de cálculo.....	72
Tabela 13 - Cálculo Pré-esforço.....	73
Tabela 14 - Número de cordões por nível de pré-esforço.....	74
Tabela 15 - Tensões nas fases construtivas e fases de serviço.....	76
Tabela 16 - Cálculo da armadura de esforço transversal.....	78
Tabela 17 - Armadura mínima e espaçamentos longitudinais e transversais máximos	78
Tabela 18 - Armadura de junta de betonagem em diferentes datas	79

Tabela 19 - Armadura da pré-laje / laje	80
Tabela 20 - Armadura de ligação entre pré-lajes.....	81
Tabela 21 - Armadura superior e inclinada da treliça metálica	82
Tabela 22 - Orçamento da solução em estudo.....	83
Tabela 23 - Cálculo do pré-esforço e análise de tensões na viga	85
Tabela 24 - Limite de tensões nas diversas fases	85
Tabela 25 - Cálculo da armadura longitudinal da viga e armadura da alma	86
Tabela 26 - Cálculo da armadura de esforço transverso e armadura de junta de betonagem	86
Tabela 27 - Cálculo da armadura longitudinal da pré-laje/laje	86
Tabela 28 - Cálculo da armadura superior e inferior da treliça metálica	87
Tabela 29 - Cálculo da armadura inclinada da treliça metálica.....	87
Tabela 30 - Solução utilizada para a treliça metálica e esquema da mesma	87
Tabela 31 - Folha de orçamento	89

Índice de Figuras

Figura 1 - BES Angola [PRÉGAIA]	3
Figura 2 - Casa da Música no Porto [PRÉGAIA]	3
Figura 3 - Sensing Spaces Expo no Royal Academy of Arts [PRÉGAIA]	4
Figura 4 - Transporte especial de uma viga pré-fabricada; [CIVIBRAL - IC1 Nó da Mealhada]	7
Figura 5 - Elevação de uma viga pré-fabricada;.....	7
Figura 6 - Elevação e posicionamento de uma viga pré-fabricada para a sua posição final;...8	
Figura 7 - Secções correntes de vigas; a) Viga U ou viga caixão; b) Viga TT; c) Viga I.....	11
Figura 8 - a) viga com secção transversal I; b) Secção da viga composta (Viga + banzo comprimido)	13
Figura 9 - Viga de secção U	15
Figura 10 - Viga de secção U com diafragma nas extremidades	15
Figura 11 - Laje contínua; (Ferreira de Sousa, 2004)	18
Figura 12 - Secção transversal de uma aduela (Ferreira de Sousa, 2004)	21
Figura 13 - Cimbria ao solo contínuo.....	23
Figura 14 - Cimbria ao solo semi-contínuo	23
Figura 15 - a) Pré-laje intermédia; b) Pré-laje extrema (intermédia + consola)	24
Figura 16 - Pré-laje colaborante com treliça metálica.....	25

Figura 17 - Colocação das vigas na posição final.....	25
Figura 18 - Posição final das vigas.....	26
Figura 19 - Fases construtivas da laje: I e II - Colocação das pré-lajes; III - Betonagem "in situ" da laje	27
Figura 20 - Esquema do veículo tipo (RSA, 2006)	30
Figura 21 - I) Sobrecarga uniformemente distribuída; II) Carga transversal com distribuição uniforme e linear.....	31
Figura 22 - Alinhamentos do veículo tipo: I) Centro do tabuleiro; II) Encostado ao lancil..	31
Figura 23 - Acções nos passeios: I) Carga concentrada; II) Carga uniformemente distribuída	32
Figura 24 - Secções estudadas.....	35
Figura 25 - Secções transversais das vigas compostas	35
Figura 26 - Coeficiente de majoração da inércia da viga	35
Figura 27 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I60	36
Figura 28 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I60.....	36
Figura 29 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I60	37
Figura 30 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1 do RSA) na secção I60.....	37
Figura 31 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I90	38

Figura 32 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I90	38
Figura 33 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passei (Art.44.1º RSA) na secção I90.....	39
Figura 34 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I90.....	39
Figura 35 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I100	40
Figura 36 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tip (Art.41º RSA) na secção I100.....	40
Figura 37 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I100	41
Figura 38 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I100.....	41
Figura 39 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I120	42
Figura 40 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I120.....	42
Figura 41 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I120	43
Figura 42 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I120	43

Figura 43 – Esquema da barra simplesmente apoiada sujeita à carga do veículo tipo e respectivo diagrama de momentos flectores [FTool]	44
Figura 44 - Modelação do tabuleiro sujeito à carga do veículo tipo e diagramas de momentos flectores nas vigas.....	45
Figura 45 - Representação dos níveis de aplicação de pré-esforço das várias secções.....	48
Figura 46 - Esquema das forças na secção	51
Figura 47 - Juntas de betonagem (bi) [EC2].....	55
Figura 48 - Junta de construção indentada [EC2].....	57
Figura 49 - Representação da treliça metálica e forças do binário gerado	59
Figura 50 - Alçado da treliça metálica utilizada	60
Figura 51 - Comprimentos de encurvadura.....	61
Figura 52 - Representação da largura b_m	64
Figura 53 - Tabela de orçamentação utilizada na Folha de Cálculo	65
Figura 54 - Momentos flectores devido ao Peso Próprio da estrutura	68
Figura 55 - Momentos flectores devido às Restantes Cargas Permanentes	68
Figura 56 - Momentos flectores devido à sobrecarga uniformemente distribuída (à esquerda) e a linearmente distribuída (à direita)	69
Figura 57 - Momentos flectores devido à sobrecarga uniformemente distribuída sobre o passeio	69
Figura 58 - Momentos flectores devido à sobrecarga concentrada sobre o passeio	70

Figura 59 - Momentos flectores devido à sobrecarga do veículo tipo no centro do tabuleiro	70
Figura 60 - Secção transversal da viga I100 com a posição dos possíveis cordões de pré-esforço	
.....	74
Figura 61 - Folha inicial	84

1. Introdução

1.1 OBJETIVO

Na atualidade, devido ao desenvolvimento célere de vários países, existe a necessidade de ter a capacidade para uma resposta rápida na formulação de orçamentos. Posto isto, a PRÉGAIA – Préfabricados, Lda com interesse no investimento em projetos estruturais de pontes, viadutos e armazéns pré-fabricados, propôs o desenvolvimento de um método para conseguir fazer frente a esta exigência de rapidez de orçamentação focada em “Obras de Arte Correntes”. Para isso, sugeriu-se a elaboração de uma folha de cálculo que fosse capaz de criar um orçamento de uma forma fácil e eficiente, sendo possível identificar a solução mais económica. Assim as primeiras tomadas de decisão, como a solução estrutural a utilizar e toda a parte de logística, seriam facilitadas com esta folha de cálculo, pois seria possível identificar as melhores soluções para cada caso de estudo.

1.2 APRESENTAÇÃO DA EMPRESA

A PRÉGAIA – Préfabricados, Lda é uma empresa que está no mercado desde 1981, foi fundada pelo Grupo Soares da Costa tendo iniciado a sua actividade em 1983. Entretanto passou por várias fases acabando por se desligar do Grupo Soares da Costa.

A empresa está vocacionada para a pré-fabricação pesada, na qual se incluem os painéis de fachada de grandes dimensões, as pré-lajes, pórticos, degraus de bancada e box-culvert, muros de suporte e depósitos. Produz também pré-fabricação ligeira, destacando-se os produtos em GRC (Glass Reinforced Concrete), utilizados em revestimentos exteriores e interiores de edifícios, mobiliário urbano, revestimento de pavimentos e outros artefactos por encomenda, complementam a gama comercial da empresa.

A aposta na inovação dos produtos e dos processos, mais precisamente ao nível das texturas, acabamentos e cofragens, confere à PRÉGAIA a liderança no mercado para os produtos acima mencionados (painéis de fachada). Assim, o “saber inovar” transformou-se na competência nuclear da empresa, diferenciando-a largamente da concorrência.

Para tanto dispõe de instalações fabris próprias e de um completo e sofisticado equipamento totalmente computadorizado. Para além de uma variada gama de produtos-tipo, presta também, através de um gabinete técnico especializado e experiente, todos os serviços de apoio necessários aos projectistas, construtores e empresas com problemas de redução de custos, optimização de qualidade e cumprimento de prazos de construção, em que a solução passe pela execução de elementos pré-moldados, padronizados, desenvolvidos criativa e rigorosamente a partir das soluções idealizadas para cada caso específico.

Como trabalhos realizados pela empresa apresentam-se de seguida alguns exemplos em que a PRÉGAIA esteve presente: Obras de grande dimensão como o BES Angola (Figura 1), a Casa

da Música no Porto (Figura 2) bem como esculturas e trabalhos arquitetónicos. como trabalhos para o Arquitecto Souto Moura e Arquitecto Siza Vieira para a Sensing Spaces Expo no Royal Academy of Arts (Figura 3) que embora sejam trabalhos de exposição foram um desafio devido a sua grande altura e esbelteza. Entre estes trabalhos, muitos outros fazem parte do vasto catálogo da PRÉGAIA como estádios (Estádio do Dragão por exemplo), centros comerciais, salas de espectáculos, hospitais entre muitos outros.



Figura 1 - BES Angola [PRÉGAIA]



Figura 2 - Casa da Música no Porto [PRÉGAIA]



Figura 3 - Sensing Spaces Expo no Royal Academy of Arts [PRÉGAIA]

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em 8 capítulos, sendo um deles a presente Introdução que se baseia na apresentação do tema, objectivos do trabalho e uma apresentação da empresa onde foi desenvolvido o estágio.

O Capítulo 2, centra-se na apresentação das Obras de Arte Correntes Pré-fabricadas e das secções transversais de vigas pré-fabricadas mais comuns.

Quanto ao Capítulo 3, este trata dos sistemas estruturais utilizados para os tipos de estruturas .em estudo falando também de vantagens e desvantagens de cada um deles.

No Capítulo 4 são abordados dois processos possíveis para a execução das lajes do tabuleiro, sendo estas o recurso a cimbres ou então a pré-lajes, onde as pré-lajes serão aquelas utilizadas neste trabalho.

Já no Capítulo 5 demonstra-se os faseamentos construtivos possíveis para o tabuleiro de um viaduto com vigas pré-fabricadas esquematizando a solução utilizada no trabalho.

No Capítulo 6 explica-se como foi desenvolvida a folha de cálculo. É então exposta a análise de logística tido em conta na elaboração desta folha de cálculo, desde o transporte à utilização da grua, o estudo paramétrico feito para os vários cenários estudados de forma conseguir identificar a distribuição das cargas transversais, bem como o cálculo das armaduras de pré-esforço e ordinárias.

O Capítulo 7 expõe um caso prático de forma a exemplificar a utilização da folha de cálculo e possibilitar uma comparação.

Por fim, no Capítulo 8, são apresentadas as conclusões do trabalho realizado e sugeridos futuros desenvolvimentos, de forma a que esta folha de cálculo abranja o maior número de casos possíveis, melhorando-a e eliminando as limitações desta.

1.4 HISTÓRIA DA PRÉ-FABRICAÇÃO

A pré-fabricação na construção de tabuleiros surge nos anos 30, para a construção de obras de pouca importância e pequeno vão, devido à falta de conhecimentos sólidos da pré-fabricação. Nos anos 50 e 60, foi quando as soluções pré-fabricadas começaram a ser mais comuns e generalizadas devido à necessidade de resposta rápida à falta de habitação e vias de comunicação no pós-guerra nos países mais afectados e também devido ao desenvolvimento industrial de sistemas de pré-esforço, possibilitando o uso de cabos de grande comprimento utilizados na pré-fabricação.

No início, as secções transversais dos tabuleiros pré-fabricados eram soluções simples, apenas compostas por vigas retangulares adjacentes e pré-esforçadas transversalmente, dando origem a uma estrutura equivalente a uma laje maciça. Posteriormente, as secções transversais evoluíram para vigas I, T e vigas U. Nas soluções de vigas I e T apoia-se a laje no banzo superior e nas vigas U a laje forma uma secção “caixão”. Estas três secções são as mais correntes na construção de tabuleiros nos dias de hoje. Nos últimos tempos também se tem vindo a assistir à construção de soluções mistas aço-betão e construção por aduelas. (Calavera Ruiz, 2002)

1.5 A PRÉ-FABRICAÇÃO

A pré-fabricação de estruturas de betão, por definição, não é mais do que os elementos de betão serem preparados, betonados e curados fora da sua posição final (Miranda da Cunha, 2010). O fabrico destes elementos fora da sua posição final, possibilita um maior controlo na qualidade do elemento e maior rapidez na produção das peças, pois através de técnicas como mesas de betonagem aquecidas, torna-se possível a diminuição do tempo de cura necessário

para o betão obter a resistência necessária para a aplicação do pré-esforço e montagem em obra.

As grandes desvantagens da pré-fabricação são, em grande parte, situações de logística, isto é, sendo elementos produzidos em fábrica (longe da obra), necessitam de transportes especiais quando o elemento é de grandes dimensões (Figura 4) e também exigem gruas pesadas para a montagem destes elementos na sua posição (Figura 5 e Figura 6). Pode-se também referir, que a própria fábrica pode limitar o tamanho das peças, não só devido a manobras que possam ser necessárias para sair da fábrica, como também a dimensão das mesas de betonagem.



Figura 4 - Transporte especial de uma viga pré-fabricada;
[CIVIBRAL - IC1 Nó da Mealhada]



Figura 5 - Elevação de uma viga pré-fabricada;
[CIVIBRAL - IC1 Nó da Mealhada]



Figura 6 - Elevação e posicionamento de uma viga pré-fabricada na sua posição final;
[CIVIBRAL - IC1 Nó da Mealhada]

Uma grande diferença entre um elemento pré-fabricado e um betonado *in situ* é a resposta a esforços e tensões externas (as cargas que se vão colocando após a montagem até à própria utilização da estrutura) e internas (variações volumétricas devido a efeitos autogéneos).

Os dois principais elementos pré-fabricados, utilizados na construção de tabuleiros de pontes ou viadutos são os segmentos (aduelas) e vigas. (Miranda da Cunha, 2010)

1.6 VANTAGENS E DESVANTAGENS

As soluções pré-fabricadas, como já supracitado, podem conferir uma maior qualidade global da estrutura, pois garante um maior controlo no processo de fabrico dos elementos devido ao ambiente industrial em que são executadas. Mas esta possível vantagem, pode ser perdida quando nas zonas betonadas *in situ* e as ligações entre elementos (o “ponto fraco” da pré-fabricação) não se tem um rigor de controlo igualmente elevado. Neste aspeto, o projetista deve desenvolver ligações que cumpram os requisitos de segurança e o comportamento em serviço pelo menos equivalentes aos normalmente associados à construção tradicional.

Podemos então indicar como vantagens da pré-fabricação os seguintes pontos:

- Soluções mais económicas (dependendo sempre da distância entre o local de fabrico e a obra);
- Manutenção reduzida em soluções contínuas (ausência de juntas);
- Rapidez no fabrico e montagem;
- Segurança em obra;
- Maior controlo no impacto ambiental;
- Maior controlo na qualidade no processo de fabrico dos elementos;
- Maior controlo dimensional e posicionamento de armaduras;
- Possibilidade de obtenção de betões de elevada resistência mecânica e consequentemente secções mais esbeltas;
- Custos reduzidos quando utilizadas formas optimizadas e soluções standard;
- Dispensa de cofragem e escoramento para a construção do tabuleiro não havendo necessidade de corte de circulação no caso de ser sobre uma via já existente;
- Prazos de construção mais curtos;

Quanto às desvantagens são principalmente devidas à logística, ou seja, o transporte no caso de ser de uma longa distância pode tornar a solução economicamente inviável, os acessos à obra, condições do local de fabrico e também a competência técnica da empresa. Estes pontos devem-se ter em conta antes de se optar por estas soluções.

Então como desvantagens referem-se as seguintes:

- A qualidade das peças dependem das condições do local de fabrico e competência técnica da empresa;
- A distância pode tornar a solução economicamente inviável;
- Pior comportamento sísmico;
- Acessos rodoviários podem complicar a sua aplicabilidade;

2 Obras de Arte Correntes Pré-fabricadas

2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nas construções pré-fabricadas, neste caso mais especificamente, pontes ou viadutos pré-fabricados, depara-se com uma séria de decisões que têm de ser previamente tomadas para a realização das mesmas. Estas decisões, como a escolha da secção a utilizar, o tipo de ligação nas zonas de continuidade (quando necessários) e o faseamento construtivo, requerem uma análise cuidada, pois a solução final adequada, depende de um balanceamento das vantagens e desvantagens de cada solução.

Neste capítulo apresentam-se algumas soluções correntes na construção de estruturas pré-fabricadas, com maior foco naquelas que são utilizadas pela “Prégaia – Pré-fabricados, Lda” e que foram utilizadas no decorrer do estágio.

2.2 SECÇÕES TRANSVERSAIS DE VIGAS PRÉ-FABRICADAS

Aquando a construção de uma estrutura com vigas pré-fabricadas, uma das principais decisões a tomar será a escolha da secção transversal da viga a utilizar.

Como foi acima referido, esta escolha depende do balanceamento de prós e contras intrínsecos à pré-fabricação e também a cada caso de estudo. As principais condicionantes na tomada desta decisão são:

- Transporte e montagem;
- Procedimento de fabrico;
- Sistema de pré-esforço a utilizar (pré ou pós-tensão);
- Método de construção da laje do tabuleiro;

As secções mais correntes para construção de obras de arte são as secções “I” e “U” (conhecidas como vigas caixão) ou então, também utilizada em vários casos, secções “TT” (Figura 7).

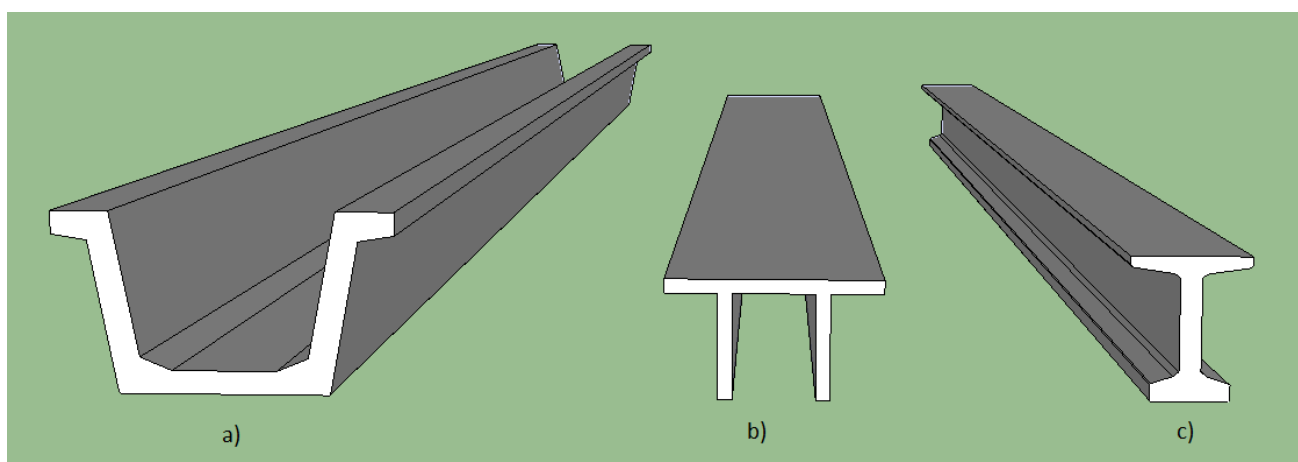


Figura 7 - Secções correntes de vigas; a) Viga U ou viga caixão; b) Viga TT; c) Viga I

2.2.1 VIGAS COM SECÇÃO “I”

As vigas “I” serão as mais correntemente utilizadas devido a serem vigas económicas e com um peso próprio reduzido. Um sistema estrutural constituído por estas vigas requer um número de vigas elevado na secção transversal, quando comparado com vigas “U” ou “TT”. As vigas “I” neste trabalho foram consideradas com uma gama de afastamentos entre si de 1,50m a 3,50m (com intervalos de 0,25m). Esta escolha foi tomada devido à utilização de vigas com uma dimensão considerável e não faria sentido analisar intervalos menores. Quanto ao limite máximo, quando este começa a ter dimensões elevadas, dificulta a nível construtivo, a execução da laje do tabuleiro quando esta é realizada *in situ*. A utilização da secção “I” é mais corrente, pois assim conseguem-se soluções de vigas mais leves e com maior facilidade

de transporte e montagem tornando-se assim mais económicas. Acresce a vantagem de conduzirem a sistemas menos sensíveis à existência de deformações iniciais desiguais das vigas pré-fabricadas comparativamente a uma solução em que as vigas são montadas lado a lado (Ferreira de Sousa, 2004).

Os moldes metálicos comprados pelas empresas da área da pré-fabricação devem ser alvo de um estudo económico, de modo que um molde com uma certa secção permita alterações simples, como por exemplo, a altura da alma, pois tendo estes moldes um preço significativo será mais rentável um único molde ter a possibilidade de ter altura variável. Assim, será evitada a necessidade de investimento de um molde para cada secção.

Visto os elementos pré-fabricados e o tabuleiro betonado *in situ* terem datas de betonagem diferentes, a secção resistente da viga varia da fase construtiva para a fase de vida útil da estrutura (Figura 8). Esta variação deve-se a que aquando da aplicação do pré esforço e a betonagem da laje, apenas a secção inicial da viga é resistente; após a laje ganhar resistência, esta passa a ser solidária com a viga aumentando assim a sua secção resistente.

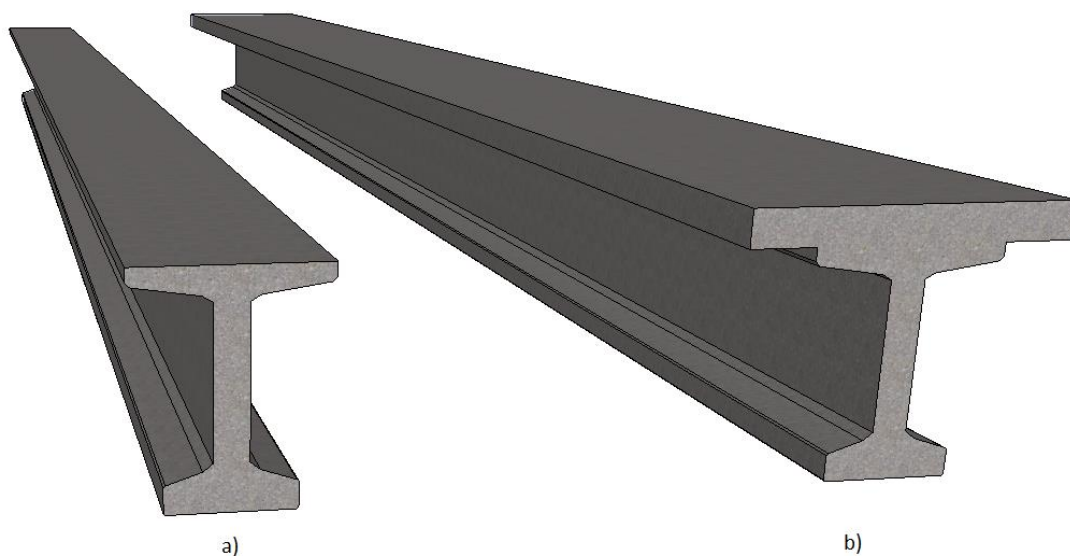


Figura 8 - a) viga com secção transversal I; b) Secção da viga composta (Viga + banzo comprimido)

Para um pré-dimensionamento de uma viga pré-fabricada deve-se ter em conta as 3 zonas da viga, isto é, o pré-dimensionamento do banzo superior, do banzo inferior e da alma da viga, bem como a altura total da mesma.

Para a altura da viga são utilizadas normalmente relações de esbelteza na ordem de $L/20$ a $L/15$, sendo L o vão da viga.

Quanto ao banzo superior, a espessura deste é condicionada pelo apoio das pré-lajes e recobrimento das armaduras. Através da dimensão da largura do banzo, conseguem-se obter alguns valores das características da viga que sejam pretendidas, como a posição do centro de gravidade e peso próprio da viga, sendo que esta largura depende também do vão livre entre vigas ou mesmo a estabilidade por flexão-torção em fase construtiva. A largura do banzo superior, é usualmente na ordem de $0,6.h$, de forma a garantir alguma estabilidade durante o transporte e montagem da viga. Já o banzo inferior é dimensionado, para além de ter em conta a posição do centro de gravidade e peso próprio da viga, principalmente de forma a

existir espaço para a colocação do pré-esforço e para resistir às tensões de compressão junto aos apoios, na fase de aplicação do pré-esforço.

A alma da viga é normalmente esbelta e com uma percentagem de armadura elevada, de forma a reduzir o seu peso próprio. É necessário ter atenção à espessura da alma, de forma a que esta cumpra os requisitos quanto ao recobrimento das armaduras, um valor aconselhado para a espessura é entre os 12cm e 15cm. Quanto às soluções de pré-esforço, evita-se a utilização do pré-esforço parabólico, pois a espessura da alma teria que ser no mínimo três vezes o diâmetro da bainha, aumentando assim o peso próprio da viga. Na zona de apoio, para o controlo de tensões de compressão, corte e transmissão de tensões locais devido à reacção de apoio, usualmente as almas são alargadas com uma espessura igual à largura do banzo inferior.

2.2.2 VIGAS COM SECÇÃO “U”

As vigas com secção “U” (Figura 9), têm como principal desvantagem ser uma solução, por norma economicamente mais desfavorável devido às suas dimensões implicarem custos de transporte e montagem, bem mais elevados quando comparados com as vigas de secção “I”, por isto serem menos comuns na construção, quando existe a possibilidade da utilização de vigas “I”. É também uma desvantagem significativa, na situação de um viaduto ou ponte curvo em planta, a utilização desta solução ser bastante complexa fazendo com que, normalmente, seja excluída como hipótese de solução construtiva. Mas, estas secções “U” apresentam diversas vantagens, como maior rapidez de montagem, devido a ser necessário um número muito inferior de vigas a dispor no tabuleiro e uma maior capacidade de acomodar tensões de compressão na zona do apoio devido à existência do banzo inferior, conseguindo-se obter uma menor altura da viga quando adoptada esta solução. Devido a estas vantagens,

estas vigas são mais duráveis e esteticamente mais agradáveis, ponto que tem vindo a ter uma importância cada vez maior.

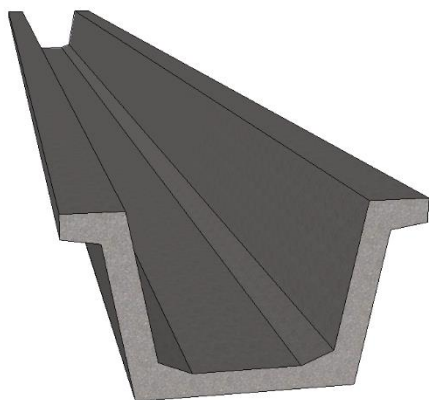


Figura 9 - Viga de secção U

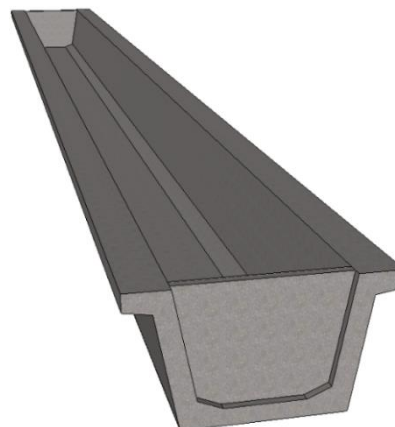


Figura 10 - Viga de secção U com diafragma nas extremidades

Os banzos superiores têm uma largura mínima condicionada pela dimensão necessária para realizar o apoio das pré-lajes (caso existam) e para estabelecer a ligação entre a viga e a laje. Para um aumento de eficácia do pré-esforço, é necessário aumentar a distância entre o centro de gravidade da viga e do banzo inferior, visto estarem próximos devido à dimensão do banzo inferior e, poder-se-á controlar esta distância através do dimensionamento dos banzos superiores.

A espessura do banzo inferior, está condicionada pelas tensões de compressão sentidas nos apoios, devido à existência de momentos negativos nos apoios intermédios gerando assim compressões na parte inferior da viga.

Este tipo de viga, de forma a aumentar resistência ao empenamento, apresenta normalmente diafragmas nas extremidades, como representado na Figura 10.

3 Sistemas estruturais

3.1 TABULEIROS ISOSTÁTICOS

Este tipo de sistema estrutural era o mais utilizado na construção das primeiras pontes com vigas pré-fabricadas devido à sua simplicidade. Os tabuleiros isostáticos são formados por tramos independentes, separados por juntas de dilatação, que permitem rotações e deslocamentos horizontais entre vãos, estando simplesmente apoiados nos pilares através de aparelhos de apoio. Sendo estas vigas simplesmente apoiadas, no caso de um viaduto com um ou mais pilares intermédios, este sistema condiciona a dimensão da cabeça do pilar, pois exige duas fiadas de aparelhos de apoio.

A grande vantagem deste sistema, e por isso também uma razão para ter sido o sistema mais utilizado no início da pré-fabricação pesada, é a facilidade e rapidez de construção em que ainda hoje poderá ser preponderante em situações de emergência.

Vantagens:

- Simplicidade de cálculo, sendo que a isostaticidade da estrutura implica que as deformações impostas, não levam a uma redistribuição de momentos fletores, originando uma distribuição de tensões auto-equilibradas na secção transversal;
- Facilidade e celeridade de execução, visto que este sistema não apresenta grandes dificuldades em obra, fazendo com que a montagem das vigas seja feita com relativa facilidade e levando a que a execução da mesma seja mais rápida, quando comparada com os outros sistemas possíveis;

Desvantagens:

- A estética fica comprometida com este sistema devido à necessidade de existência de duas fiadas de aparelhos de apoio originando cabeças de pilares com maiores dimensões;
- O conforto na circulação rodoviária quando comparado com soluções contínuas é bastante inferior devido à existência de descontinuidades entre vigas, que tornam a circulação mais desconfortável.
- A durabilidade da estrutura, que devido às juntas de dilatação existentes nesta solução, permitem a possível passagem de água e sais descongelantes que deterioram as próprias juntas e aparelhos de apoio, afectando também o topo das vigas;

Existem formas de minimizar este último ponto; uma das formas mais importantes será o desenvolvimento de soluções que permitam a inspecção e substituição de aparelhos de apoio. Outra solução será a criação de galerias de acesso e inspecção nos encontros e prevendo uma boa drenagem das águas que eventualmente atravessem as juntas de dilatação. A grande desvantagem é que todas estas medidas implicam um aumento de custos de manutenção e reparação, fazendo assim com que esta solução, a longo prazo, não seja uma solução vantajosa do ponto de vista económico. Estas medidas não são, no entanto, suficientes para solucionar os problemas de durabilidade da estruturas (Fernandes Rocha, 2006).

3.2 TABULEIROS ISOSTÁTICOS COM LAJE CONTINUA

Este sistema estrutural foi desenvolvido na tentativa de controlar alguns problemas sentidos nos tabuleiros isostáticos.

Os tabuleiros isostáticos com laje contínua garantem a continuidade longitudinal dos tramos do tabuleiro através da continuidade da laje na zona dos apoios (Figura 11). As vigas pré-fabricadas são montadas de igual forma ao sistema anteriormente falado e sendo a laje do tabuleiro betonada numa fase posterior. Esta ligação da laje da zona dos apoios, confere uma continuidade da superfície do tabuleiro mas, devido a laje não conferir rigidez suficiente ao sistema para que sejam instalados na zona dos apoios momentos fletores significativos, este sistema acaba por funcionar como vários tramos simplesmente apoiados.

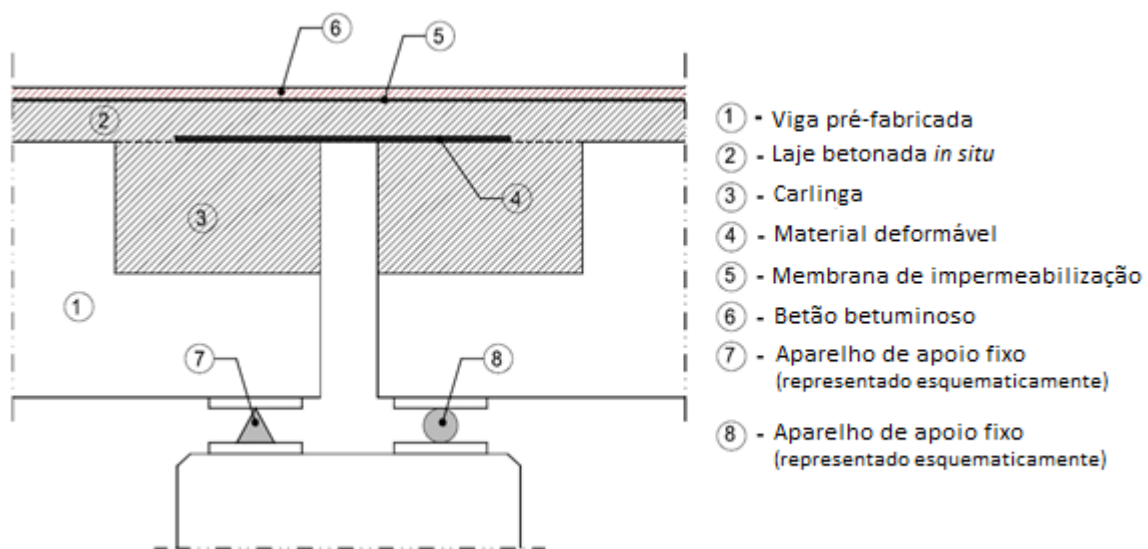


Figura 11 - Laje contínua; (Ferreira de Sousa, 2004)

Neste sistema com laje contínua, existe o problema de que na zona da ligação (onde apenas a laje é contínua) as rotações por flexão nas secções do apoio impõem deformações à zona de continuidade. Para evitar esforços demasiado elevados esta zona da laje deve ser desligada da

viga junto ao apoio, de forma a conferir uma maior flexibilidade à laje. A zona de continuidade da laje é designada por lajeta devido a esta possuir, por vezes, uma espessura inferior ao resto da laje do tabuleiro. A espessura deverá ser suficiente para resistir aos esforços gerados pelos rodados dos veículos, sendo normalmente materializada em betão fortemente armado com varões de pequeno diâmetro.

