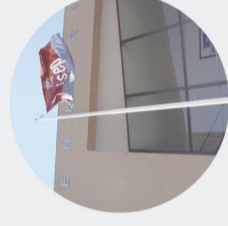




ESTUDO DE UMA PONTE EM ARCO SUPERIOR COM TIRANTES VERTICAIS

MIGUEL PIRES REIMÃO SIMÕES

Outubro de 2021



Estudo de uma Ponte em Arco Superior com Tirantes Verticais



ESTUDO DE UMA PONTE EM ARCO SUPERIOR COM TIRANTES VERTICAIS

MIGUEL PIRES REIMÃO SIMÕES

Relatório de Estágio submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL – RAMO DE ESTRUTURAS

Orientador: Professor Carlos Manuel da Silva Félix

Coorientador: Professor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira

Supervisor: Engenheiro Ilídio Manuel Miranda Faria (JFA)

OUTUBRO DE 2021

Eu, Miguel Pires Reimão Simões, estudante nº1131501, do Mestrado em Engenharia Civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto, declaro que não fiz plágio nem auto-plágio, pelo que o trabalho intitulado “Estudo de uma Ponte em Arco Superior com Tirantes Verticais” é original e da minha autoria, não tendo sido usado previamente para qualquer outro fim. Mais declaro que todas as fontes usadas estão citadas, no texto e na bibliografia final, segundo as regras de referência adotadas na instituição.

Porto e ISEP, 2021/10/21

A handwritten signature in blue ink that reads "Miguel Pires Reimão Simões". The signature is written in a cursive style and is centered on a light-colored rectangular background.

ÍNDICE GERAL

Índice Geral.....	iii
Resumo.....	v
Abstract	vii
Agradecimentos.....	ix
Índice de Texto.....	xi
Índice de Figuras.....	xv
Índice de Tabelas.....	xxiii
CAPÍTULO 1 Introdução.....	1
CAPÍTULO 2 Modelação Numérica do Tabuleiro.....	25
CAPÍTULO 3 Definição e Combinações de Ações.....	43
CAPÍTULO 4 Análise Estrutural	71
CAPÍTULO 5 Considerações Finais.....	127
Referências Bibliográficas	129

RESUMO

O presente relatório baseia-se no projeto de uma ponte em arco superior com tirantes verticais no Cairo, capital do Egito. É apresentada, inicialmente, uma breve referência histórica sobre o início das pontes até ao aparecimento das primeiras pontes metálicas.

É realizada uma breve descrição dos elementos estruturais e respetivos materiais utilizados. Em seguida, recorrendo ao programa *Midas Civil*, são apresentados dois modelos com o tabuleiro misto caracterizado de formas diferentes. São brevemente discutidas as vantagens de cada um dos modelos.

São analisadas, de uma forma pormenorizada, todas as ações permanentes e variáveis consideradas no projeto. As combinações de ações são realizadas de acordo com os regulamentos europeus aplicáveis.

Efetua-se também uma análise elástica linear dos modelos. Na presente dissertação, é realizado um estudo sobre as deformações, forças e momentos nos respetivos elementos estruturais da ponte. Verificações de segurança que envolvam a encurvadura do arco e os cabos são também realizadas. As frequências naturais de vibração da estrutura foram determinadas recorrendo a uma análise modal.

Por fim, é realizado um estudo sobre o impacto de diferentes disposições de pendurais no comportamento estrutural da ponte. Soluções alternativas do tipo *Nielsen* e do tipo *Network* são discutidas e é estudada a viabilidade de cada solução.

Palavras-chave: Arco superior, ponte em arco, ponte em *Network*, disposições de pendurais, encurvadura do arco, sobrecarga rodoviária

ABSTRACT

The present dissertation is based on the design of a tied-arch bridge with a vertical hanger arrangement in the capital of Egypt, Cairo. A brief historical reference is made from the beginning of the first evidence of bridges until the appearance of the first metal bridges

A short description of the structural elements and the materials used is provided. Then, using the Midas Civil software, two models are presented with the composite deck characterized in two different ways. The advantages of each model are briefly discussed.

All permanent and variable actions considered in the project are analyzed in detail. The combinations of actions considered are in accordance with applicable European regulations.

A linear elastic analysis of the models is also performed. In this dissertation, a study is carried out on the deformations, forces, and moments in the respective structural elements of the bridge as well as safety checks involving in and out of plane arch buckling and cables. The structure's natural vibration frequencies are also determined.

Finally, a study is carried out on the impact of different hanger arrangements on the structural behavior of the bridge. Alternative solutions of Nielsen type and Network type are discussed, and the viability of each solution is studied.

Keywords: Upper arch, arch bridge, Network bridge, hanger arrangement, arch buckling, traffic loads

AGRADECIMENTOS

Não posso começar estes agradecimentos sem referir o Professor Carlos Manuel da Silva Félix e o Professor Rodrigo Esmeriz Falcão Moreira. Durante este longo percurso, sempre manifestaram total disponibilidade para me ouvir e tirar dúvidas. Foi um autêntico privilégio ser orientado por dois professores que tanto me ensinaram ao longo do meu percurso académico.

Reservo um especial agradecimento ao Engenheiro Ilídio Manuel Miranda Faria e à José Ferraz & Associados pela oportunidade de estágio que me foi fornecida.

Tenho de agradecer aos meus colegas e amigos que sempre estiveram lá quando mais precisei. Um especial agradecimento ao Jorge Fernandes, João Costa, Rodrigo Cordeiro, Élio Cabral, Gonçalo Lobo, Inês Abreu, Catarina Costa, Bernardo Tavares, Rui Carvalho, João Lança, Manuel Passos e Maria Saraiva.

Quero agradecer ao departamento de engenharia civil do Instituto Superior de Engenharia do Porto pela excelente experiência de aprendizagem que me proporcionaram durante estes 5 anos.

Por fim, tenho de agradecer à minha mãe, ao meu pai, à minha irmã Inês Simões, ao meu primo João Simões e à minha avó Júlia Figueira por nunca terem desistido de mim durante este percurso académico.

ÍNDICE DE TEXTO

CAPÍTULO 1	Introdução.....	1
1.1	Considerações Iniciais	1
1.2	Breve Referência Histórica	1
1.2.1	Pontes em Arco Atirantadas com Tabuleiro Inferior.....	5
1.3	Disposições Sobre Pontes em Arco Superior do Tipo <i>Network</i>	9
1.3.1	Vantagens das Pontes do Tipo <i>Network</i>	9
1.3.2	Otimização do Arco em Pontes do Tipo <i>Network</i>	12
1.3.3	Configuração de Pendurais em Pontes do Tipo <i>Network</i>	13
1.4	Caso de Estudo.....	15
1.4.1	Condições de Apoio	16
1.4.2	Elementos Estruturais Principais.....	17
1.4.3	Elementos Estruturais Secundários	20
1.4.4	Materiais.....	23
1.5	Organização e Objetivos.....	24
CAPÍTULO 2	Modelação Numérica do Tabuleiro	25
2.1	Modelação do Tabuleiro por Elementos de Barra	25
2.1.1	Definição das Secções e dos Materiais no <i>Midas Civil</i> ®	26
2.1.2	Modelação dos Elementos do Tabuleiro.....	27
2.2	Modelação do Tabuleiro com Laje caracterizada com Elementos de Shell.....	29
2.2.1	Modelação dos Elementos do Tabuleiro.....	33
2.3	Modelação dos Restantes Elementos.....	35
2.3.1	Arco e Cordas Inferiores.....	35

2.3.2	Contraventamentos do Arco e Cabos.....	37
CAPÍTULO 3 Definição e Combinações de Ações.....		43
3.1	Ações Permanentes.....	43
3.1.1	Peso Próprio da Estrutura	43
3.1.2	Barreiras de Segurança	45
3.1.3	Asfalto.....	46
3.1.4	Retração do Betão	46
3.2	Ações Variáveis.....	49
3.2.1	Tráfego Rodoviário	49
3.2.2	Vento.....	54
3.2.3	Ação Sísmica	62
3.2.4	Ações Térmicas.....	63
3.3	Combinações de ações	68
3.3.1	Definição das Combinações de Ações no <i>Midas Civil</i> ®	70
CAPÍTULO 4 Análise Estrutural.....		71
4.1	Análise de Deformações	71
4.1.1	Pré-Tensão dos Cabos.....	73
4.1.2	Reação da Ponte Face às Ações de Temperatura e de Tráfego.....	77
4.2	Análise de Forças e Momentos.....	81
4.2.1	Vigas Transversais (<i>Cross Beams</i>).....	81
4.2.2	Arco e Cordas Inferiores (<i>Arch and Bottom Chord</i>).....	85
4.3	Encurvadura do Arco	92
4.3.1	A Abordagem da EN 1993-2	97
4.4	Cabos	102
4.4.1	Verificação ao Estado Limite Último.....	103
4.4.2	Verificação dos Estados Limites de Serviço	104
4.5	Análise Modal	105

4.6	Estudo do Impacto de Diferentes Disposições de Pendurais na Ponte	108
4.6.1	Condições de Carregamento.....	110
4.6.2	Diagramas de Esforços – Modelo de Cabos Verticais	111
4.6.3	Diagramas de Esforços – Modelo <i>Nielsen</i>	114
4.6.4	Diagramas de Esforços – Modelo <i>Network</i>	117
4.6.5	Discussão de Resultados.....	120
CAPÍTULO 5	Considerações Finais.....	127
5.1	Conclusões.....	127
5.2	Desenvolvimentos Futuros.....	128

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 – Cimbres de madeira [1]	2
Figura 1.2 – Ponte Emília [2]	2
Figura 1.3 – Ponte de <i>Coalbrookdale</i> [3]	3
Figura 1.4 – Viaduto <i>Gabarit</i> [4]	4
Figura 1.5 – Viaduto de Xabregas [5]	4
Figura 1.6 – Rede ferroviária nacional em 2018 [6]	5
Figura 1.7 – Ponte atirantada sobre o rio Elba	5
Figura 1.8 – Modelo da patente apresentada por <i>Nielsen</i> [7]	6
Figura 1.9 – Configuração típica das pontes de <i>Octavius Nielsen</i> [8]	6
Figura 1.10 – Ponte em <i>Steinkjer</i> [9]	7
Figura 1.11 – Ponte em <i>Bolstadstraumen</i> [10]	7
Figura 1.12 – Ponte de <i>Fehmarnsund</i> [10]	8
Figura 1.13 – Ponte de <i>Brandanger</i> [7]	8
Figura 1.14 – Configuração da deformada de uma solução de pendurais verticais [10]	9
Figura 1.15 – Configuração da deformada de uma solução de pendurais inclinados [10]	9
Figura 1.16 – Relaxação dos pendurais em ponte <i>Nielsen</i> [10]	10
Figura 1.17 – Ponte em arco superior com dois conjuntos de pendurais [11]	10
Figura 1.18 – Ponte em arco superior do tipo <i>Network</i> [11]	11
Figura 1.19 – Quantidade de aço para diferentes tipologias de pontes [8]	11
Figura 1.20 – Tendência de abertura do arco [12]	12
Figura 1.21 – Caminho de cargas	12
Figura 1.22 – Configuração de pendurais com inclinação constante [13]	13

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.23 – Configuração de pendurais com inclinação variável [13]	14
Figura 1.24 – Configuração avançada [14]	14
Figura 1.25 – <i>Layout</i> do tabuleiro	15
Figura 1.26 – Secção Transversal	15
Figura 1.27 – Vista em planta das cordas e do contraventamento do arco.....	16
Figura 1.28 – Vista lateral da ponte.....	16
Figura 1.29 – Solução de Laje adotada	17
Figura 1.30 – PRS600X35/930X20 [mm]	17
Figura 1.31 – SHS 1000X1000X30 [mm].....	19
Figura 1.32 – Secção transversal dos cabos	20
Figura 1.33 – Cantoneiras 150X150X15 [mm]	21
Figura 1.34 – Secção SHS 750X750X22 [mm] e secção SHS 350X350X15 [mm].....	22
Figura 2.1 – Definição da secção compósita das <i>cross beams</i> Interiores	27
Figura 2.2 – <i>Layout</i> das <i>Cross Beams</i>	27
Figura 2.3 – <i>Rigid links</i>	28
Figura 2.4 – <i>Beam end releases</i>	28
Figura 2.5 – Resultado final da modelação do tabuleiro por elementos de barra	29
Figura 2.6 – Distribuição de tensões longitudinais no banzo de betão devido ao efeito de <i>Shear lag</i> [15]	30
Figura 2.7 – Bloco retangular de tensões equivalente [15].....	30
Figura 2.8- Pequeno excerto do tabuleiro.....	31
Figura 2.9 – Condições de apoio e caso de carga.....	31
Figura 2.10 – Tensões longitudinais na face superior do tabuleiro	32
Figura 2.11 – Tensões longitudinais na face superior do tabuleiro (diagrama)	32
Figura 2.12 – Diagrama de tensões longitudinais para uma largura de influência de 5 metros	33
Figura 2.13 – Componente metálica do tabuleiro.....	34
Figura 2.14 – Ligação da laje de betão armado aos elementos metálicos.....	34

Figura 2.15 – Resultado final da modelação do tabuleiro com laje caracterizada por elementos <i>shell</i>	35
Figura 2.16 – Ligação da corda aos elementos do tabuleiro	36
Figura 2.17 – Definição do arco no <i>Midas Civil</i>	36
Figura 2.18 – <i>Beam end releases</i> no contraventamento do arco.....	37
Figura 2.19 – Definição da secção dos cabos.....	38
Figura 2.20 – Modelo de barras (renderizado)	39
Figura 2.21 – Modelo de barras (não renderizado).....	39
Figura 2.22 - Modelo com laje caracterizada por elementos <i>shell</i> (renderizado).....	40
Figura 2.23 - Modelo com laje caracterizada por elementos <i>shell</i> (não renderizado).....	40
Figura 2.24 – Vista frontal (renderizado).....	41
Figura 3.1 – Representação da repartição do peso da laje de betão	44
Figura 3.2 – Peso próprio da laje de betão como ação exterior	45
Figura 3.3 – Barreira de segurança	45
Figura 3.4 – Secção de betão em estudo.....	47
Figura 3.5 – Valores Característicos das cargas do modelo LM1 [16]	50
Figura 3.6 – Número e largura das vias de cálculo [16]	50
Figura 3.7 – Aplicação do LM1 [16].....	51
Figura 3.8 – Vias de tráfego consideradas.....	52
Figura 3.9 – Definição de LM1 no <i>Midas Civil</i>	52
Figura 3.10 – Definição do caso de carga para o grupo gr1a (ULS)	53
Figura 3.11 – Definição do caso de carga para o grupo gr1a (SLS).....	53
Figura 3.12 – Direções das ações do vento e definição da geometria do tabuleiro [17].....	55
Figura 3.13 - Definição de alturas para o cálculo das áreas de referência.....	56
Figura 3.14 – Coeficiente de força cf_{x0} para tabuleiros de pontes [17]	58
Figura 3.15 – Coeficiente de força $cf, 0$ [17]	60
Figura 3.16 – Ação do vento considerada nos modelos.....	61
Figura 3.17 – Espectro de resposta elástico horizontal.....	62

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.18 - Espectro de resposta elástico vertical.....	63
Figura 3.19 – Variação uniforme de temperatura em viga simplesmente apoiada [19]	64
Figura 3.20 – Variação uniforme de temperatura em viga hiperestática [19]	64
Figura 3.21 – Perfil de variação uniforme de temperatura a considerar.....	65
Figura 3.22 – <i>Thermal bowing</i> em viga simplesmente apoiada [19].....	66
Figura 3.23 – Viga hiperestática sujeita a variação diferencial de temperatura [19].....	66
Figura 3.24 – Viga bi-encastada sujeita a variação diferencial de temperatura [19].....	67
Figura 3.25 – Variações lineares diferenciais de temperatura a considerar no tabuleiro.....	68
Figura 3.26 – Coeficientes ψ [20]	69
Figura 3.27 – Geração automática de combinações de ações	70
Figura 4.1 – Deformada global da 1ª fase de construção	72
Figura 4.2 – Identificação dos cabos.....	73
Figura 4.3 – Combinação de ações utilizada para a determinação da tensão nos cabos.....	74
Figura 4.4 – Unknown load factor	75
Figura 4.5 – Deformada global após a pré-tensão dos cabos.....	77
Figura 4.6 – Deformada global face à ação de temperatura uniforme	78
Figura 4.7 – Deformada global face à ação de temperatura diferencial de $15^{\circ}C$	79
Figura 4.8 – Deformada global face à ação de temperatura diferencial de $18^{\circ}C$	79
Figura 4.9 – Deformada global LM1 (<i>Envelope-Upward</i>).....	80
Figura 4.10 – Deformada global LM1 (<i>Envelope-Downward</i>).....	80
Figura 4.11 – Momentos fletores M_y (1ª fase de construção).....	81
Figura 4.12 – Esforços transversos F_z (1ª fase de construção).....	82
Figura 4.13 – Momentos fletores M_y (3ª fase de construção).....	83
Figura 4.14 – Esforços transversos F_z (3ª fase de construção).....	83
Figura 4.15 – Momentos fletores M_y (<i>Envelope (+) – ULS</i>).....	84
Figura 4.16 – Momentos fletores M_y (<i>Envelope (-) – ULS</i>).....	84
Figura 4.17 – Esforços transversos F_z (<i>Envelope (+-) – ULS</i>).....	85