Vantagens:

Comparando ao sistema anterior, a simplicidade de cálculo continua a ser uma vantagem desta solução pois, embora exista esta continuidade parcial, a estrutura continua a ser predominantemente isostática.

A principal vantagem deste sistema é no que toca à eliminação das descontinuidades sobre os pilares (juntas de dilatação) na superfície do tabuleiro gerando um maior conforto à circulação rodoviária. (FIB, 2000)

No que diz respeito à durabilidade, sendo que se eliminam as juntas de dilatação entre vigas, este sistema torna-se um pouco mais impermeável à entrada de água e sais, conduzindo a uma maior durabilidade dos aparelhos de apoio.

Mas, no entanto, segundo Menn (1986), não é garantida a solução para este problema de durabilidade pois, a membrana de impermeabilização pode ser deteriorada, e a fina lajeta de continuidade pode ter problemas de fissuração dando origem à entrada da água e dos sais descongelantes. Além disso, segundo Reis (1999), a solução não garante um bom comportamento sísmico da estrutura, pois a lajeta de continuidade aquando a ocorrência de um sismo irá funcionar como um tirante devido às forças sísmicas longitudinais ao tabuleiro.

3.3 TABULEIROS CONTÍNUOS COM LIGAÇÃO ENTRE VIGAS NA ZONA DOS APOIOS

Esta é a solução correntemente mais utilizada, visto que com a continuidade estrutural, conseguem-se eliminar vários problemas que se encontram nos tabuleiros com tramos isostáticos (já referidos nos capítulos anteriores).

Este sistema, possui uma variedade de vantagens passando por eliminar a maior parte dos problemas encontrados em sistemas isostáticos. Consegue-se desta forma, visto existir uma continuidade estrutural, uma redistribuição de esforços, conduzindo a menores deformações verticais, bem como um melhor comportamento sísmico devido ao aumento da frequência própria de vibração do tabuleiro. Um ponto importante como a estética, já referido atrás, também é beneficiado pois com este sistema conseguem-se maiores esbeltezas do tabuleiro e não é necessário uso de capitéis no topo dos pilares e, quando possível, ainda deixa a hipótese de embeber a viga transversal (carlinga) na espessura do tabuleiro. A nível económico, os custos de manutenção da obra são reduzidos, visto não serem necessárias as juntas de dilatação na zona dos apoios como os sistemas anteriores e, sendo estas zonas críticas no que toca a degradação da estrutura, a inexistência destas juntas evita gastos na substituição/reparação das mesmas. A nível de conforto à circulação rodoviária como é um tabuleiro contínuo as zonas de ligação passam totalmente despercebidas. Com tudo isto, a durabilidade da estrutura está bastante mais protegida, pois como visto atrás, as zonas das juntas tinham um impacto bastante significativo neste ponto para a estrutura e, como com esta solução, se elimina este problema, a estrutura tenha uma maior durabilidade.

Como principal desvantagem, este sistema tem um maior tempo de execução e em especial se for utilizado pré-esforço de continuidade, pois implica mais fases construtivas e pessoal

especializado, e existe uma maior complexidade de cálculo quando comparada com as soluções anteriores.

3.4 OUTRAS SOLUÇÕES

Como outras soluções e também bastante correntes, refere-se a mais utilizada como é o caso de pontes ou viadutos formados por um conjunto de segmentos (ou aduelas) (Figura 12) que são unidas por juntas transversais ao desenvolvimento da estrutura. Estas aduelas, são ligadas através da aplicação de pré-esforço interno e/ou, se necessário, pré-esforço externo (pós-tensão) na zona “oca” da secção.

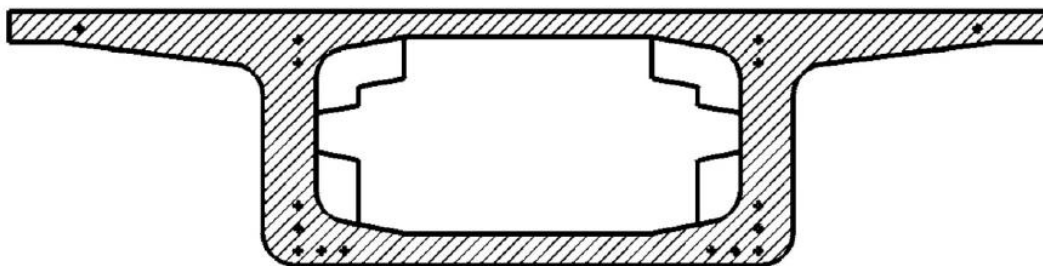


Figura 12 - Secção transversal de uma aduela (Ferreira de Sousa, 2004)

4 Processos de execução do tabuleiro

Nos tabuleiros que recorrem a vigas pré-fabricadas, a secção das vigas pode ser condicionada na fase de betonagem, pois é apenas a própria secção que resiste às cargas da viga e laje, enquanto que com a atuação das outras ações a secção resistente será viga + laje. Isto será explicado mais à frente neste trabalho quando se faz a diferenciação da secção normal da viga e da secção composta (viga + banzo comprimido).

Para a realização das lajes, pode ser usado um sistema que recorra a cimbres ou então, e o mais comum, a utilização de pré-lajes.

4.1 RECURSO A CIMBRES

Os cimbres fixos (Figura 14) não são mais do que uma estrutura metálica fixa nas vigas que suporta as cofragens da laje onde esta é betonada. Neste sistema, que recorre a cimbres para a execução da laje, é necessário prevê-lo na fase de projecto pois é essencial ter em atenção, aquando o dimensionamento das vigas, as ações provocadas pela utilização desta técnica.

Também é possível a utilização de cimbres ao solo (Figura 13) em que estes têm o mesmo objetivo dos primeiros, o suporte das cofragens, mas apenas possível em obras de pouca altura e com o inconveniente de ser necessário o bloqueio da via onde vai apoiar (caso exista).

Esta técnica de utilização de cimbres é uma técnica morosa, pois exige a montagem e desmontagem da toda a estrutura metálica (cambre) acabando por fragilizar a própria estrutura, no ponto de vista de durabilidade, visto que exige a selagem de todos os orifícios utilizando argamassas de reparação exigindo assim um controlo de execução mais rigoroso.



Figura 13 - Cimbra ao solo contínuo
[A32 – ponte sobre o rio Insua; Zagope, grupo FCM]



Figura 14 - Cimbra fixo
[DOKA]

4.2 RECURSO A PRÉ-LAJES

As pré-lajes são elementos também eles pré-fabricados com necessidade de transporte da fábrica para a obra e, por isso a sua largura varia usualmente entre os 0,6m e limitada entre os 2,0m aos 2,4m para evitar a necessidade de transportes especiais e também devido à sua estrutura esbelta pode não garantir uma rigidez suficiente para não se deformar aquando do seu transporte e montagem.

Existem vários tipos de pré-lajes, como as pré-lajes com treliças metálicas, pré-lajes alveolares, nervuradas ou em duplo “T”. As pré-lajes podem ser utilizadas como cofragem perdida, apenas com a função de suportar o betão da laje moldada em obra, ou então pré-lajes colaborantes, que para além de terem a mesma função das anteriores, também são dimensionadas como uma parte da própria laje mas também com funções resistentes na fase de serviço da estrutura.

No caso da pré-laje como cofragem perdida, esta apenas é dimensionada para o peso próprio do betão da laje mais uma sobrecarga construtiva (1kN/m^2). Já no caso das pré-lajes colaborantes, estas necessitam da utilização de armaduras em forma de treliça na direcção do vão com várias funções, desde o equilíbrio da peça na fase de execução, resistência ao corte em que funcionam também como armadura de esforço transversal, melhoria da aderência da interface entre os dois betões colocados em idades diferentes (pré-laje e a laje betonada *in situ*) e também na fase de execução têm como função servir de cavalete para a colocação das armaduras superiores.

As pré-lajes utilizadas em tabuleiros por norma terão duas geometrias diferentes, uma para as pré-lajes intermédias (entre vigas) e outra para as extremas (intermédia + consola) como ilustrado na Figura 15.

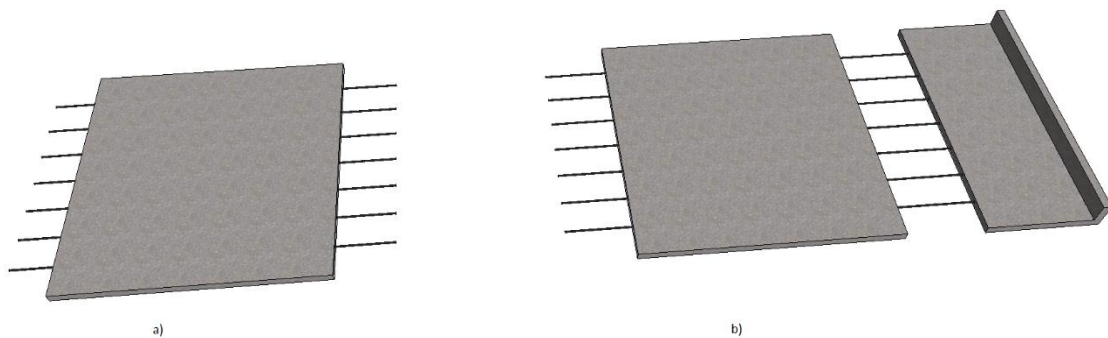


Figura 15 - a) Pré-laje intermédia; b) Pré-laje extrema (intermédia + consola)

A colocação das pré-lajes necessita também de equipamento elevatório para a colocação das mesmas na sua posição final. Não são elementos com um peso próprio muito elevado, pois são lâminas de betão que poderão variar entre os 4 e os 10 centímetros de espessura. A Figura 16 ilustra este tipo de elemento.

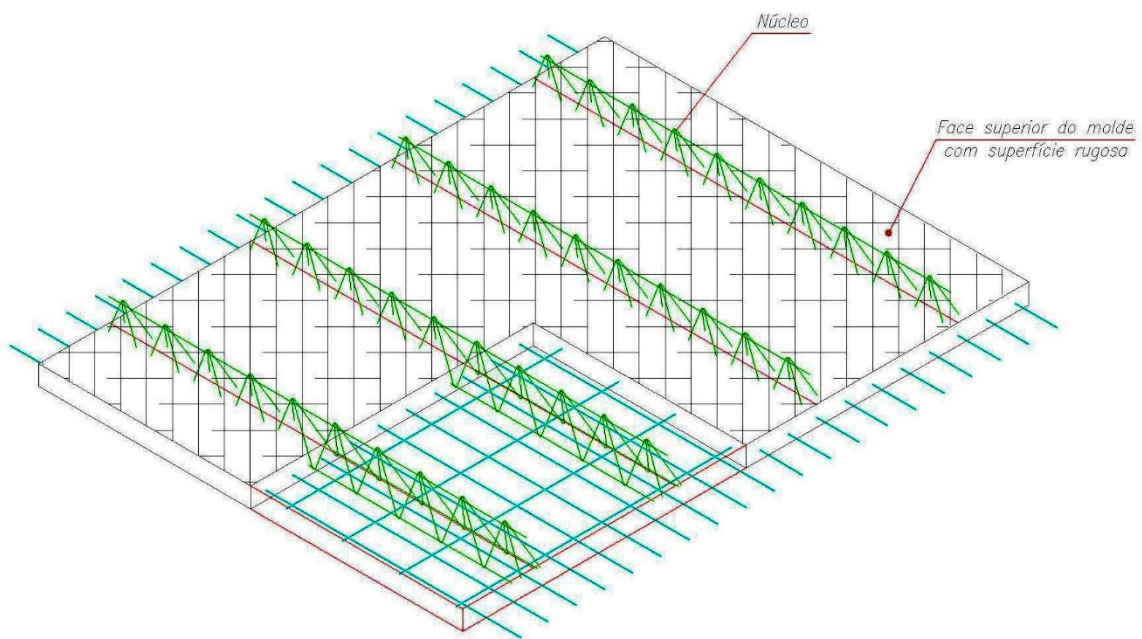


Figura 16 - Pré-laje colaborante com treliça metálica

4.3 FASEAMENTO CONSTRUTIVO DO TABULEIRO

O faseamento construtivo do tabuleiro começa sempre com o transporte e colocação das vigas na posição final como representado na Figura 17 e Figura 18.



Figura 17 - Colocação das vigas na posição final



Figura 18 - Posição final das vigas
[CIVIBRAL – Ponte Leiria]

De seguida colocam-se as pré-lajes apoiadas nas vigas e as armaduras das carlingas (caso existam) e das lajes. Quando se trata de tabuleiros contínuos com a continuidade das vigas na zona dos apoios, a fase seguinte pode ser feita de formas distintas:

- Betonagem da carlinga antes da betonagem da laje;
- Betonagem da lajes antes da betonagem da carlinga;
- Betonagem simultânea da carlinga e laje;

A betonagem da laje antes da carlinga tem a vantagem de reduzir momentos fletores negativos sobre os apoios e minimizar os efeitos do calor de hidratação libertado após a betonagem da laje. Este efeito ocorre após a betonagem da laje, devido à libertação de calor de hidratação do cimento fazendo com que a temperatura do betão aumente e, quando se inicia o abaixamento da temperatura, o betão contrai causando tensões internas que podem ser semelhantes ao efeito da retração diferencial. Mas sendo a carlinga betonada posteriormente, este sistema quando sofre este efeito é um sistema isostático pelo que não se geram momentos adicionais na estrutura, enquanto que se fosse optada a utilização do primeiro método (betonagem primeiro da carlinga) que estabelecia uma continuidade à estrutura, ir-se-iam formar momentos fletores negativos.

A betonagem simultânea da laje e carlinga é o processo mais simples e rápido, pois não é necessário aguardar pela cura da carlinga ou laje.

No caso do sistema estrutural de vigas simplesmente apoiadas, as fases construtivas são apresentadas na Figura 19.

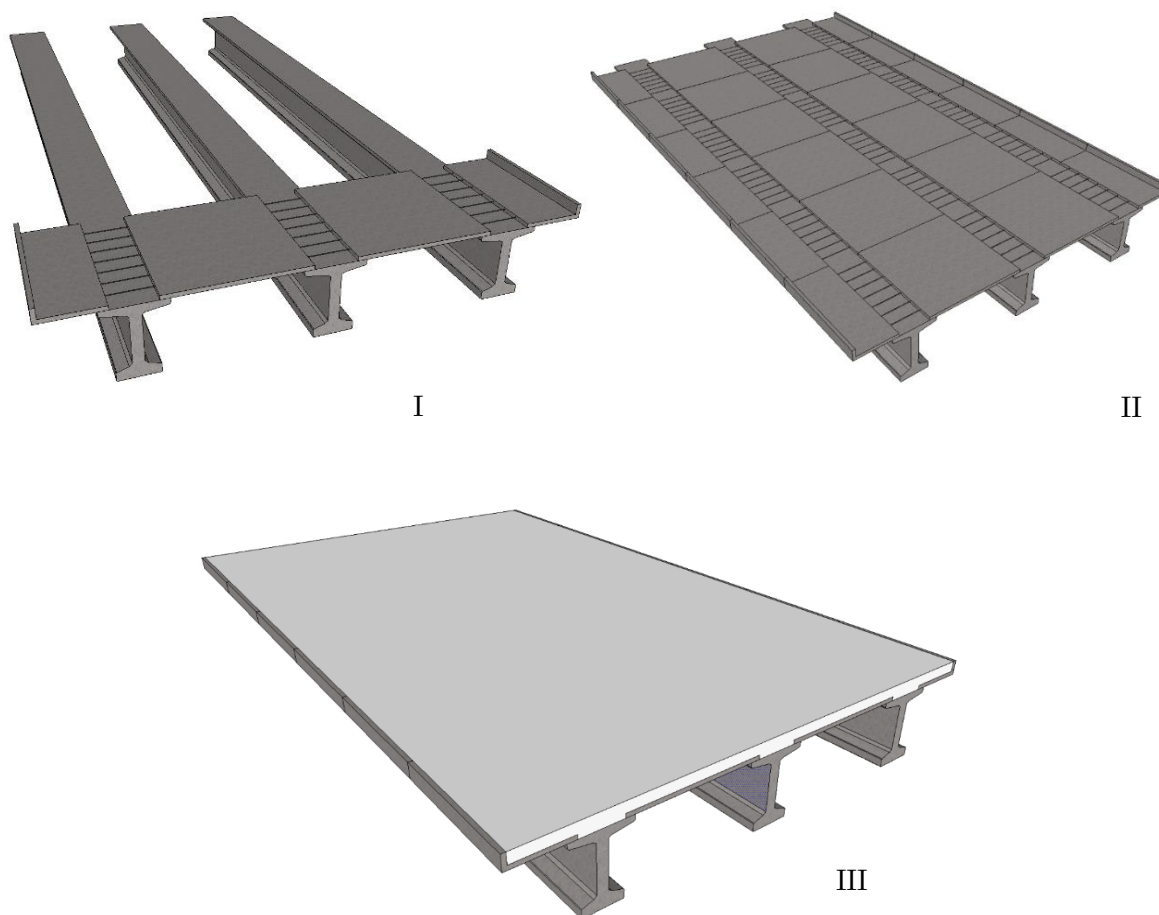


Figura 19 - Fases construtivas da laje: I e II - Colocação das pré-lajes; III - Betonagem "in situ" da laje

5 Desenvolvimento da Folha de Cálculo

Neste estágio, foi desenvolvida uma folha de cálculo utilizando o software *Microsoft Excel* com o objetivo de encontrar as soluções mais económicas para vários vãos possíveis. Foram estudados vãos entre 10 e 24 metros. Esta folha de cálculo foi pensada de forma a ter uma utilização fácil e intuitiva, mais à frente demonstra-se a utilização da mesma.

5.1 ANÁLISE DA LOGÍSTICA (TRANSPORTE E MONTAGEM)

Como já referido, um dos pontos mais sensíveis na pré-fabricação que pode levar a que a solução pré-fabricada não seja economicamente viável, é a questão da logística, mais propriamente o transporte e a montagem, pois tratam-se normalmente de elementos de grande dimensão e peso.

De forma a conseguir, que esta questão fosse tida em conta na folha de cálculo foram introduzidas as informações das tabelas apresentadas.

Quanto ao transporte este depende do comprimento, largura, altura e peso do elemento pré-fabricado representados na Tabela 1

Tabela 1 - Tabela indicativa do tipo de transporte necessário; (Saraiva, 2012)

Tipo de transporte	Comprimento do pré-fabricado (m)	Largura do pré-fabricado (m)	Altura total (m)	Peso do Pré-fabricado (ton)
Normal	13,50	2,50	4,00	25
Licença Anual	25,00	3,00	4,60	30
Carro Piloto	32,50	4,50	5,00	45
Carro Piloto e G.N.R.	>32,50	> 4,50	> 5,00	> 45

5.2 DEFINIÇÃO DAS CARGAS VARIÁVEIS (SEGUNDO O RSA)

Foi escolhido o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA) para a definição das ações, visto que ainda é, nos dias de hoje, Lei em Portugal. Embora o Eurocódigo esteja cada vez mais perto de ser implementado como o regulamento a ser utilizado, foi pedido pela empresa na realização deste trabalho que fosse usado o RSA.

Foram então contabilizadas como sobrecargas para a faixa de rodagem a mais condicionante das duas apresentadas de seguida:

- Um veículo com três eixos equidistantes, cada um de duas rodas, com disposição e dimensões indicadas na Figura 20. Este veículo foi considerado a atuar tanto longitudinalmente como transversalmente.

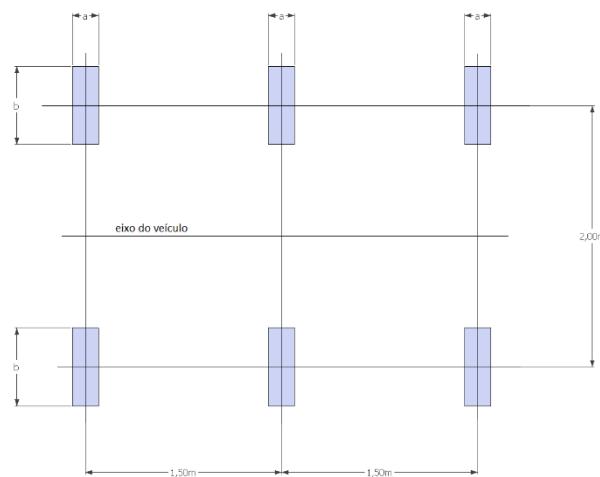


Figura 20 - Esquema do veículo tipo (RSA, 2006)

As cargas Q transmitidas por cada eixo e as dimensões "a" e "b" dependem da classe a que a ponte pertence.

Classe I: $Q = 200 \text{ kN}$; $a = 0,20\text{m}$; $b = 0,60\text{m}$

Classe II: $Q = 100 \text{ kN}$; $a = 0,20\text{m}$; $b = 0,40\text{m}$

- Uma sobrecarga com uma carga uniformemente distribuída, “q1”, mais uma carga transversal com distribuição uniforme e linear (usualmente conhecida como “faca”), “q2” (Figura 21), em que os valores também são dependentes da Classe da ponte.

Classe I: $q_1 = 4\text{kN/m}^2$; $q_2 = 50\text{kN/m}$

Classe II: $q_1 = 3\text{ kN/m}^2$; $q_2=30\text{kN/m}$

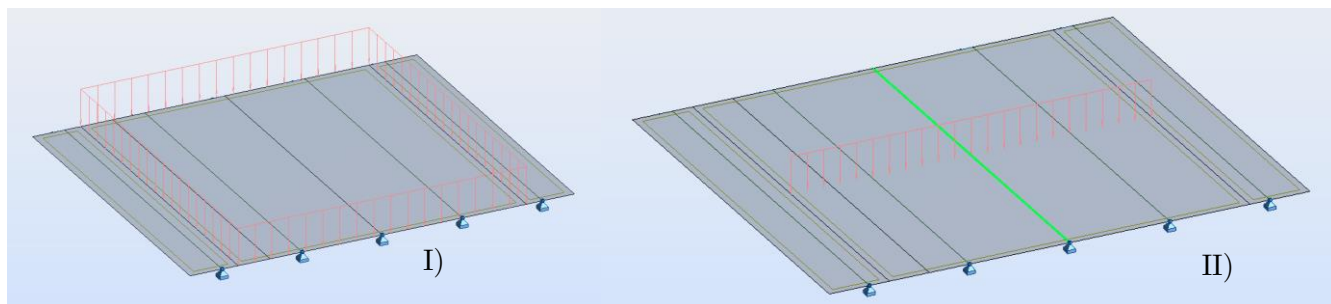


Figura 21 - I) Sobrecarga uniformemente distribuída; II) Carga transversal com distribuição uniforme e linear

Consideraram-se os valores reduzidos das sobrecargas indicadas atrás obtidos pelos coeficientes $\Psi_0 = 0,6$; $\Psi_1 = 0,4$; $\Psi_2 = 0,2$, sendo que $\Psi_2 = 0$ quando a ação sísmica for a ação de base da combinação.

No primeiro caso de sobrecarga, foram consideradas as forças a actuarem em duas posições: no centro do tabuleiro e à esquerda, com a roda do veículo encostado ao passeio como ilustra a Figura 22.

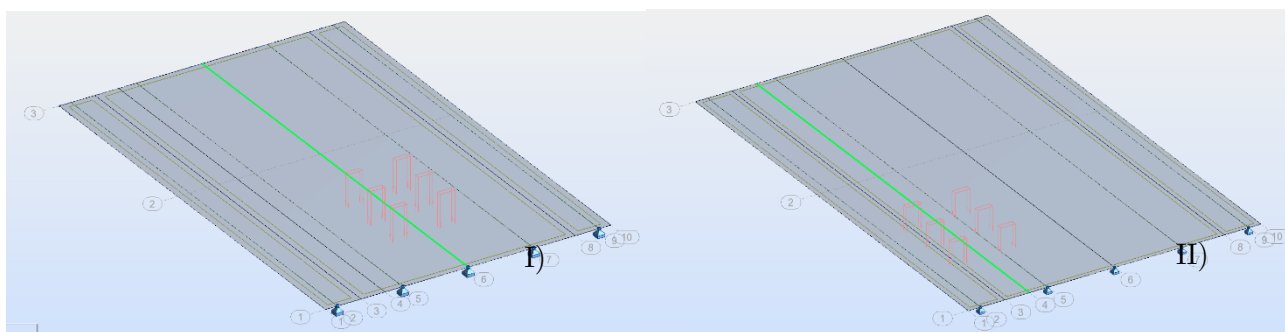


Figura 22 - Alinhamentos do veículo tipo: I) Centro do tabuleiro; II) Encostado ao lancil

Para ações em passeios foram admitidas também duas hipóteses segundo o RSA (Figura 23):

- Uma carga concentrada com valor característico de 20 kN;
- Uma sobrecarga uniformemente distribuída com valor característico de 3 kN/m²;

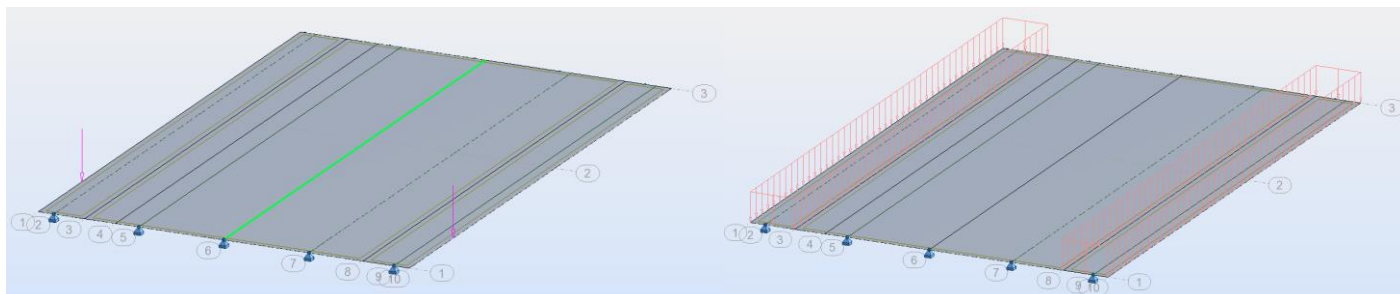


Figura 23 - Ações nos passeios: I) Carga concentrada; II) Carga uniformemente distribuída

5.3 ESTUDO PARAMÉTRICO PARA VÁRIOS CENÁRIOS

Para a análise da distribuição de esforços na secção transversal, com o objectivo de identificar as cargas a que as vigas estavam sujeitas, poder-se-iam ter utilizado métodos analíticos aproximados ou um estudo paramétrico utilizando o método de elementos finitos. Foi então realizado o estudo paramétrico com vários cenários possíveis para várias secções, fazendo variar o vão e o espaçamento entre vigas. Foram estudados vãos entre 10 e 24 metros e espaçamentos entre 1,5 e 3,5 metros para uma largura de tabuleiro de 12 metros.

A variação dos espaçamentos entre vigas fazem variar o numero de vigas utilizadas e a dimensão das consolas nas extremidades do tabuleiro, esta variação está definida na Tabela 3.

Tabela 3 - Identificação do número de vigas e dimensão das consolas

Plataforma (m)	12	12	12	12	12	12	12	12	12
Afastamento (m)	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5
nº vigas	8	7	6	5	5	5	4	4	4
consola (m)	0,75	0,75	1	1,5	1	0,5	1,5	1,13	0,75

Os métodos analíticos mais correntes para o estudo da distribuição de esforços na secção transversal de pontes são: Método de Courbon, Método de Guyon-Massonnet-Barés e o Método das Normas AASHTO.

O Método de Courbon é um método expedito que permite determinar de forma aproximada de que forma uma carga P que atua na carlinga central de um tabuleiro constituído por uma laje vigada se distribui pelas longarinas. Sendo este um método simplificado, admite simplificações como:

- Desprezar a contribuição das carlingas laterais, considerando apenas a carlinga central;
- Desprezar a resistência à torção das carlingas e longarinas;
- Admite-se que as carlingas são infinitamente rígidas à flexão;
- Admite-se que a distribuição assim obtida é válida para qualquer posição da carga P ao longo do vão das longarinas;
- É válido se o vão da ponte é superior a duas vezes a sua largura;

Já o Método de Guyon-Massonnet-Barés consiste na substituição do tabuleiro real por uma laje ortotrópica equivalente, isto é com as mesmas características de resistência média à flexão e torção.

O Método das Normas AASHTO tem como hipótese fundamental que as pontes de um determinado tipo se comportam de forma semelhante quando submetidas a cargas com configurações semelhantes. Este método permite obter bons resultados para pontes constituídas por laje de betão vigada, lajes maciças e lajes ocas, nas quais as deformações devidas ao esforço de corte são muito pequenas. (Carril & Ferreira Lopes)

No estudo paramétrico realizado, foram modelados todos os cenários em estudo utilizando o Método de Elementos Finitos com o programa de cálculo “Autodesk Robot Structural Analysis”.

Foi considerado que todas as vigas seriam condicionadas pela viga mais esforçada, então através da análise dos resultados obtidos no programa de cálculo, retirou-se a percentagem dos esforços totais que iriam para a viga mais esforçada que deram origem aos gráficos apresentados nas Figura 27 a Figura 42. Este estudo debruçou-se apenas nas cargas que não se consideraram como sendo divididas de igual forma por todas as vigas (como o peso próprio e a sobrecarga uniformemente distribuída na faixa de rodagem mais a linearmente distribuída), sendo então consideradas as restantes cargas permanentes (RCP) e sobrecargas. Com isto foi possível calcular, de forma aproximada, aplicando as fórmulas tabeladas para cálculo de esforços, apenas assumindo uma barra simplesmente apoiada e concentrando todas as forças nessa barra, o esforço a que a viga condicionante estava sujeita.

Para a modelação dos diversos cenários estudados através do software Robot, de um modelo de elementos finitos com elementos de casca, foi necessária a atribuição de um coeficiente de majoração da inércia da viga estudada, devido à laje também ser um elemento resistente e, posto isto, o banzo comprimido aumentaria a secção a considerar da viga. Segundo o Artigo 88º do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP, 2007) que tem como título “Largura do banzo comprimido das vigas em T”, a largura a considerar para este banzo comprimido é igual ao valor da soma da largura da alma com o menor valor dos expostos a seguir de um e do outro lado da viga.

- $1/10$ da distância entre secções de momento nulo (no caso de estudo sendo uma viga simplesmente apoiada será $1/10$ do vão);
- $1/2$ da distância entre faces das almas de vigas contíguas;

As secções estudadas foram vigas I60, I90, I100 e I120 (Figura 24).

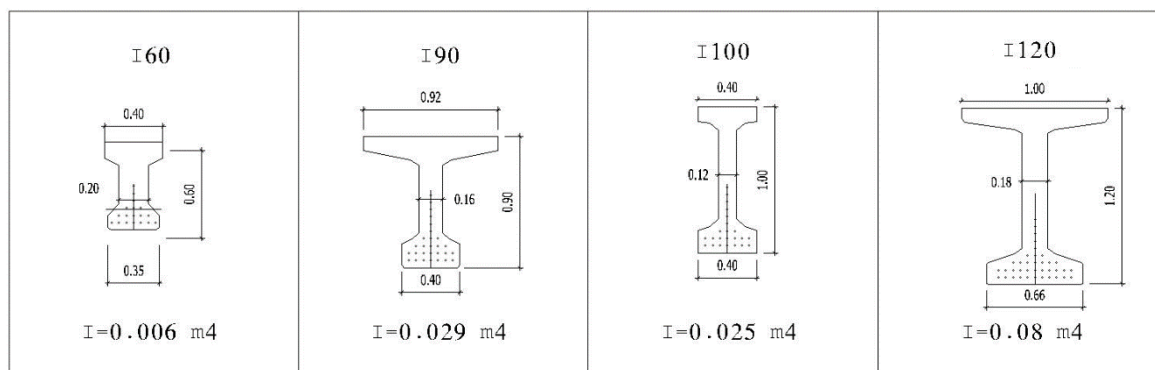


Figura 24 - Secções estudadas

Fazendo então variar a área da secção com o acrescento do banzo comprimido obtiveram-se os coeficientes de majoração da inércia para cada secção (Figura 25 e Figura 26).

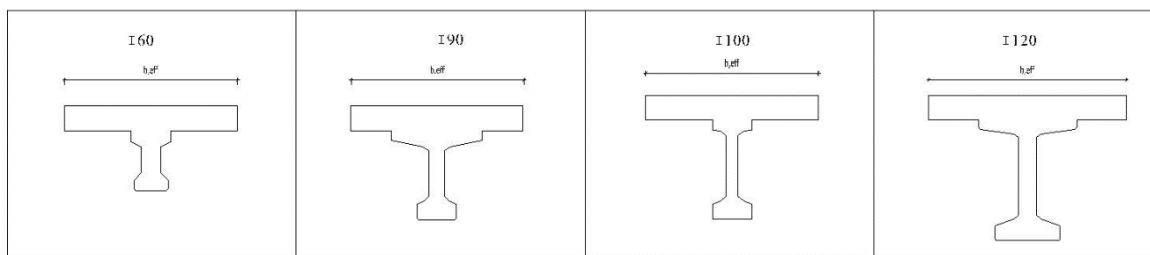


Figura 25 - Secções transversais das vigas compostas

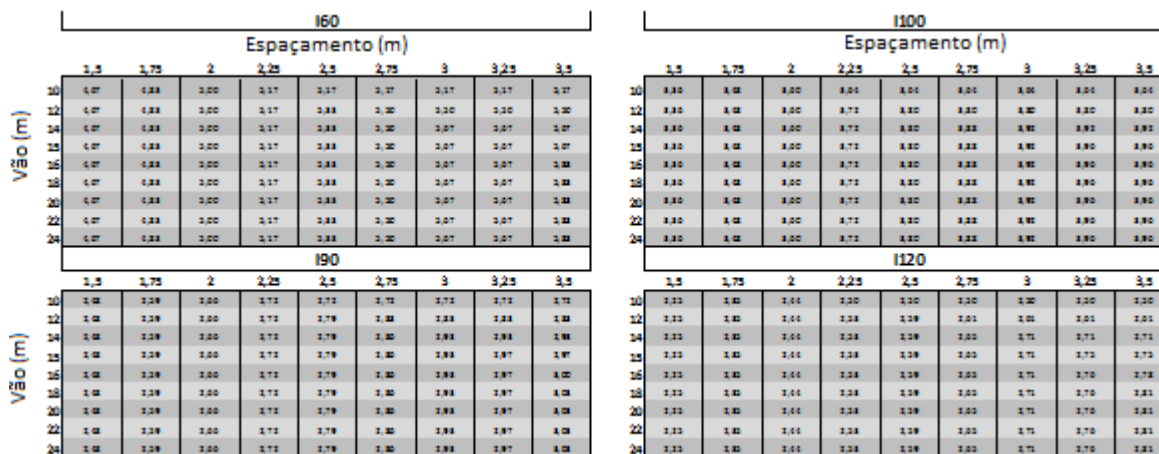


Figura 26 - Coeficiente de majoração da inércia da viga

As percentagens do esforço total, atuante na viga mais condicionante obtidas através do estudo, estão representadas nos gráficos seguintes:

Para a viga I60:

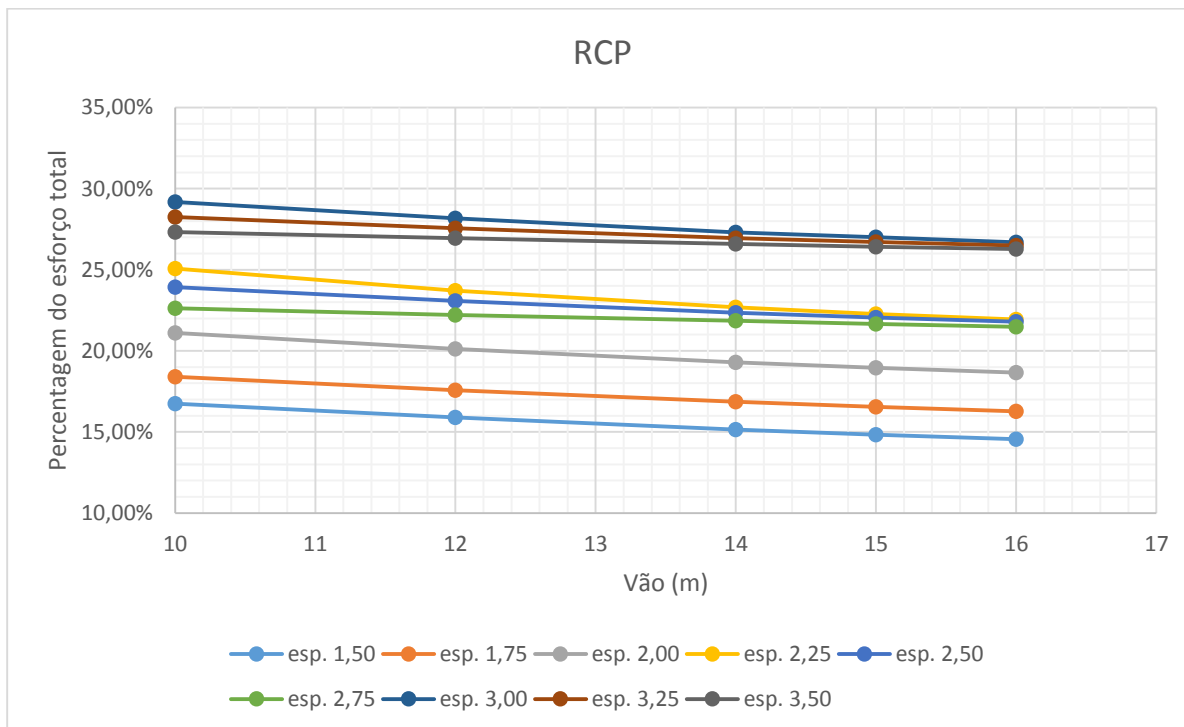


Figura 27 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na seção I60

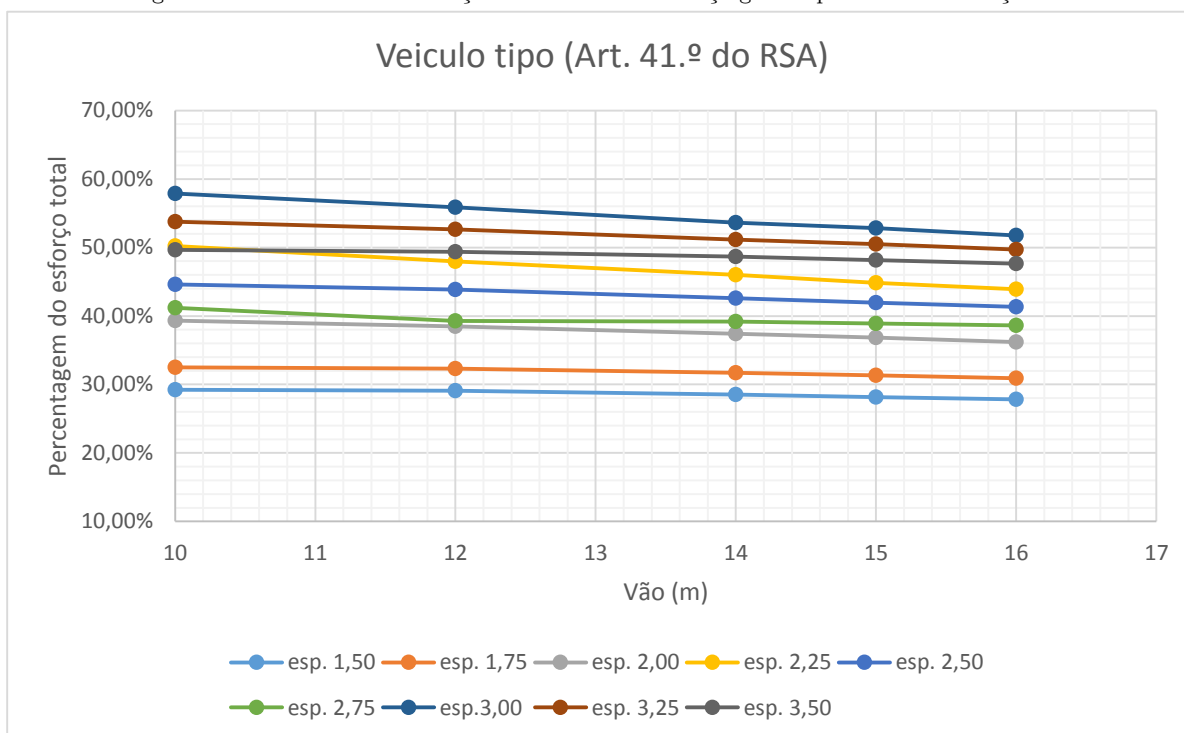


Figura 28 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na seção I60

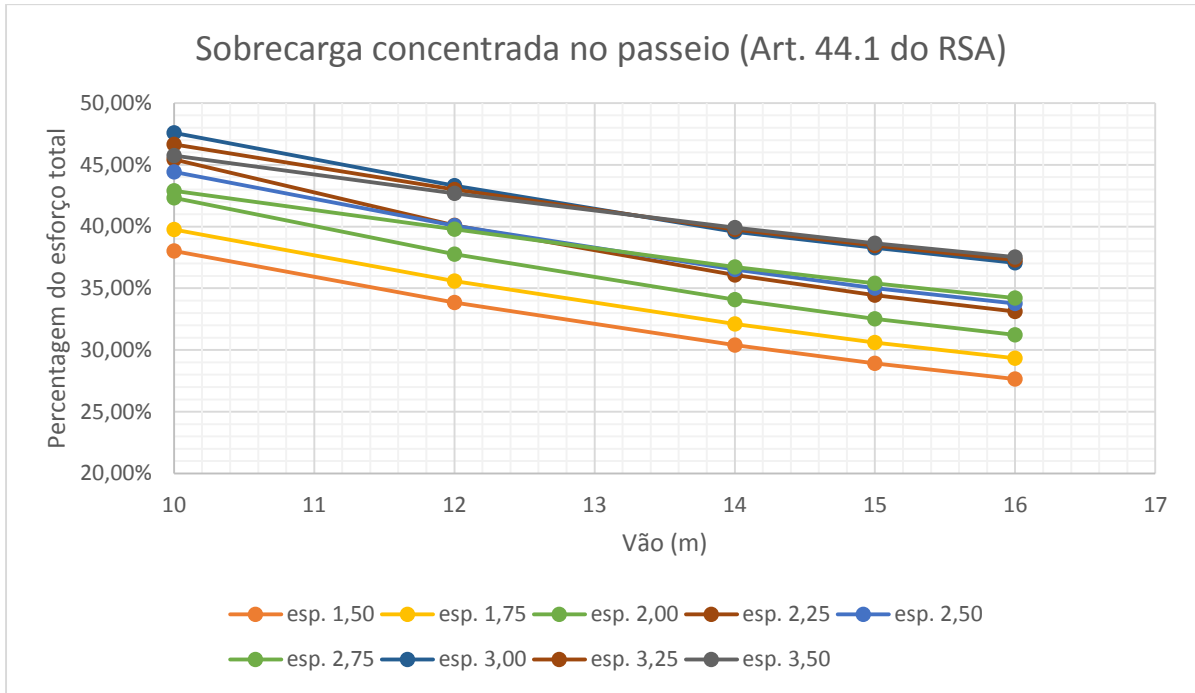


Figura 29 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I60

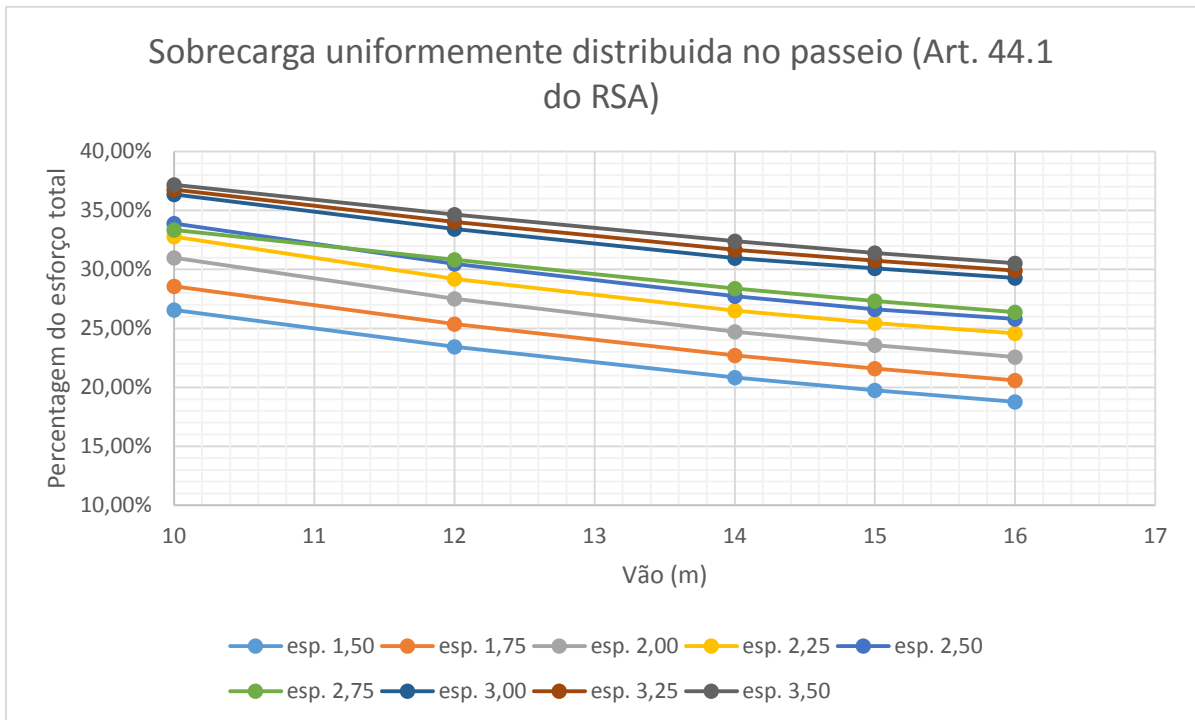


Figura 30 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1 do RSA) na secção I60

Para a secção I90:

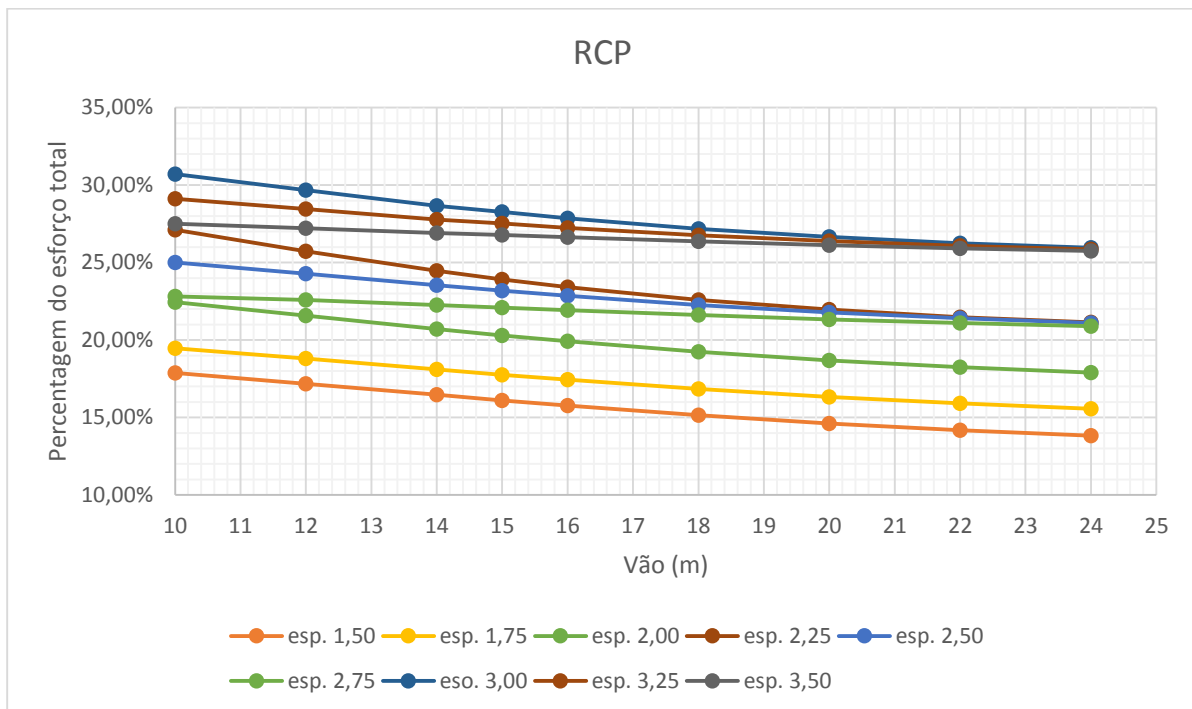


Figura 31 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I90

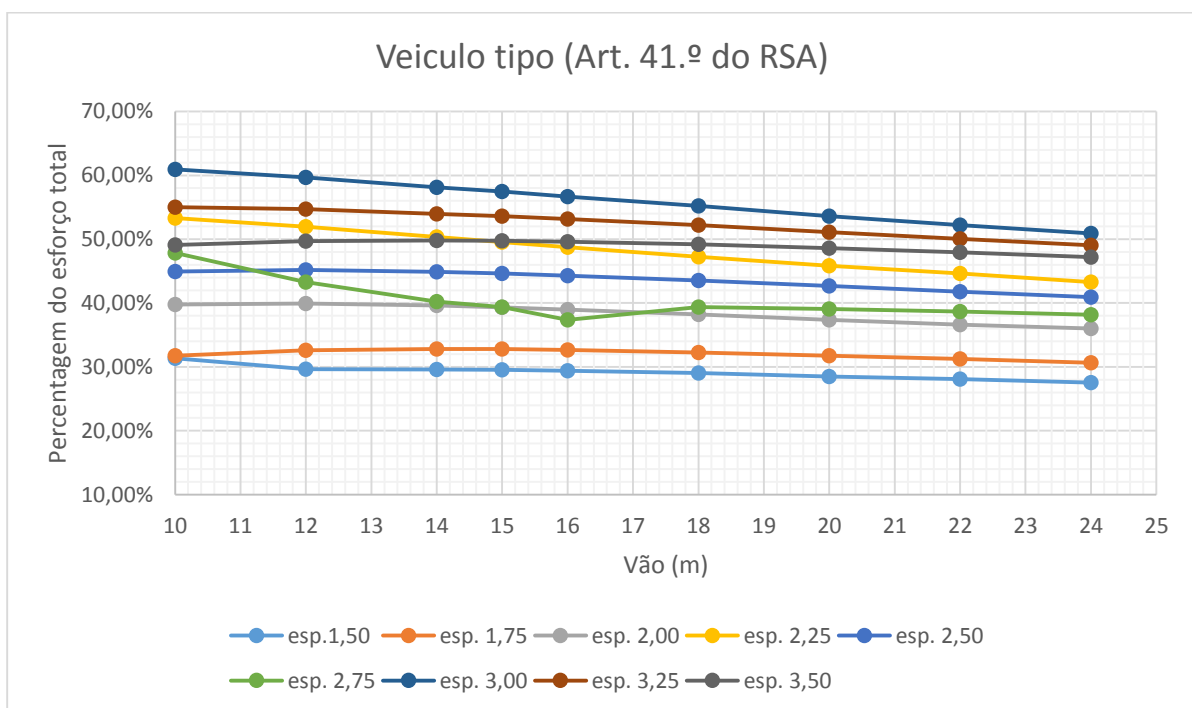


Figura 32 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I90

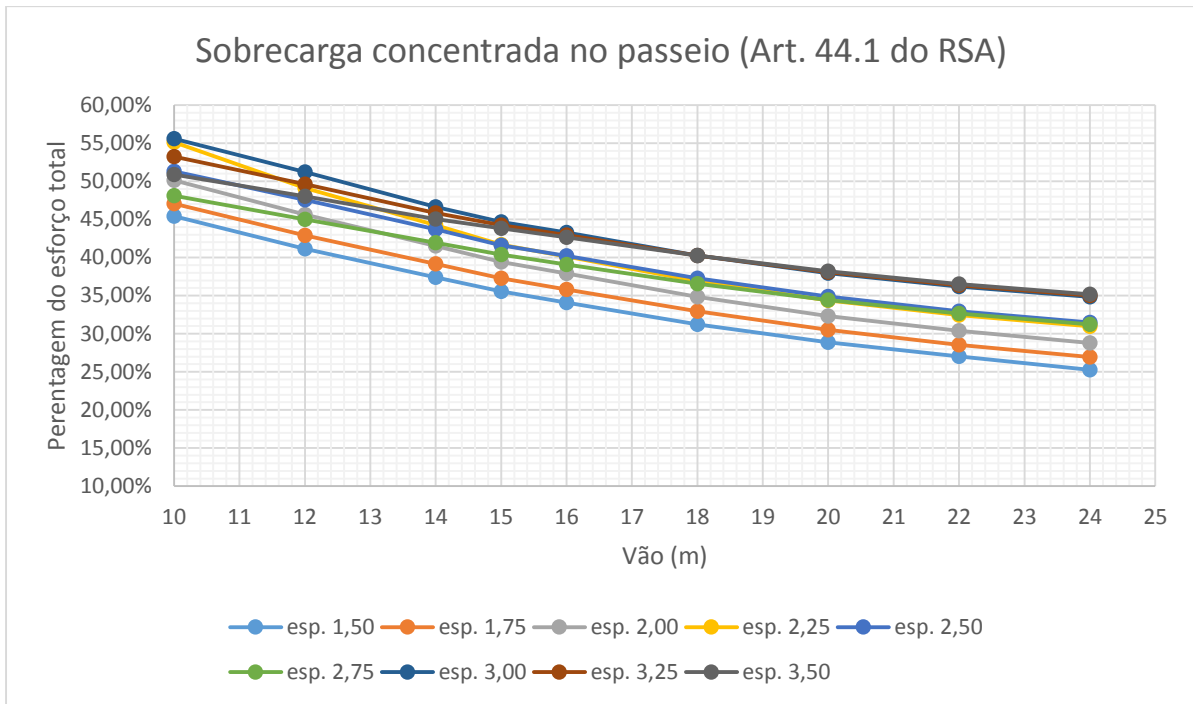


Figura 33 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I90

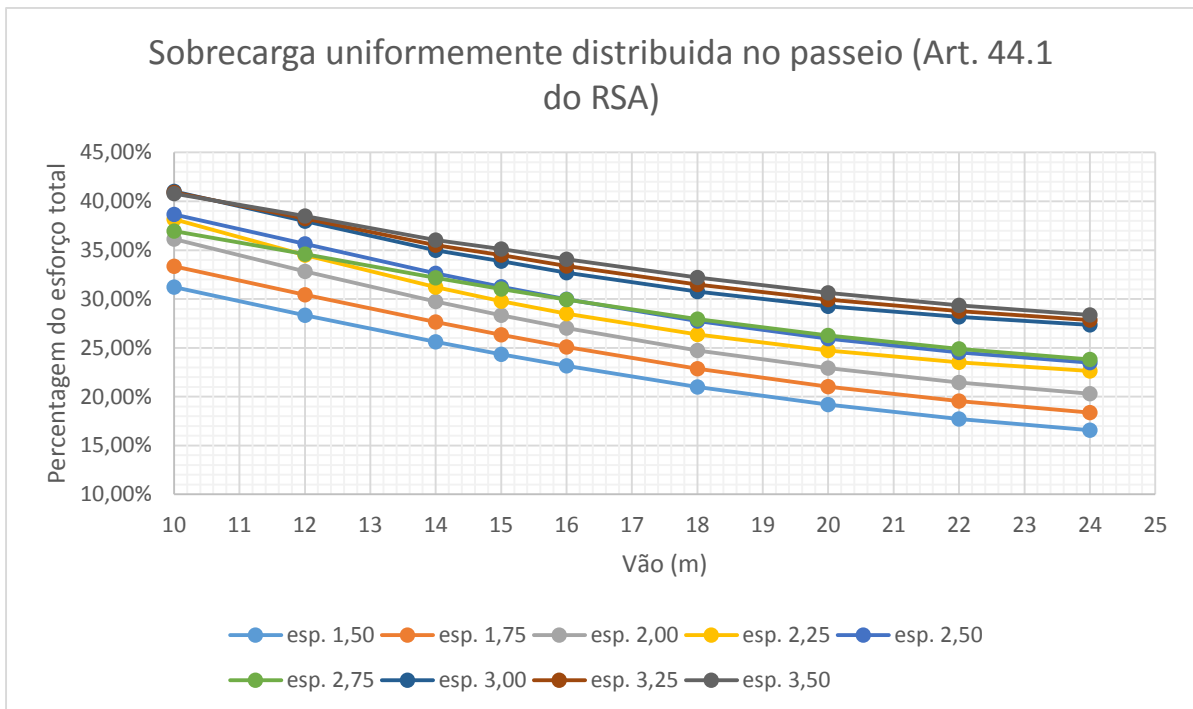


Figura 34 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I90

Para a secção I100:

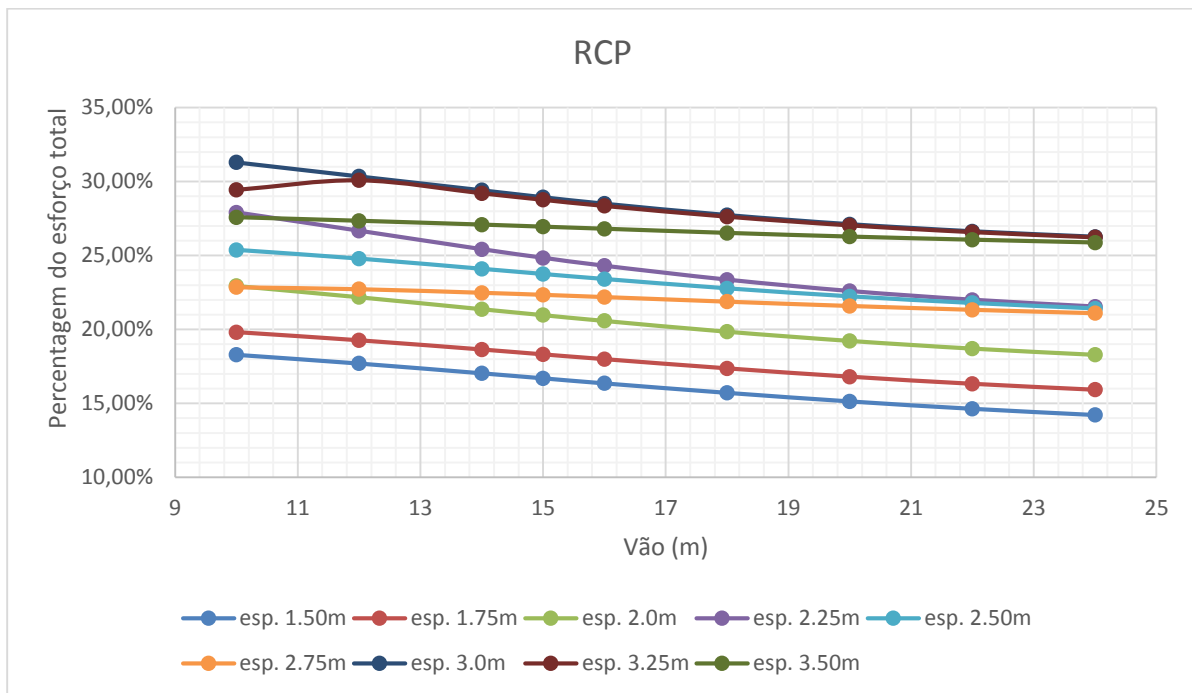


Figura 35 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I100

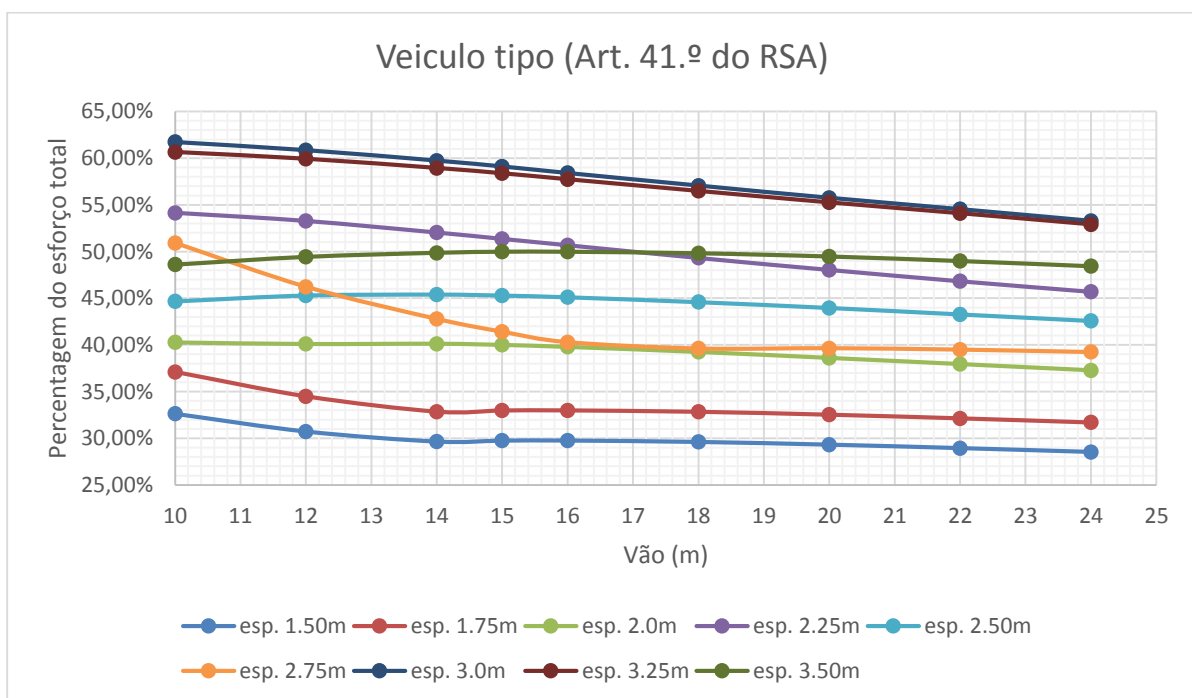


Figura 36 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I100

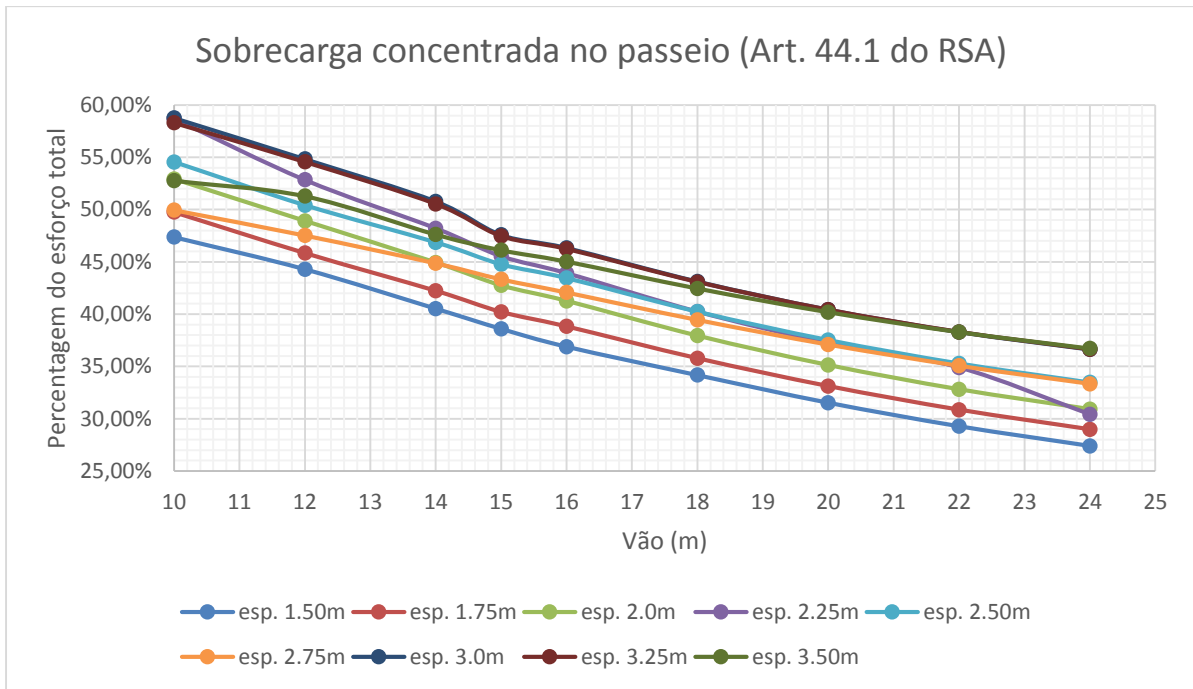


Figura 37 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I100

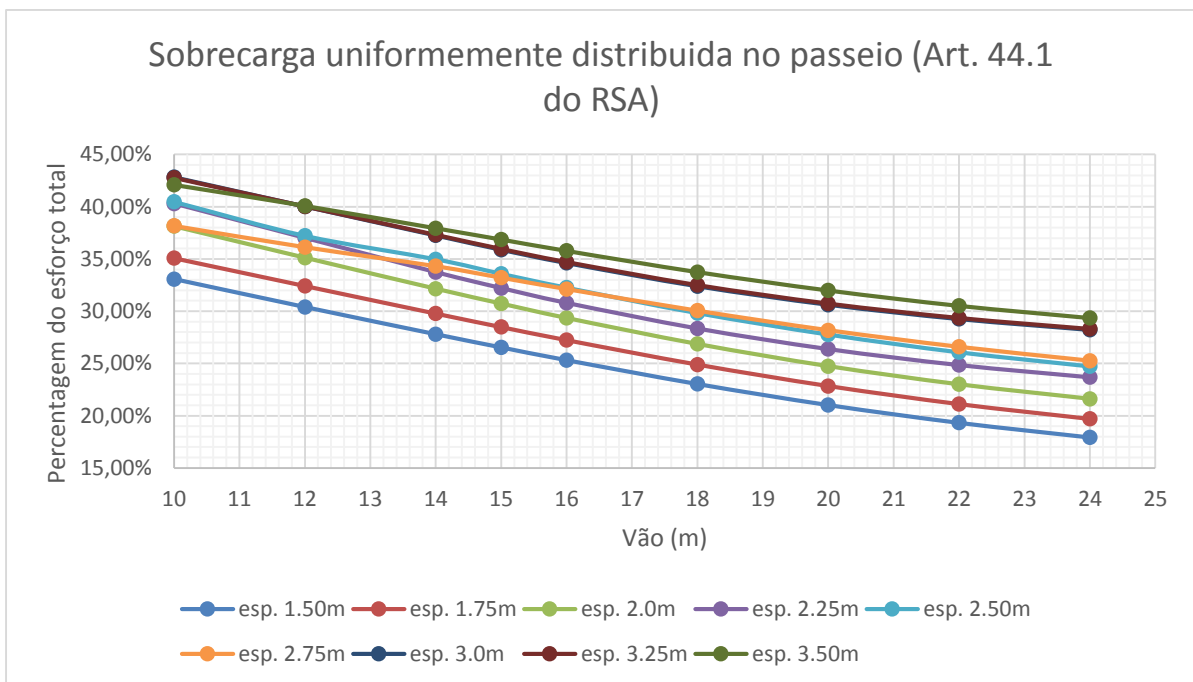


Figura 38 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I100

Para a secção I120:

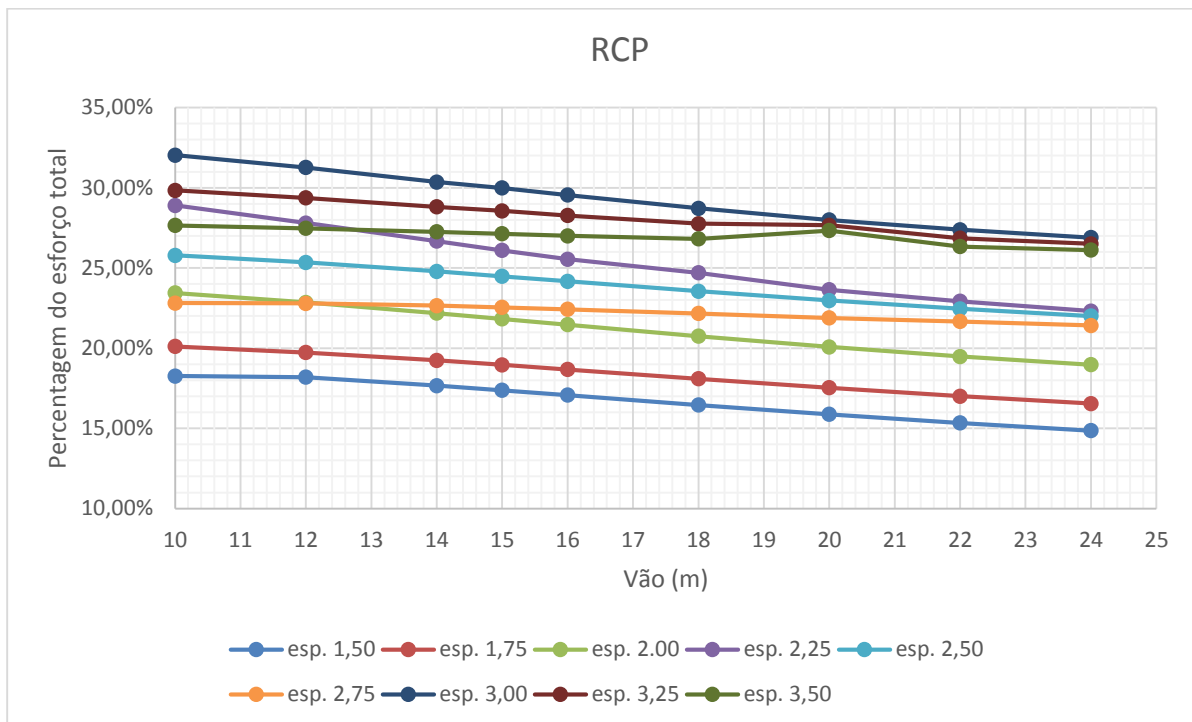


Figura 39 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelas RCP na secção I120

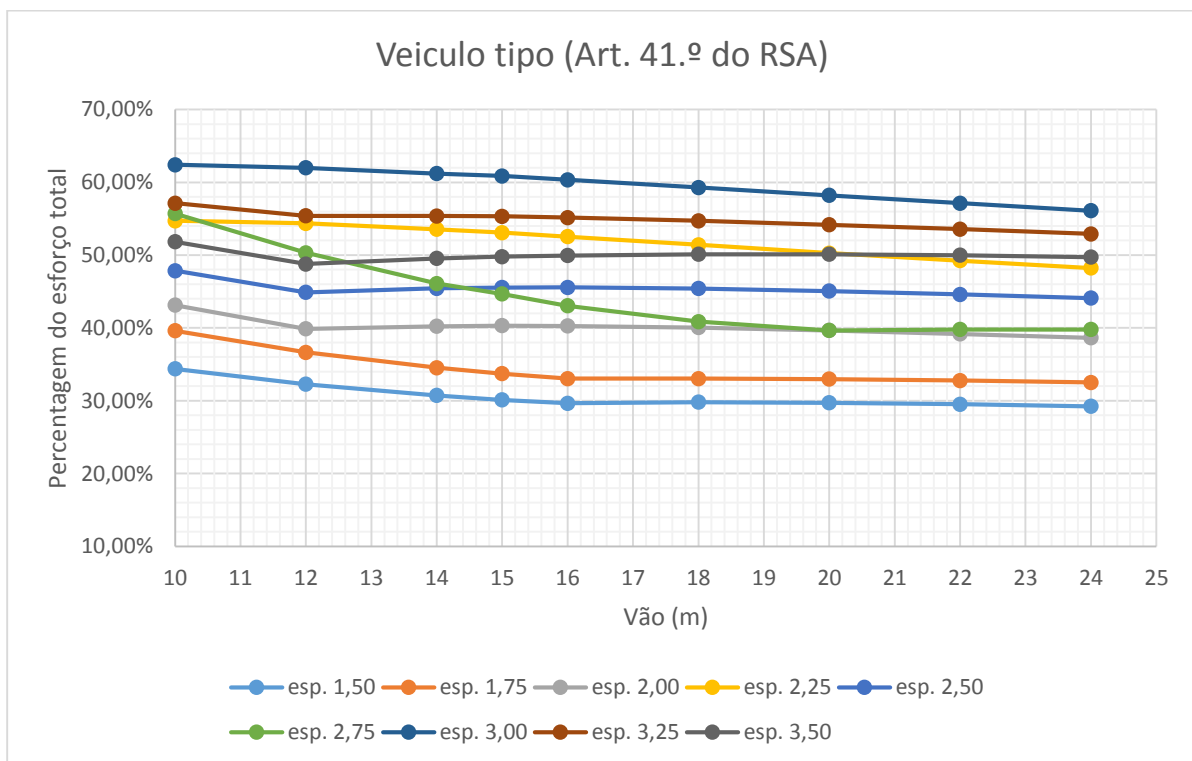


Figura 40 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pelo veículo tipo (Art.41º RSA) na secção I120

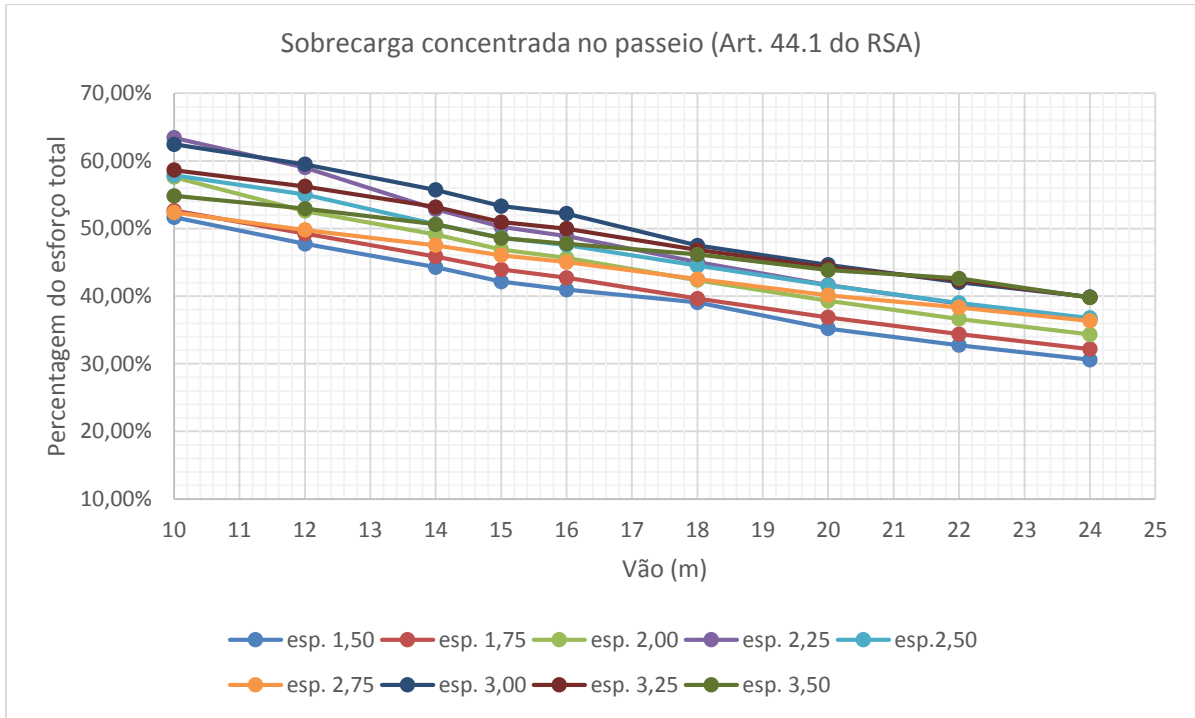


Figura 41 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga concentrada no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I120

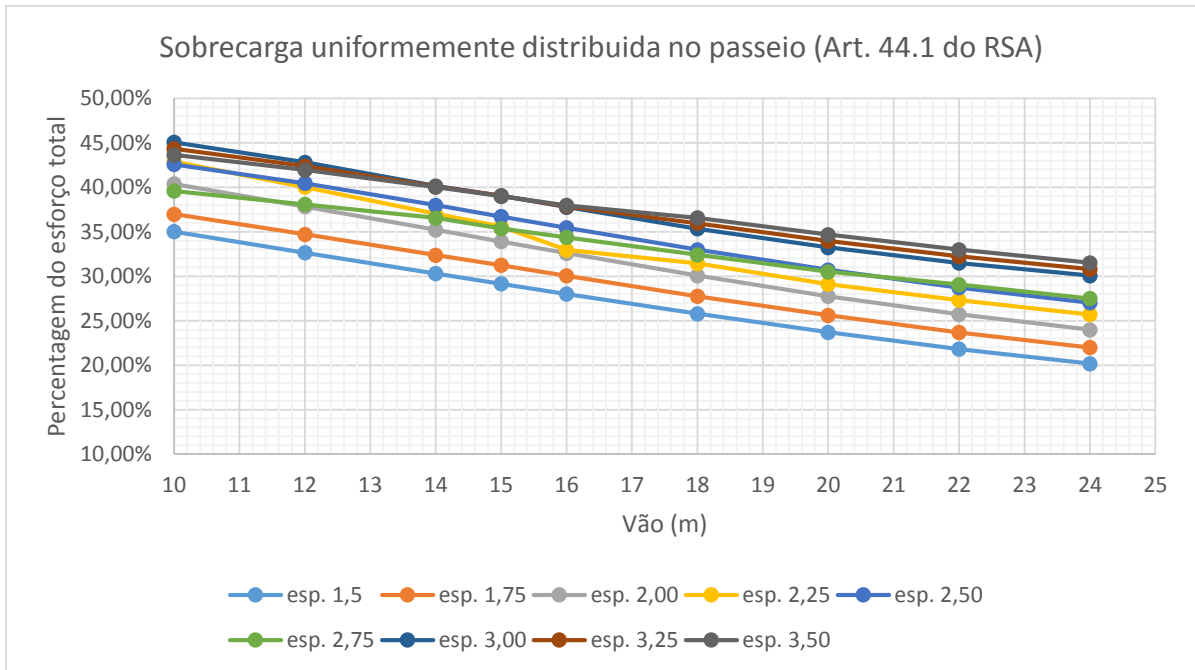


Figura 42 - Gráfico da distribuição transversal do esforço gerado pela sobrecarga uniformemente distribuída no passeio (Art.44.1º RSA) na secção I120

Através da análise dos gráficos acima apresentados, conclui-se que, com o aumento do vão, as cargas tendem a ser distribuídas de igual valor por todas as vigas. Sendo mais notório nos casos de carga em que estas são uniformemente distribuídas, visto que nos casos onde as cargas são concentradas, embora exista uma diminuição da percentagem da carga total, mesmo com o aumento do vão, a viga mais esforçada é significativamente mais solicitada.

Como exemplo:

Num exemplo de uma viga com um vão de 16 metros, uma secção I90 e com um espaçamento entre vigas de 2.0 metros analisando apenas o carga do veículo tipo (Figura 43), como referido atrás, a força de cada eixo é concentrada sobre a barra ($Q=200\text{kN}$):

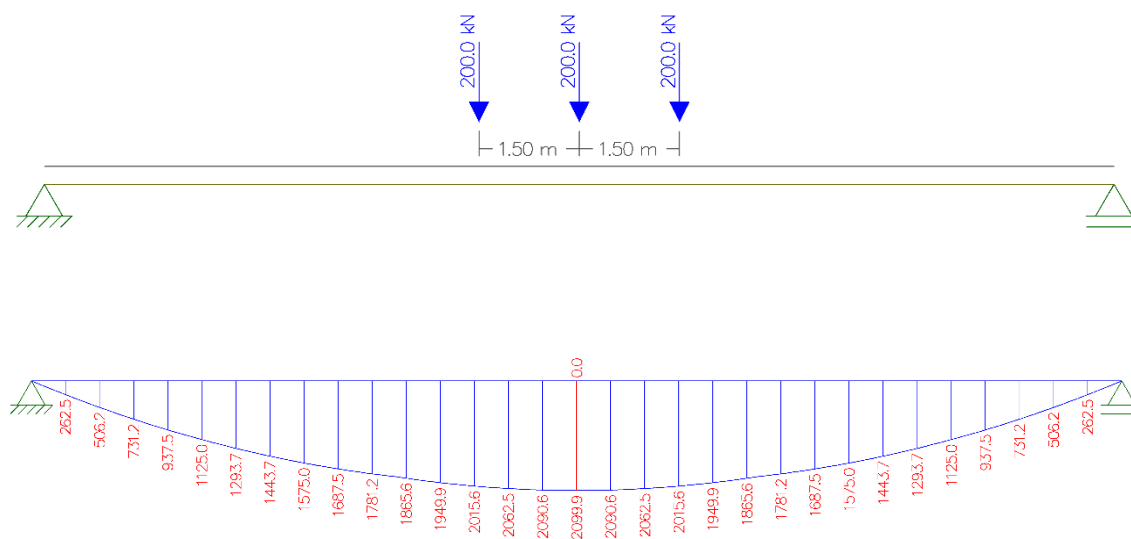


Figura 43 – Esquema da barra simplesmente apoiada sujeita à carga do veículo tipo e respectivo diagrama da envolvente dos momentos flectores [FTool]

$$M_{m\acute{a}x} = 150 L - 300 \Leftrightarrow M_{m\acute{a}x} = 150 \times 16 - 300 = 2100 \text{ kN.m}$$

Com a análise feita através do programa de cálculo a percentagem do esforço sobre a viga condicionante é de 38,97%, ou seja o momento máximo nesta viga é de:

$$M_{m\acute{a}x} = 2100 \times 0.3897 = 818.37 \text{ kN.m}$$

Comparando com o esforço obtido através do programa de cálculo (Figura 44):

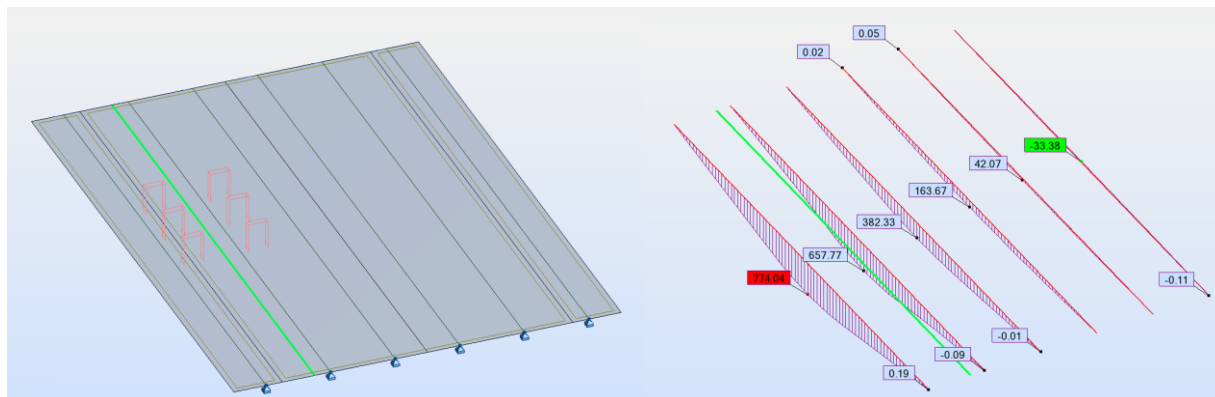


Figura 44 - Modelação do tabuleiro sujeito à carga do veículo tipo e diagramas de momentos flectores nas vigas

$$M_{m\acute{a}x} = 774.04 \text{ kN.m}$$

O esforço obtido não é exactamente igual, pois através do programa de cálculo, este admite também que uma pequena parcela dos esforços são resistidos pela laje.

5.4 CÁLCULO DO PRÉ-ESFORÇO

As armadura de pré-esforço são pré-tensionadas em fábrica, tendo sempre estas um traçado retilíneo ao longo de toda a viga.

A força de pré-esforço a aplicar é calculada garantindo o estado de descompressão para a combinação de acções quase-permanentes, impondo assim, que nesta combinação de acções não existam tensões de tração na fibra inferior do elemento pré-esforçado.

$$\sigma_i \leq 0$$

Como já referido, o pré-esforço sendo aplicado em fábrica é necessário ter em atenção as várias fases (Tabela 4) a que a viga está sujeita, isto é, numa primeira fase a viga apenas está sujeita ao seu peso próprio e posteriormente estará sujeita a todas as outras cargas permanentes e

sobrecargas. Com isto, quer-se dizer, que como a força de pré-esforço a aplicar é calculada considerando a viga totalmente carregada, esta vai ter estados de tensão diferentes em 3 fases.

Na Fase 1 considera-se a altura da aplicação do pré-esforço, ou seja a viga apenas está sujeita ao peso próprio da mesma (PP_{viga}), sendo as tensões calculadas com a área da secção (A_1) a inércia (I_1) as distâncias do centro de gravidade às fibras superiores e inferiores (v_{s1} e v_{i1} respectivamente) e a força de pré-esforço (Pe).

Na Fase 2, a viga terá exactamente as mesmas características que na Fase 1 mas será a fase de betonagem da laje, esta ainda não resistente (PP_{laje}).

A Fase 3 admite-se como sendo a fase de serviço da estrutura, em que a laje já é um elemento resistente fazendo com que o banzo comprimido, já falado anteriormente, seja contabilizado como fazendo parte da secção resistente e alterando assim as características da viga (A_2 e I_2) e estando a estrutura já sujeita às restantes cargas permanentes (RCP) e sobrecargas (Q)

Tabela 4 - Fases consideradas para análise de tensões

Fase 1	Fase 2	Fase 3
A_1	A_1	A_2
I_1	I_1	I_2
v_{i1}	v_{i1}	v_{i2}
v_{s1}	v_{s1}	v_{s2}
PP_{viga}	PP_{viga}	RCP
Pe	PP_{laje}	Q
	Pe	

$$\sigma_s = -\frac{P}{A_1} + \frac{P \times e}{I_1} \times v_{i1} - \frac{M_{pp.viga}}{I_1} \times v_{i1} - \frac{M_{pp.laje}}{I_1} \times v_{i1} - \frac{M_{rcp}}{I_2} \times v_{i2} - \frac{\psi_1 \times M_Q}{I_2} \times v_{i2}$$

$$\sigma_i = -\frac{P}{A_1} - \frac{P \times e}{I_1} \times v_{i1} + \frac{M_{pp.viga}}{I_1} \times v_{i1} + \frac{M_{pp.laje}}{I_1} \times v_{i1} + \frac{M_{rcp}}{I_2} \times v_{i2} + \frac{\psi_1 \times M_Q}{I_2} \times v_{i2}$$

em que:

P	força de pré-esforço
e	excentricidade da armadura de pré-esforço em relação ao centro de gravidade (G)
A_1	área da secção transversal da viga
A_2	área da secção transversal composta da viga (secção da viga + banzo comprimido)
I_1	inércia da viga
I_2	inércia da viga composta (viga + banzo comprimido)
v_{i1}, v_{s1}	distância do centro de gravidade da secção da viga à fibra inferior e superior, respetivamente
v_{i2}, v_{s2}	distância do centro de gravidade da secção da viga composta (viga + banzo comprimido) à fibra inferior e superior, respetivamente
$M_{pp,viga}$	momento fletor devido ao peso próprio da viga
$M_{pp,laje}$	momento fletor devido ao peso próprio da laje
M_{rcp}	momento fletor devido às restantes cargas permanentes (RCP)
M_Q	momento fletor devido às sobrecargas (Q)

Para o cálculo da força de pré-esforço a aplicar, foi necessário arbitrar uma excentricidade para os cordões de pré esforço que necessitará de retificação posteriormente.

A excentricidade arbitrada foi sempre a de $(y_G - recobrimento)$ e a correção dessa excentricidade é feita através de iterações, pois não é possível a aplicação de todos os cordões de pré-esforço com a mesma excentricidade como se comprova na Figura 45.

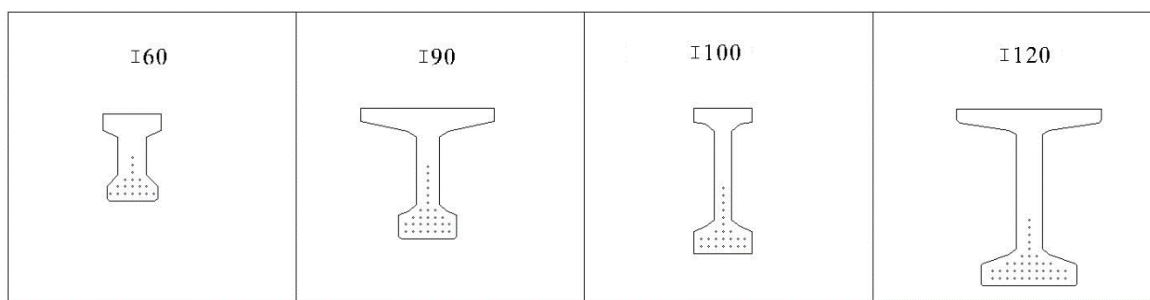


Figura 45 - Representação dos níveis de aplicação de pré-esforço das várias secções

Na Figura 45 e na Tabela 5 demonstram os diferentes níveis para a aplicação dos cordões de pré-esforço para uma matriz de 5x5 centímetros e com a limitação da distância do último nível à base de 50 centímetros devido ao esforço que seria gerado no maciço de reacção.

Posto isto, calcula-se a força de pré-esforço impondo uma tensão inferior nula, com a excentricidade arbitrada de $(y_G - recobrimento)$ e retira-se o número de cordões necessários.

Tabela 5 - Distribuição do número de cordões de pré-esforço nas várias secções

I60		I90		I100		I120	
nº cordões	distância à base (m)	nº cordões	distância à base (m)	nº cordões	distância à base (m)	nº cordões	distância à base (m)
7	0,05	7	0,05	7	0,05	11	0,05
12	0,10	14	0,10	14	0,10	22	0,10
15	0,15	19	0,15	17	0,15	29	0,15
16	0,20	22	0,20	18	0,20	32	0,20
17	0,25	23	0,25	19	0,25	33	0,25
18	0,30	24	0,30	20	0,30	34	0,30
-	-	25	0,35	21	0,35	35	0,35
-	-	26	0,40	22	0,40	36	0,40
-	-	27	0,45	23	0,45	37	0,45

Na secção da viga I60 não são utilizados todos os níveis visto o centro de gravidade da viga estar a 0,31 metros da base, não fazendo sentido estar a aplicar pré-esforço acima do centro de gravidade pois iria gerar mais momentos positivos.

Após a obtenção do número de cordões necessários com a excentricidade inicial, calcula-se o centro de gravidade do conjunto de cordões distribuídos pela matriz já atrás falada nas secções da viga para a obtenção da excentricidade real daquele número de cordões.

Por norma 3 a 4 iterações são suficientes para encontrar a excentricidade e o número de cordões exatos para o caso em estudo.

$$y_{G_{cordões}} = \frac{n_1 \times d_1 + \dots + n_n \times d_n}{n}$$

Em que:

n_1 número de cordões do nível 1

n_n número de cordões do nível “n”

d_1 distância à base do nível 1

d_n distância à base do nível “n”

A excentricidade da força do pré-esforço será então:

$$e = y_{G_{viga}} - y_{G_{cordões}}$$

5.5 CÁLCULO DA ARMADURA ORDINÁRIA DA VIGA

5.5.1 ARMADURA LONGITUDINAL

Neste ponto a folha de cálculo tem uma limitação na escolha da armadura a utilizar, apenas tem em conta, numa serie de soluções possíveis, a menor área de aço superior à área necessária. Com isto, não tem em conta espaçamento entre os varões nem combinações de diâmetros diferentes.

Para o cálculo da armadura, é necessário homogeneizar a secção, visto que a laje e a viga ,normalmente, são constituídos por betões de diferentes resistências.

$$b_{homog.} = \frac{E_{laje}}{E_{viga}} \times b_{eff}$$

Após a homogeneização da secção, há necessidade de verificar a posição na secção do eixo neutro. Através do cálculo orgânico e adotando o método do diagrama retangular, é possível descobrir a posição do eixo neutro, sendo que este poderá encontrar-se na laje, no banzo superior da viga, na alma da viga ou no banzo inferior. Caso este se encontre abaixo do banzo superior da viga é necessário recorrer-se a armadura de compressão de forma a elevar a posição do eixo neutro para o banzo superior ou para a laje. Por norma, este encontra-se na laje em que o esquema da Figura 46 se torna válido para o cálculo. Caso se encontre no banzo superior ou na alma deve-se então acrescentar novas forças F_c considerando então as do banzo superior e da alma, caso o e.n. se encontre nela.

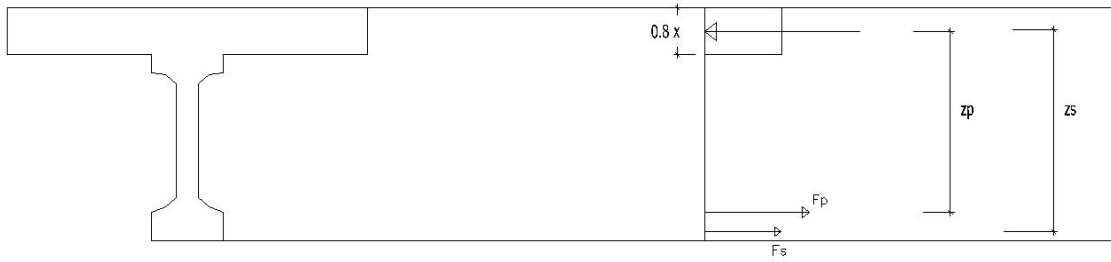


Figura 46 - Esquema das forças na secção

Para o cálculo da armadura necessária utilizam-se as expressões de equilíbrio apresentadas:

$$\begin{cases} F_c = F_s + F_p \\ M_{ed} = F_c \times z_s - F_p \times (z_s - z_p) \end{cases}$$

$$\begin{cases} F_c = 0.8x \times b_{homog.} \times f_{cd} \\ F_s = A_s \times f_{yd} \\ F_p = A_p \times f_{p\ 0.1k}/1.15 \end{cases}$$

Sendo que o valor de A_s tem sempre que respeitar a seguinte condição:

$$A_{s,min} \geq \begin{cases} 0.26 \times \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \times b \times d \\ 0.0013 \times b \times d \end{cases}$$

em que:

b menor dimensão da zona traccionada

É necessário fazer a verificação do estado de tensão das armaduras para verificar se a extensão destas se encontram no patamar de cedência. Para isto assume-se como hipótese inicial que $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$, onde os valores para a rotura convencional para ϵ_c e de ϵ_s são de 3.5‰ e de 10‰ respectivamente.

No caso de $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ então a hipótese está correta, já no caso de $\epsilon_s < \epsilon_{yd}$ significa que $F_s < A_s \cdot f_{yd}$, fazendo com que a posição da LN não esteja correta visto não ter sido esta a hipótese

admitida. Não sendo esta uma situação desejável, devem ser adoptadas medidas impondo que as armaduras estejam em cedência ($\varepsilon_s \geq \varepsilon_{yd}$).

Através do cálculo orgânico obtém-se a armadura longitudinal necessária (A_s) e, como dito anteriormente, na folha de cálculo a solução escolhida será o número de varões do mesmo diâmetro que respeitem a condição de ter a menor área superior a A_s .

Sendo as vigas estudadas simplesmente apoiadas, apenas sofrem momentos positivos sendo então dimensionada a armadura inferior. Como armadura contrutiva é utilizado 20% da armadura principal.

De acordo com o REBAP (Art. 96º) é também utilizado a armadura de alma como sendo 4% da armadura principal longitudinal.

5.5.2 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Como primeiro passo é feita a verificação do valor de cálculo do esforço transversal resistente do elemento sem armadura de esforço transversal que é obtido por:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d$$

Com um mínimo de:

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

em que:

f_{ck} em MPa;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ com } d \text{ em mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

A_{sl}	área da armadura de tração prolongada de um comprimento maior ou igual a $(l_{bd}+d)$ para além da secção considerada;
b_w	menor largura da secção transversal na área tracionada;
	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c \leq 0.2 \cdot f_{cd}$;
N_{Ed}	esforço normal na secção devido às ações aplicadas ou ao pré-esforço [em N] sendo $N_{Ed}>0$ para compressão;
A_c	área da secção transversal de betão [mm ²];
$C_{Rd,c}$	valor recomendado de $0.18/\gamma_c$ com $\gamma_c=1.5$;
k_1	valor recomendado de 0.5;
	$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$;
$V_{Rd,c}$	em [N];

Se $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$ considera-se que o elemento é suficientemente resistente ao esforço transversal atuante, logo não necessita de armadura de esforço transversal, para além da armadura mínima.

Caso esta condição não se verifique, será então necessário o cálculo do valor do esforço transversal resistente para elementos com armadura de esforço transversal como estipulado no EC2 ($V_{Rd,s}$) sendo este o menor dos seguintes valores:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \times z \times f_{ywd} \times \cot(\theta)$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \times b_w \times z \times v_1 \times f_{cd}}{\cot(\theta) + \tan(\theta)}$$

Onde:

A_{sw}	área da secção transversal das armaduras de esforço transversal;
s	espaçamento entre estribos;
z	braço do binário das forças interiores;
f_{ywd}	valor de cálculo da tensão de cedência das armaduras de esforço transversal;

θ	ângulo formado pela escora comprimida de betão com o eixo da viga;
α_{cw}	coeficiente que tem em conta o estado de tensão do banzo comprimido ;
b_w	menor largura da secção transversal na área tracionada;
v_1	coeficiente de redução da resistência do betão fendilhado por esforço transverso;
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

Nota: Para elementos comprimidos (caso de elementos pré-esforçados) $\theta \approx 20^\circ$ a 26° (Marchão & Appleton, 2008/2009) .

No EC2 também é indicado tanto uma armadura transversal mínima como espaçamentos máximos longitudinais das armaduras e transversais entre ramos de estribos.

Os valores de armadura transversal mínima são impostos no EC2 através de uma taxa de armaduras de esforço transverso mínima calculada por:

$$\rho_{w,min} = \frac{0.08 \cdot \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}$$

Sendo a taxa de armadura:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{s \cdot b_w \cdot \sin(\alpha)}$$

Quanto ao espaçamento longitudinal ($s_{l,max}$) e ao espaçamento transversal entre ramos de estribos ($s_{t,max}$) máximos são calculados da seguinte forma:

$$s_{l,max} = 0.75 \cdot d \cdot (1 + \cot \alpha)$$

$$s_{t,max} = 0.75 \cdot d \leq 600mm$$

em que:

α inclinação das armaduras de esforço transverso em relação ao eixo longitudinal da viga;

5.5.3 ARMADURA DE JUNTA DE BETONAGEM EM DIFERENTES DATAS

Devido à existência de betões de idades diferentes no conjunto viga-laje, sendo a viga pré-fabricada e a laje betonada *in situ*, geram-se tensões tangenciais na interface dos dois betões.

Segundo o EC2 esta tensão tangencial deve satisfazer a seguinte condição:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi}$$

O valor de cálculo da tensão tangencial na junta é calculado da seguinte forma:

$$v_{Edi} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

em que:

v_{Rdi} valor de cálculo da tensão tangencial resistente da junta;

v_{Edi} valor de cálculo da tensão tangencial na junta;

β relação entre o esforço longitudinal no betão novo e o esforço longitudinal total na zona de compressão ou tração;

V_{Ed} valor do esforço transversal;

z braço do binário da secção composta;

b_i largura da junta (Figura 47)

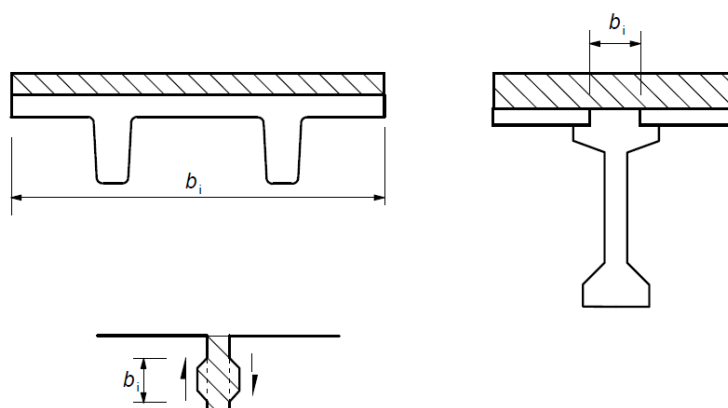


Figura 47 - Juntas de betonagem (b_i) [EC2]

Para obter o valor de cálculo da tensão tangencial resistente da junta aplica-se a seguinte formula:

$$v_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \text{sen } \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

em que:

f_{ctd} valor de cálculo da tensão de rotura à tração do betão

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c$$

α_{ct} coeficiente que tem em conta os efeitos a longo prazo na resistência à tração e os efeitos desfavoráveis resultantes do modo como a carga é aplicada, com um valor recomendado de 1,0

γ_c coeficiente parcial de segurança do betão. Tem valor de 1.5 para situações de projeto persistentes ou transitórias e 1.2 para situações de projeto acidentais.