Figura 4.18 – Momentos fletores M_y (1ª fase de construção)	86
Figura 4.19 – Esforços transversos F_z (1ª fase de construção)	86
Figura 4.20 – Esforços Axiais F_x (1ª fase de construção).....	87
Figura 4.21 – Momentos de torção M_x (1ª fase de construção).....	87
Figura 4.22 – Momentos fletores M_y (3ª fase de construção)	88
Figura 4.23 – Esforços transversos F_z (3ª fase de construção)	88
Figura 4.24 – Esforços Axiais F_x (3ª fase de construção).....	89
Figura 4.25 – Momentos de torção M_x (3ª fase de construção).....	89
Figura 4.26 – Momentos fletores M_y (<i>Envelope (+) – ULS</i>).....	90
Figura 4.27 – Esforços transversos F_z (<i>Envelope (+) – ULS</i>).....	90
Figura 4.28 – Esforços axiais F_x (<i>Envelope (+) – ULS</i>).....	91
Figura 4.29 – Momentos de torção M_x (<i>Envelope (+) – ULS</i>)	91
Figura 4.30 – Encurvadura no plano e fora do plano [12].....	92
Figura 4.31 - Definição da <i>Eigenvalue buckling analysis</i>	94
Figura 4.32 – Configuração do primeiro modo de encurvadura (vista em planta)	94
Figura 4.33 – Configuração do primeiro modo de encurvadura (vista lateral).....	95
Figura 4.34 - Configuração do segundo modo de encurvadura (vista em planta).....	95
Figura 4.35 – Configuração do segundo modo de encurvadura (perspetiva 3D)	96
Figura 4.36 – Configuração do terceiro modo de encurvadura (vista em planta)	96
Figura 4.37 – Configuração do terceiro modo de encurvadura (vista lateral).....	97
Figura 4.38 – Tied-arch bridge [22].....	97
Figura 4.39 – Fator β (encurvadura no plano) [22]	99
Figura 4.40 - Fator β (encurvadura fora do plano) [22]	100
Figura 4.41 – Conversão das cargas em massas.....	105
Figura 4.42 – Modo de vibração nº1 ($f=1,32$ Hz).....	106
Figura 4.43 – Modo de vibração nº2 ($f=1,51$ Hz).....	107
Figura 4.44 – Modo de vibração nº3 ($f=2,78$ Hz).....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.45 – Modelo com disposição de cabos do tipo <i>Nielsen</i> (perspetiva 3D)	108
Figura 4.46 – Modelo com disposição de cabos do tipo <i>Nielsen</i> (vista lateral).....	109
Figura 4.47 – Modelo com disposição de cabos do tipo <i>Network</i> (perspetiva 3D).....	109
Figura 4.48 – Modelo com disposição de cabos do tipo <i>Network</i> (vista lateral).....	109
Figura 4.49 – Carregamento (full deck).....	110
Figura 4.50 – Carregamento 2 (half deck).....	110
Figura 4.51 – Momentos fletores M_y (full deck).....	111
Figura 4.52 – Esforços axiais F_x (full deck).....	111
Figura 4.53 – Deformações D_z (full deck).....	112
Figura 4.54 – Momentos fletores M_y (half deck).....	112
Figura 4.55 – Esforços axiais F_x (half deck).....	113
Figura 4.56 – Deformações D_z (half deck).....	113
Figura 4.57 – Momentos fletores M_y (full deck).....	114
Figura 4.58 – Esforços axiais F_x (full deck).....	114
Figura 4.59 – Deformações D_z (full deck).....	115
Figura 4.60 – Momentos fletores M_y (half deck).....	115
Figura 4.61 – Esforços axiais F_x (half deck).....	116
Figura 4.62 – Deformações D_z (half deck).....	116
Figura 4.63 – Momentos fletores M_y (full deck).....	117
Figura 4.64 – Esforços axiais F_x (full deck).....	117
Figura 4.65 – Deformações D_z (full deck).....	118
Figura 4.66 – Momentos fletores M_y (half deck).....	118
Figura 4.67 – Esforços axiais F_x (half deck).....	119
Figura 4.68 – Deformações D_z (half deck).....	119
Figura 4.69 – Tensão nos cabos para o carregamento <i>half deck</i>	123
Figura 4.70 – Relaxação dos pendurais.....	124
Figura 4.71 – Configuração do 1º modo de encurvadura do modelo <i>Network</i>	124

Figura 4.72 – Configuração do 2º modo de encurvadura do modelo *Network*..... 125

Figura 4.73 – Configuração do 3º modo de encurvadura do modelo *Network*..... 125

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1 – Propriedades da secção PRS600X35/930X20	18
Tabela 1.2 – Propriedades da secção HEB360	18
Tabela 1.3 – Propriedades da secção HEB400	19
Tabela 1.4 – Propriedades da secção SHS 1000X1000X30 [mm]	20
Tabela 1.5 – Propriedades da secção 2L 150X150X15 [mm]	21
Tabela 1.6 – Propriedades da secção SHS 750X750X22 [mm]	22
Tabela 1.7 – Propriedades da secção SHS 350X350X15 [mm]	22
Tabela 1.8 – Propriedades do UPN120	23
Tabela 1.9 – Propriedades mecânicas do betão C30/37	23
Tabela 1.10 – Propriedades mecânicas do aço S355	24
Tabela 2.1 – Larguras efetivas b_{eff}	26
Tabela 2.2 – Condições de apoio	38
Tabela 3.1 – Cargas do peso do betão nas vigas do tabuleiro	44
Tabela 3.2 – Reação nos apoios para o peso próprio	45
Tabela 3.3 – Espessura equivalente	47
Tabela 3.4 – Extensão da retração livre por secagem	48
Tabela 3.5 – Dados iniciais	54
Tabela 3.6 – Pressões Dinâmicas de Pico	55
Tabela 3.7 – Geometria e alturas consideradas	56
Tabela 3.8 – Coeficientes de força e áreas de referência	58
Tabela 3.9 – Vento ao nível do tabuleiro (direção x)	59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.10 – Combinação do vento com tráfego	59
Tabela 3.11 – Altura de referência e pressão dinâmica de pico para o Arco	59
Tabela 3.12 – Coeficiente de força	60
Tabela 3.13 – Quantificação da ação do vento no arco	61
Tabela 3.14 – Quantificação da ação do vento nos restantes elementos	61
Tabela 4.1 – Restrições de deformação vertical aplicada aos nós das cordas inferiores	75
Tabela 4.2 – Resultados obtidos do Unknown load factor.....	76
Tabela 4.3 – Matriz de influência entre a pré-tensão dos cabos e os deslocamentos (mm).....	76
Tabela 4.4 – Valores máximos registados da envolvente de esforços	85
Tabela 4.5 - Valores máximos registados da envolvente de esforços (Arch & Bottom Chord).....	92
Tabela 4.6 – Fatores de carga críticos	97
Tabela 4.7 – Dados geométricos considerados.....	98
Tabela 4.8 – Propriedades mecânicas do arco consideradas para o cálculo da carga crítica	99
Tabela 4.9 - Carga crítica N_{cr} (encurvadura no plano do arco)	99
Tabela 4.10 -Dados a considerar (encurvadura fora do plano)	100
Tabela 4.11 – Carga crítica N_{cr} (encurvadura fora do plano do arco).....	101
Tabela 4.12 – Verificação α_{cr}	101
Tabela 4.13 – Propriedades dos cabos	102
Tabela 4.14 – Esforços nos cabos.....	102
Tabela 4.15 – Verificação ao estado limite último	103
Tabela 4.16 - Verificação ao estado limite de serviço (<i>Stress Limits</i>).....	104
Tabela 4.17 – Modos de vibração da estrutura	106
Tabela 4.18 – Resumo dos resultados máximos obtidos	120
Tabela 4.19 – Histograma de momentos fletores do arco.....	120
Tabela 4.20 – Histograma de esforços axiais do arco.....	121
Tabela 4.21 – Histograma de deformações do arco.....	121
Tabela 4.22 – Histograma de momentos fletores das cordas	122

Tabela 4.23 – Histograma de esforços axiais das cordas	122
Tabela 4.24 – Histograma de deformações das cordas	123
Tabela 4.25 – Fatores de carga críticos	125

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Retrocedendo cronologicamente pelos anos marcados por revoluções científicas e pela unificação da humanidade do ponto de vista civilizacional, as pontes metálicas estão associadas a uma pluralidade de acontecimentos importantes. Na verdade, as pontes metálicas representam um dos maiores símbolos de desenvolvimento tecnológico e industrial. Desde as primeiras evidências apresentadas no século XVII até aos dias de hoje, as pontes metálicas têm vindo a sofrer um aumento de popularidade a nível mundial acompanhando o crescente desenvolvimento da indústria metalúrgica. Com soluções estruturais progressivamente mais inteligentes e otimizadas, as pontes metálicas apresentam cada vez mais benefícios para além da viabilidade económica.

1.2 BREVE REFERÊNCIA HISTÓRICA

As pontes tiveram, ao longo da história, um papel importante na evolução da civilização para o conceito que é conhecido nos dias de hoje. As primeiras pontes surgiram quando árvores e pedras se depositavam transversalmente pelos rios permitindo o seu atravessamento. Em pouco tempo, o ser humano começou a criar pequenas pontes movimentando árvores e pedras. No que diz respeito às pontes em arco, existem indícios da construção das mesmas na Mesopotâmia e Egito que recuam até 4000 a.C e na Grécia até 500 a.C.

Todas as pontes modernas apresentam influências históricas sendo a mais marcante a do período romano. As pontes em arco de pedra construídas no império romano ficaram conhecidas como uma das estruturas mais duradouras do mundo. Os romanos utilizavam pedras para a construção de arcos recorrendo a estruturas auxiliares de madeira. Estas estruturas, denominadas de cimbrês, têm como principal função suportar, de forma provisória, o peso dos arcos durante a fase de construção. Apresenta-se na Figura 1.1 um exemplo de um cimbre de madeira.

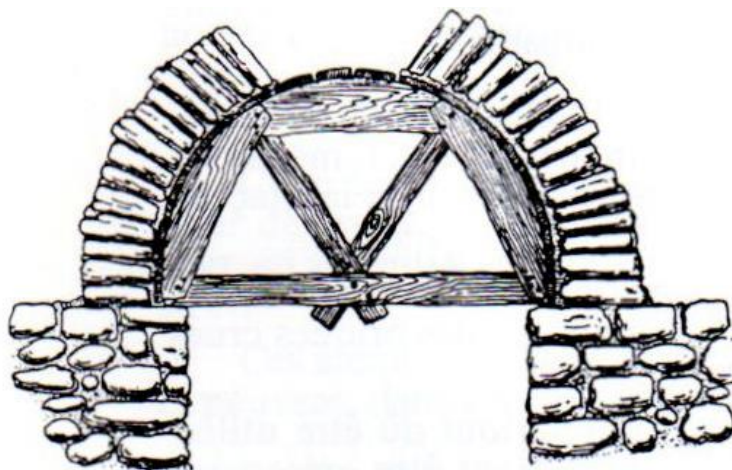


Figura 1.1 – Cimbre de madeira [1]

A ponte Emília (Figura 1.2) em Roma é a mais antiga ponte em arco de pedra. A construção da ponte começou no século II e, hoje em dia, é conhecida como a ponte partida. O desaparecimento de algumas secções da ponte deve-se essencialmente a fatores ambientais que ocorreram ao longo dos séculos. A destruição associada a guerras também contribuiu para a danificação da ponte.

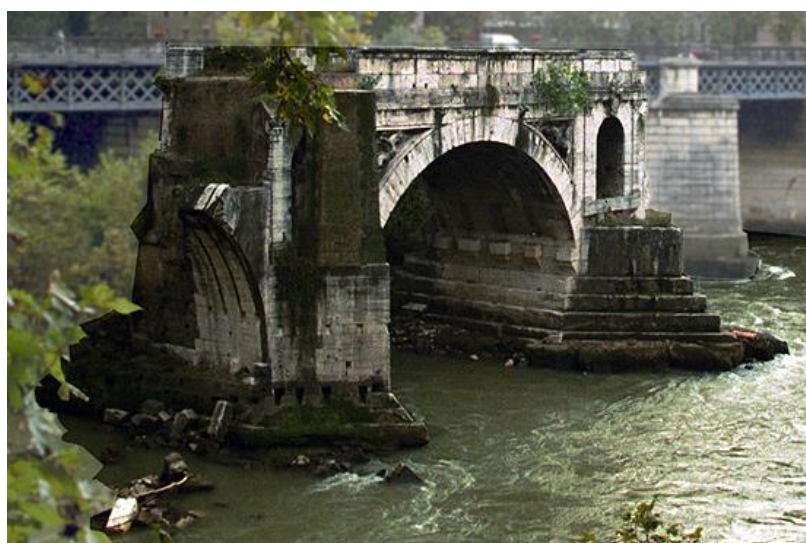


Figura 1.2 – Ponte Emília [2]

Avançando cronologicamente, as estruturas metálicas começaram a aparecer na época da revolução industrial. O avanço da revolução industrial provocou uma modernização das técnicas metalúrgicas tornando o ferro num material essencial para a construção. O uso do ferro permitiu a construção de estruturas não só mais leves, mas também mais resistentes. A revolução industrial teve origem em Inglaterra, no final do século XVIII, e rapidamente se expandiu pelo mundo provocando grandes mudanças a nível quotidiano. A primeira ponte metálica a ser contruída foi a ponte rodoviária de *Coalbrookdale*

(Figura 1.3). Com início da construção em 1777 e inaugurada em 1781, a ponte atravessa o rio *Severn* em *Shropshire*, em Inglaterra. Os caminhos de ferro em Inglaterra surgiram mais tarde, no século XIX, pelo que as pontes ferroviárias apenas começaram a ser construídas por volta de 1825. A expansão generalizada dos caminhos de ferro na segunda metade do século XIX, por toda a Europa, tornou-se o principal motivo da construção de pontes metálicas ferroviárias.



Figura 1.3 – Ponte de *Coalbrookdale* [3]

A ponte de *Coalbrookdale* segue uma tipologia em arco com tabuleiro superior, inspirando-se nas influências romanas já bem conhecidas à época. As pontes desta época eram executadas com tirantes e pendurais em ferro fundido. A construção de pontes em arco metálicas sofreu um impulso significativo devido a *Gustave Eiffel* que fundou, em 1866, um gabinete dedicado ao estudo e construção de estruturas metálicas. O viaduto *Gabarit* (Figura 1.4), localizado em França, é um excelente exemplo do impacto que *Gustave Eiffel* teve na construção de pontes metálicas em arco.



Figura 1.4 – Viaduto *Gabarit* [4]

No âmbito nacional, “a história das pontes metálicas em Portugal está ligada à construção de estradas e à sua evolução desde a criação do Ministério das Obras Públicas, Comércio e Indústria e do Conselho Superior de Obras Públicas, em 1852” [5]. Inaugurado em 1854, o viaduto de Xabregas (Figura 1.5) foi a primeira estrutura metálica portuguesa destinada ao tráfego ferroviário.



Figura 1.5 – Viaduto de Xabregas [5]

À semelhança do que acontecia na Europa, a construção de pontes metálicas em Portugal também esteve ligada à expansão dos caminhos de ferro. Atualmente, “das cerca de 2500 pontes da rede ferroviária nacional, cerca de 23% são metálicas, tendo a sua maioria mais de 60 anos de vida (a linha da Beira Alta foi integralmente renovada na década de 50 do séc. XX) e um número significativo de pontes mais de 100 anos” [6]. Como se pode comprovar pela Figura 1.6 , em contexto nacional, as pontes na rede ferroviária nacional são predominantemente em betão armado.

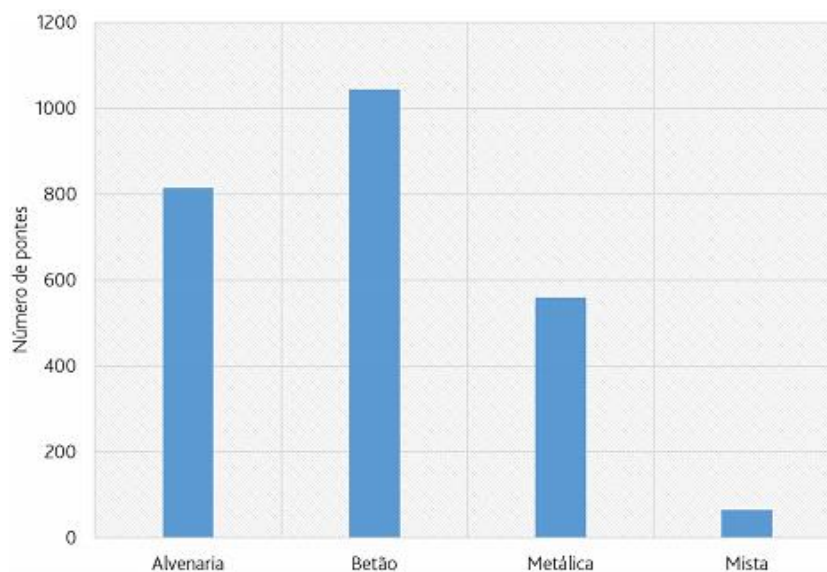


Figura 1.6 – Rede ferroviária nacional em 2018 [6]

1.2.1 Pontes em Arco Atirantadas com Tabuleiro Inferior

Com o passar do tempo, outros sistemas estruturais como as pontes atirantadas com tabuleiro inferior foram aparecendo. Acredita-se que a primeira versão desta tipologia de pontes foi concebida por *Leonardo Da Vinci*. Na sua coleção de manuscritos “*Codex Atlanticus*”, o autor apresenta uma solução estrutural de uma ponte com um arco superior de madeira. Crê-se que a primeira ponte com este sistema estrutural foi construída em 1878 sobre o rio Elba, no município de Riesa, na Alemanha (Figura 1.7).