σ_n tensão devida ao esforço normal exterior mínimo na junta, positivo se de compressão, com $\sigma_n < 0.6f_{cd}$ e negativo se de tração. Quando σ_n é de tração, $c \cdot f_{ctd} = 0$.

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

A_s área da secção de armaduras que atravessa a junta

A_i área da junta

α definido na Figura 48

v coeficiente de redução de resistência:

$$v = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right], \quad \text{com } f_{ck} \text{ em MPa}$$

c e μ coeficientes que dependem da rugosidade da junta onde os valores estão descritos a seguir:

As superfícies da junta podem ser classificadas por:

- Muito lisas: caso a superfície seja moldada por aço, plástico ou por moldes de madeira especialmente preparados.

$$c = 0.025 \text{ a } 0.10 \text{ e } \mu = 0.5$$

- Lisa: caso seja uma superfície extrudada ou executada com moldes deslizantes, ou executada sem cofragem e não tratada após a vibração.

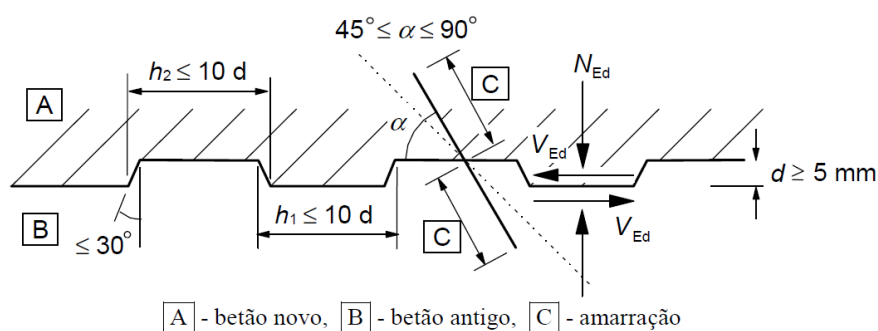
$$c = 0.20 \text{ e } \mu = 0.6$$

- Rugosa: uma superfície com rugosidade de pelo menos 3mm de altura e espaçadas cerca de 40mm, obtidas pelo meio de raspagem, de jacto de água, ar ou areia ou por meio de quaisquer outros métodos de que resulte um comportamento equivalente.

$$c = 0.40 \text{ e } \mu = 0.7$$

- Indentada: caso seja um superfície com recortes em conformidade com a Figura 48.

$$c = 0.50 \text{ e } \mu = 0.9$$



[A] - betão novo, [B] - betão antigo, [C] - amarração

Figura 48 - Junta de construção indentada [EC2]

5.6 ARMADURA DA PRÉ-LAJE

A pré-laje é dimensionada, como já referido, apenas com a atuação do peso próprio total da laje mais um sobrecarga construtiva de 1kN/m^2 para considerar o impacto da betonagem e os homens necessários para execução da mesma. A secção resistente é apenas a da pré-laje, admitindo apenas a altura desta.

5.6.1 ARMADURA LONGITUDINAL

A armadura longitudinal da pré-laje é dimensionada dependendo da situação mais desfavorável das duas fases a que esta terá que resistir. Estas duas fases são a fase construtiva, em que as ações atuantes são as referidas em cima, ou então a fase de vida útil da estrutura em que todas as ações da estrutura são consideradas. Por norma, a fase condicionante é a da vida útil da estrutura, sendo então utilizado para o dimensionamento da armadura a forma análoga às lajes maciças.

Este tipo de pré-laje, visto serem colaborantes, tem geralmente a armadura total da futura laje composta incorporada na lâmina de betão.

Para o cálculo da armadura longitudinal, recorreu-se a uma simplificação do método usado do manual de cálculo de esforços normais e de flexão (D'Arga e Lima, Monteiro, & Mun, 2004).

Foi utilizada a fórmula simplificada, preconizada neste manual, para o cálculo da percentagem mecânica das armaduras de tracção (ω). O valor desta percentagem seria calculado por:

$$\omega = \frac{A_s}{b \cdot d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Este valor é bastante aproximado quando calculado por:

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu)$$

sendo

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{bd^2 f_{cd}}$$

Posto isto, após o cálculo de μ é possível o cálculo de ω . Recorrendo então à fórmula de ω inicial retira-se a área de armadura necessária para resistir aos momentos gerados na pré-laje.

5.6.2 TRELIÇA METÁLICA

Sendo as pré-lajes, por norma, elementos simplesmente apoiados, estão apenas sujeitos a momentos positivos. A utilização da treliça metálica terá como função resistir a estes momentos positivos durante a fase de construção através do binário (Figura 49) gerado entre a armadura superior e inferior, como também acabando por ser considerada como armadura de juntas de betonagem em diferentes datas (Cap. 6.5.3) a armadura inclinada, armaduras estas visíveis na Figura 49 e Figura 50.

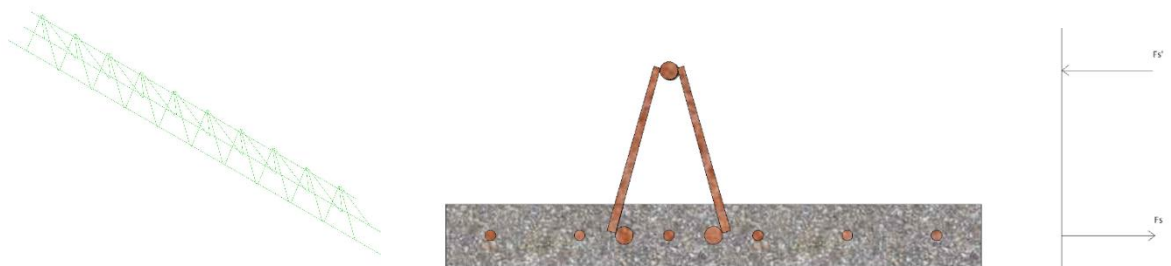


Figura 49 - Representação da treliça metálica e forças do binário gerado

Sendo estas pré-lajes autoportantes e simplesmente apoiadas, estarão apenas sujeitas a momentos positivos, pelo que a armadura superior resistirá às compressões provocadas por esses esforços. Embora o aço tenha uma elevada resistência, quando este é sujeito a forças de compressão a sua resistência diminui devido a fenómenos de encurvadura.

Foi considerada uma treliça “standard” (Figura 50) para todas as situações apenas se faz a verificação da mesma.

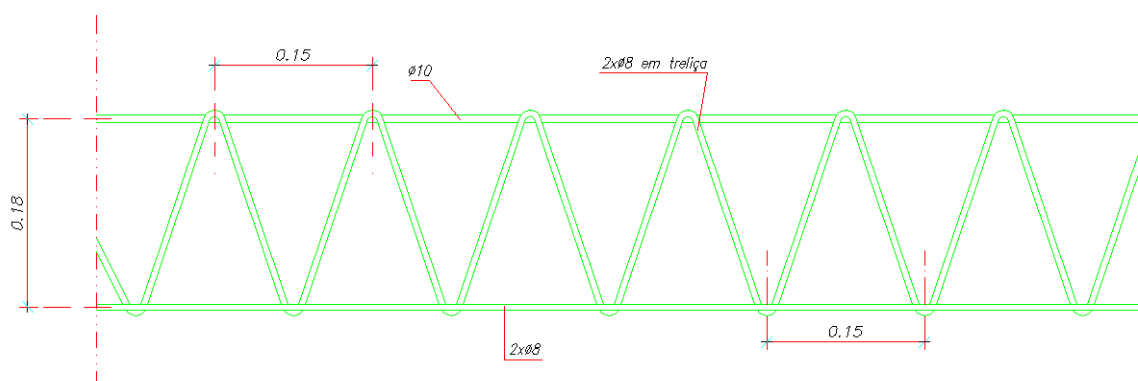


Figura 50 - Alçado da treliça metálica utilizada

Posto isto, é necessário proceder ao cálculo da resistência da armadura superior sujeita a compressões. Para isso recorre-se ao cálculo do valor da esbelteza Eulariana (λ_E) e ao valor da esbelteza do elemento (λ) definidos através das formulas seguintes.

$$\lambda_E = \pi \cdot [E/f_y]^{0.5}$$

$$\lambda = L_e/i$$

em que:

- E módulo de elasticidade do aço
- f_y tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado
- L_e comprimento de encurvadura
- i raio de giração

Para o cálculo do comprimento de encurvadura, quando se trata da armadura superior este é considerado o comprimento total entre os apoios, ou seja entre as ligações da armadura superior ($L_e = L1$) e a armadura inclinada como esquematizado na Figura 51. Já para armadura inclinada da treliça, segundo a Norma Espanhola MV103 (Camacho Alves, 2008), o comprimento de encurvadura desta será considerado como $L_e = 0,8.L2$.

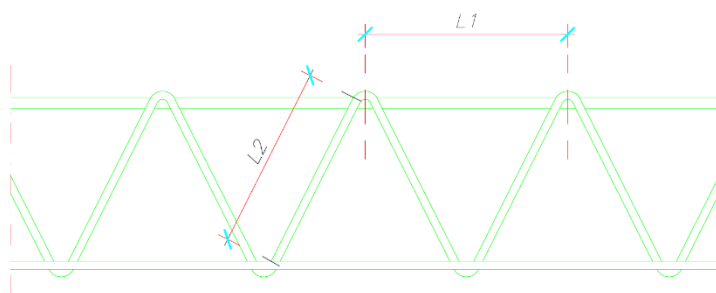


Figura 51 - Comprimentos de encurvadura

Quanto ao raio de giração, este será calculado pela seguinte formula:

$$i = \sqrt{I/A}$$

em que

I inércia do varão de aço

A área do varão de aço

Com isto, torna-se possível calcular então os valores de esbelteza, acima referidos e procede-se ao cálculo do valor da esbelteza equivalente:

$$\bar{\lambda} = \lambda/\lambda_E$$

O valor da resistência do aço à compressão será reduzido por um coeficiente (χ), sendo então o valor final da resistência igual a σ_{Rd} .

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \quad (\chi \leq 1)$$

$$\phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

em que

α fator de imperfeição (segundo o EC3 toma valor de 0.49 visto ser uma secção cheia logo a curva de encurvadura relevante será “c”)

$$\sigma_{Rd} = \chi \cdot f_{yd}$$

Calculada a resistência do aço à compressão (σ_{Rd}) pode-se então proceder ao dimensionamento da armadura através do cálculo orgânico.

Kim Elliot defende que na fase construtiva a armadura superior e inferior da treliça metálica é que serão os elementos resistentes, desprezando a lâmina de betão de forma a prevenir fissuração e deformação da mesma. Explica também que o varão superior da treliça metálica está devidamente travado na direcção vertical e horizontal pela armadura inclinada da treliça. Considera então que para o momento máximo na fase construtiva a armadura superior (A'_s) é calculada por (Elliott, 2002):

$$A'_s = \frac{M_1}{z_1 \cdot 0.95 \cdot f_y}$$

em que

M_1 momento máximo na fase construtiva

z_1 braço entre a armadura superior e inferior da treliça metálica

f_y tensão de cedência à tração do aço das armaduras para betão armado

Embora tenha sido utilizada a acima referida para o cálculo da área de armadura superior, em vez de se ter considerado, como o autor defende, a resistência do aço como sendo $0.95.f_y$, visto que esta armadura está à compressão, de forma a estar do lado da segurança, assume-se que esta resistência é igual a σ_{Rd} .

Como já referido atrás, apenas se faz a verificação se a armadura necessária calculada através deste método é inferior ou igual à utilizada na treliça “standard”.

5.7 ARMADURA DA LAJE

A armadura da laje é calculada analogamente à da pré-laje, sendo apenas necessária a verificação de qual destas (laje ou pré-laje) será a condicionante. Sabendo que a pré-laje é colaborante, esta possui a armadura necessária para o cenário em que os esforços são maiores, isto é ou na fase construtiva em que a pré-laje é o único elemento resistente e com os esforços gerados devido ao peso próprio da laje mais a sobrecarga construtiva ou então, com toda a laje como elemento resistente e com os esforços gerados na fase de serviço da ponte com todas as cargas permanentes e variáveis que atuam sobre a mesma.

Para os esforços concentrados na laje, de acordo com o Artigo 103º do REBAP com o título de “Lajes armadas numa só direcção sujeitas a cargas concentradas”, a menos de uma análise mais rigorosa, os momentos flectores máximos e esforços transversos numa só direcção podem ser calculados assimilando a laje a uma viga com os mesmos vãos condições de apoio e espessura da laje e com uma largura b_m (Figura 52) igual à largura b de distribuição da carga acrescida da largura b_1 obtidas pela Tabela 6

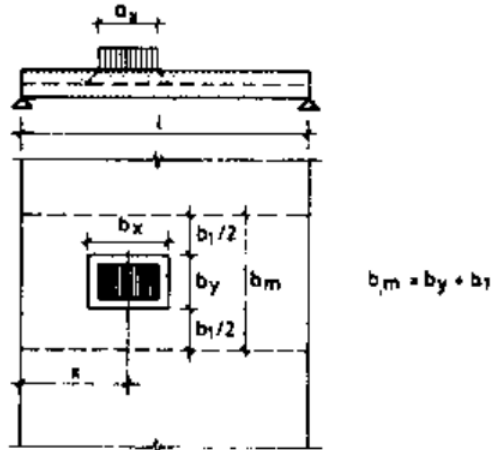


Figura 52 - Representação da largura b_m

Tabela 6 - Largura de distribuição de cargas concentradas em lajes. Valores de b_1

Esforço	Condições de apoio	b_1	Limites de validade	
Momento flector positivo no vão		$b_1 = 2,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$b_1 \leq 0,8 l$	
		$b_1 = 1,5 x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$		
		$b_1 = x \left(1 - \frac{x}{l}\right)$		
Momento flector negativo no apoio A		$b_1 = 0,5 x \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$b_1 \leq 0,8 l$	
			$b_1 \leq 0,4 l$	
		$b_1 = 1,5 x$	$b_1 \leq 0,8 l$	
Esforço transversal no apoio A		$b_1 = 0,5 x$	$b_1 \leq 0,8 l$	
		$b_1 = 0,4 x$		
		$b_1 = 0,3 x$		$b_1 \leq 0,4 l$
				$b_1 \leq 0,2 l$

A zona de distribuição da carga concentrada obtém-se admitindo uma degradação da carga segundo linhas a 45° a partir do contorno da área carregada até ao plano situado a meio da altura útil da laje. A dimensão b de distribuição é calculada por:

$$b = a + 2h_1 + d$$

em que:

- a dimensão da área carregada na direcção considerada;
- h_1 espessura do revestimento sob a área carregada;
- d altura útil da laje;

5.8 ANÁLISE ECONÓMICA

A análise económica baseia-se apenas na verificação de qual de todas as soluções, já atrás mencionadas, será a que tem um menor custo.

Para esta análise é feita uma folha de orçamento em que são contabilizados todos os custos envolvidos na solução. Nesta folha está dividida por uma secção com os custos de mão de obra e transporte e materiais utilizados nos elementos pré-fabricados (vigas e pré-lajes), nos elementos betonados *in situ* (lajes) e por fim a identificação e custo da grua como se pode ver na folha de orçamento tipo da Figura 53.

	Tipo	Qnt.	Unid.	Preço Unit.	Preço
<u>Pré-fabricados</u>					
Vigas					
Nº vigas			un.		
Betão	C40/50		m3/viga	60,21 €	
Armadura ordinária	A500		kg/viga	0,95 €	
Armadura P.E.	fpuk 1860		kg	1,05 €	
Mão-de-obra			h/viga	9,00 €	
Transporte	Normal		km	0,10 €	
Nº vigas/camião			un.		
Nº camiões ou viagens			un.		
Molde					
				TOTAL	
Pré-lajes					
Nº pré-lajes			un		
Betão	C30/37		m3	55,21 €	
Armadura ordinária	A500		kg	0,95 €	
Mão-de-obra			h	9,00 €	
Transporte	Normal		km	0,10 €	
Nºlajes/camião			un.		
Nº camiões ou viagens			un.		
				TOTAL	
<u>In Situ</u>					
Laje					
Betão	C30/37		m3	55,21 €	
Armadura ordinária	A500		kg	0,95 €	
Mão-de-obra			h	9,00 €	
				TOTAL	
<u>Grua</u>					
Aluguer	40 T		dia		
Horas extra			h		
Deslocação			km		
				TOTAL	

Figura 53 - Tabela de orçamentação utilizada na Folha de Cálculo

6 Estudo de um caso prático (comparação do processo analítico com a utilização da folha de cálculo)

Para a aplicação e comparação da folha de cálculo com o processo analítico, serão ambos estes processos aplicados a um exemplo prático.

Este exemplo será de um viaduto com um vão de 16 metros e 12 metros de largura do tabuleiro, todos os dados são referidos da Tabela 7 à Tabela 10 retirada da folha de cálculo.

Como a demonstração de todos os valores necessários para o desenvolvimento de todo o exemplo na integra seriam demasiados, opta-se por apresentar todos os esforços mas apenas se expõe um caso (uma secção, um vão e um afastamento de vigas) pois o processo para todos os outros casos é repetitivo, sendo este caso uma secção I100, com um afastamento de 1.75 metros e um vão de 16 metros.

No final preenchendo a tabela atrás apresentada para apresentação de orçamentos para todos os cenários possíveis, conclui-se qual das soluções seria a mais económica.

Tabela 7 - Caracteristas dos materiais

Características dos materiais utilizados							
Betão	Corte dos cordões de P.E.	Classe	fck (MPa)	fcd (MPa)	ftm (MPa)	Ecm (GPa)	
		C30/37	30	20,00	2,9	33	
	Viga	C40/50	40	26,67	3,5	35	
	Laje	C30/37	30	20,00	2,9	33	
Armadura		Classe	fyk (MPa)	fyd (MPa)	fp0,1k (MPa)	Ep (GPa)	Es (GPa)
	Ordinária	A500	500	434,7826087	-	-	200
	Pré-esforço	fpuk 1860	1860	-	1670	195	-

Tabela 8 - Características da estrutura

Características da estrutura	
Vão	16 m
Largura do tabuleiro	12 m
Espessura da laje	0,25 m
Espessura do betuminoso	0,1 m

Tabela 9 - Identificação das restantes cargas permanentes

Restantes Cargas Permanentes	
Viga de bordadura	3,68 kN/m
Guarda-corpos	0,5 kN/m
Passeio	1,66 kN/m ²
Lancil	4,26 kN/m
Guarda de segurança	0,65 kN/m
Betuminoso	2,5 kN/m ²

Tabela 10 - Outros dados (distâncias e variáveis de utilização da grua)

Outros dados	
Distancia obra-fabrica	100 km
Raio Grua	12 m (>6m)
Precurso obra	1 1- Planicie ; 2- Montanha
Dias aluguer da grua	2 dias
Horas por dia	8 horas
Distância Base-obra	150 km

6.1 ESFORÇOS

Com estes dados modelaram-se várias soluções possíveis utilizando o software Autodesk Robot Structural Analysis, sendo apresentada apenas a modelação da solução atrás descrita, sendo que as restantes estão em anexo.

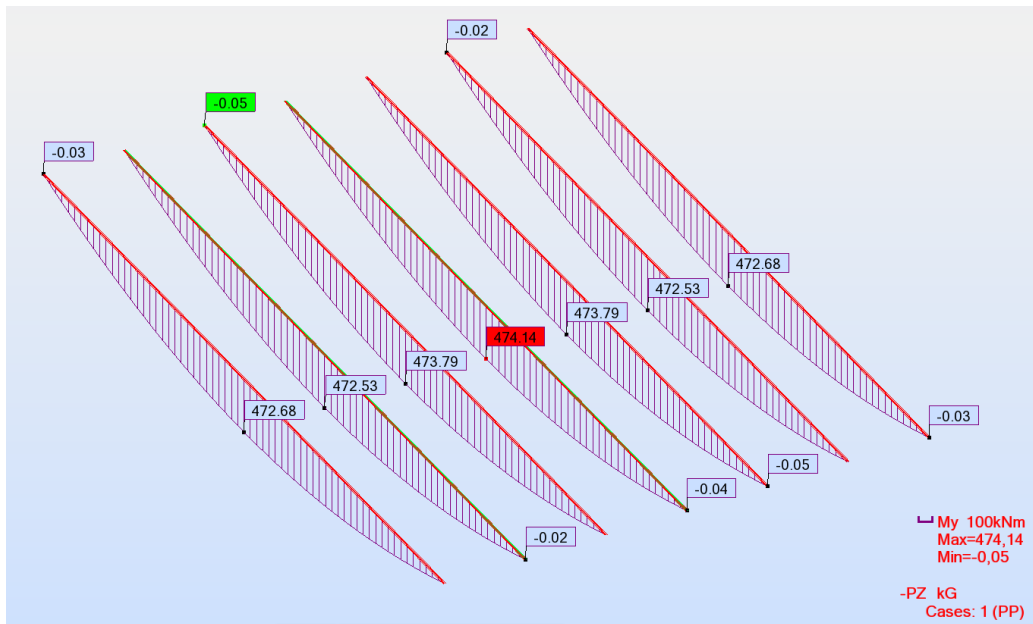


Figura 54 - Momentos flectores devido ao Peso Próprio da estrutura

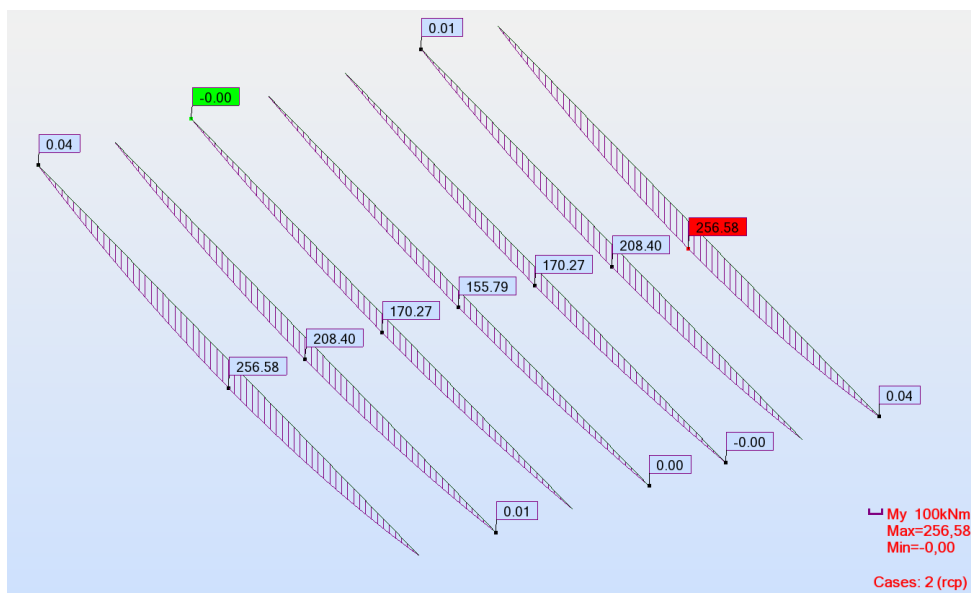


Figura 55 - Momentos flectores devido às Restantes Cargas Permanentes

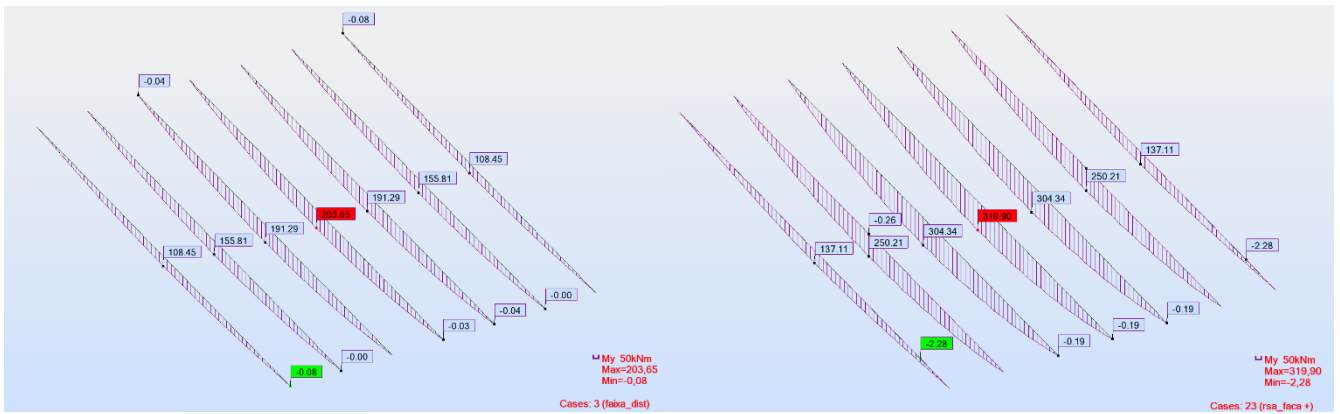


Figura 56 - Momentos flectores devido à sobrecarga uniformemente distribuída (à esquerda) e a linearmente distribuída (à direita)

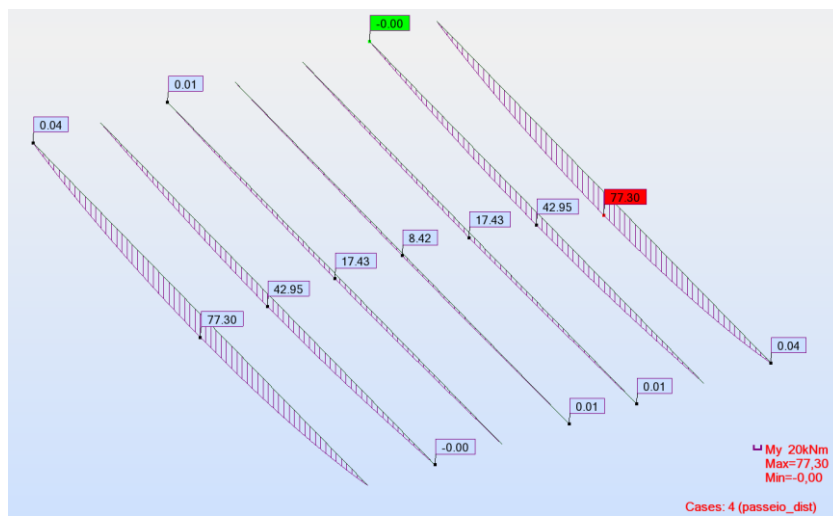


Figura 57 - Momentos flectores devido à sobrecarga uniformemente distribuída sobre o passeio

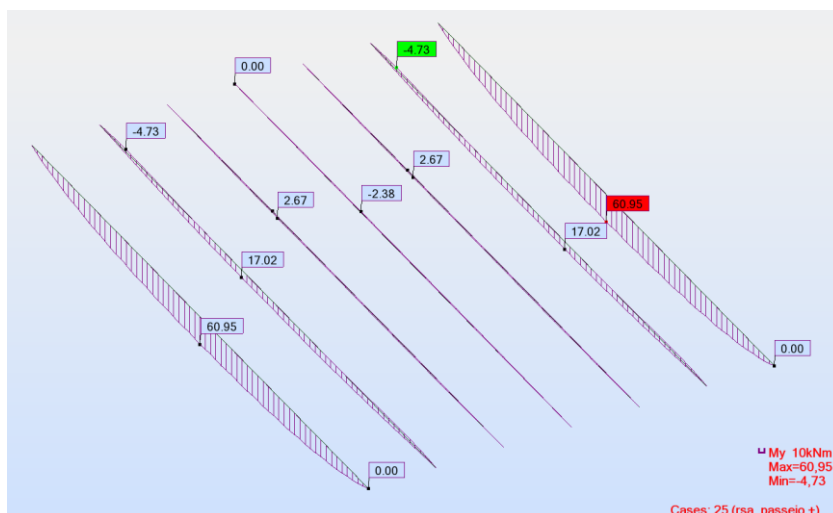


Figura 58 - Momentos flectores devido à sobrecarga concentrada sobre o passeio

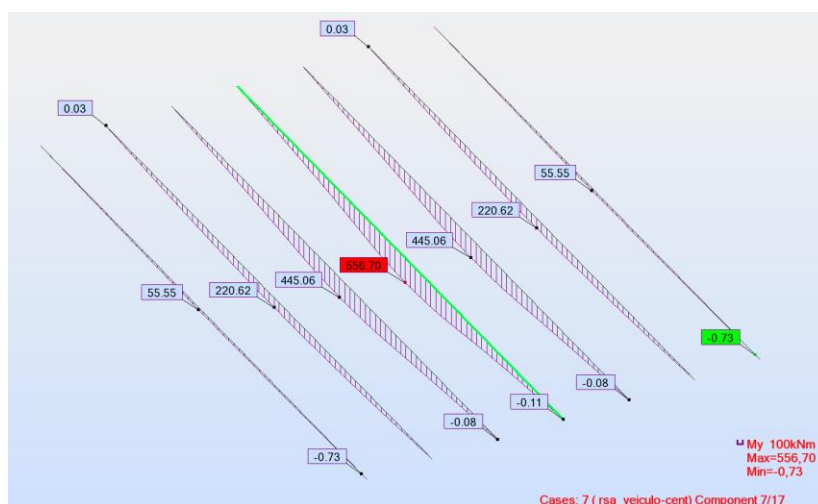


Figura 59 - Momentos flectores devido à sobrecarga do veículo tipo no centro do tabuleiro

Nas tabelas seguintes apresentam-se os valores de momentos flectores e esforços transversos obtidos pelo programa de cálculo (Tabela 11) e os valores obtidos pela folha de cálculo realizada para este trabalho (Tabela 12).