Figura 1.7 – Ponte atirantada sobre o rio Elba

Na década de 1920, o engenheiro dinamarquês *Octavius Nielsen*, que trabalhou numa subsidiária sueca em Copenhaga, desenvolveu um modelo que propunha que os pendurais tivessem uma determinada

inclinação cruzando-se múltiplas vezes se necessário. Este modelo veio a ser patenteado em 1926 (Figura 1.8).

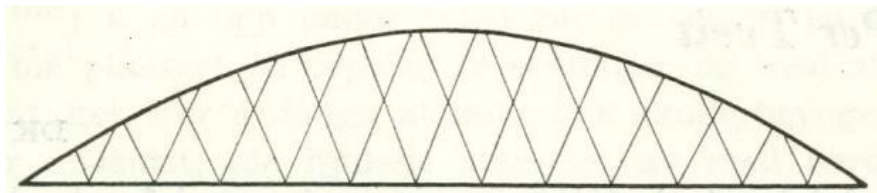


Figura 1.8 – Modelo da patente apresentada por Nielsen [7]

No entanto, todas as pontes construídas na Suécia da autoria de *Octavius Nielsen* não apresentavam o esquema em rede descrito na sua patente. Na Figura 1.9 apresenta-se um exemplo de uma ponte de *Octavius Nielsen* construída na Suécia.

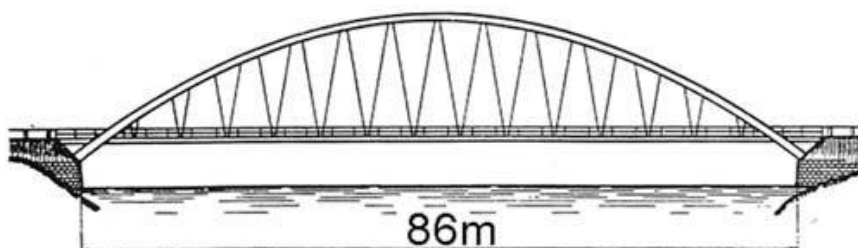


Figura 1.9 – Configuração típica das pontes de *Octavius Nielsen* [8]

O facto de *Octavius Nielsen* não ter projetado nenhuma ponte idêntica ao seu modelo patenteado pode ser justificado por 2 argumentos. Primeiro, *Nielsen* reconhecia que cruzar os pendurais para as cargas a que as pontes estariam sujeitas na altura seria pouco vantajoso. Em segundo lugar, a introdução de cruzamentos nos cabos, adicionaria um grau de complexidade de cálculo superior.

Em 1950, o professor norueguês *Per Tveit*, durante o desenvolvimento da sua tese, desenvolveu o conceito de pontes em arco superior com pendurais cruzados numa configuração de rede (*Network arch bridge*) ao estudar a distribuição de momentos das pontes *Nielsen*. Por definição, uma ponte é classificada como sendo do tipo *Network* quando os pendurais se cruzam entre si pelo menos duas vezes. O autor sugeriu que os momentos de flexão do arco e das cordas poderiam ser reduzidos quando os cabos se cruzam múltiplas vezes. O seu ponto de partida foram as pontes de *Nielsen* que foram construídas entre as duas guerras mundiais. Em 1963, *Per Tveit* teve a oportunidade de projetar a sua primeira ponte em arco com cabos numa configuração em rede na cidade de *Steinkjer* na Noruega (Figura 1.10).



Figura 1.10 – Ponte em *Steinkjer* [9]

Nesse mesmo ano, Per Tveit projetou outra ponte muito similar em *Bolstadstraumen* na Noruega com um vão de 84 metros (Figura 1.11).



Figura 1.11 – Ponte em *Bolstadstraumen* [10]

Permanecendo ainda em 1963, é inaugurada a ponte de *Fehmarnsund* na Alemanha (Figura 1.12). Trata-se de uma ponte rodoviária e ferroviária que atravessa o mar báltico ligando desta forma, a ilha de *Fehmarn* com o norte da Alemanha. Em comparação com as pontes previamente mencionadas, a ponte de *Fehmarnsund* é de uma classe superior não só em termos de vão, como também em capacidade de carga. A ponte apresenta um vão de 268 metros e acomoda duas vias rodoviárias e uma linha férrea.



Figura 1.12 – Ponte de *Fehmarnsund* [10]

Mais nenhuma ponte desta tipologia foi construída na Europa até à década de 80. No entanto, “graças a um professor japonês envolvido no projeto da ponte de Fehmarnsund, o conceito de ponte em arco do tipo *Network* atravessou o globo tornando-se popular no Japão” [10]. Em 1968, é inaugurada a primeira ponte em arco do tipo *Network* no Japão.

Atualmente, existem centenas de pontes com esta configuração espalhadas pelo mundo. Destaca-se a ponte de *Brandanger* (Figura 1.13), projetada por *Per Tveit*, na Noruega como a ponte *Network* mais esbelta do mundo. A ponte entrou em funcionamento em 2010 e tem um vão de 220 metros.



Figura 1.13 – Ponte de *Brandanger* [7]

1.3 DISPOSIÇÕES SOBRE PONTES EM ARCO SUPERIOR DO TIPO *NETWORK*

1.3.1 Vantagens das Pontes do Tipo *Network*

O propósito de uma ponte é conduzir o tráfego sobre um obstáculo. Em situações de sobrecarga distribuída de forma uniforme pelo vão, uma solução com pendurais verticais revela-se uma excelente opção. Porém, sendo o tráfego uma ação variável complexa, a situação de carregamentos não simétricos é possível. Nestas situações, é reconhecido pela bibliografia que as pontes em arco superior do tipo *Network* apresentam vantagens significativas face às pontes em arco superior com pendurais verticais ou inclinados. Uma grande vantagem está relacionada com o controlo de deformações. Esta vantagem torna-se ainda mais evidente em situações de carregamento até ao meio vão. Como se demonstra na Figura 1.14, o modelo clássico da ponte em arco superior com os pendurais verticais apresenta deformações significativas no arco e nas cordas inferiores devido à relaxação dos pendurais que ocorre na secção do vão não carregado. Esta relaxação dos pendurais provoca graves consequências nos momentos e na encurvadura dos elementos do arco e das cordas inferiores.

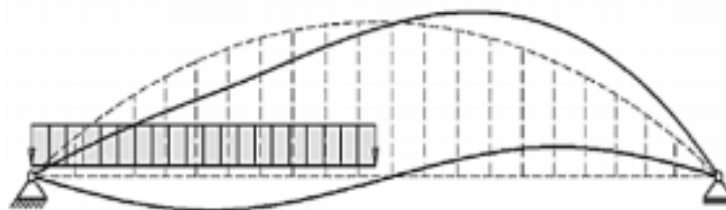


Figura 1.14 – Configuração da deformada de uma solução de pendurais verticais [10]

Ao introduzir uma inclinação nos pendurais, o modelo apresenta, para a mesma situação de carregamento, uma configuração de deformada mais controlada (Figura 1.15). Isto deve-se ao facto dos pendurais do lado não carregado permanecerem em tensão.

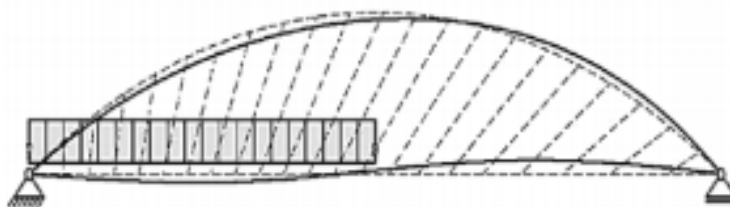


Figura 1.15 – Configuração da deformada de uma solução de pendurais inclinados [10]

O problema da relaxação dos pendurais pode ser corrigido através do aumento da inclinação dos pendurais ou, então, através do aumento do peso próprio da estrutura. Contudo, o aumento da inclinação

dos pendurais torna a distância entre nós maiores provocando momentos de flexão superiores no arco e nas cordas. Esta relação entre o tensionamento dos pendurais e os momentos fletores deve ser tida em conta durante o projeto.

Para este tipo de carregamento, as pontes *Nielsen* são também suscetíveis a este problema. Os pendurais a tracejado, representados na Figura 1.16, encontram-se sujeitos a problemas de relaxação.

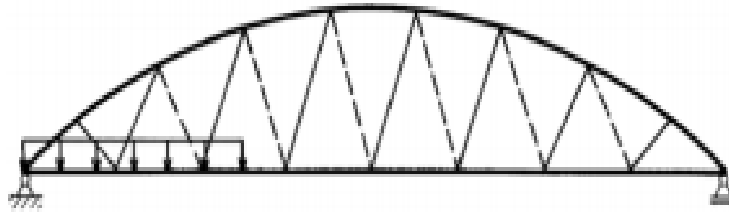


Figura 1.16 – Relaxação dos pendurais em ponte *Nielsen* [10]

Ao adicionar outro conjunto de pendurais inclinados (Figura 1.17), a distância entre nós diminui reduzindo os momentos de flexão no arco e nas cordas. Deste modo, a solução estrutural torna-se mais equilibrada.

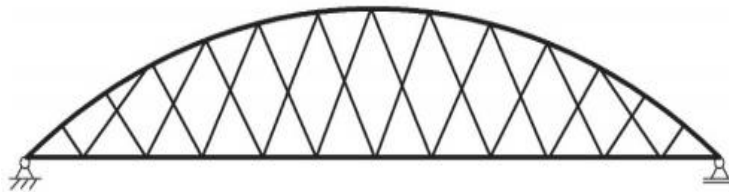


Figura 1.17 – Ponte em arco superior com dois conjuntos de pendurais [11]

Com mais um conjunto de pendurais, obtém-se uma configuração do tipo *Network* (Figura 1.18). Os pendurais cruzam-se duas vezes entre si tornando a distância entre nós ainda menor. Este cruzamento adicional resulta em valores de esforços mais satisfatórios que as soluções anteriores apresentadas contrariando, de forma eficaz, os problemas encontrados nas pontes em arco superior com pendurais inclinados. As configurações *Network* resultam também em menores comprimentos de encurvadura no arco.

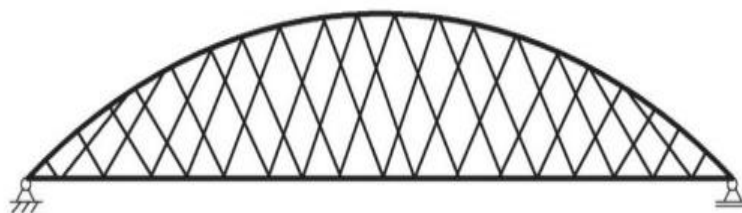


Figura 1.18 – Ponte em arco superior do tipo *Network* [11]

Outra vantagem das pontes do tipo *Network* é a reduzida quantidade de aço face às restantes soluções. Nos apontamentos de *Per Tveit*, o autor faz a comparação, para diversas tipologias de pontes, da quantidade de aço necessária em função do vão. Essa comparação encontra-se representada na Figura 1.19. Este enuncia também que a solução em *Network* compete melhor para vãos entre os 100 e os 200 metros.

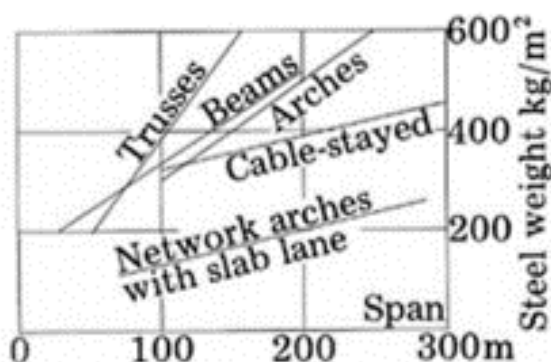


Figura 1.19 – Quantidade de aço para diferentes tipologias de pontes [8]

Segundo *Per Tveit*, uma solução do tipo *Network* pode resultar numa poupança até 40% do custo total e até 70% em aço. Esta poupança significativa em materiais faz com que uma percentagem elevada do custo total esteja associada à atividade laboral. De realçar que a leveza deste tipo de estruturas se traduz ainda numa poupança ao nível das infraestruturas.

Outro argumento que pode ser usado a favor as soluções em *Network* é a sua vertente estética. Sendo os cabos de reduzida espessura, as pontes com esta tipologia têm pouco impacto paisagístico.

Por último, destaca-se a resistência sísmica deste tipo de estruturas. Este bom comportamento deve-se ao excelente rácio entre resistência e peso, o que torna este tipo de soluções excelentes para zonas de elevada atividade sísmica.

1.3.2 Otimização do Arco em Pontes do Tipo *Network*

Tradicionalmente, o arco é uma estrutura resistente que funciona exclusivamente à compressão. A sua geometria é condicionada pelo vão, cargas atuantes e resistência dos apoios. O arco é responsável por suportar grande parte das ações aplicadas à estrutura. As ações são encaminhadas pelo arco até aos encontros que, por sua vez, as transmitem às fundações. Este caminho de cargas origina forças horizontais nos apoios que provocam uma tendência de abertura do arco tal como se representa na Figura 1.20.

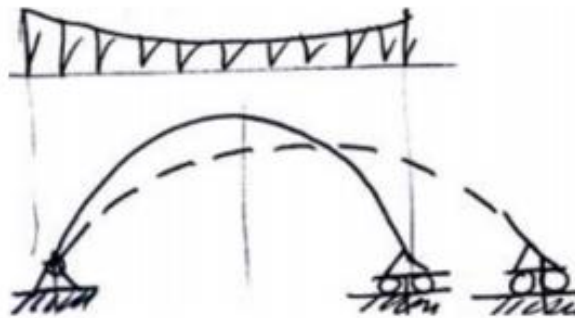


Figura 1.20 – Tendência de abertura do arco [12]

Em pontes em arco com tabuleiro inferior convencionais ou do tipo *Network*, o arco é fundamental para o funcionamento estrutural que este tipo de pontes propõe. As cargas absorvidas pelo tabuleiro serão encaminhadas para as cordas inferiores recorrendo às vigas transversais. Posteriormente, os pendurais entrarão em tensão encaminhando as cargas para o arco que, por sua vez, as transmitirá até aos apoios (Figura 1.21).

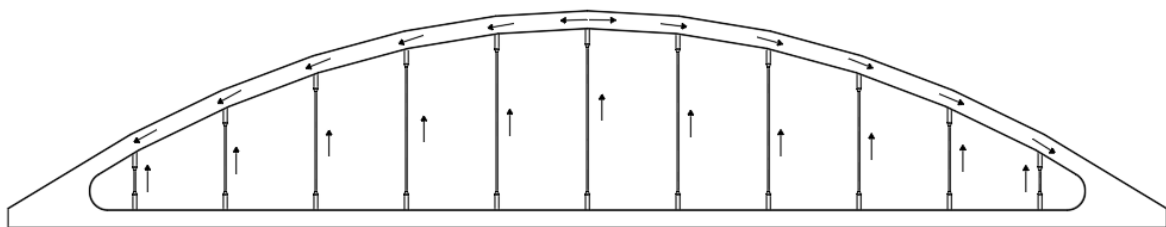


Figura 1.21 – Caminho de cargas

Em pontes do tipo *Network*, o arco deverá ser projetado de forma a minimizar a quantidade de aço necessária para os carregamentos esperados. Os arcos de forma circular (curvatura constante) são reconhecidos como a solução padrão para esta tipologia de pontes. Caso o arco seja de betão, para evitar que o mesmo mude de forma devido aos fenómenos de fluência, deverá adotar-se uma configuração em forma de parábola de 2º grau. Normalmente, o arco deverá encontrar-se a uma altura compreendida entre 15 e 20% do vão total.

1.3.3 Configuração de Pendurais em Pontes do Tipo *Network*

Como já foi definido no subcapítulo 1.2.1, uma ponte é classificada do tipo *Network* quando os pendurais se cruzam entre si pelo menos duas vezes. Como tal, os pendurais podem cruzar-se sobre diversas inclinações. É importante referir que a configuração dos pendurais tem uma grande influência na distribuição de tensões no arco. De forma a facilitar o processo construtivo, é de prática comum colocar os pendurais com espaçamento constante ao longo do arco. Isto também faz com que o arco apresente momentos de flexão mais uniformes e menores comprimentos de encurvadura.