Tabela 11 - Tabela de esforços retirados do software Robot

		1,50 m		1,75 m		2,00 m		2,25 m		2,50 m		2,75 m		3,00 m		3,25 m		3,50 m	
		Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved
I60	PPviga	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56
	PPtotal	394,71	105,23	427,85	112,33	476,69	129,60	543,74	155,46	537,30	141,86	544,22	152,39	635,20	177,93	628,55	173,53	634,52	182,80
	RCP	197,23	62,58	218,86	67,21	248,32	79,12	287,61	95,72	286,92	85,80	283,11	78,50	345,06	108,37	342,93	101,28	339,92	95,13
	Passeio concentrado	41,10	24,61	43,39	24,19	45,23	26,04	46,03	27,52	48,87	24,75	50,85	21,54	51,19	26,44	52,98	24,68	54,73	22,79
	Passeio distribuido	50,85	21,45	55,39	22,26	59,99	24,86	63,98	25,95	67,75	25,46	69,82	23,92	75,16	27,90	77,56	27,77	79,53	26,85
	Faixa+Faca	326,32	109,73	439,05	127,41	489,70	144,48	558,27	165,73	589,89	178,56	625,27	194,74	683,24	219,25	703,05	235,05	727,52	249,16
	Veiculo tipo	532,95	158,01	586,73	190,57	681,09	209,06	816,06	271,69	770,86	220,73	713,17	134,34	947,44	308,85	908,08	269,32	865,81	254,81
I90	PPviga	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80	108,05	58,80
	PPtotal	488,73	124,79	534,70	136,16	591,35	152,04	673,00	179,66	656,59	170,28	687,06	180,84	769,27	201,66	698,13	186,30	789,08	213,48
	RCP	223,46	64,95	247,43	69,92	281,68	81,82	329,35	99,85	320,79	89,00	307,44	80,48	388,19	111,79	374,79	103,60	369,41	97,34
	Passeio concentrado	53,01	26,27	56,10	25,77	58,76	27,55	60,39	29,46	62,01	26,17	62,06	22,47	64,79	27,79	63,68	25,63	66,21	23,65
	Passeio distribuido	65,35	23,33	71,33	24,39	76,58	26,87	79,83	28,04	84,39	27,66	85,14	25,89	90,84	29,70	91,11	29,29	95,19	28,75
	Faixa+Faca	433,39	115,16	503,53	134,44	557,33	151,63	629,10	175,03	683,49	189,65	739,95	205,44	775,19	230,05	796,03	245,34	854,96	262,25
	Veiculo tipo	589,57	176,58	652,55	208,89	777,98	229,52	972,52	277,29	879,05	246,37	776,99	291,58	1119,67	315,25	1029,42	272,36	966,98	272,57
I100	PPviga	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00
	PPtotal	439,44	110,98	474,14	121,16	532,11	135,24	608,08	163,08	605,35	155,99	618,99	164,17	715,58	185,30	721,42	189,31	746,28	199,82
	RCP	234,03	65,76	256,58	70,63	292,71	82,64	326,54	99,42	331,42	89,96	304,97	80,21	401,01	112,87	390,35	104,92	376,02	97,81
	Passeio concentrado	58,50	26,86	60,95	26,23	64,11	28,02	59,42	29,36	67,24	26,60	60,78	22,39	69,99	28,19	70,55	26,11	70,12	23,89
	Passeio distribuido	72,00	24,00	77,30	24,99	83,05	27,50	78,67	27,82	90,86	28,38	83,26	25,57	96,52	30,30	99,71	30,31	100,24	29,30
	Faixa+Faca	451,77	116,89	523,55	136,01	578,85	153,87	624,32	174,42	714,75	192,91	725,78	204,11	803,30	232,82	849,75	250,56	893,94	265,63
	Veiculo tipo	602,35	181,95	664,54	214,01	800,22	235,42	965,05	277,02	903,73	254,06	773,11	289,01	1164,38	312,46	1078,51	272,87	984,55	277,76
I120	PPviga	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80	327,00	81,80
	PPtotal	606,17	151,93	644,25	163,20	700,28	176,12	796,53	205,41	781,71	198,92	825,83	210,24	890,44	226,48	907,74	233,32	942,93	245,03
	RCP	249,19	67,48	272,00	72,41	311,18	84,63	369,38	104,34	350,03	92,09	322,95	81,82	427,49	115,70	409,37	106,82	387,95	98,90
	Passeio concentrado	66,59	27,62	69,29	26,90	73,10	28,67	76,83	30,90	76,70	27,20	73,09	23,09	81,20	28,85	80,12	26,59	77,99	24,23
	Passeio distribuido	82,18	25,46	88,10	26,53	94,55	29,02	98,05	30,37	103,22	30,08	100,21	27,84	109,29	31,93	112,06	31,88	111,22	30,75
	Faixa+Faca	477,52	119,36	557,22	139,42	615,00	157,74	689,91	182,01	771,07	198,73	841,34	213,50	862,48	238,40	923,12	257,13	978,76	272,91
	Veiculo tipo	612,76	186,69	683,26	225,84	821,55	247,47	1074,32	279,18	928,66	268,58	895,84	313,96	1234,28	318,18	1121,24	272,77	1002,69	287,45

Tabela 12 - Esforços obtidos na folha de cálculo

		1,50 m		1,75 m		2,00 m		2,25 m		2,50 m		2,75 m		3,00 m		3,25 m		3,50 m	
		Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved	Med	Ved
I60	PPviga	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56	134,24	33,56
	PPtotal	434,24	108,56	477,10	119,27	534,24	133,56	614,24	153,56	614,24	153,56	614,24	153,56	734,24	183,56	734,24	183,56	734,24	183,56
	RCP	212,59	66,63	237,72	71,70	272,64	90,74	320,42	100,16	318,38	91,47	313,99	82,19	390,12	112,25	387,05	112,25	383,98	99,50
	Passeio concentrado	44,24	26,86	46,94	26,23	49,97	27,64	53,01	29,36	54,03	26,55	54,72	22,74	59,28	27,26	59,66	27,26	60,05	23,86
	Passeio distribuido	54,06	24,00	59,33	25,20	65,03	27,17	70,79	27,82	74,28	28,38	75,95	26,22	84,33	29,03	86,11	29,03	87,90	28,99
	Faixa+Faca	369,00	76,95	506,06	126,51	492,00	85,50	590,40	177,12	590,40	177,12	708,48	177,12	738,00	221,40	738,00	221,40	738,00	221,40
	Veiculo tipo	592,35	194,12	658,81	246,10	771,27	248,44	934,86	286,45	880,33	272,58	822,61	317,17	1102,06	333,37	1058,40	333,37	1014,73	315,54
I90	PPviga	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80	235,20	58,80
	PPtotal	535,20	133,80	578,06	144,51	635,20	158,80	715,20	178,80	715,20	178,80	715,20	178,80	835,20	208,80	835,20	208,80	835,20	208,80
	RCP	230,27	66,63	254,82	71,70	291,06	90,74	342,19	100,16	333,87	91,47	320,42	82,19	406,92	112,25	398,01	112,25	389,10	99,50
	Passeio concentrado	54,53	26,86	57,31	26,23	60,64	27,64	64,22	29,36	64,32	26,55	62,53	22,74	69,22	27,26	68,73	27,26	68,24	23,86
	Passeio distribuido	66,64	24,00	72,23	25,20	77,79	27,17	82,05	27,82	86,28	28,38	86,17	26,22	94,15	29,03	96,15	29,03	98,15	28,99
	Faixa+Faca	442,80	76,95	506,06	126,51	590,40	102,60	708,48	177,12	708,48	177,12	708,48	177,12	738,00	221,40	885,60	221,40	885,60	221,40
	Veiculo tipo	626,43	194,12	695,45	246,10	830,06	248,44	1038,59	286,45	943,16	272,58	796,41	317,17	1207,28	333,37	1132,10	333,37	1056,91	315,54
I100	PPviga	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00	164,00	41,00
	PPtotal	464,00	116,00	506,86	126,71	564,00	141,00	644,00	161,00	644,00	161,00	644,00	161,00	764,00	191,00	764,00	191,00	764,00	191,00
	RCP	239,04	66,63	262,86	71,70	300,70	90,74	355,05	100,16	342,05	91,47	324,22	82,19	416,42	112,25	414,28	112,25	391,58	99,50
	Passeio concentrado	59,02	26,86	62,13	26,23	66,03	27,64	70,29	29,36	69,52	26,55	67,31	22,74	74,14	27,26	73,98	27,26	72,05	23,86
	Passeio distribuido	72,92	24,00	78,45	25,20	84,56	27,17	88,70	27,82	92,91	28,38	92,51	26,22	99,71	29,03	6,25	29,03	103,05	28,99
	Faixa+Faca	442,80	76,95	506,06	126,51	590,40	102,60	708,48	177,12	708,48	177,12	590,40	177,12	885,60	221,40	885,60	221,40	885,60	221,40
	Veiculo tipo	624,96	194,12	692,79	246,10	835,59	248,44	1064,28	286,45	947,31	272,58	846,30	317,17	1226,61	333,37	1212,56	333,37	1049,37	315,54
I120	PPviga	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80	327,20	81,80
	PPtotal	627,20	156,80	670,06	167,51	727,20	181,80	807,20	201,80	807,20	201,80	807,20	201,80	927,20	231,80	927,20	231,80	927,20	231,80
	RCP	249,41	66,63	272,79	71,70	313,56	90,74	373,32	100,16	353,15	91,47	327,58	82,19	431,76	112,25	413,13	112,25	394,50	99,50
	Passeio concentrado	65,54	26,86	68,34	26,23	73,04	27,64	78,21	29,36	76,10	26,55	72,05	22,74	83,52	27,26	79,96	27,26	76,40	23,86
	Passeio distribuido	80,67	24,00	86,54	25,20	93,86	27,17	94,92	27,82	102,10	28,38	99,01	26,22	108,78	29,03	109,07	29,03	109,35	28,99
	Faixa+Faca	442,80	76,95	506,06	126,51	590,40	102,60	708,48	177,12	708,48	177,12	708,48	177,12	885,60	221,40	885,60	221,40	885,60	221,40
	Veiculo tipo	631,76	194,12	703,75	246,10	857,96	248,44	1119,10	286,45	970,85	272,58	916,97	317,17	1285,46	333,37	1174,70	333,37	1063,94	315,54

Comparando os esforços obtidos através da análise do software de cálculo automático com os da folha de cálculo, verifica-se que as maiores diferenças são no caso de carga da sobrecarga uniformemente distribuída mais a linearmente distribuída na faixa de rodagem. Isto deve-se a ter sido admitido que este caso de carga seria igualmente dividido por todas as vigas, não sendo isso verdade, pois este caso de carga irá ser bastante superior na viga ou vigas centrais, visto que nas vigas em que apoiam os passeios esta carga é bastante reduzida. Para minimização deste erro, o esforço é majorado por um coeficiente.

6.2 CÁLCULO DO PRÉ-ESFORÇO

Como já referido no Capítulo 6.4 a força de pré-esforço é calculada de forma a garantir o estado de descompressão para a combinação de ações quase-permanente de forma a balancear Ψ_2 (40%) da sobrecarga.

Tabela 13 - Cálculo Pré-esforço

	Combinação de sobrecarga condicionante (kN.m)	e (m)	P_{∞} (kN)	P_0 (kN)	A_{pe} (cm ²)	nºcordoes	$P_{0_{8cordoes}}$ (kN)	$P_{\infty_{8cordoes}}$ (kN)
Iteração com excentricidade máxima (0,42m)	695,460	0,420	1138,601	1339,531	11,386	8,000	1455,652	1237,304
Iteração 2	695,460	0,412	1152,573	1355,968	11,526	8,000	1455,652	1237,304

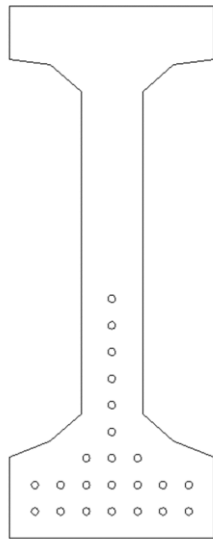


Tabela 14 - Número de cordões por nível de pré-esforço

	nº cordões total	nº cordões/nível	YG níveis (m)
Nível 9	23	1	0,45
Nível 8	22	1	0,4
Nível 7	21	1	0,35
Nível 6	20	1	0,3
Nível 5	19	1	0,25
Nível 4	18	1	0,2
Nível 3	17	3	0,15
Nível 2	14	7	0,1
Nível 1	7	7	0,05

Figura 60 - Secção transversal da viga I100 com a posição dos possíveis cordões de pré-esforço

Sabendo que há limitações para o número de cordões por cada nível de pré-esforço na secção da viga, é necessária a verificação da excentricidade considerando o número de cordões de pré-esforço obtido na Iteração 1 onde é admitida a excentricidade máxima.

Considerando então 8 cordões de pré-esforço e tendo em conta o número de cordões possíveis em cada nível (Tabela 14) o cálculo da excentricidade é feito da seguinte forma:

$$e_2 = v_i - \frac{7 \times 0,05 + 1 \times 0,1}{8}$$

Foram verificadas as tensões para a Fase 1, sendo esta fase de aplicação do pré-esforço, onde apenas é contabilizada a secção da viga e o esforço do peso próprio do betão. Tendo este pouco tempo de cura não terá ainda assumido a sua resistência total logo é necessário ter em atenção os diferentes limites de tensões admissíveis.

Na Fase 2, já é considerado que o betão assumiu a sua resistência total e assume-se esta fase como sendo a altura da betonagem da laje, logo é contabilizado o peso próprio da viga mais a laje, mas ainda com a secção resistente apenas da viga. Os limites de tensões admissíveis já serão com a resistência totaldo betão.

São também verificadas as tensões nos Estados Limites de Utilização com as combinações indicadas no RSA. Sendo sempre imposto como ação variável base a ação na faixa de rodagem e a outra ação variável a ação do passeio.

As combinações são então as Combinações Raras, Combinações Frequentes e Combinações Quase Permanentes.

$$\textit{Combinações Raras} = \sum G_m + Q_{k_{base}} + \psi_1 Q_{k_i}$$

$$\textit{Combinações Frequentes} = \sum G_m + \psi_1 Q_{k_{base}} + \psi_2 Q_{k_i}$$

$$\textit{Combinações Quase Permanentes} = \sum G_m + \psi_2 \sum Q_{k_i}$$

em que:

G_m Ações permanentes (Peso Próprio e RCP)

$Q_{k_{base}}$ Ação variável considerada como ação base

Q_{k_i} Ação variável distinta da ação base

As tensões estão então representadas na Tabela 15.

Tabela 15 - Tensões nas fases construtivas e fases de serviço

Fase 1		Fase 2		Comb. Quase-Permanente		Comb. Frequente		Comb. Raras		Limites Fase 1		Limites restantes fases	
σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ tracção (MPa)	2,9	σ tracção (MPa)	3,5
0,422	-9,445	-5,425	-6,697	-3,339	-0,840	-3,885	-0,977	-5,475	-1,377				
				σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ_s	σ_i	σ compressão (MPa)	-18	σ compressão (MPa)	-24
				-5,539	-2,531	-5,401	-1,034	-5,002	3,327				

6.3 ARMADURAS DA VIGA

As armaduras da viga foram dimensionadas para a combinação de ações preconizada pelo RSA, Estado Limite Último (ELU).

$$ELU = 1.35 \times \sum G_m + 1.5 \times \sum Q_{k_{base}} + \psi_0 Q_{k_i}$$

6.3.1 ARMADURA LONGITUDINAL

De forma a verificar o E.L.U. o pré-esforço poderá não ser suficiente, sendo então necessário o cálculo de armadura longitudinal para o complemento necessário de forma a resistir aos momentos gerados.

Como referido no Capítulo 6.5.1, a quantidade de armadura longitudinal foi calculada através do calculo orgânico adotando o método do diagrama rectangular (Figura 46).

Efectua-se então a homogeneização da secção no betão da viga (C40/50):

$$b_{eff} = 1.75m$$

$$b_{homog.} = \frac{E_{laje}}{E_{viga}} \times b_{eff} \Leftrightarrow b_{homog.} = \frac{33}{35} \times 1.75$$

$$b_{homog.} = 1.65m$$

$$\begin{cases} F_c = F_s + F_p \\ M_{ed} = F_c \times z_s - F_p \times (z_s - z_p) \end{cases}$$

em que:

$$\begin{cases} F_c = 0.8x \times b_{homog.} \times f_{cd} \\ F_s = A_s \times f_{yd} \\ F_p = A_p \times \frac{f_p 0.1k}{1.15} \Leftrightarrow F_p = 1742.61 \text{ kN} \\ z_s = h_{viga} + h_{laje} - 0.4x - 0.035 \Leftrightarrow z_s = 1.215 - 0.4x \\ z_p = h_{viga} + h_{laje} - 0.4x - 0.05 \Leftrightarrow z_p = 1.20 - 0.4x \end{cases}$$

Logo,

$$\begin{cases} F_c = F_s + F_p \\ M_{ed} = F_c \times z_s - F_p \times (z_s - z_p) \end{cases} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} 0.8x \times 1.65 \times 26.67E3 = A_s \times 434.78E3 + 8 \times 1.5 \times 10^{-4} \times \frac{1670 \times 10^3}{1.15} \\ M_{ed} = F_c \times z_s - F_p \times (z_s - z_p) \end{cases} \Leftrightarrow$$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} x = 0.05m \\ A_s = 0.41 \text{ cm}^2/m \end{cases}$$

Considera-se também que a armadura a dispor na alma da viga é 4% da armadura longitudinal e a armadura superior como armadura construtiva, 20%.

M_{Ed} (kN.m)	F_p (kN)	$b_{eff, homog.}$ (m)	x (m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	Solução	$A_{s,eff}$ (cm ² /m)
2052,85	1742,61	1,65	0,05	0,41	7,36	10φ10	7,850
				As, alma	0,314	2φ6	0,570
				As, sup	1,57	4φ8	2,010

6.3.2 ARMADURA DE ESFORÇO TRANSVERSO

Como já mencionado no Cap. 6.5.2 para o cálculo da armadura de esforço transverso, como primeira verificação deve ser calculado o valor de cálculo do esforço transverso resistente do elemento sem armadura de esforço transverso ($V_{Rd,c}$) de forma a confirmar a necessidade de armadura de esforço transverso. Após esta verificação será necessário encontrar o valor de cálculo do esforço transverso resistente máximo do elemento ($V_{Rd,max}$) limitado pelo esmagamento das escoras comprimidas. Caso este valor seja inferior ao esforço a que a viga está sujeita será necessário uma nova secção.

Tendo estas duas verificações calcula-se então a área de armadura de esforço transverso necessária.

Tabela 16 - Cálculo da armadura de esforço transverso

V_{Ed} (kN)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verificação $V_{Ed} < V_{Rd,c}$	$V_{Rd,max}$ (kN)	A_{sw}/s (cm ² /m)	Solução	$(A_{sw}/s)_{eff}$ (cm ² /m)
603,5385	177,2	Necessita de armadura de esforço transverso	633,83	5,88	φ8//0,15 (2R)	6,7

Tabela 17 - Armadura mínima e espaçamentos longitudinais e transversais máximos

$(A_{sw}/s)_{min}$ (cm ² /m)	$s_{l,max}$ (m)	$s_{t,max}$ (m)
1,05	0,9	0,6

6.3.3 ARMADURA DE JUNTA DE BETONAGEM EM DIFERENTES DATAS

Esta armadura será a armadura de ligação do banzo superior à laje betonada “in situ”, visto serem betonadas em diferentes datas é necessário garantir uma resistência ao esforço longitudinal gerado na interface viga-laje. Valores apresentados na Tabela 18.

Tabela 18 - Armadura de junta de betonagem em diferentes datas

$V_{Ed,i}$ (kN)	$V_{Rd,i}$ (kN)	b_i (m)	verificação $v_{Ed,i} < v_{Rd,i}$	$A_{s, total}$ (cm ² /m)	Solução	$A_{s,eff}$ (cm ² /m)
1722,43	400	0,3	Necessita armadura	13,05	φ8//0,15 (2R)	6,7

Nota: $A_{s, total}$ = Armadura de esforço transversal + Armadura de junta

Utilizando então a armadura de esforço transversal como sendo armadura de junta, podemos apenas considerar que a necessidade de acréscimo de armadura será igual a esta, totalizando assim um $A_{s,eff}$ de 13.4 cm²/m que é superior aos 13.05 cm²/m exigidos no cálculo.

6.4 ARMADURAS PRÉ-LAJE

As armaduras da pré-laje foram também dimensionadas para o E.L.U. estando esta apenas sujeita ao peso próprio da laje mais uma sobrecarga construtiva de 1 kN/m².

6.4.1 ARMADURA LONGITUDINAL

Utilizando então o manual do LNEC calcula-se a armadura longitudinal necessária de forma a resistir aos esforços gerados pelas cargas acima descritas.

Embora o vão da pré-laje, seja a distância entre as faces interiores do banzo superior de duas vigas consecutivas, mais 10cm de apoio em cada viga, admite-se de forma simplificada que este vão é igual ao afastamento entre vigas (neste caso 1,75 metros).

Tabela 19 - Armadura da pré-laje / laje

Pré-laje (h=0,07m)						Laje (h=0,25m)					
Med	μ	ω	As	Solução	As,eff	Med	μ	ω	As	Solução	As,eff
3,804	0,15527	0,17938	2,89E-04	$\phi 10 // 0,25$ (2R)	3,14E-04	43,943	0,05493	0,05795	5,33E-04	$\phi 12 // 0,20$ (2R)	5,65E-04

Nesta situação (Tabela 19) verifica-se que a armadura longitudinal inferior necessária para a laje na fase de serviço da estrutura é condicionante, logo admite-se esta como sendo a armadura da pré-laje.

Nas juntas entre pré-lajes utiliza-se também, como armadura de ligação uma malha, sendo que foi assumido uma AR50 para vãos entre 0 e 15 metros e AR70 para vãos superiores a 15 metros. (Tabela 20)

Tabela 20 - Armadura de ligação entre pré-lajes

Armadura de ligação entre pré-lajes				A_s (cm ² /m)	
	Vão	Solução	L	long	trasnv.
	0-15m	AR50	0,6	1,96	0,46
>15m	AR70	0,6	3,85	0,79	

6.4.2 TRELIÇA METÁLICA

Para o cálculo da armadura da treliça, como já referido no capítulo 6.6.2, calcula-se o coeficiente de redução da resistência à compressão do aço devido aos efeitos de encurvadura para a armadura superior e admitiu-se a armadura inclinada como sendo armadura de junta de betoneagem em diferentes datas (pré-laje e laje), sendo esta calculada como demonstrado no capítulo 6.5.3.

Sendo utilizado 2 núcleos por metro, a armadura calculada (Tabela 21) será a armadura total para estes 2 núcleos visto admitir-se um b_i de 1m.

Tabela 21 - Armadura superior e inclinada da treliça metálica

$A_{s,sup}$					$A_{s,inclinada}$							
χ	σ_{Rd} (MPa)	M1 (kN.m/)	z1 (m)	As (cm2)	vedi (kN/m)	vrdi (kN/m)	bi (m)	verificação vedi < vrdi	α	As,necessário	Solução utilizada	As,eff
0,6057	263,348	3,804	0,18	0,8024875	179,877	840,547	1	Necessita armadura	67,38°	16,52	2 ϕ 8 com 2 núcleos/m	26,66

Sendo que as armaduras de uma treliça apresentam-se na seguinte tabela.

$A_{s,sup}$		$A_{s,inclinado}$	
Solução	$A_{s,eff}$ (cm ² /treliça)	Solução	$A_{s,eff}$ (cm ² /treliça)
1 ϕ 10	0,79	2 ϕ 8 em treliça	13,33

6.5 ORÇAMENTO

Como resumo apresentam-se as soluções na seguinte tabela:

Tabela 22 - Orçamento da solução em estudo

	Tipo	Solução	Qty.	Unid.	Preço Unit.	Preço
<u>Pré-fabricados</u>						
Vigas						
Nº vigas			7 un.			
Betão	C40/50		3,28 m3/viga		75,26 €	1 728,03 €
Armadura de P.E.	fpuk 186(8 cordões		150,72 kg/viga		1,31 €	1 384,74 €
<u>Armaduras ordinarias</u>						
Longitudinal						
Inferior			98,596 kg/viga		1,19 €	819,58 €
Alma	A500		7,88768 kg/viga		1,19 €	65,57 €
Superior			19,7192 kg/viga		1,19 €	163,92 €
Transversal	φ8//0,15 (2R)		105,19 kg/viga		1,19 €	874,39 €
Armadura de junta de betonagem	φ8//0,15 (2R)		105,19 kg/viga		1,19 €	874,39 €
Mão-de-obra			48 h/viga		11,25 €	3 780,00 €
Transporte	Licença Anual		100 km		0,13 €	936,00 €
Nº vigas/camião			3 un.			
Nº de camiões ou viagens			3 un.			
Molde			44,8 m2		1,00 €	44,80 €
<u>Pré-laje</u>						
Nº Pré-lajes			40 un.			
Betão	C30/37		13,44 m3		69,01 €	927,53 €
Armadura ordinária	A500		851,568 kg		1,19 €	1 011,24 €
Treliça metálica	A500		7768,11 kg		1,19 €	9 224,63 €
Malha de junta entre lajes	A500		132,068 kg		1,19 €	156,83 €
Mão-de-obra			24 h		11,25 €	270,00 €
Transporte	Licença anual		100 km		0,13 €	420,00 €
Nº pré-lajes/camião			40 un.			
Nº camiões ou viagens			1 un.			
<u>Laje</u>						
Betão	C30/37		34,56 m3		69,01 €	2 385,07 €
Armadura superior	A500		170,314 kg		1,19 €	202,25 €
Mão-de-obra			48 h		11,25 €	540,00 €
<u>Grua</u>						
	50T					
Alguer			2 dias		480,00 €	960,00 €
Horas extras			0 h			
Deslocação			150 km		1,30 €	195,00 €
					Total	26 963,96 €

Com a análise destes quadros para todas as soluções estudadas, torna-se então possível verificar qual das soluções será a mais económica.

6.6 ANÁLISE ATRAVÉS DA FOLHA DE CÁLCULO

A folha de cálculo possui várias limitações devendo-se ter isso em atenção, aquando da sua utilização. Sendo a principal a análise de tensões, pois embora a solução mais económica possa ser dada, esta pode ter tensões que ultrapassam os limites tendo então que se fazer uma análise na folha da própria secção. Explica-se de seguida a utilização desta folha de cálculo.

Inserindo os valores nas células realçadas a amarelo, obtém-se no quadro “Soluções” o espaçamento mais económico a utilizar para cada secção e é realçado a verde a solução mais económica.

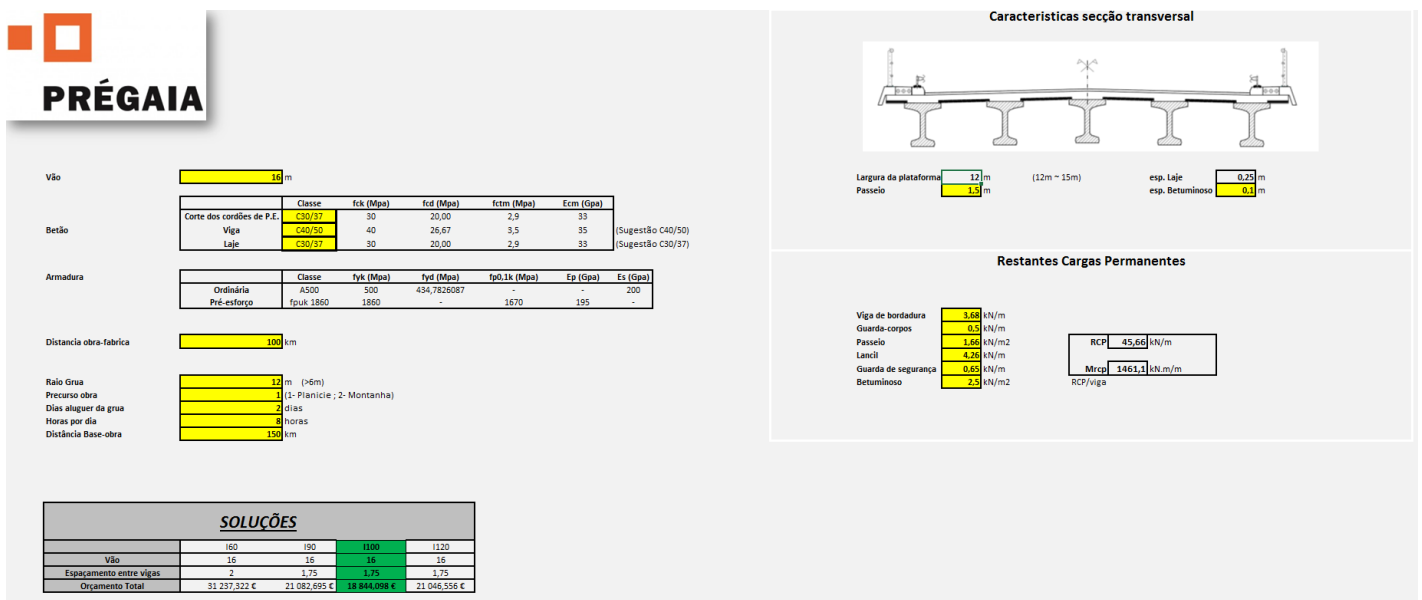


Figura 61 - Folha inicial

Verifica-se então analisando a Figura 61 que a solução mais económica será a utilização de uma secção I100 com um espaçamento entre vigas de 1.75 metros.

Deve-se proceder então análise de tensões e soluções de armaduras na folha relativa a esta secção.

Treliça metálica

Tabela 28 - Cálculo da armadura superior e inferior da treliça metálica

	Armadura Sup														Armadura Inf					
	Med	E (GPa)	I	λ_e	i	Le	λ	λ/λ_e	$\chi (\leq 1)$	ϕ	α	σ_{Rd}	M1	z1	As'	M1'	M2'	z1	x	z2
1,75	200	4,91E-10	67,37966	0,0025	0,15	60	0,890476498	0,605694	1,065640939	0,49	263,3454189	3,33046875	0,18	7,03E-05	3,3304688	39,45259298	0,12	0,00367088	0,213531647	4,89E-04

Tabela 29 - Cálculo da armadura inclinada da treliça metálica

	Armadura inclinada													
	Ved	β	z	ved,i	c	fctd	μ	σ_n	vrd,i	α	sen(α)	cos(α)	ρ	As (cm ² /m)
1,75	181,94	1	0,213531647	852,0735	0,4	1000	0,7	0	400	71,00°	0,9455	0,3256	0,001053004	18,428

Tabela 30 - Solução utilizada para a treliça metálica e esquema da mesma

SOLUÇÕES DE TRELIÇA		
Nº de varões inclinados por metro de treliça	26,6	Entre 1,5m e 2,25m
As, inclinada	13,30 cm ²	
Treliças por metro	2	
As, inclinado/m	26,60 cm ² /m	

Analisando as tabelas apresentadas, estão referidas as soluções utilizadas para este caso em estudo.

Na Tabela 23 conclui-se então, que o pré-esforço necessário será de 9 cordões, gerando uma força de aplicação de pré-esforço (P_0') de 1637.61 kN.

É também imprescindível a análise de tensões nas diferentes fases. Verifica-se que na solução em estudo (viga I100 espaçadas de 1,75m) as tensões em todas as fases estão dentro dos limites regulamentares (Tabela 24).

Na Tabela 25 é apresentado o cálculo da armadura longitudinal e a solução encontrada ($10\phi 10$) bem como a armadura da alma ($1\phi 6$).

Quanto à armadura de esforço transverso e armadura de junta de betonagem (viga-laje), estas são demonstradas na Tabela 26 com as soluções de $\phi 8//0.15$ (2 ramos) e é dado o valor de área de armadura necessária para a junta de betonagem de $14.58 \text{ cm}^2/\text{m}$ tendo então que ser acrescido à armadura de esforço transverso $\phi 10//0.20$ (2 ramos) sendo que a soma das duas armaduras terá que ser superior ou igual à apresentada.

Passando à análise da laje, como já mencionado no capítulo 6.7, a armadura longitudinal é calculada em simultâneo para a fase de serviço ou para a fase construtiva (Tabela 27), sendo escolhida aquela que é condicionante. Obtém-se então a solução para armadura inferior e superior principal de $\phi 8//0.10$ e para armadura de distribuição (20% da principal) $\phi 6//0.25$.

No cálculo da treliça metálica não é feito dimensionamento apenas a verificação se o número de treliças utilizadas têm uma área superior ao exigido. Na Tabela 28 é apresentada a armadura superior e inferior necessário para a treliça, sendo que a área de armadura inferior deve ser menor do que a área de aço da pré-laje e a superior menor que a utilizada no numero

de treliças sendo que está representado na Tabela 30. Neste caso seria então utilizado 2 treliças por metro de pré-laje, logo a área necessária será comparada com 2 ϕ 10 (1 varão por treliça).

Para o cálculo da armadura inclinada este é análogo ao da armadura de junta de betonagem sendo que a área desta armadura na treliça deve ser contabilizada como sendo o número de varões inclinados (2 vezes o representado no alçado) sendo esta a armadura por metro de treliça. Visto a solução ser compostas por duas treliças por metro tem-se então 4 vezes os varões inclinados representados no alçado, totalizando um valor de 26.60 cm²/m.

Tendo todas as soluções é possível passar para a folha de orçamento podendo ter uma ideia dos custos parcelados dos elementos (Tabela 31).

Tabela 31 - Folha de orçamento

		1,75				
		Tipo	Qnt.	Unid.	Preço Unit.	Preço
16	Pré-fabricados					
Peso de uma viga 9 ton	Vigas					
	Nº vigas		7 un.			
	Betão	C40/50	3,28 m3/viga		75,26 €	246,86 €
	Armadura ordinária	A500	386,9348578 kg/viga		1,19 €	459,49 €
	Armadura P.E.	fpuk 1860	1186,92 kg		1,31 €	1 557,83 €
	Mão-de-obra		48 h/viga		9,00 €	432,00 €
Largura máx. transporte 3	Transporte	Licença Anual	100 km		0,13 €	1 012,50 €
Peso máx. transporte 30	Nº vigas/camião		3 un.			
	Nº camiões ou viagens		3 un.			
	Molde					6,40 €
					TOTAL	10 212,64 €
	Pré-lajes					
	Nº pré-lajes		40 un			
	Betão	C30/37	13,44 m3		69,01 €	927,53 €
	Armadura ordinária	A500	1977,921176 kg		1,19 €	2 348,78 €
	Mão-de-obra		24 h		9,00 €	216,00 €
	Transporte	Licença Anual	100 km		0,13 €	367,50 €
	Nºlajes/camião		40 un.			
	Nº camiões ou viagens		1 un.			
					TOTAL	3 492,31 €
	In Situ					
	Laje					
	Betão	C30/37	34,56 m3		69,01 €	2 385,07 €
	Armadura ordinária	A500	928,0616557 kg		1,19 €	1 102,07 €
	Mão-de-obra		48 h		9,00 €	432,00 €
					TOTAL	3 919,15 €
	Grua	50 T				
	Aluguer		2 dia			960,00 €
	Horas extra		0 h			0,00 €
	Deslocação		150 km			260,00 €
					TOTAL	1 220,00 €
					TOTAL	18 844,10 €

7 Considerações finais

7.1 CONCLUSÕES

Com este trabalho, verifica-se que o estudo necessário para concluir qual a solução mais económica para um tabuleiro com recurso a vigas pré-fabricadas é bastante moroso. Um programa ou folha de cálculo como auxílio para decidir qual será a melhor solução é uma ferramenta importante de forma a conseguir dar uma resposta rápida para ser competitivo no mercado atual.

Embora a folha de cálculo desenvolvida neste estágio possua várias limitações como apenas calcular um tabuleiro isostático, com uma laje com 0.25m de espessura e uma largura de tabuleiro de 12m, é sempre possível um desenvolvimento desta, acrescentando novos dados.

Devido ao grande desenvolvimento das vias de comunicação em Angola e ao tempo de desenvolvimento deste trabalho limitou-se o estudo a uma largura de tabuleiro de 12 metros, visto esta largura ser a corrente nos viadutos neste mercado.

7.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Como desenvolvimentos futuros propõe-se um aumento do número de secções de estudo deste folha de cálculo, diferentes espessuras da laje, diferentes larguras do tabuleiro, um estudo de vãos mais descaracterizado (metro a metro) e de diferentes sistemas estruturais.

Quanto às secções, acrescentando mais uma secção I e duas ou três secções U, fica possível o programa abranger a grande parte das secções utilizadas em obras de arte correntes.

É também importante refazer o estudo para lajes de 0.15 e 0.20 metros de espessura e mais larguras do tabuleiro.

No caso dos sistemas estruturais, esta é uma grande limitação do programa pois hoje em dia, e como falado no capítulo 3, os tabuleiros contínuos são os mais comuns por todas as vantagens faladas. Com isto, seria uma mais valia fazer com que esta folha de cálculo permitisse a utilização deste sistema estrutural.