Uma das soluções mais correntes é a configuração de pendurais com inclinação constante (Figura 1.22). Esta solução foi adotada em quase todas as pontes *Network* no Japão (conhecidas também como pontes *Nielsen Lohse*). Esta configuração é estabelecida com a fixação dos nós no arco e a definição da inclinação dos pendurais que, desta forma, intersectam a corda inferior.

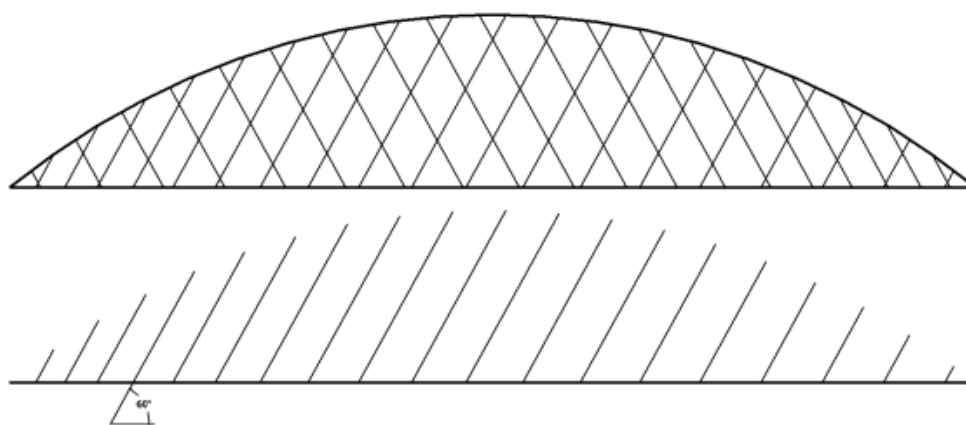


Figura 1.22 – Configuração de pendurais com inclinação constante [13]

As configurações de pendurais com inclinação variável são uma segunda opção de apresentação. Trata-se de uma configuração que segue o mesmo conceito que o arranjo anterior. No entanto, a inclinação dos pendurais é dada por uma função matemática linear. Na maior parte das situações, o aumento da

inclinação é dado pela diferença de inclinação entre dois pendurais adjacentes, tal como se demonstra na Figura 1.23.

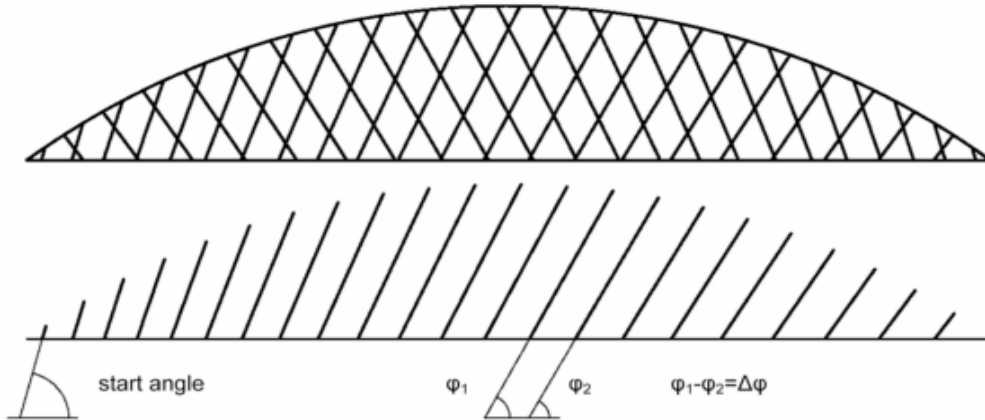


Figura 1.23 – Configuração de pendurais com inclinação variável [13]

Outra possível solução reconhecida pela bibliografia é a configuração avançada (Figura 1.24). Esta hipótese pressupõe que os pendurais sejam dispostos sobre uma determinada direção radial formando uma figura semelhante a uma roda (*spoked wheel*).

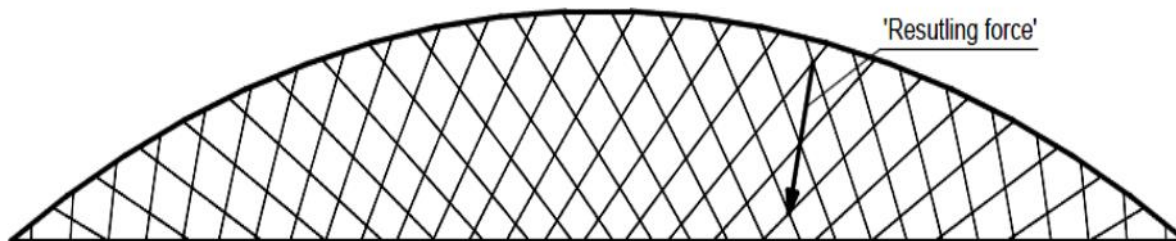


Figura 1.24 – Configuração avançada [14]

Em situações de carregamento uniformes, *Per Tveit* sugere que as forças resultantes assumem uma direção coincidente com as intersecções dos pendurais. Porém, *Brunn* e *Schanack* [14] referem que esta suposição é apenas válida se os pendurais apresentarem o mesmo nível de tensão. Em situações reais, os pendurais dificilmente apresentarão os mesmos níveis de tensão devido às ações variáveis móveis.

1.4 CASO DE ESTUDO

O presente trabalho apresenta o caso de estudo de uma ponte em arco atirantada de tabuleiro inferior. A ponte tem um vão de 64 metros de comprimento e localizar-se-á no Cairo, capital do Egito.

O tabuleiro é misto (aço-betão) e tem uma largura efetiva de 15 metros, sendo composto por uma grelha metálica de vigas transversais (*cross beams*) e de vigas longitudinais (*stringers*). O contraventamento do mesmo é efetuado com cantoneiras e perfis HEB metálicos. O *layout* do tabuleiro descrito encontra-se ilustrado na Figura 1.25. O tabuleiro é complementado com uma laje de betão armado. Na Figura 1.26 apresenta-se a secção transversal da ponte.

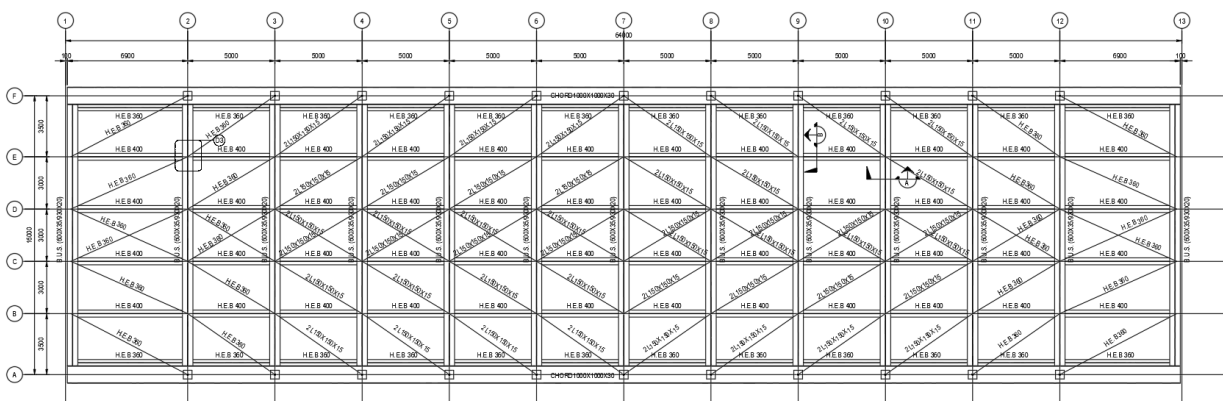


Figura 1.25 – Layout do tabuleiro

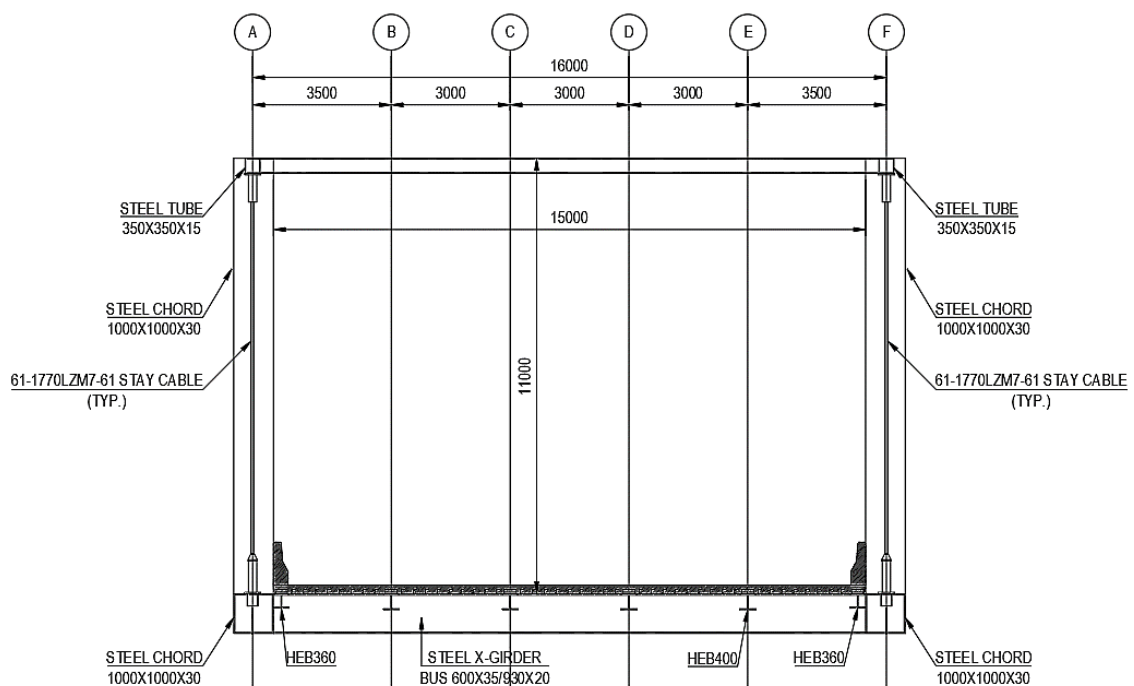


Figura 1.26 – Secção Transversal

A secção do arco e das cordas inferiores é metálica e do tipo SHS (Section Hollow Square). O arco encontra-se a uma altura máxima de 11 metros do tabuleiro. O contraventamento do arco também é constituído por secções metálicas do tipo SHS e apresenta uma configuração em “K”, como se demonstra na Figura 1.27.

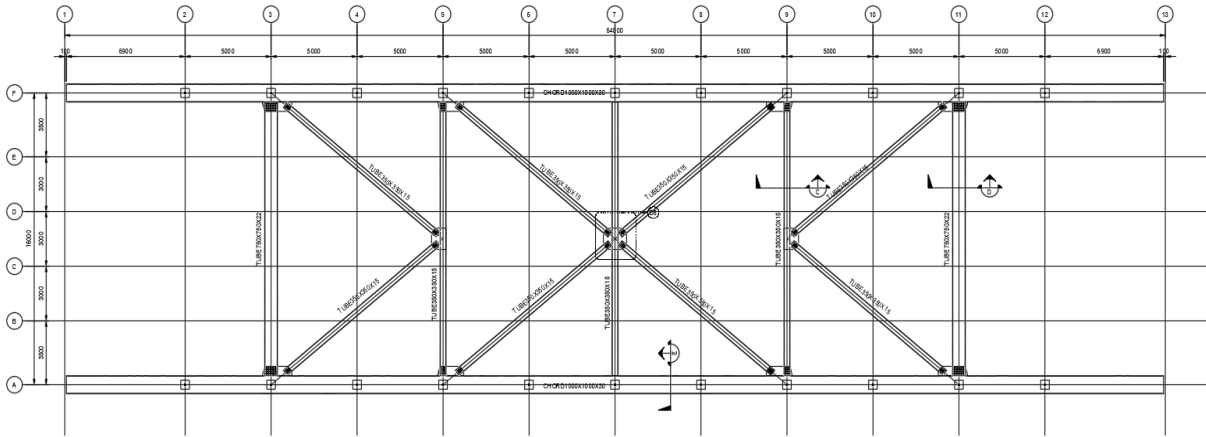


Figura 1.27 – Vista em planta das cordas e do contraventamento do arco

A ligação entre o arco e as cordas inferiores é feita com 11 cabos verticais de cada lado. Os cabos são de aço de alta resistência e de secção circular. Apresenta-se na Figura 1.28 a vista lateral da ponte.

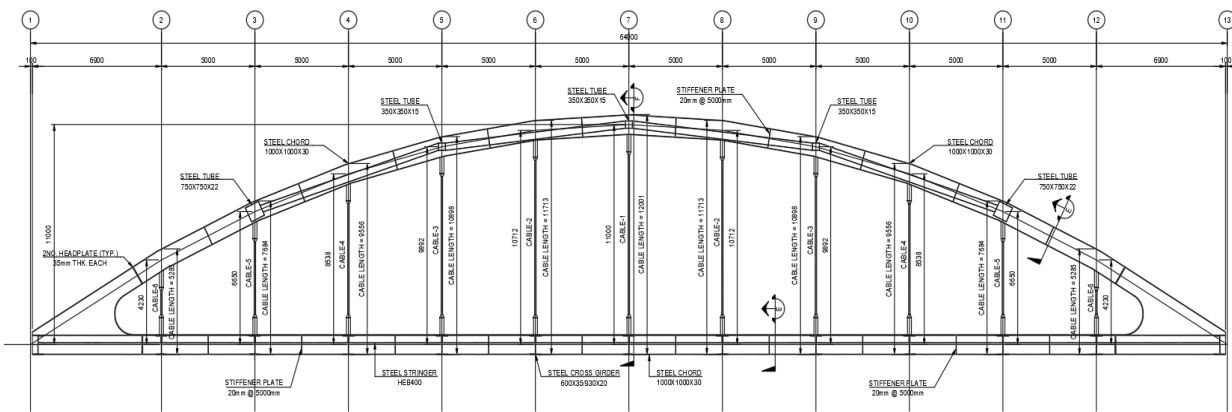


Figura 1.28 – Vista lateral da ponte

1.4.1 Condições de Apoio

A ponte é apoiada recorrendo a 4 apoios elastoméricos de dimensões 700 por 800 milímetros. Aparelhos desta tipologia permitem a transmissão das cargas verticais e pequenas rotações e deslocamentos da

superestrutura. Fundamentalmente, os apoios elastoméricos são constituídos por um material elastomérico cintado como, por exemplo, neopreno intercalado por chapas de aço.

1.4.2 Elementos Estruturais Principais

1.4.2.1 Tabuleiro Misto

O tabuleiro misto aço betão é composto por uma laje de betão armado apoiada sobre uma grelha metálica de vigas transversais e longitudinais.

A laje é constituída por uma malha quadrada de varões de 18 milímetros espaçados de 10 em 10 centímetros. A elevada densidade de armaduras possibilita a utilização de espessuras reduzidas de laje. A laje é composta por uma chapa metálica colaborante e tem uma espessura de 22 centímetros, tal como indica a Figura 1.29.

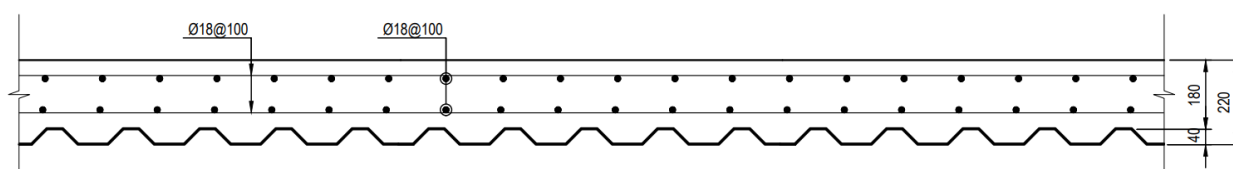


Figura 1.29 – Solução de Laje adotada

As vigas transversais (*cross beams*) são executadas com perfis PRS600X35/930X20 (Perfil Reconstituído Soldado). Na Figura 1.30 é possível observar a secção metálica considerada para as vigas transversais. As medidas encontram-se expressas em milímetros.

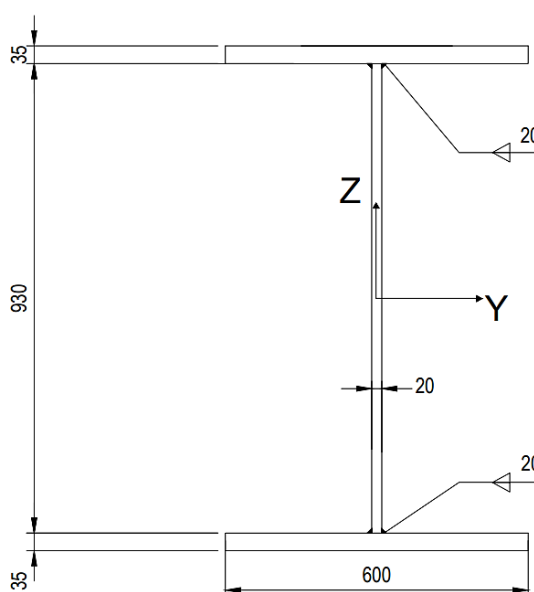


Figura 1.30 – PRS600X35/930X20 [mm]

As propriedades da secção podem ser consultas na Tabela 1.1.

Tabela 1.1 – Propriedades da secção PRS600X35/930X20

h	<i>mm</i>	1000
b	<i>mm</i>	600
tw	<i>mm</i>	20
tf	<i>mm</i>	35
Área	<i>m²</i>	0,061
Z(+)	<i>m</i>	0,5
Z(-)	<i>m</i>	0,5
Y(+)	<i>m</i>	0,3
Y(-)	<i>m</i>	0,3
Iyy	<i>m⁴</i>	1,11E-02
Izz	<i>m⁴</i>	1,26E-03
Ixx	<i>m⁴</i>	1,97E-05

Relativamente às vigas longitudinais (*Stringers*), são apresentadas duas configurações diferentes. Nas extremidades do tabuleiro, as vigas longitudinais são compostas por perfis HEB360. Na secção central do tabuleiro, as vigas longitudinais são compostas por perfis HEB400. As propriedades dos perfis HEB360 e HEB400 podem ser consultadas na Tabela 1.2 e na Tabela 1.3.

Tabela 1.2 – Propriedades da secção HEB360

h	<i>mm</i>	360
b	<i>mm</i>	300
tw	<i>mm</i>	12,5
tf	<i>mm</i>	22,5
Área	<i>m²</i>	0,018
Z(+)	<i>m</i>	0,180
Z(-)	<i>m</i>	0,180
Y(+)	<i>m</i>	0,150
Y(-)	<i>m</i>	0,150
Iyy	<i>m⁴</i>	4,32E-04
Izz	<i>m⁴</i>	1,01E-04
Ixx	<i>m⁴</i>	2,50E-06

Tabela 1.3 – Propriedades da secção HEB400

h	<i>mm</i>	400
b	<i>mm</i>	300
tw	<i>mm</i>	13,5
tf	<i>mm</i>	24
Área	<i>m²</i>	0,019
Z(+)	<i>m</i>	0,200
Z(-)	<i>m</i>	0,200
Y(+)	<i>m</i>	0,150
Y(-)	<i>m</i>	0,150
I_{yy}	<i>m⁴</i>	5,77E-04
I_{zz}	<i>m⁴</i>	1,08E-04
I_{xx}	<i>m⁴</i>	3,07E-06

1.4.2.2 Arco e Cordas Inferiores

A secção definida para o arco e para as cordas inferiores é uma SHS 1000X1000X30 [mm], como indicado na Figura 1.31.

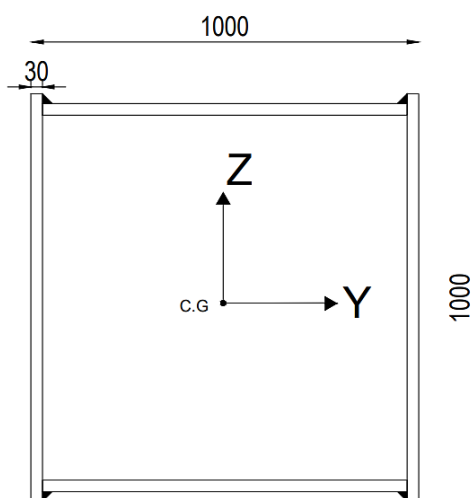


Figura 1.31 – SHS 1000X1000X30 [mm]

As propriedades geométricas podem ser consultadas na Tabela 1.4.

Tabela 1.4 – Propriedades da secção SHS 1000X1000X30 [mm]

h	<i>mm</i>	1000
b	<i>mm</i>	1000
tw	<i>mm</i>	30
Área	<i>m²</i>	0,116
Z(+)	<i>m</i>	0,500
Z(-)	<i>m</i>	0,500
Y(+)	<i>m</i>	0,500
Y(-)	<i>m</i>	0,500
I_{yy}	<i>m⁴</i>	1,83E-02
I_{zz}	<i>m⁴</i>	1,83E-02
I_{xx}	<i>m⁴</i>	2,74E-02

1.4.2.3 Cabos

Todos os cabos utilizados na ponte são do mesmo modelo e fabricante: *61-1770LZM7-61 Stay Cable* da OVM. Tratam-se de cabos com um diâmetro exterior de 80 milímetros e que apresentam, no seu interior, 61 cordões de 7 milímetros cada. Os cordões têm uma tensão de resistência última de 1770 MPa. Na Figura 1.32 é possível observar a secção transversal dos cabos.

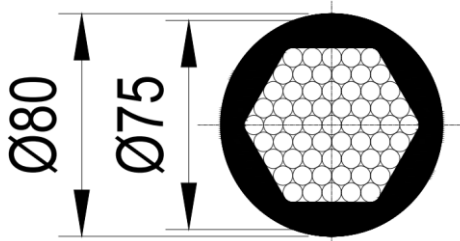


Figura 1.32 – Secção transversal dos cabos

1.4.3 Elementos Estruturais Secundários

1.4.3.1 Contraventamento do Tabuleiro

No que diz respeito ao contraventamento do tabuleiro, para os primeiros e últimos 12 metros de vão, o contraventamento diagonal é assegurado por perfis HEB360. Entre os 12 e os 54 metros de vão, os contraventamentos diagonais são executados com 2 cantoneiras do tipo 2L 150X150X15 [mm]. Na Figura 1.33 encontra-se a configuração geométrica das cantoneiras. O sistema de eixos considerado tem origem no centro de gravidade.

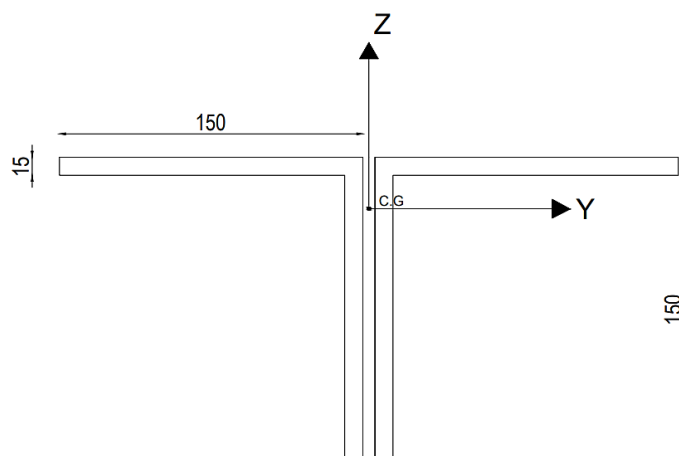


Figura 1.33 – Cantoneiras 150X150X15 [mm]

As respetivas propriedades geométricas encontram-se na Tabela 1.5.

Tabela 1.5 – Propriedades da secção 2L 150X150X15 [mm]

h	<i>mm</i>	150
b	<i>mm</i>	150
t	<i>mm</i>	15
Área	<i>m²</i>	0,009
Z(+)	<i>m</i>	0,043
Z(-)	<i>m</i>	0,107
Y(+)	<i>m</i>	0,160
Y(-)	<i>m</i>	0,160
I_{yy}	<i>m⁴</i>	1,82E-05
I_{zz}	<i>m⁴</i>	4,23E-05
I_{xx}	<i>m⁴</i>	6,41E-07

1.4.3.2 Contraventamento do Arco

O contraventamento do arco é executado com dois tipos de perfis. Nas extremidades, o arco é composto por uma SHS 750X750X22 [mm] de cada lado. O resto do contraventamento em “K” é feito recorrendo a secções SHS 350X350X15 [mm]. As duas secções estão representadas na Figura 1.34.

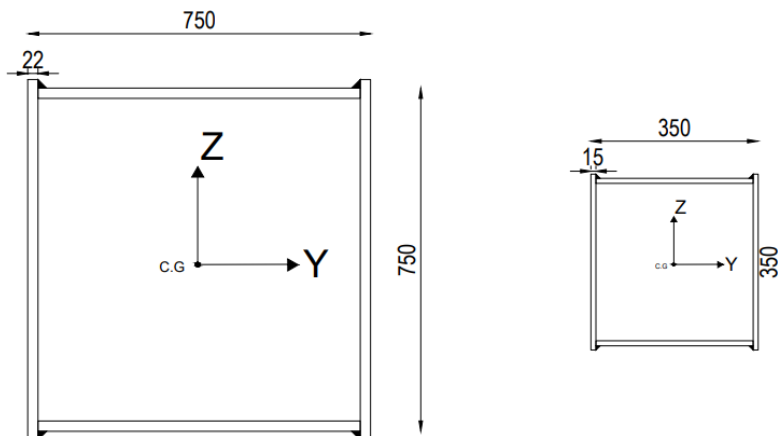


Figura 1.34 – Secção SHS 750X750X22 [mm] e secção SHS 350X350X15 [mm]

As propriedades geométricas dos contraventamentos do arco encontram-se descritas na Tabela 1.6 e Tabela 1.7.

Tabela 1.6 – Propriedades da secção SHS 750X750X22 [mm]

h	<i>mm</i>	750
b	<i>mm</i>	750
tw	<i>mm</i>	22
Área	<i>m²</i>	0,064
Z(+)	<i>m</i>	0,375
Z(-)	<i>m</i>	0,375
Y(+)	<i>m</i>	0,375
Y(-)	<i>m</i>	0,375
I_{yy}	<i>m⁴</i>	5,66E-03
I_{zz}	<i>m⁴</i>	5,66E-03
I_{xx}	<i>m⁴</i>	8,49E-03

Tabela 1.7 – Propriedades da secção SHS 350X350X15 [mm]

h	<i>mm</i>	350
b	<i>mm</i>	350
tw	<i>mm</i>	15
Área	<i>m²</i>	0,020
Z(+)	<i>m</i>	0,175
Z(-)	<i>m</i>	0,175
Y(+)	<i>m</i>	0,175
Y(-)	<i>m</i>	0,175
I_{yy}	<i>m⁴</i>	3,77E-04
I_{zz}	<i>m⁴</i>	3,77E-04
I_{xx}	<i>m⁴</i>	5,64E-04

1.4.3.3 Conectores

A utilização de conectores no tabuleiro misto é de grande importância. Estes conectores permitem a interação aço-betão impedindo o escorregamento entre o perfil de aço e o betão. Desta forma, garantimos a não existência de descontinuidades no diagrama de extensões entre o aço e o betão. Para o presente caso de estudo, esta interação é assegurada com perfis UPN 120, cujas propriedades podem ser consultadas na Tabela 1.8.

Tabela 1.8 – Propriedades do UPN120

h	<i>mm</i>	120
b	<i>mm</i>	55
tw	<i>mm</i>	7
Área	<i>m²</i>	0,0017
Z(+)	<i>m</i>	0,06
Z(-)	<i>m</i>	0,06
Y(+)	<i>m</i>	0,038
Y(-)	<i>m</i>	0,017
I_{yy}	<i>m⁴</i>	3,64E-06
I_{zz}	<i>m⁴</i>	4,32E-07
I_{xx}	<i>m⁴</i>	3,77E-08

1.4.4 Materiais

O betão adotado em projeto para o tabuleiro é da categoria C30/37. As suas propriedades mecânicas encontram-se na Tabela 1.9.

Tabela 1.9 – Propriedades mecânicas do betão C30/37

Propriedades Mecânicas C30/37	
Densidade ρ	25 <i>kN/m³</i>
Módulo Elasticidade E	32 <i>GPa</i>
Módulo Distorção G	13 <i>GPa</i>
Coefficiente de Poisson ν	0,2
Coefficiente de expansão térmica	$1,2 \times 10^{-5}/^{\circ}C$

Os elementos metálicos da ponte são de aço estrutural do tipo S355, cujas suas propriedades mecânicas podem ser consultadas na Tabela 1.10.

Tabela 1.10 – Propriedades mecânicas do aço S355

Propriedades Mecânicas S355	
Densidade ρ	77 kN/m^3
Módulo Elasticidade E	210 GPa
Módulo Distorção G	79 GPa
Coefficiente de Poisson ν	0,3
Coefficiente de expansão térmica	$1,2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$

1.5 ORGANIZAÇÃO E OBJETIVOS

O presente relatório tem por objetivo principal, apresentar a análise de comportamento estrutural da ponte enunciada no subcapítulo 1.4. Encontra-se, no presente relatório, a análise dos esforços associados à superestrutura do caso de estudo. Assuntos relacionados com a infraestrutura (como é o caso das fundações) não são abordadas.

Desenvolve-se em cinco capítulos, dos quais este primeiro é a introdução e onde se faz um enquadramento do tema.

No Capítulo 2, é abordada a modelação numérica do caso de estudo onde são realizados dois modelos. O primeiro modelo assume uma configuração mais simples com um tabuleiro constituído por elementos de barra. O segundo modelo caracteriza o tabuleiro misto com a laje de betão definida com elementos de casca.

No Capítulo 3 é feita uma exposição de todas as ações a considerar no modelo e de todas as combinações previstas no eurocódigo.

O Capítulo 4 assume a exposição de resultados da análise estrutural realizada no *software*. A análise à encurvadura do arco e a análise modal também foram incluídas no capítulo. Verificações de segurança dos cabos são tomadas em conta. Por fim, é realizado um estudo comparativo entre a configuração de cabos original e duas soluções alternativas.

Por último, o Capítulo 5 faz a apresentação das considerações finais e dos desenvolvimentos que poderiam ser levados no futuro.

CAPÍTULO 2

MODELAÇÃO NUMÉRICA DO TABULEIRO

O presente capítulo tem como intuito a exposição do fluxo do trabalho realizado para a obtenção dos modelos numéricos. A modelação de qualquer projeto é um passo fundamental para uma análise estrutural correta. Através de uma modelação precisa, garantimos através de *software* informático, definir o funcionamento estrutural esperado da estrutura em causa. Recorreu-se ao *software Midas Civil* para a modelação e respetiva análise estrutural. Trata-se de um programa de análise de elementos finitos com funcionalidades específicas para a modelação e análise de pontes.

Foram elaborados dois modelos numéricos com graus de complexidade e detalhe distintos. O primeiro modelo foi construído recorrendo exclusivamente a elementos de barra e nós. Os elementos de barra foram considerados como vigas mistas, com uma determinada largura efetiva, prevendo, desta forma, a funcionalidade mista do tabuleiro. O segundo modelo consiste na caracterização da laje de betão armado do tabuleiro, com elementos de casca (*shell*) independentes da grelha metálica que é representada por elementos de barra. A ligação entre o elemento *shell* e os elementos de barra é feita recorrendo a *rigid links*. Este modelo deverá reproduzir resultados mais próximos da realidade visto que não depende de uma largura efetiva regulamentar para caracterizar a parte em betão do tabuleiro. No entanto, em situações reais de projeto, modelos desta tipologia não são produzidos devido ao elevado tempo necessário para a sua elaboração. Em geral, os modelos de barras são mais fáceis de modelar e reproduzem resultados minimamente satisfatórios. O arco e as cordas inferiores (assim como os respetivos contraventamentos) foram modelados como elementos de barra para os 2 modelos.

2.1 MODELAÇÃO DO TABULEIRO POR ELEMENTOS DE BARRA

A modelação do tabuleiro rege-se pelo princípio de que as vigas representam a laje de betão armado recorrendo a uma largura efetiva. O ponto 5.4.1.2 da NP EN1994-1-1 refere que “A flexibilidade dos banzos de aço ou de betão sob a ação de corte no seu plano (*shear lag*) deve ser tida em conta quer por meio de uma análise rigorosa quer utilizando uma largura efetiva de banzo”. Segundo a NP EN1994-1-1, a largura efetiva total é dada pela seguinte equação:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (2.1)$$

Onde:

- b_0 – Distância entre os centros dos conectores extremos
- b_{ei} – Valor da largura efetiva do banzo de betão de cada lado da alma. As disposições de cálculo encontram-se dispostas na secção 5.4.1.2 da NP EN1994-1-1.

As larguras efetivas dos elementos do tabuleiro podem ser consultadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Larguras efetivas b_{eff}

	L (m)	b_0 (m)	b_1 (m)	b_2 (m)	L_e (m)	$L_e/8$ (m)	$b_{e,1}$ (m)	$b_{e,2}$ (m)	b_{eff} (m)
Cross Beams, int	15,0	0,30	2,50	2,50	15,00	1,88	1,88	1,88	4,05
Cross Beams, int2	15,0	0,30	3,35	2,50	15,00	1,88	1,88	1,88	4,05
Cross Beams, ext	15,0	0,30	0	3,35	15,00	1,88	0,00	1,88	2,20
Stringers, int	5,00	0,30	1,50	1,50	3,50	0,44	0,44	0,44	1,20
Stringers, ext	5,00	0,30	0	1,50	3,50	0,44	0	0,44	0,80

2.1.1 Definição das Secções e dos Materiais no *Midas Civil*®

Com as larguras efetivas calculadas, procede-se para a definição das secções (compósitas e não compósitas) e dos respetivos materiais no *Midas Civil*. O *software* calcula de forma automática as novas propriedades das secções compósitas. Na modelação do tabuleiro por elementos de barra, as secções previstas para os contraventamentos são as únicas de caráter exclusivamente metálico. Apresenta-se, na Figura 2.1, a definição das *cross beams* interiores para uma largura efetiva de 4,05 metros e para uma altura de 22 centímetros de betão.