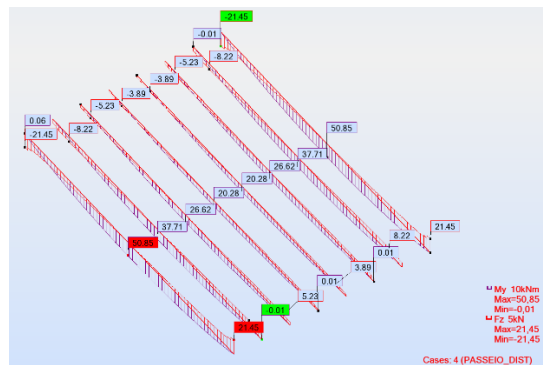
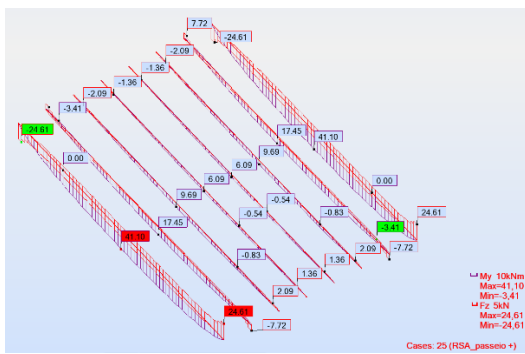
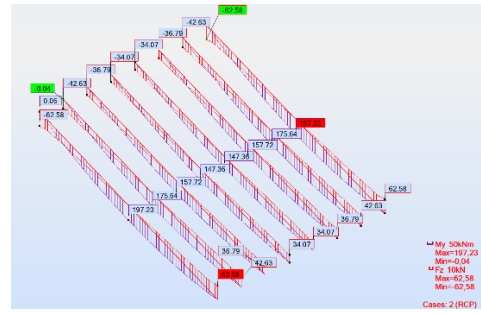
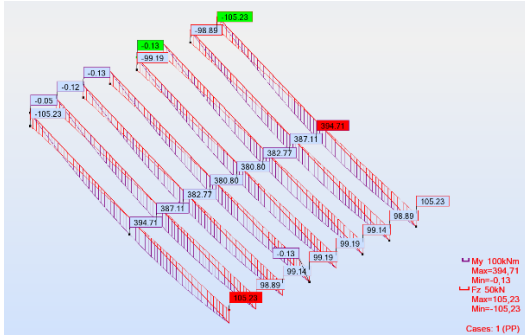
Bibliografia

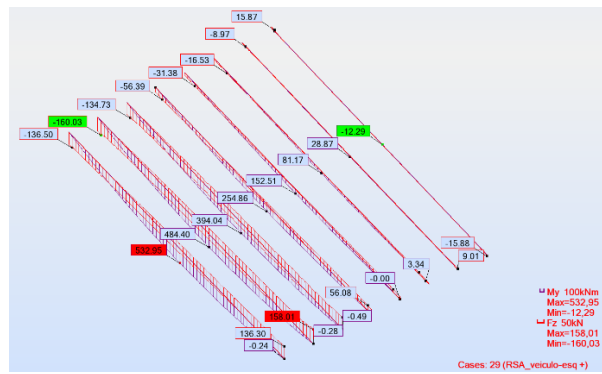
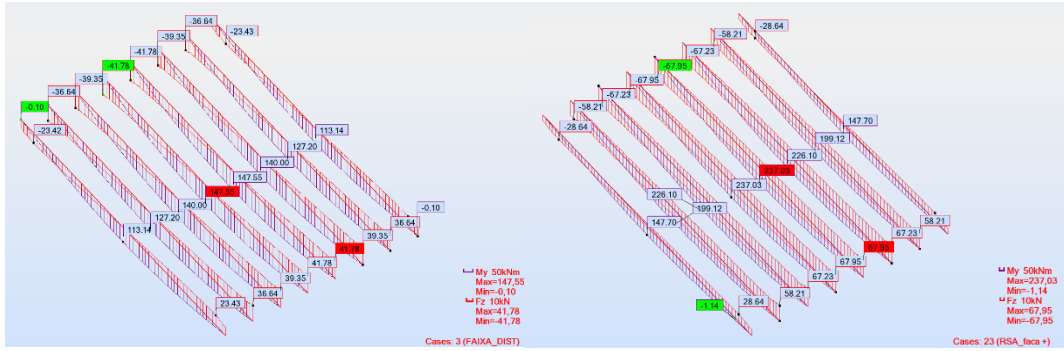
- Calavera Ruiz, J. e.-O. (2002). Precast bridges in Europe. *Seminário sobre pré-fabricação de estruturas de betão*. Lisboa.
- Camacho Alves, J. M. (2008). *Análise e dimensionamento de pavimentos construídos a partir de pré-lajes de betão*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Carril, R. S., & Ferreira Lopes, V. M. (s.d.). *Métodos aproximados de determinação da distribuição de esforços na secção transversal de pontes rodoviárias. Comparação com métodos mais exactos*.
- D'Arga e Lima, J., Monteiro, V., & Mun, M. (2004). *Betão Armado - Esforços Normais e de Flexão (REBAP-83)*. LNEC.
- Elliott, K. S. (2002). *Precast Concrete Structures*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Fernandes Rocha, J. M. (2006). *Pré-fabricação de tabuleiros de viadutos para comboios de alta velocidade*. Dissertação de mestrado, Instituto Superior Técnico.
- Ferreira de Sousa, C. F. (2004). *Continuidade estrutural em tabuleiros de pontes construídos com vigas préfabricadas. Soluções com ligação em betão armado*. Faculdade de Engenharia do Porto.
- FIB, F. I. (2000). *Guidance for good bridge design. Bulletin n°9*.
- Marchão, C., & Appleton, J. (2008/2009). Módulo 1 - Pré-esforço. *Estruturas de betão II - Folhas de apoio às aulas*. Instituto Superior Técnico - Departamento de Engenharia Cívil e Arquitectura.
- Menn, C. (1986). *Prestressed concrete bridges*. Springer-Verlag.

- Miranda da Cunha, F. N. (2010). *Dimensionamento de tabuleiros de pontes com vigas de betão pré-fabricado*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- REBAP. (2007). *Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, "Decreto-Lei n.º349-C/83, de 30 de Julho"*. Porto Editora.
- Reis, A. J. (1999). Concepção de tabuleiros contínuos pré-fabricados. *3ª jornadas de estruturas de betão - pré-fabricação em betão*. Porto.
- RSA. (2006). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei n.º235/83, de 31 de Maio*. Porto Editora.
- Saraiva, F. (2012). Apresentação PAVICENTRO - OPWAY: "Estruturas Pré-fabricadas em Betão".

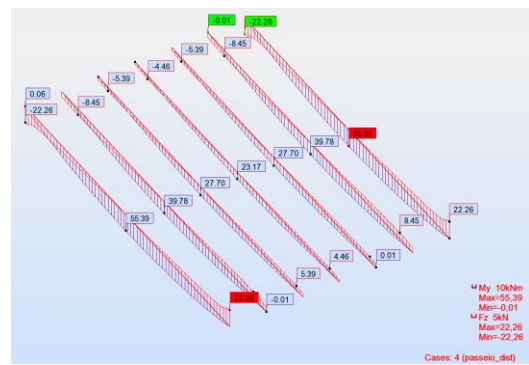
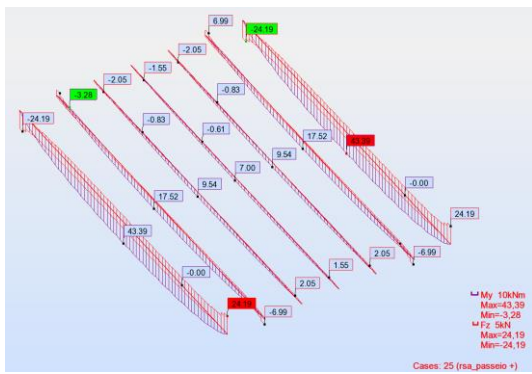
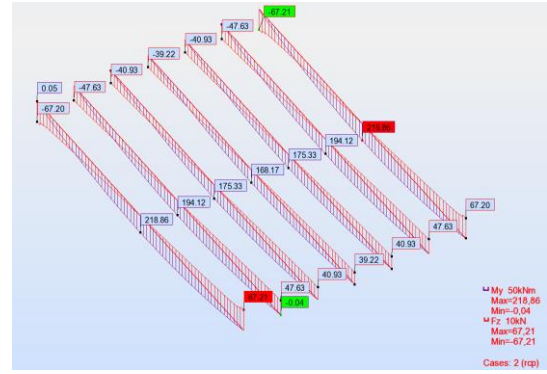
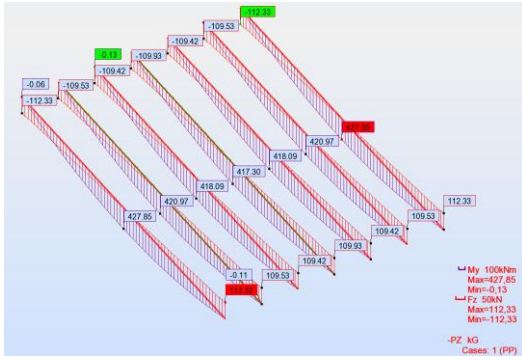
ANEXOS - Diagramas de momentos flectores e esforço transversal para o vão de 16m;

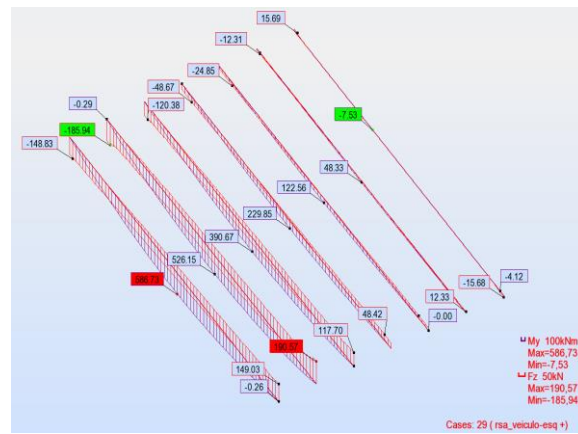
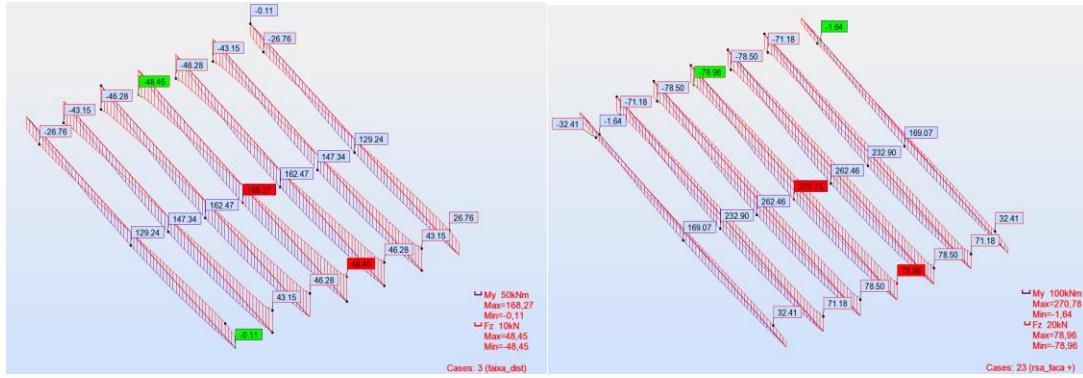
I60 – Espaçamento 1,50m



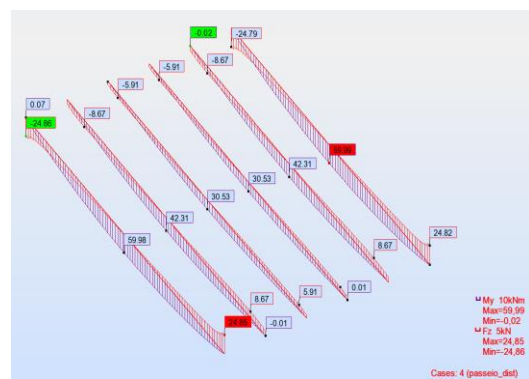
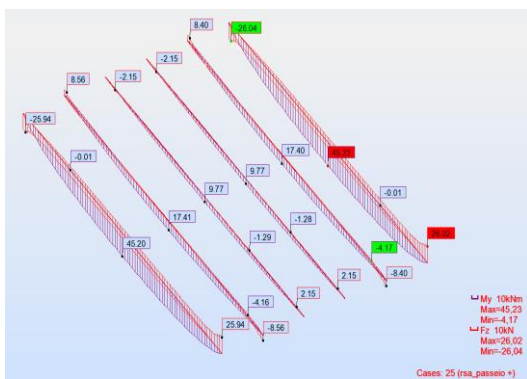
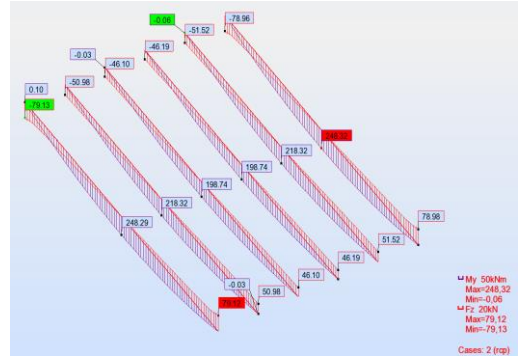
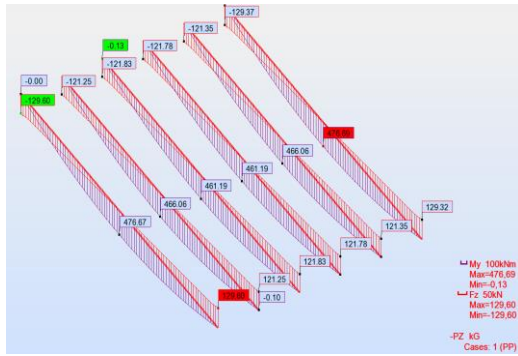


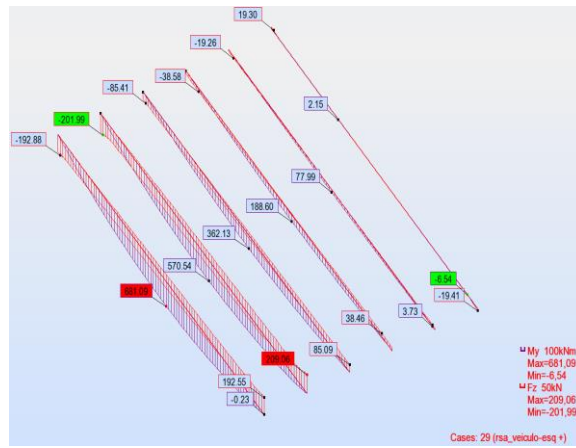
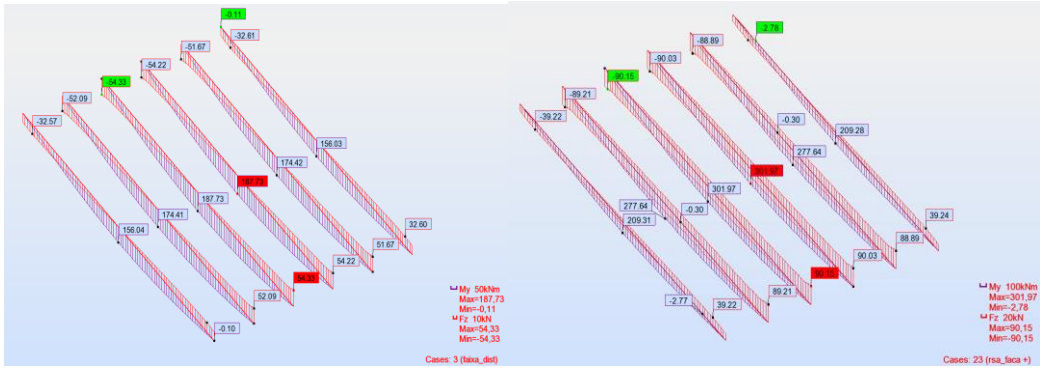
I60 – Espaçamento 1,75m



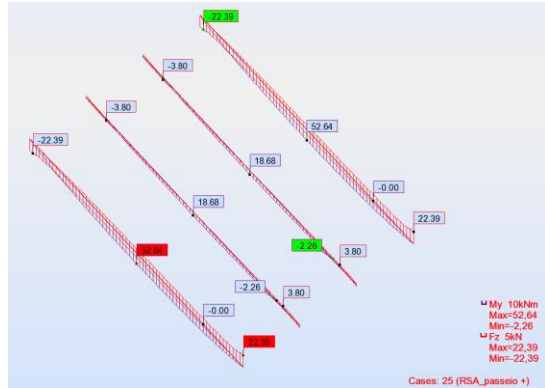
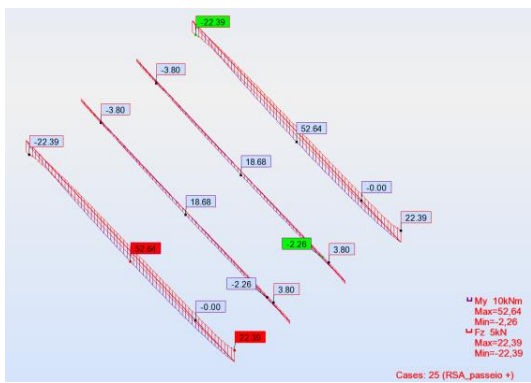
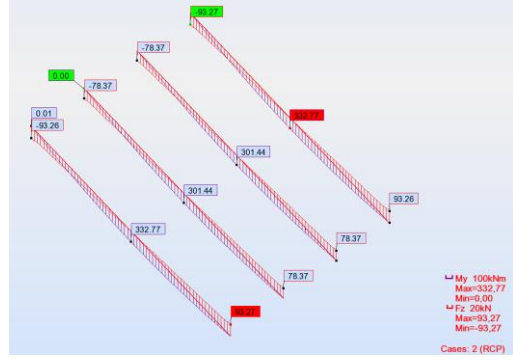


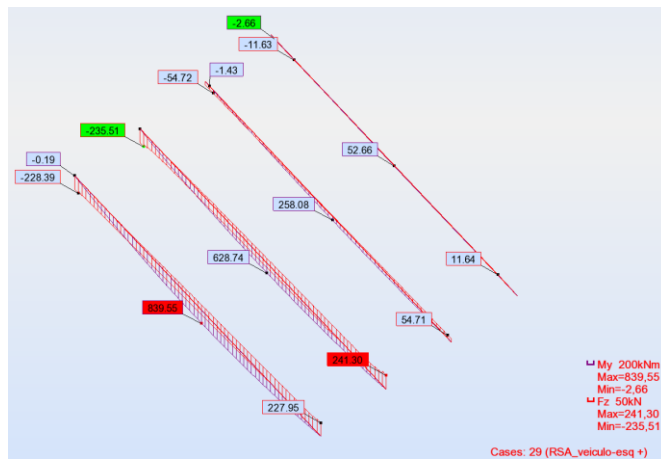
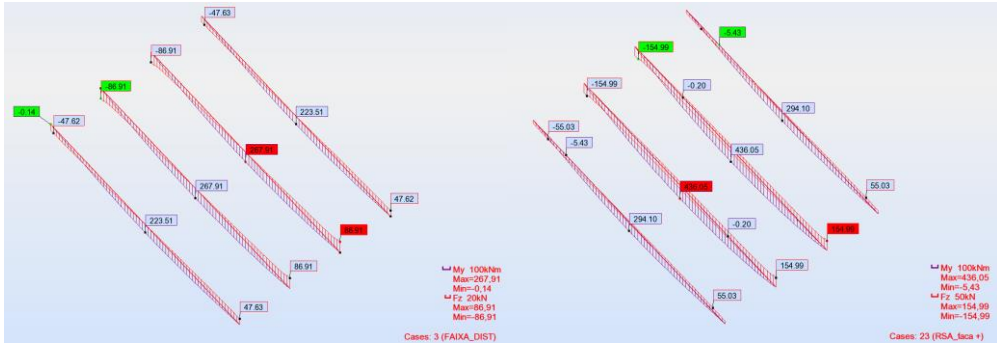
I60 – Espaçamento 2.00m



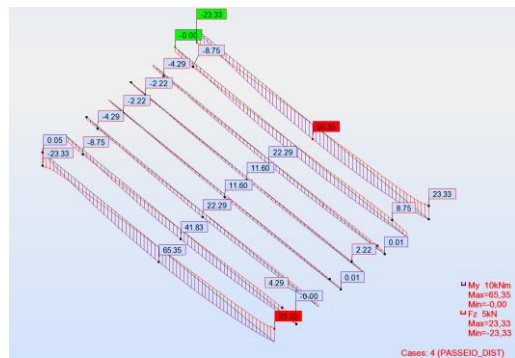
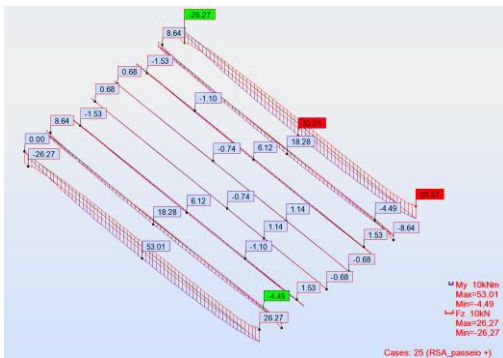
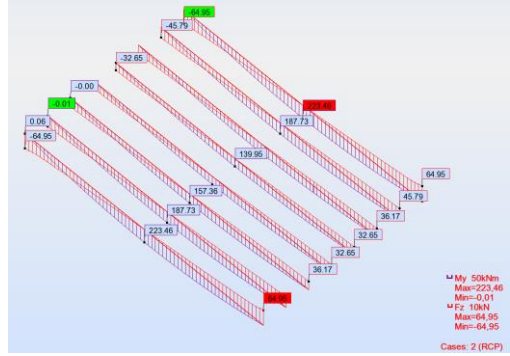
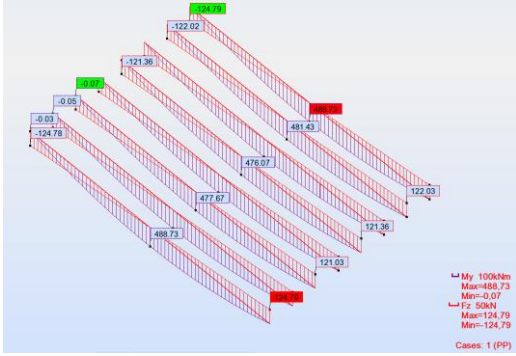


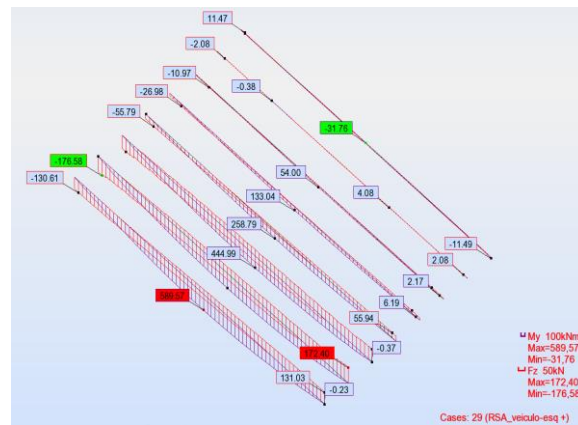
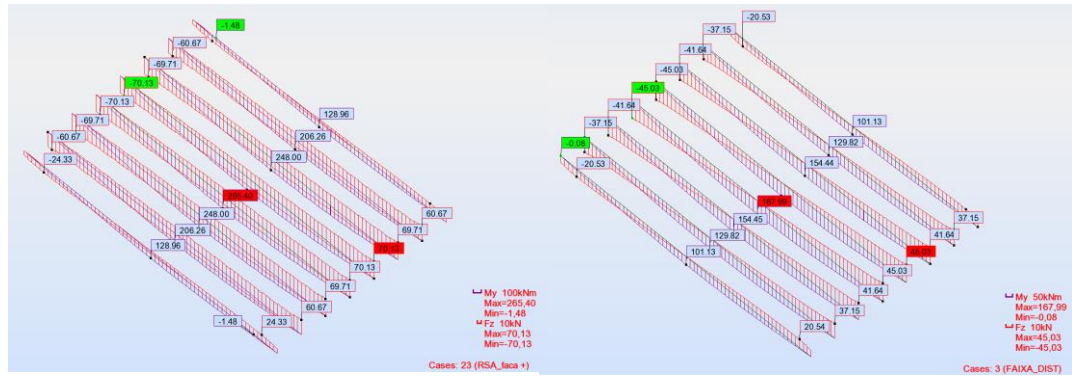
I60 – Espaçamento 3,50m



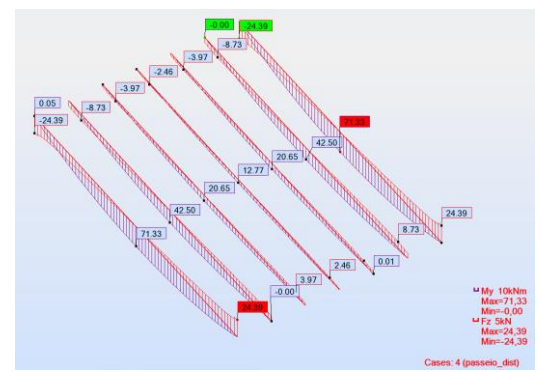
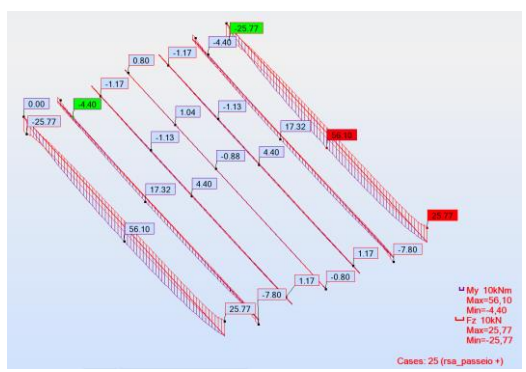
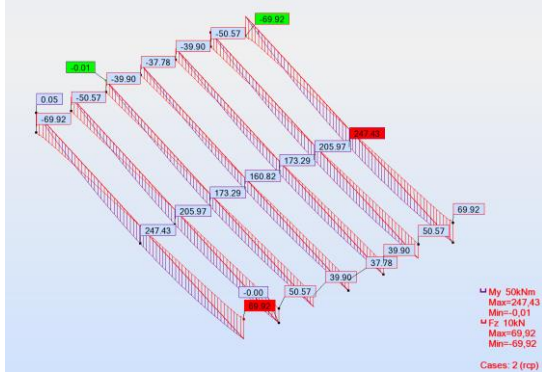
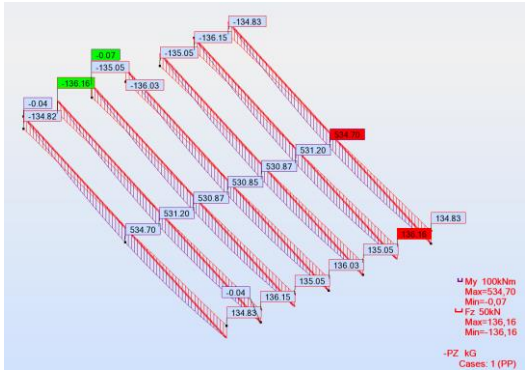


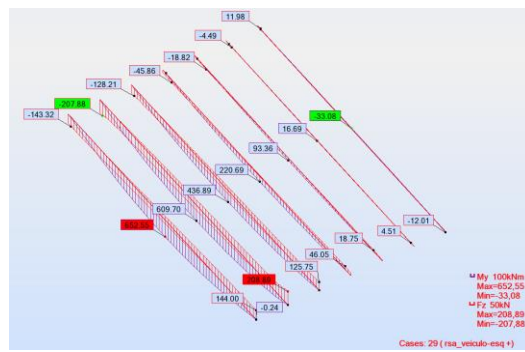
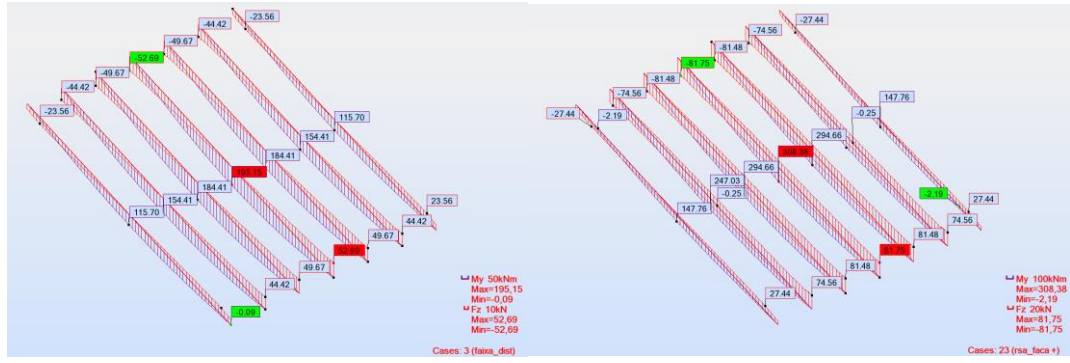
I90 – Espaçamento 1,50m



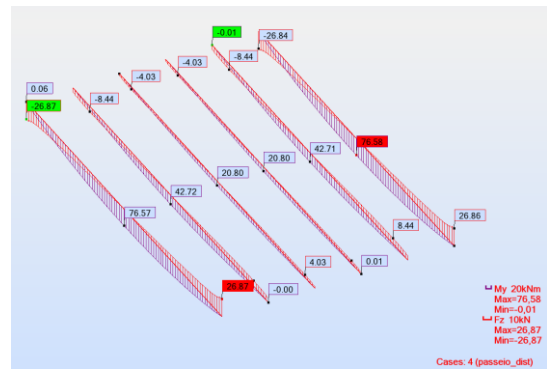
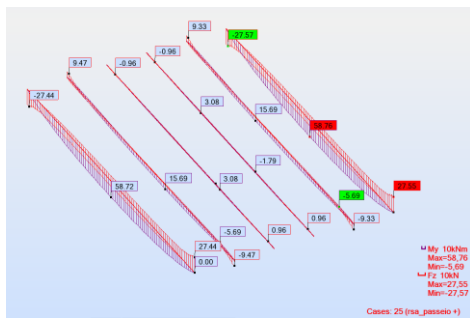
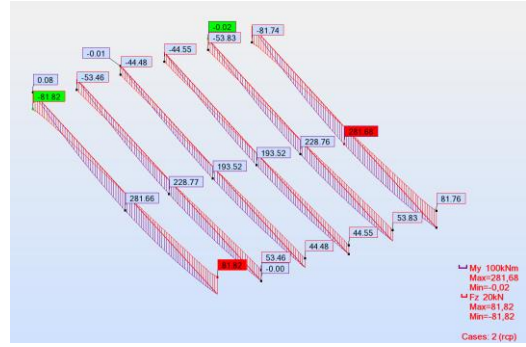


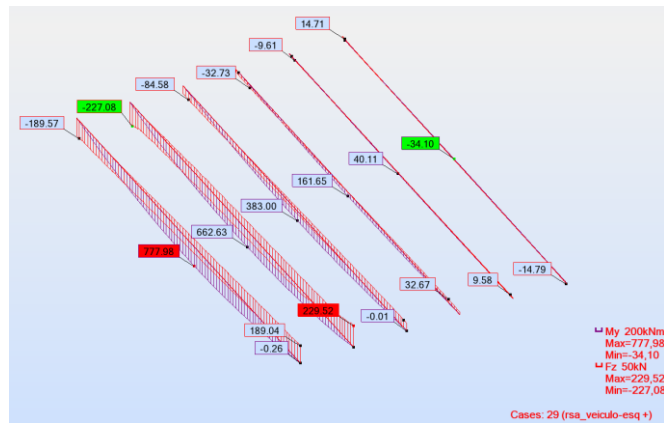
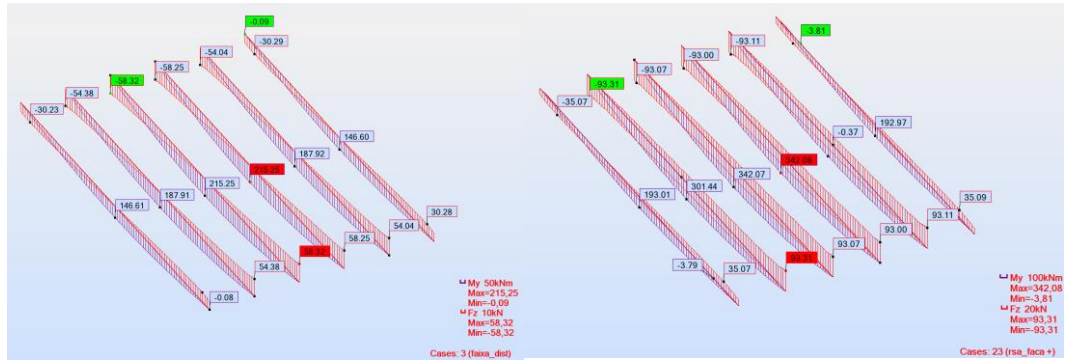
I90 – Espaçamento 1,75m