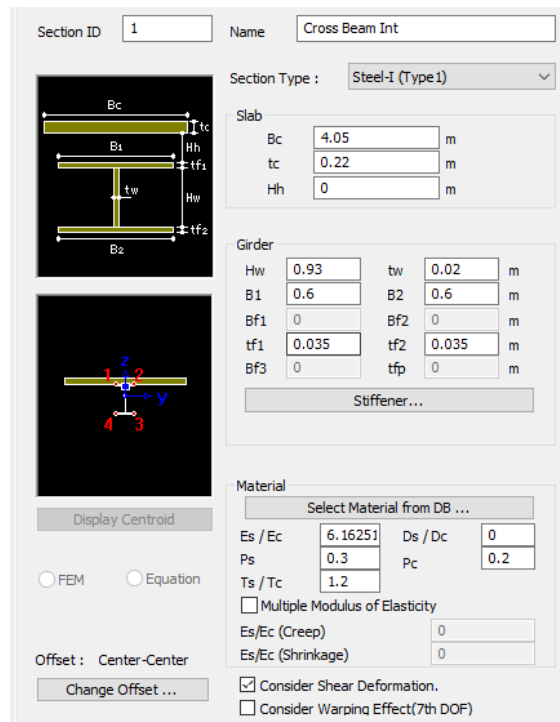


Figura 2.1 – Definição da secção compósita das *cross beams* Interiores

2.1.2 Modelação dos Elementos do Tabuleiro

Com todas as secções e materiais definidos no *software*, segue-se para a respetiva modelação dos elementos. Em primeiro lugar, é necessário criar o primeiro nível de nós com as coordenadas corretas que vão dar origem às vigas transversais. Em seguida, estas são modeladas unindo os nós com elementos de barra (Figura 2.2).

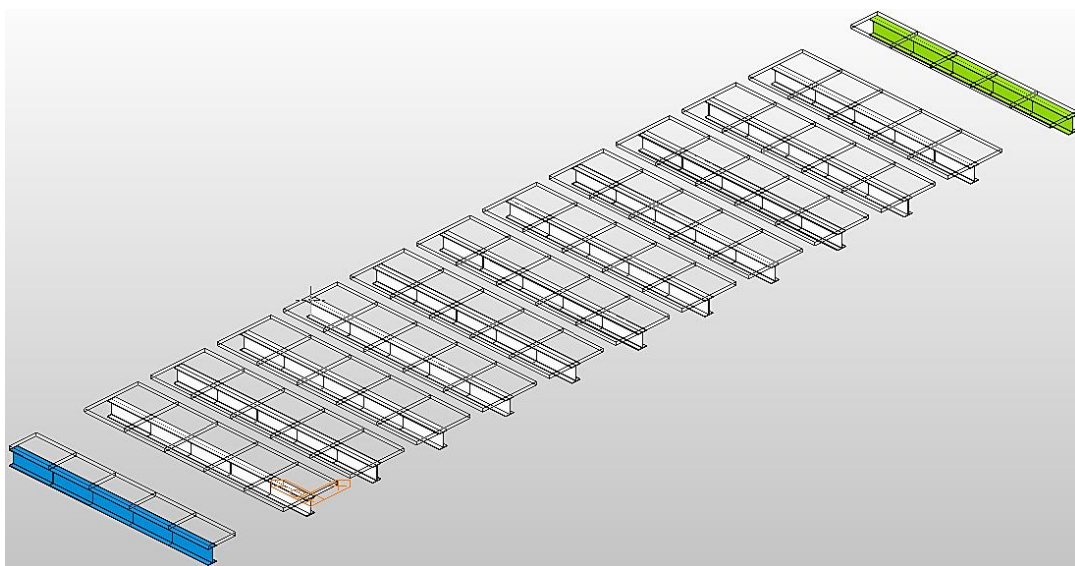


Figura 2.2 – Layout das *Cross Beams*

Os *stringers* são os próximos elementos a introduzir na modelação. De forma a reproduzir, da melhor forma possível, o funcionamento estrutural do tabuleiro, terá de se criar um novo nível de nós a uma cota diferente. Este novo nível de nós é criado recorrendo a *offsets* do primeiro nível de nós. Desta forma, os *stringers* serão alinhados à cota prevista em projeto e não ao seu centro de gravidade. Posteriormente, os elementos serão conectados recorrendo a *rigid links*, simulando o comportamento estrutural do tabuleiro de forma precisa. Apresenta-se na Figura 2.3 um exemplo de uma ligação de dois *stringers* a uma cross beam recorrendo a *rigid links*.

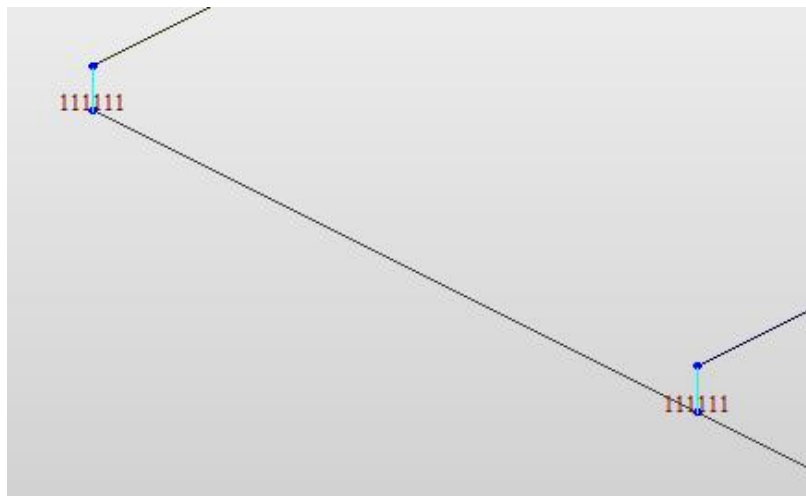


Figura 2.3 – Rigid links

Em seguida, as vigas longitudinais modeladas foram rotuladas nas suas extremidades (*beam end releases*), simulando o comportamento de simplesmente apoiado (Figura 2.4).

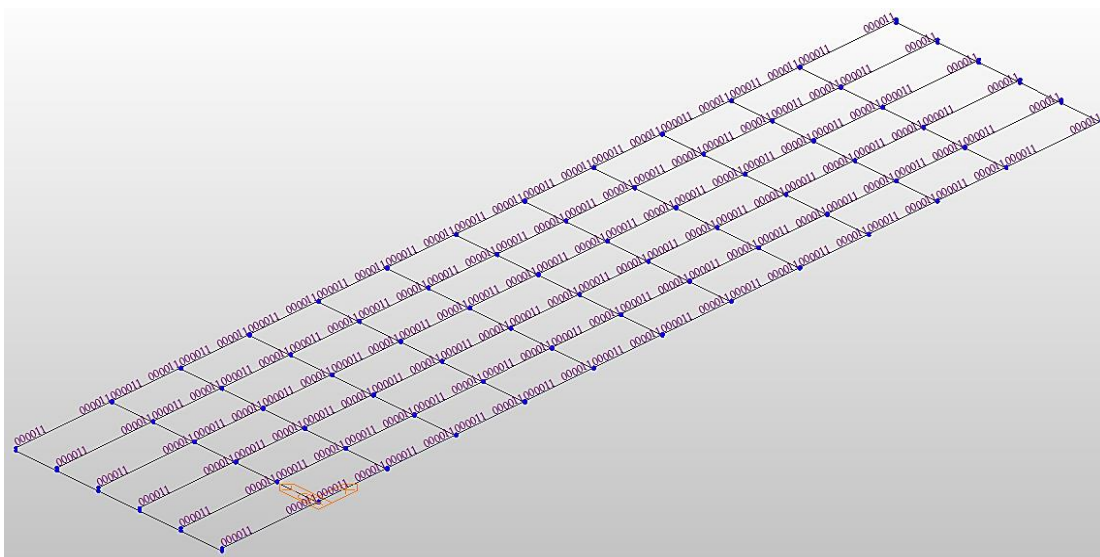


Figura 2.4 – Beam end releases

Por fim, adicionou-se ao modelo os contraventamentos. Estes têm como principal função fornecer rigidez lateral face às ações horizontais. À semelhança dos *stringers*, os contraventamentos foram colocados na correta cota geométrica e, posteriormente, unidos às *cross beams* com *rigid links*. Os contraventamentos foram também rotulados nas suas extremidades. O resultado final da modelação do tabuleiro encontra-se na Figura 2.5.

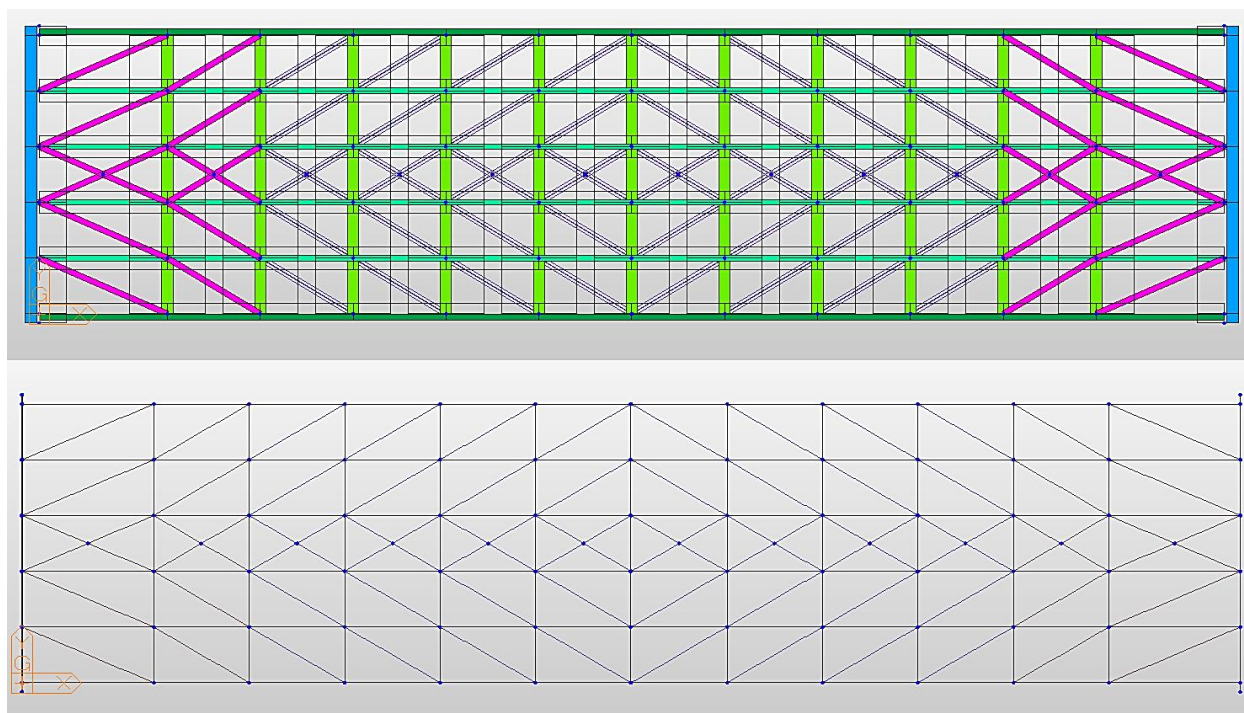


Figura 2.5 – Resultado final da modelação do tabuleiro por elementos de barra

2.2 MODELAÇÃO DO TABULEIRO COM LAJE CARACTERIZADA COM ELEMENTOS DE SHELL

Modelos desta tipologia não só oferecem um termo de comparação para efeitos da análise estrutural, como também permitem o estudo de matérias que, muitas vezes, são ignoradas em projeto. A primeira vantagem a destacar, face ao modelo anterior, consiste na possibilidade da determinação da largura efetiva exata através da análise das tensões no betão. Dado que a laje de betão se encontra como um elemento independente dos perfis metálicos, as tensões no betão poderão ser analisadas com uma maior facilidade. Como é sabido, a deformabilidade por corte do banzo do betão, associado a uma distância elevada entre vigas, pode originar uma distribuição não uniforme de tensões longitudinais no betão comprimido (Figura 2.6).

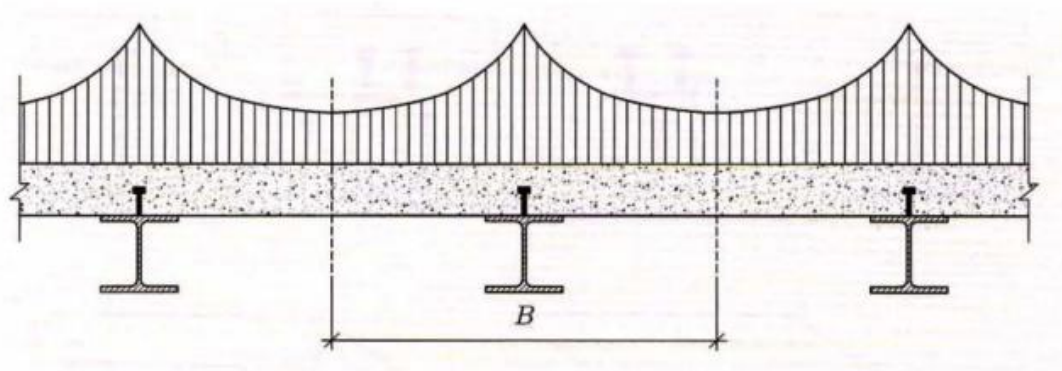


Figura 2.6 – Distribuição de tensões longitudinais no banzo de betão devido ao efeito de *Shear lag* [15]

“De modo a admitir uma distribuição uniforme de tensões longitudinais e a poder utilizar as expressões da teoria geral de flexão na determinação de tensões longitudinais e de deformações, recorre-se geralmente ao conceito de largura efetiva do banzo” [15]. Para efeitos de cálculo de tensões, a largura efetiva do banzo é definida como a largura efetiva de um bloco retangular de tensões cuja área seja igual à área do diagrama real (Figura 2.7).

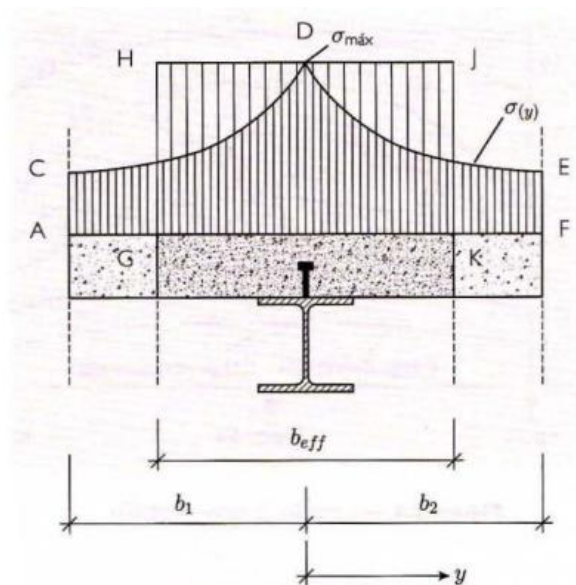


Figura 2.7 – Bloco retangular de tensões equivalente [15]

Em termos matemáticos, podemos admitir que o integral das tensões longitudinais é igual ao produto entre a tensão máxima registada na zona de ligação e a largura efetiva:

$$\int_{-b_1}^{b_2} \sigma(y)dy = b_{eff} \times \sigma_{max} \tag{2.2}$$

Este princípio pode ser testado recorrendo a um caso mais simples do tabuleiro. Para tal, criou-se um troço central do tabuleiro, com cinco *cross beams* espaçadas de 5 metros entre si, e uma laje de betão caracterizada por elementos de *shell*, como se demonstra na Figura 2.8.

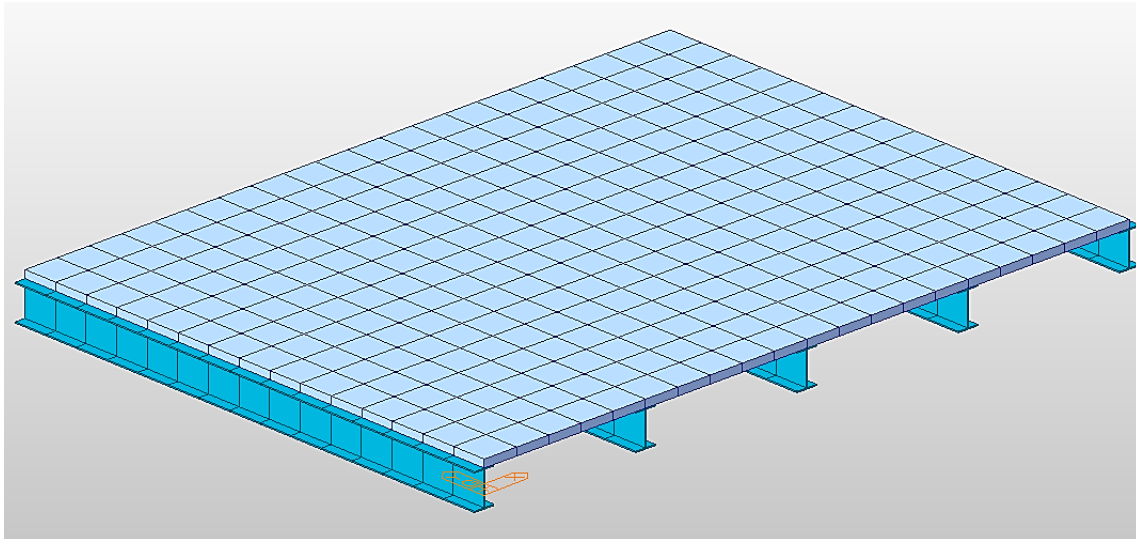


Figura 2.8- Pequeno excerto do tabuleiro

Para o estudo das tensões longitudinais do betão comprimido, é necessário definir as condições de apoio e o respetivo caso de carga. Em relação às condições de apoio, foram colocados apoios nas extremidades das vigas transversais. Este estudo foi feito para uma carga uniforme de 2.0 kN/m alinhada com as vigas centrais e para uma carga uniforme de 1,0 kN/m alinhada com as vigas de extremidade (Figura 2.9).

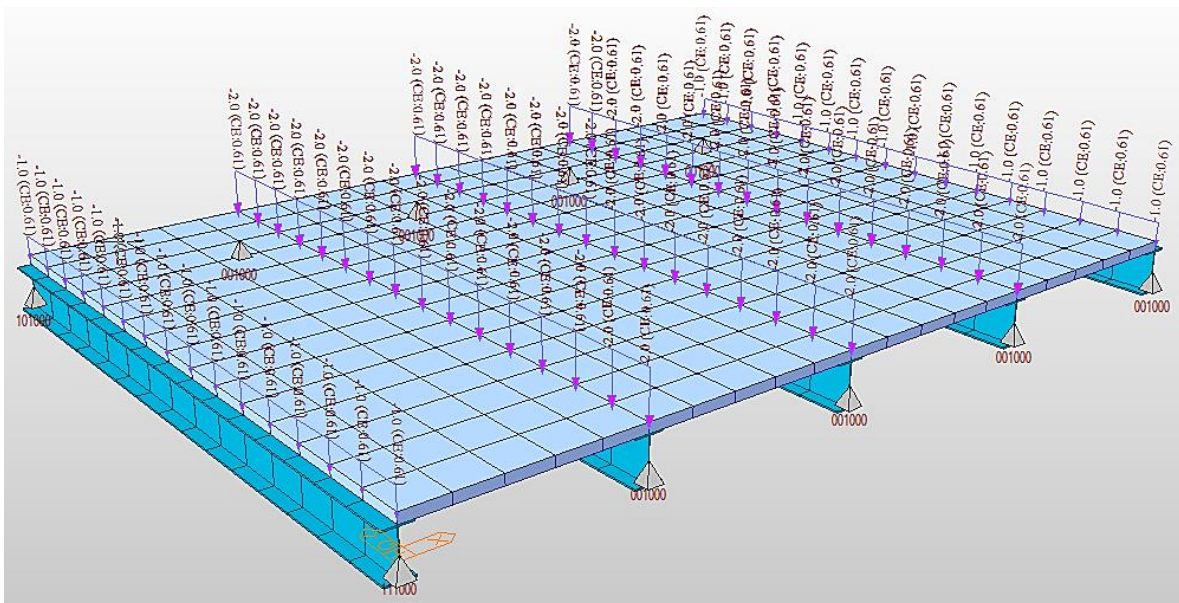


Figura 2.9 – Condições de apoio e caso de carga

CAPÍTULO 2

Para o estudo das tensões na face superior do tabuleiro, foi estabelecido um corte a meio do tabuleiro de forma a analisar as tensões longitudinais como se ilustra na Figura 2.10 e na Figura 2.11.

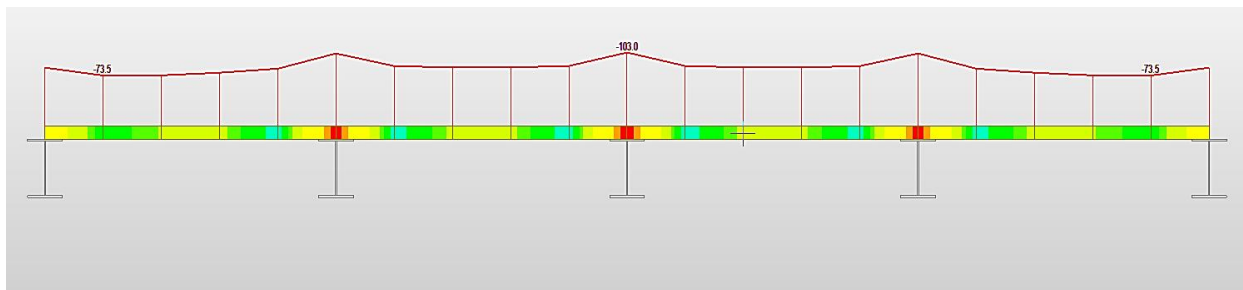


Figura 2.10 – Tensões longitudinais na face superior do tabuleiro

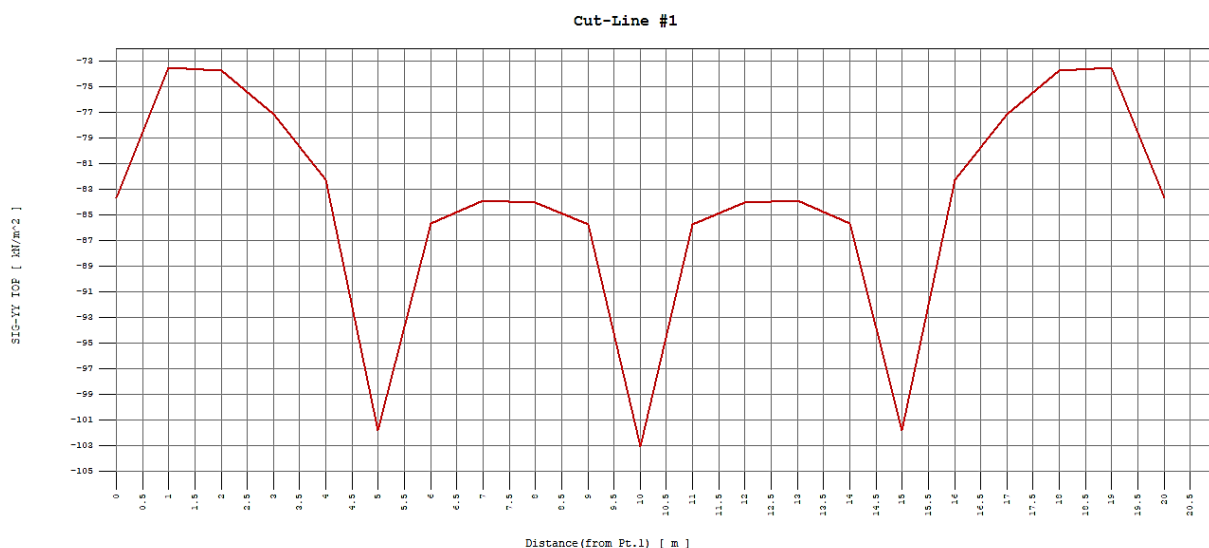


Figura 2.11 – Tensões longitudinais na face superior do tabuleiro (diagrama)

Sabendo que o integral das tensões longitudinais é igual à área do diagrama, é possível construir no *AutoCAD*, para uma largura de influência de 5 metros, o diagrama de tensões obtido no *Midas Civil* (Figura 2.12).

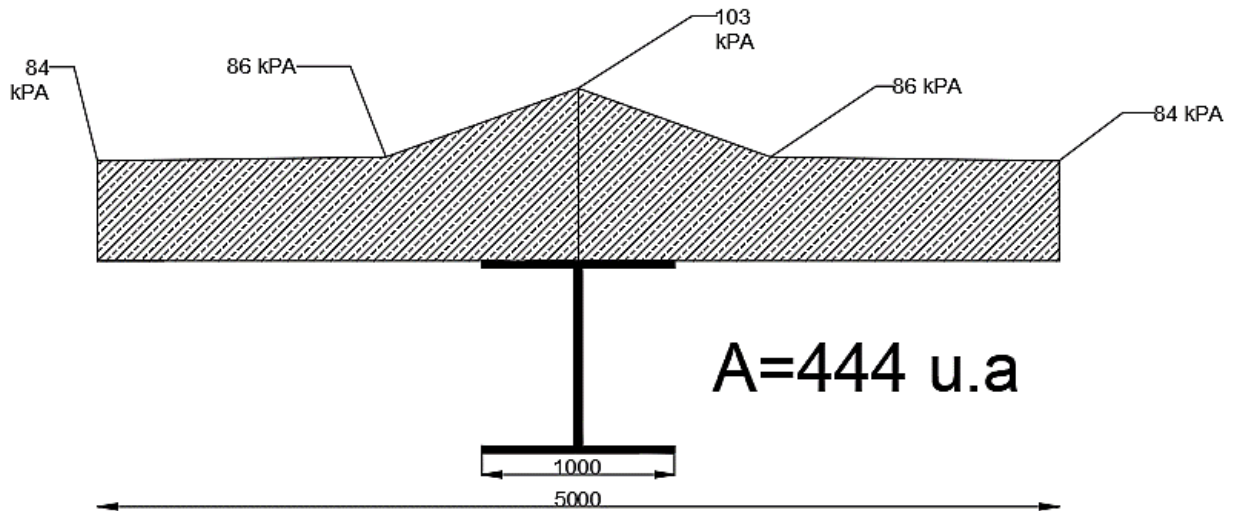


Figura 2.12 – Diagrama de tensões longitudinais para uma largura de influência de 5 metros

Com o diagrama construído, a largura efetiva será dada pelo seguinte quociente:

$$b_{eff} = \frac{A}{\sigma_{max}} = \frac{444}{103} = 4,31m > b_{eff\ regulamentar} \quad (2.3)$$

Como seria de esperar, o valor da largura efetiva regulamentar é de menor valor garantindo assim melhor segurança. Quanto menor for o valor da largura efetiva, menor será a quantidade de betão a funcionar à compressão e maior será a concentração de tensões nos banzos.

Outro conceito importante, que se torna mais prático de analisar neste tipo de modelos, é o fenómeno da retração. Sendo um fenómeno que ocorre exclusivamente no betão, a sua análise em modelos em que o betão está associado a um elemento de barra torna-se complicada. Como será visto no ponto 3.1.4 do Capítulo 3, a retração poderá ser contabilizada recorrendo a uma variação uniforme de temperatura. Tendo um modelo com a laje de betão armado caracterizada por elementos *shell*, é possível definir o perfil de temperatura na secção de betão sem implicações de temperatura nos perfis metálicos.

2.2.1 Modelação dos Elementos do Tabuleiro

À semelhança do realizado no tabuleiro anterior, a modelação começa com a definição das respetivas secções e materiais. Tendo em conta que a laje de betão armado será considerada como um componente independente, as secções a definir serão exclusivamente metálicas. Após a definição, procede-se para a construção de toda a parte metálica do tabuleiro como se demonstra na Figura 2.13.

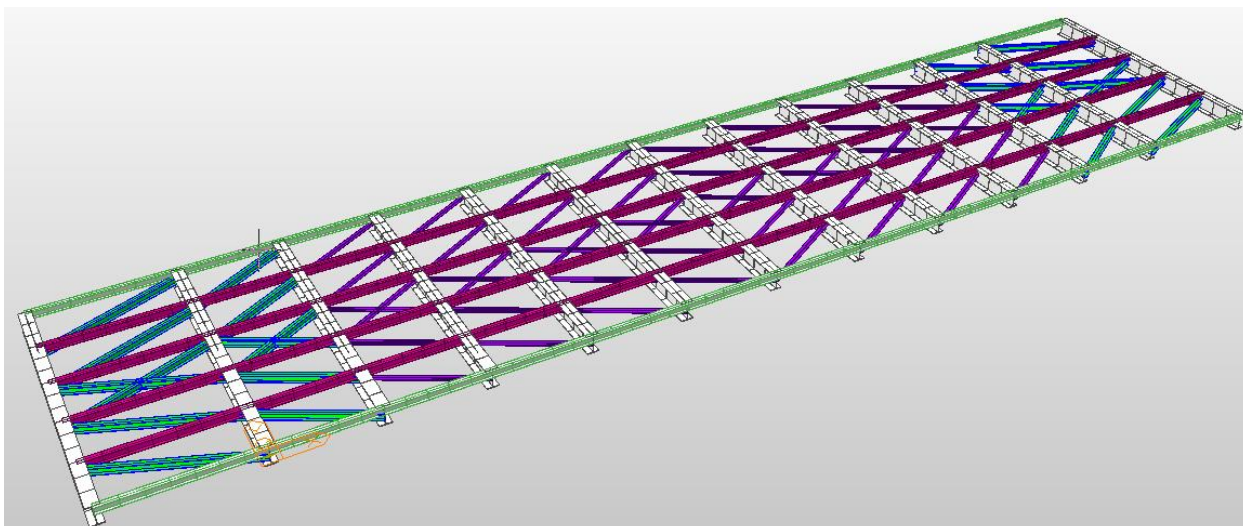


Figura 2.13 – Componente metálica do tabuleiro

A definição da laje de betão armado começa pela definição da espessura do elemento (*thickness*). Foi estabelecida uma espessura de 22 centímetros, que corresponde à altura da laje prevista em projeto. Em seguida, a laje é concebida no modelo como *plate element* recorrendo aos quatro nós de canto. Com a laje modelada no programa, será necessário gerar uma malha de elementos finitos. Para o presente caso de estudo, concebeu-se uma malha de elementos finitos de 1 metro. Por último, de forma a replicar o comportamento estrutural do tabuleiro, é necessário fazer a ligação do betão aos perfis metálicos. Para isso, dividiu-se as *cross beams* e os *stringers* em secções de 1 metro de forma a coincidirem com a malha de elementos finitos, tornando possível a ligação com *rigid links* (Figura 2.14).

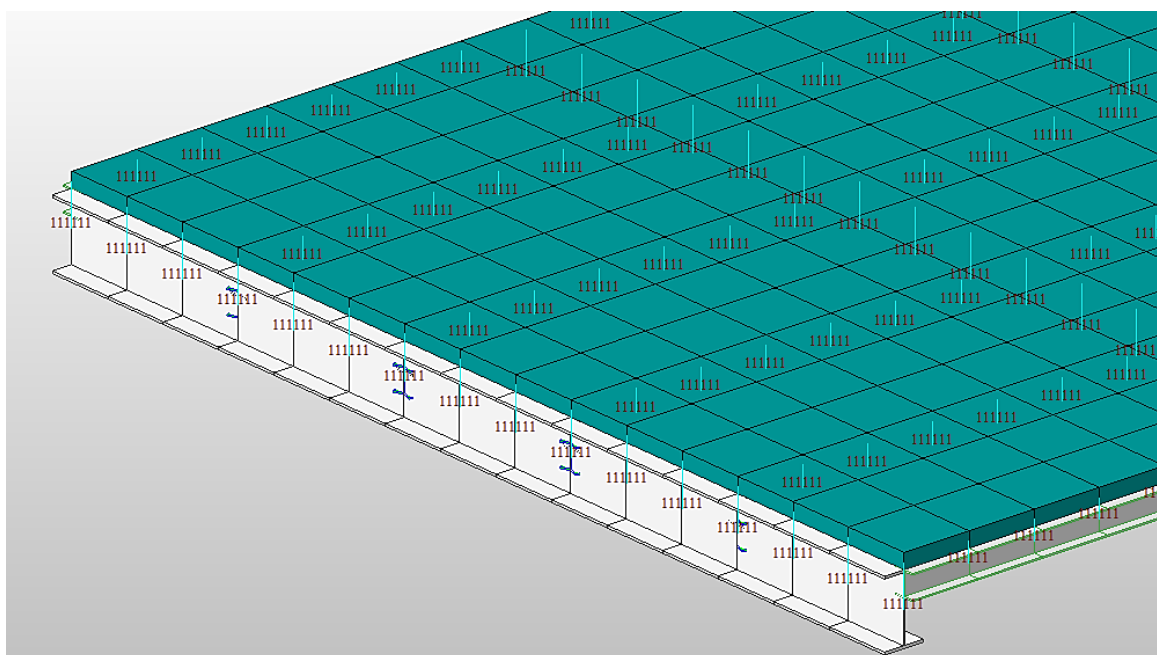


Figura 2.14 – Ligação da laje de betão armado aos elementos metálicos

Com a ligação entre o betão e os perfis metálicos concebida, dá-se por terminada a modelação do tabuleiro. O resultado final apresenta-se na Figura 2.15.