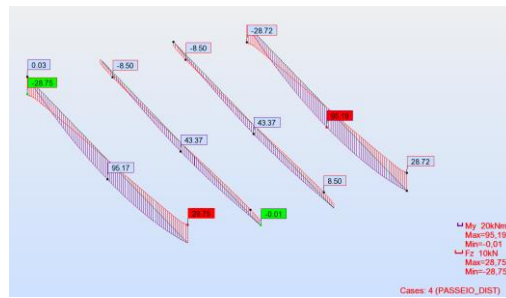
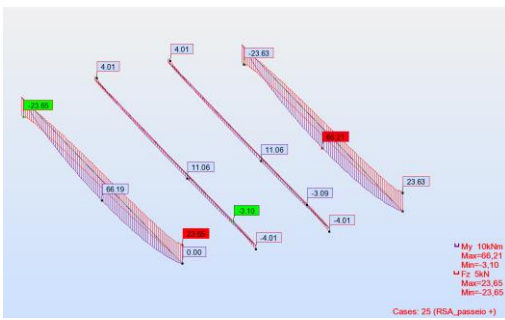
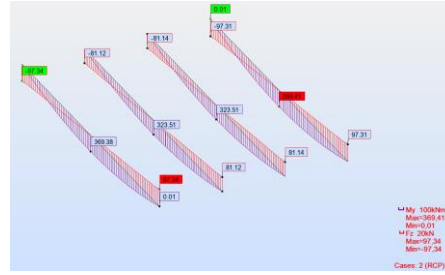
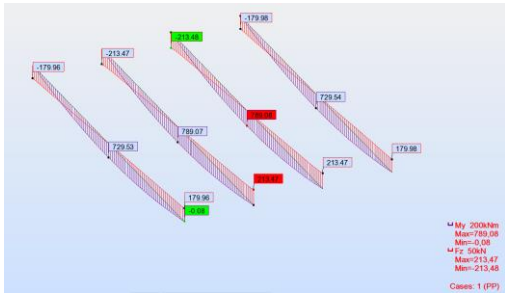


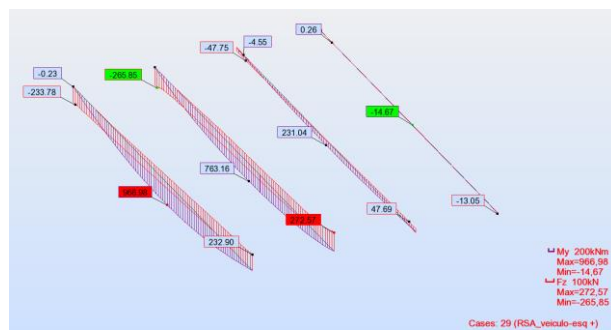
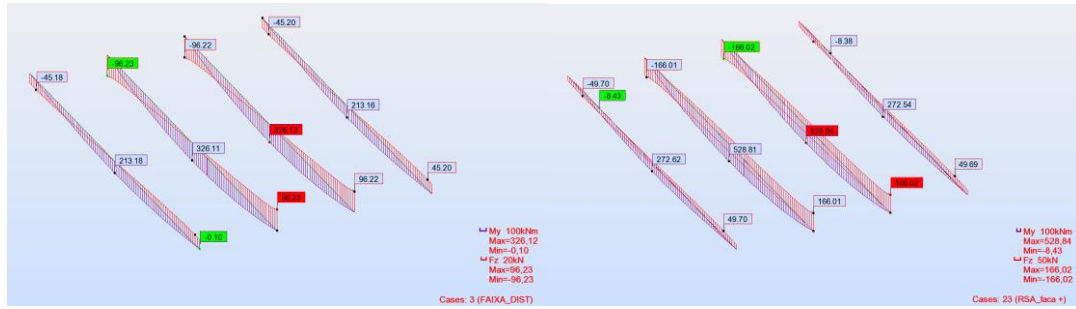
I90 – Espaçamento 2.00m



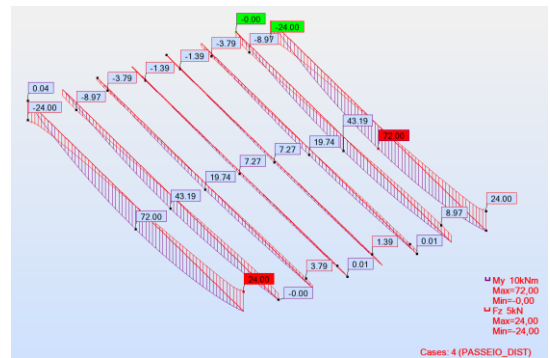
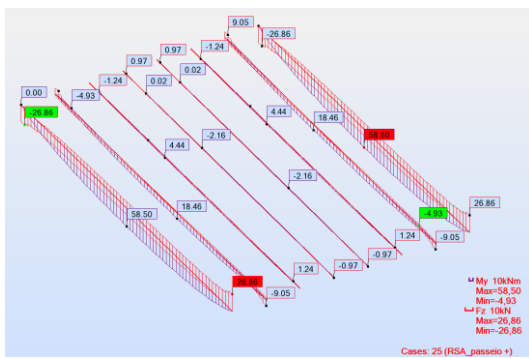
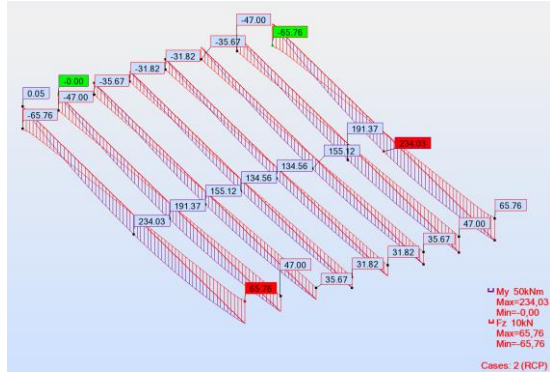
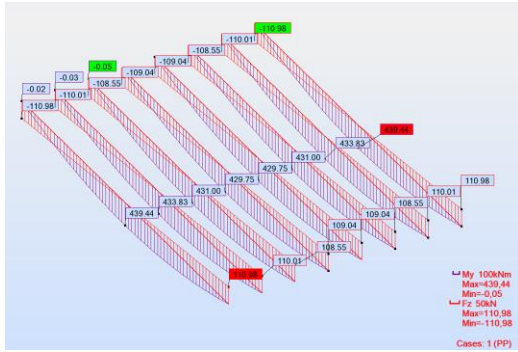


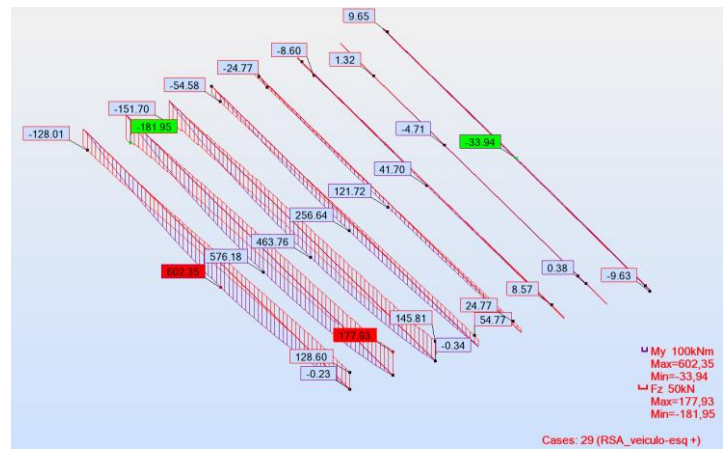
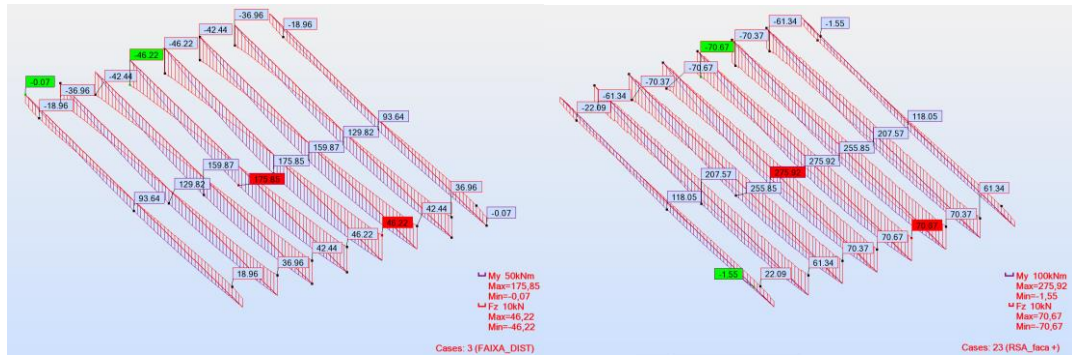
I90 – Espaçamento 3.50m



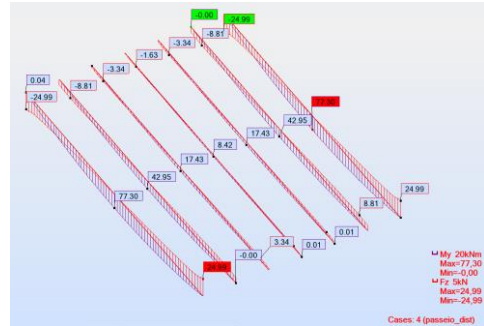
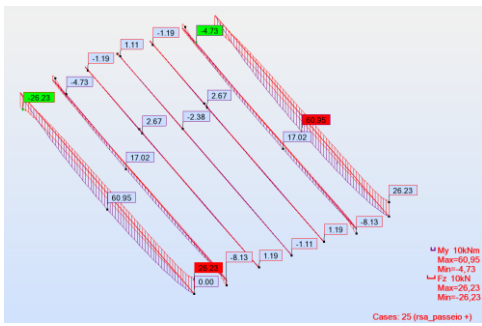
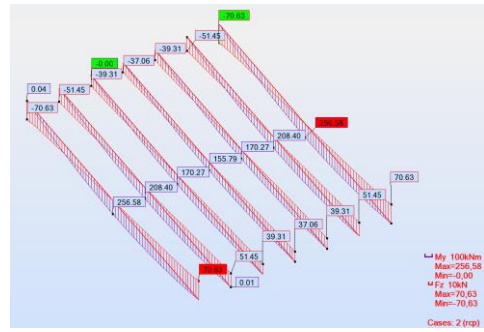
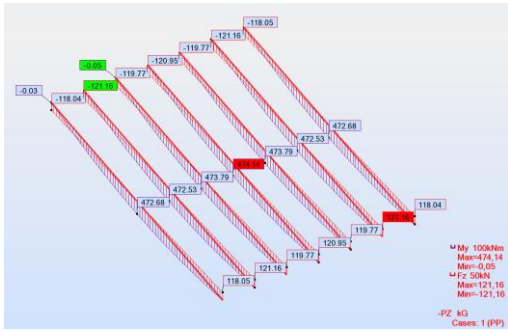


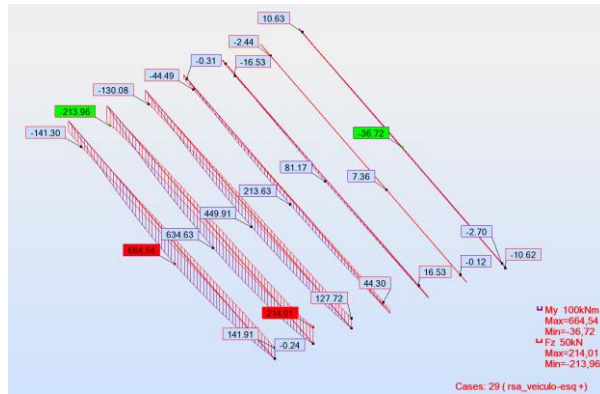
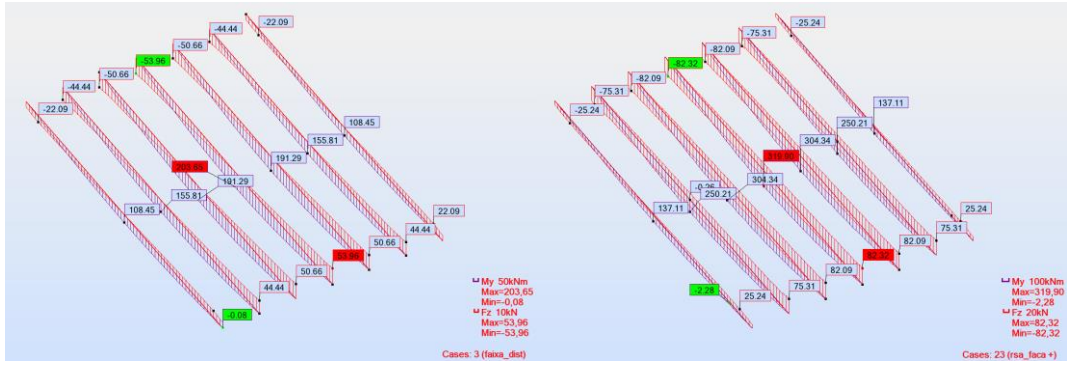
I100 – Espaçamento 1,50m



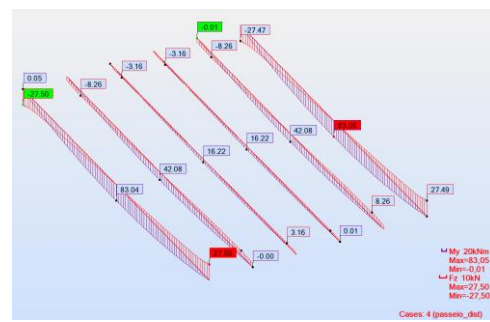
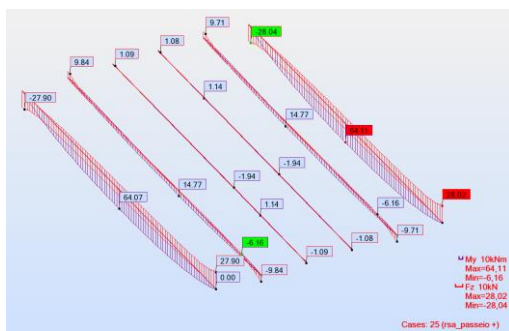
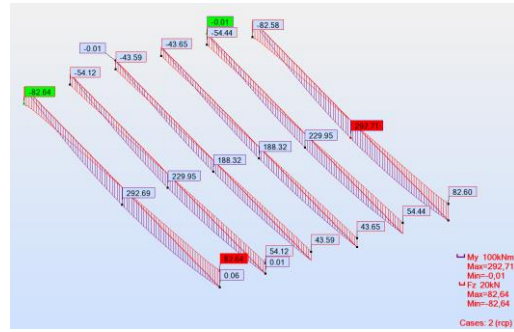
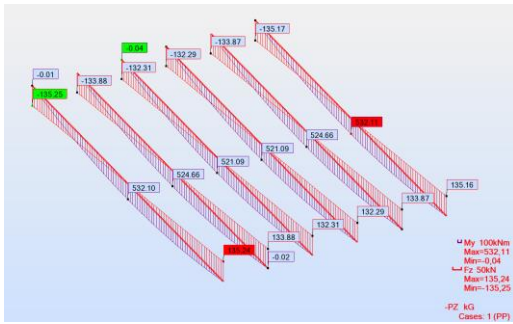


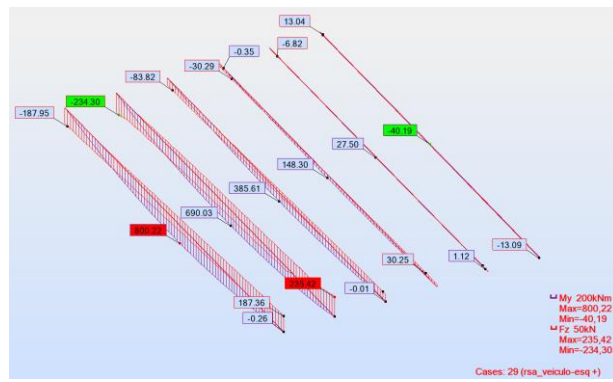
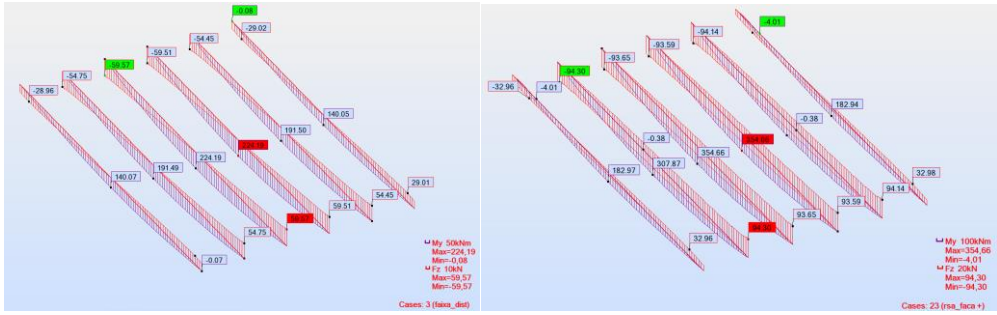
I100 – Espaçamento 1,75m



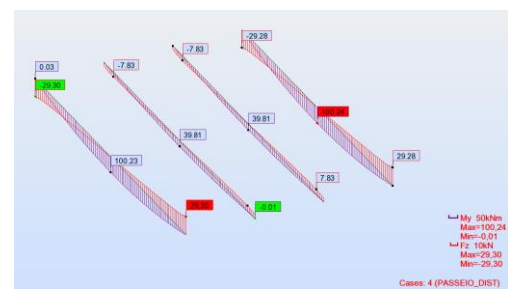
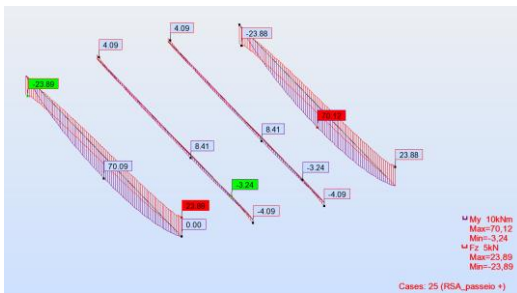
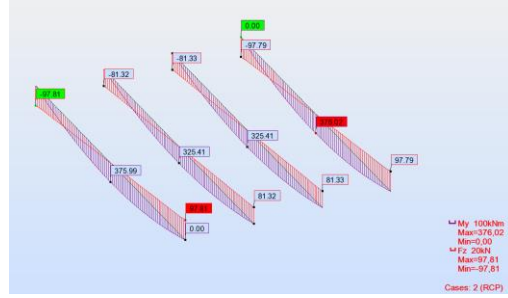
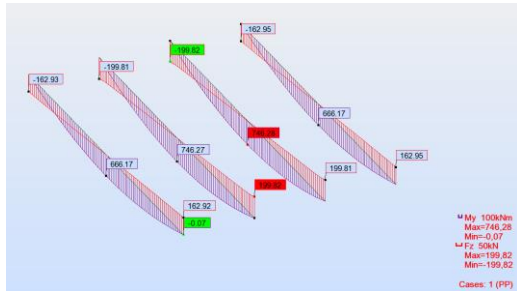


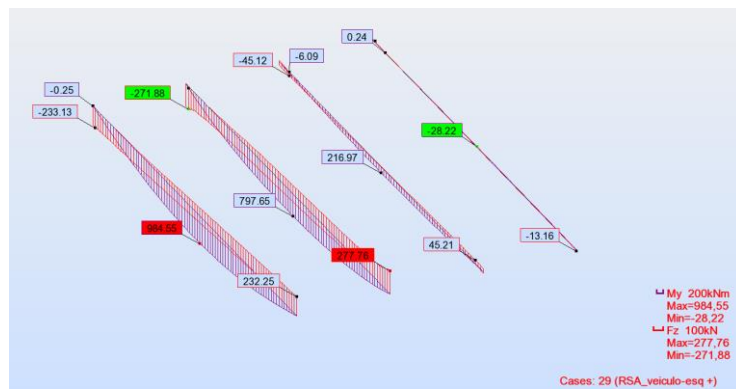
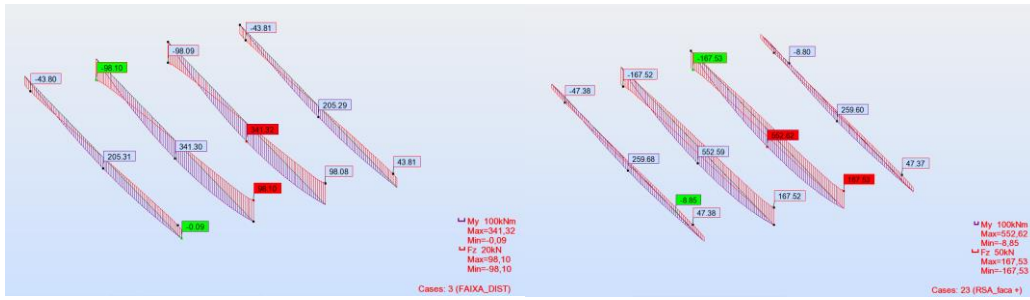
I100 – Espaçamento 2.00m



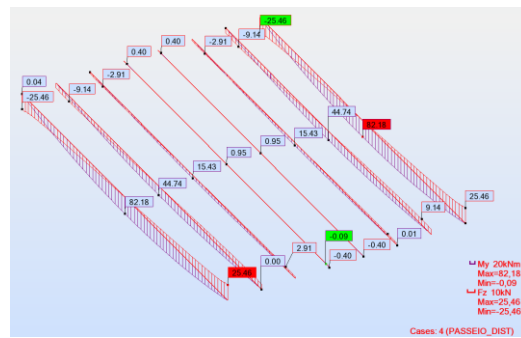
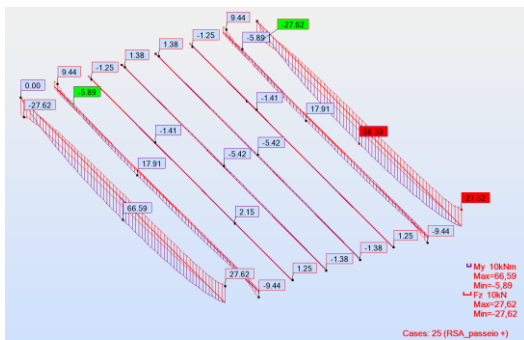
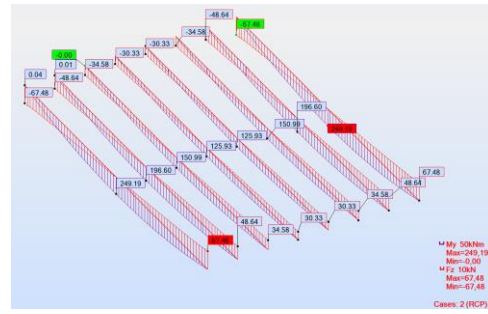
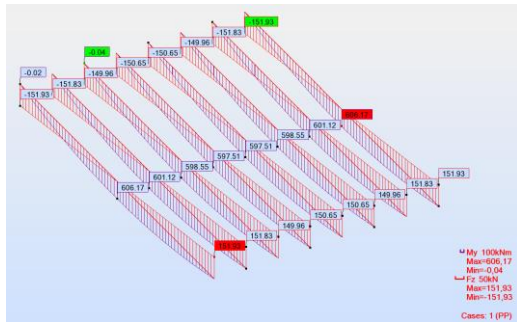


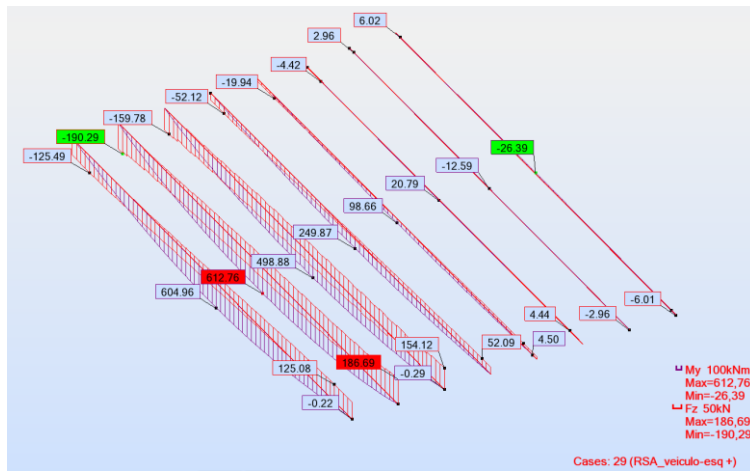
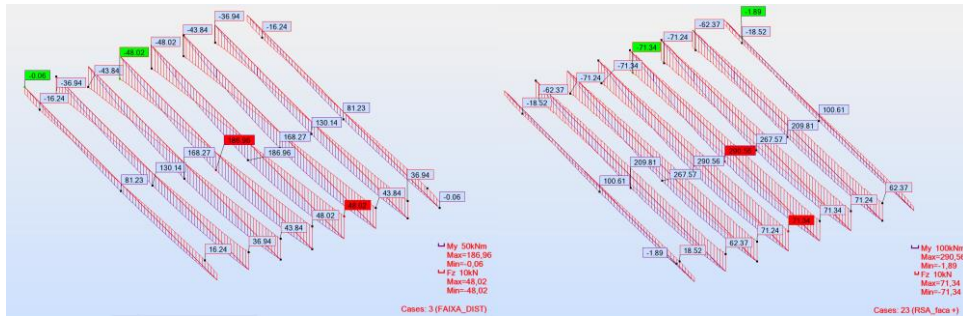
I100 – Espaçamento 3.50m



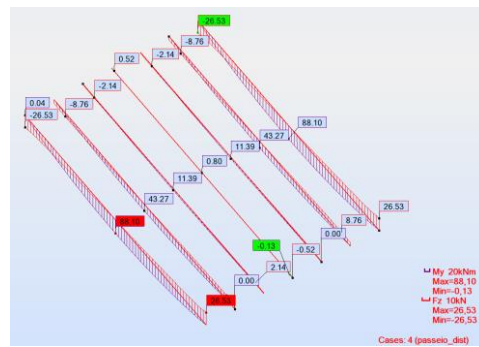
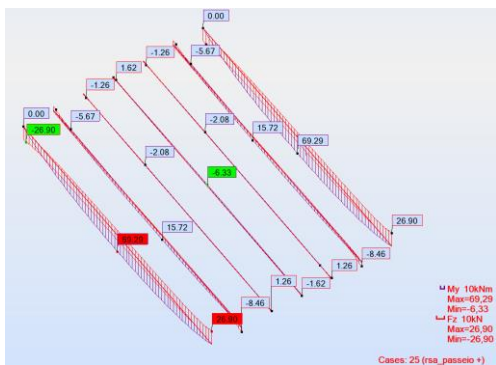
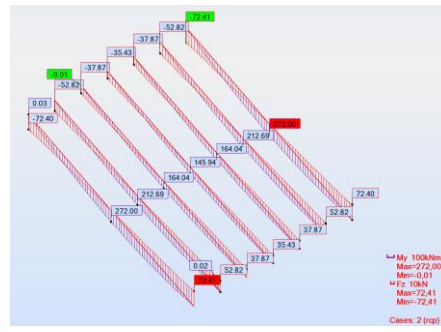
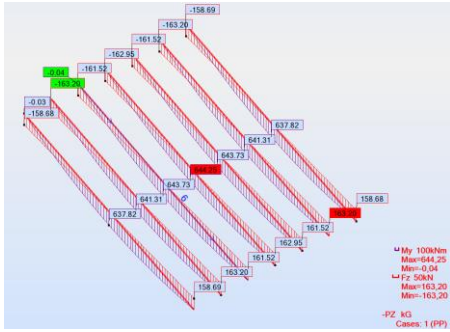


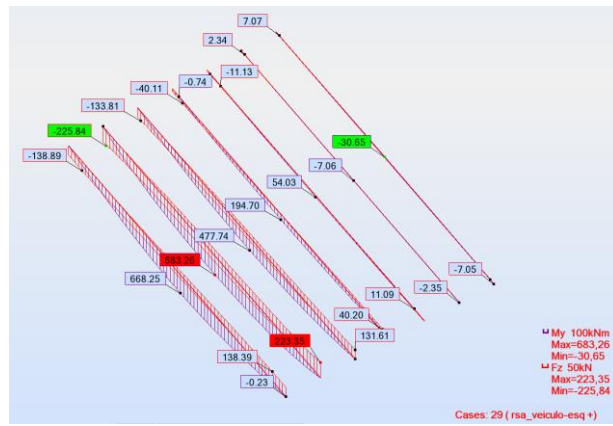
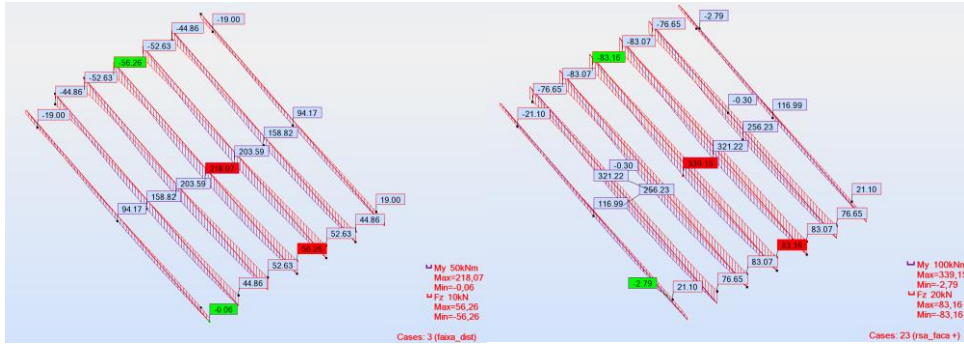
I120 – Espaçamento 1.50m



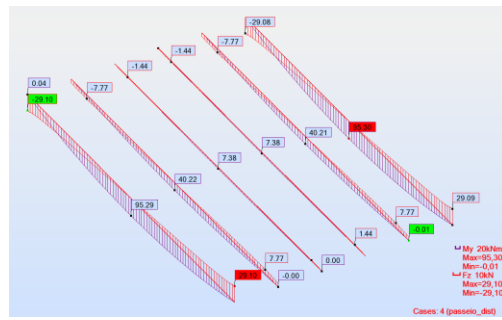
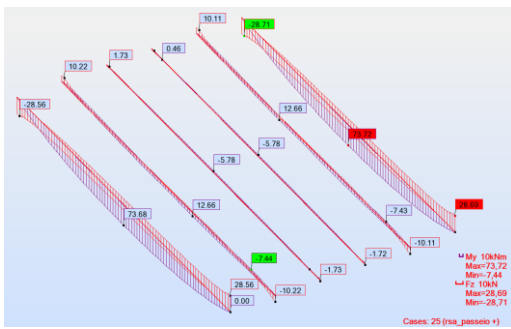
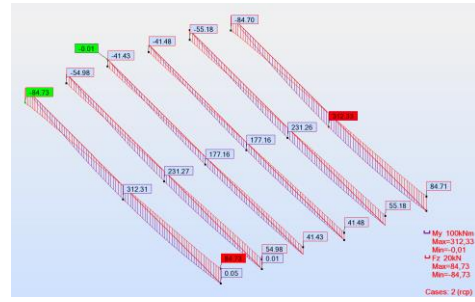
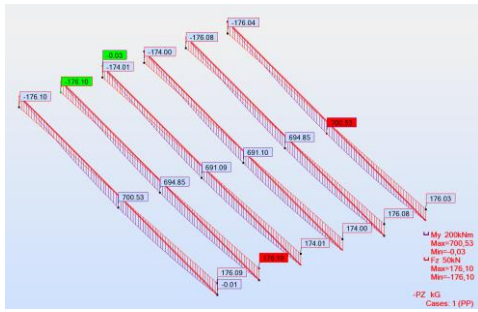


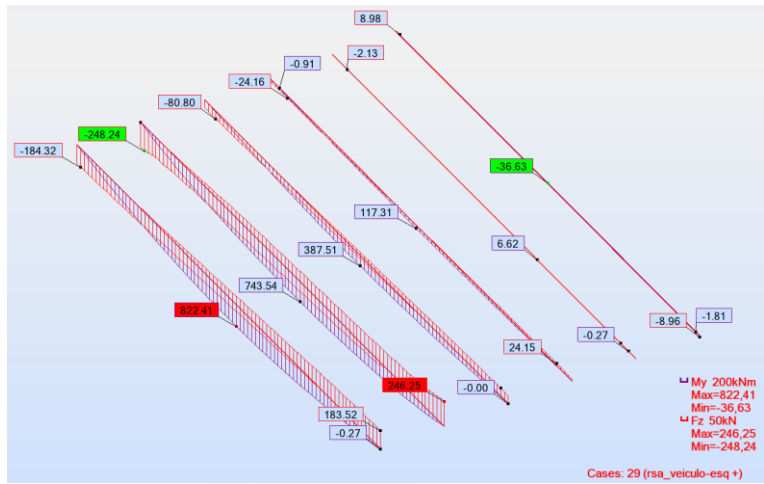
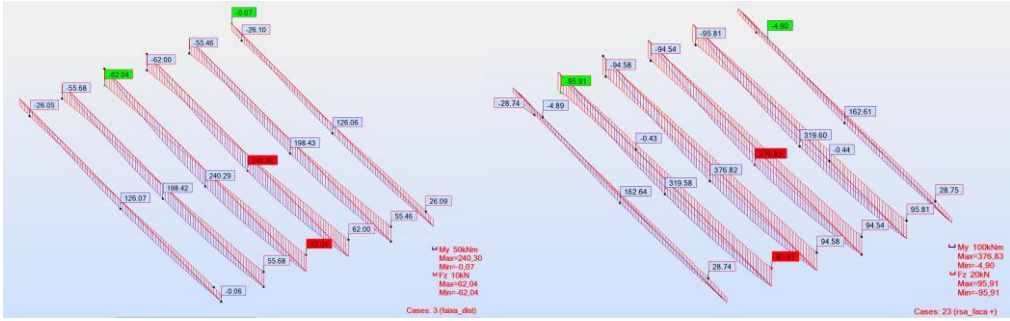
I120 – Espaçamento 1.75m





I120 – Espaçamento 2.00m





I120 – Espaçamento 3.50m