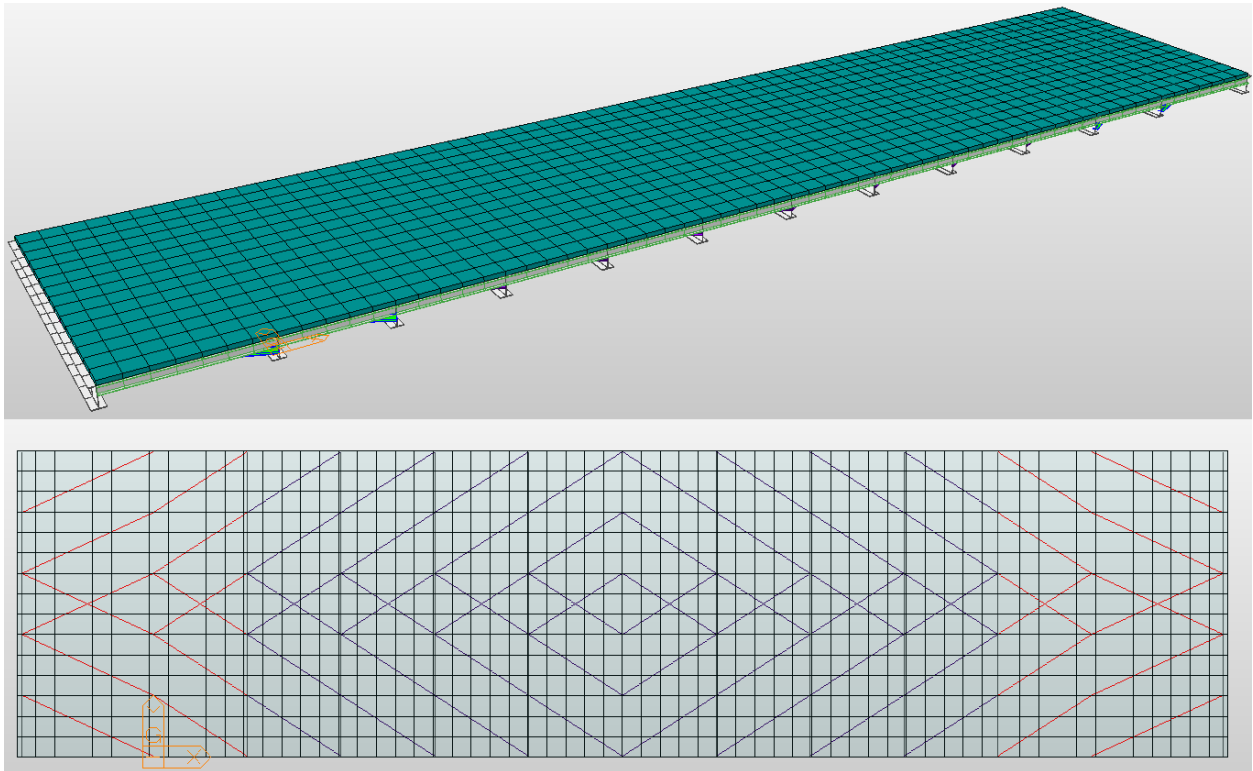


Figura 2.15 – Resultado final da modelação do tabuleiro com laje caracterizada por elementos *shell*

2.3 MODELAÇÃO DOS RESTANTES ELEMENTOS

2.3.1 Arco e Cordas Inferiores

Tanto o arco como as cordas inferiores partilham a mesma secção transversal (*SHS 1000X1000X30*). Com o tabuleiro modelado, as cordas inferiores resultam da duplicação e respetivo *offset* dos nós das vigas longitudinais de canto. Posteriormente, há que fazer a respetiva ligação da corda aos elementos do tabuleiro através de *rigid links* (Figura 2.16).

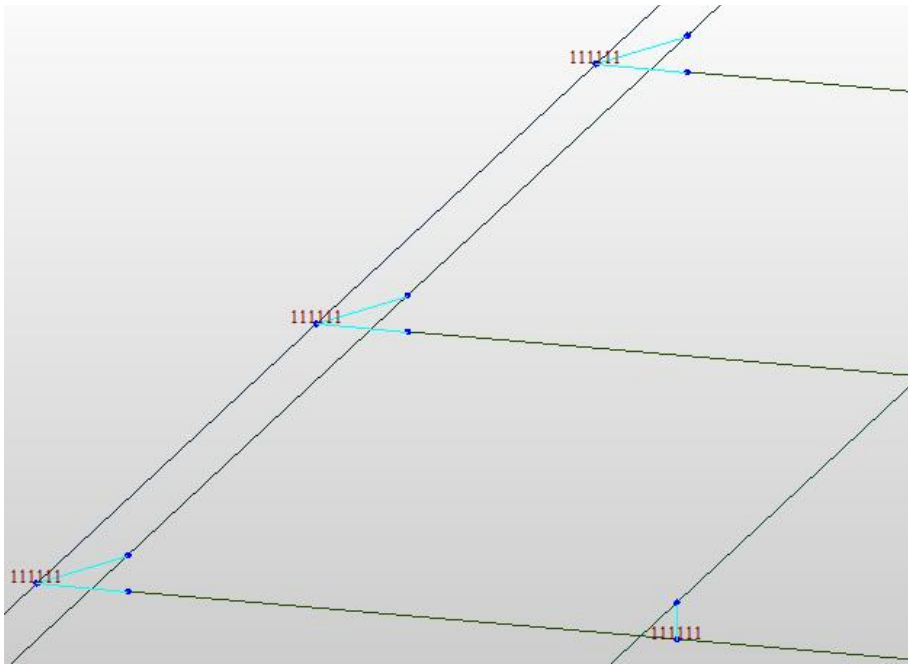


Figura 2.16 – Ligação da corda aos elementos do tabuleiro

Por sua vez, o arco é modelado recorrendo às ferramentas de modelação do programa. Para a definição do mesmo, o utilizador terá de definir a altura, vão, secção transversal, material e respetivo ponto de inserção, como se demonstra na Figura 2.17. Estabeleceu-se uma altura de arco com 11 metros e um vão de 64 metros, de acordo com o descrito no projeto.

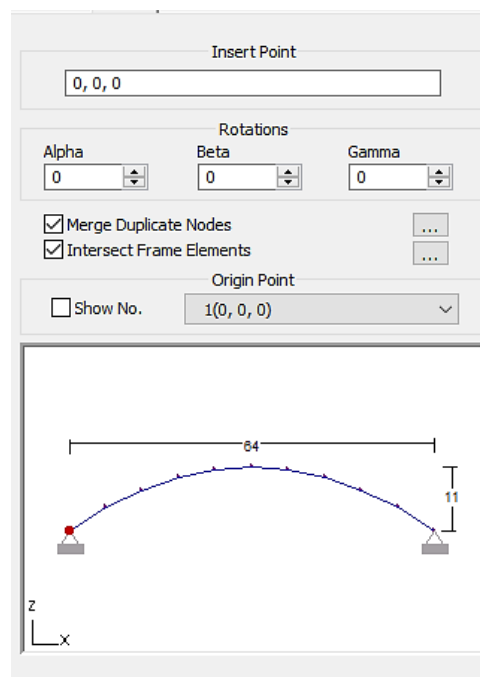


Figura 2.17 – Definição do arco no *Midas Civil*

2.3.2 Contraventamentos do Arco e Cabos

A modelação dos contraventamentos do arco consiste na junção dos nós dos arcos com as secções metálicas previstas em projeto. Este tipo de contraventamentos em treliça, em teoria, funciona exclusivamente para transmissão de esforço axial (*truss element*). Contudo, estes contraventamentos, ao cobrirem a distância elevada prevista de 15 metros, vão encontrar-se sujeitos à flexão devido ao peso próprio. Por esse motivo, os contraventamentos foram modelados como elementos de viga e não como treliça (*Truss element*). Estes também foram rotulados nas suas extremidades (Figura 2.18).

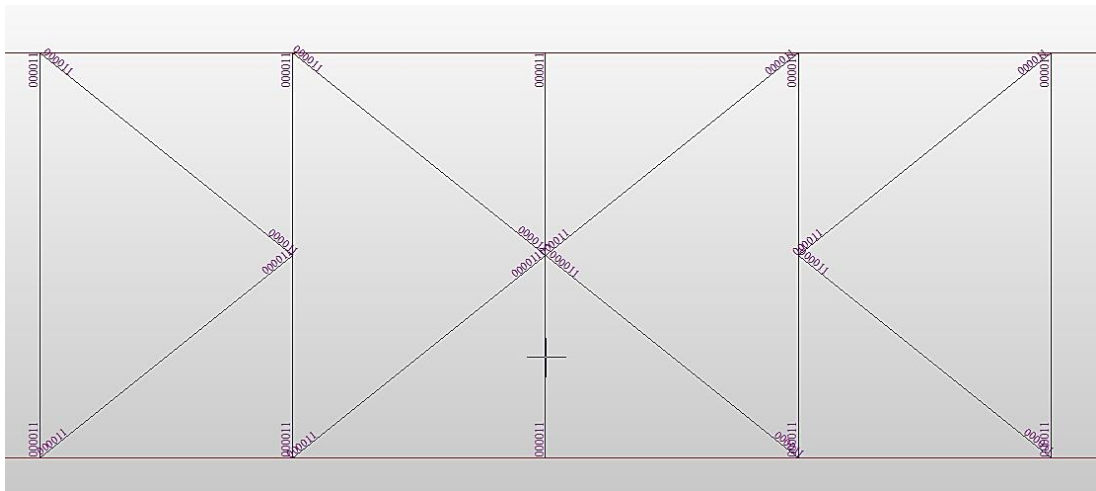


Figura 2.18 – *Beam end releases* no contraventamento do arco

Ao contrário do contraventamento do arco, os cabos são previstos como *Truss elements* dado que só funcionam axialmente. Estes foram definidos no *software* como uma secção circular cheia. O diâmetro previsto para os cabos resultou da quantidade estimada de aço no cabo. Tendo em consideração que cada cabo é composto por 61 cordões de 7 milímetros, a área de 1 cordão é dada por:

$$A_{1\text{cordão}} = \frac{\pi \times 7^2}{4} = 38,48 \text{ mm}^2$$

Por sua vez, a área dos 61 cordões será igual a:

$$A_{61\text{cordões}} = 38,48 \times 61 = 2347,56 \text{ mm}^2$$

A área dos 61 cordões origina uma secção circular cheia equivalente com o seguinte diâmetro:

$$\frac{\pi \times D^2}{4} = 2347,56 \text{ mm}^2 \leftrightarrow D = 54,67 \text{ mm} = 0,05467 \text{ m}$$

Na Figura 2.19 é possível observar a definição da secção transversal dos cabos.

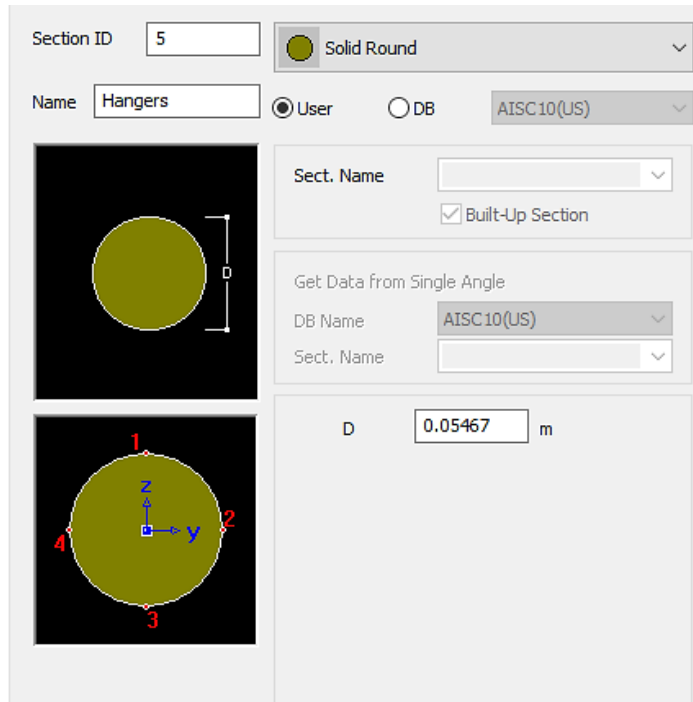


Figura 2.19 – Definição da secção dos cabos

A modelação dá-se por terminada com a introdução das condições de apoio nos dois modelos. Os apoios foram instalados nos modelos de forma a obter uma configuração externa simplesmente apoiada. Desta forma, permite-se a mobilização de pequenas variações de comprimento face às ações térmicas. As condições de apoio consideradas encontram-se na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Condições de apoio

	Node ID	Dx	Dy	Dz	Rx	Ry	Rz
Apoio 1	227	1	1	1	0	0	0
Apoio 2	228	1	0	1	0	0	0
Apoio 3	229	0	0	1	0	0	0
Apoio 4	230	0	0	1	0	0	0

Os resultados finais da modelação podem ser consultados na Figura 2.20, Figura 2.21, Figura 2.22 e na Figura 2.23. A perspetiva frontal pode ser observada na Figura 2.24.

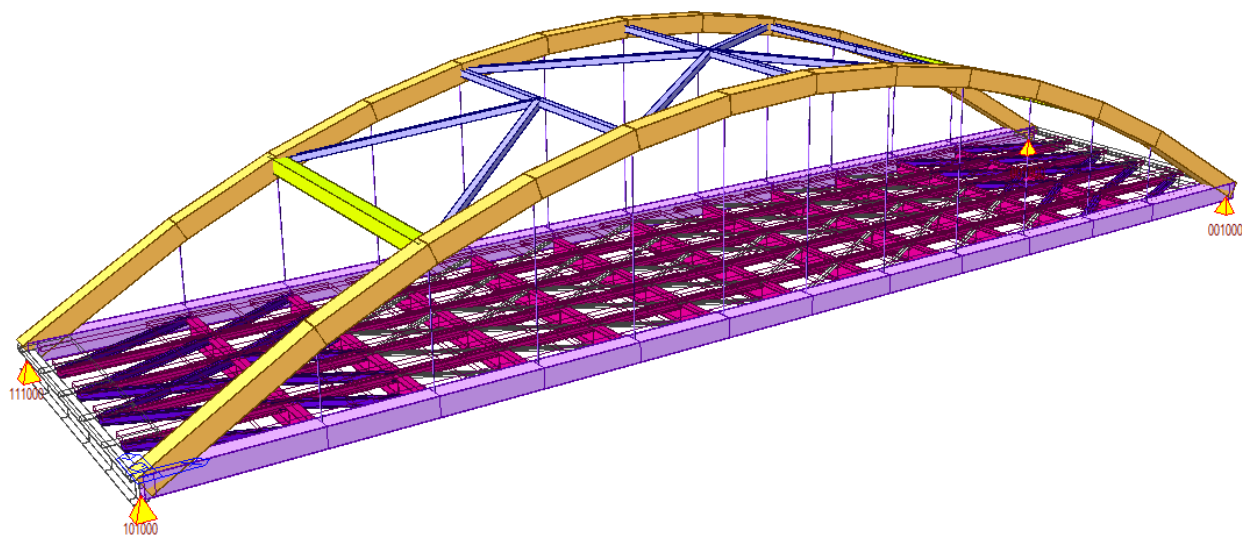


Figura 2.20 – Modelo de barras (renderizado)

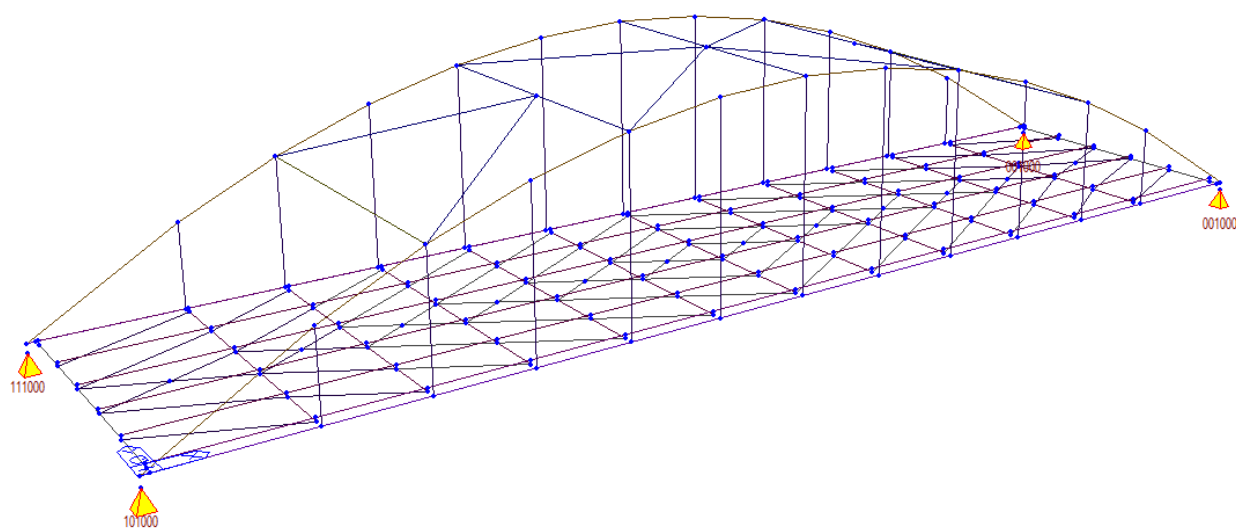


Figura 2.21 – Modelo de barras (não renderizado)

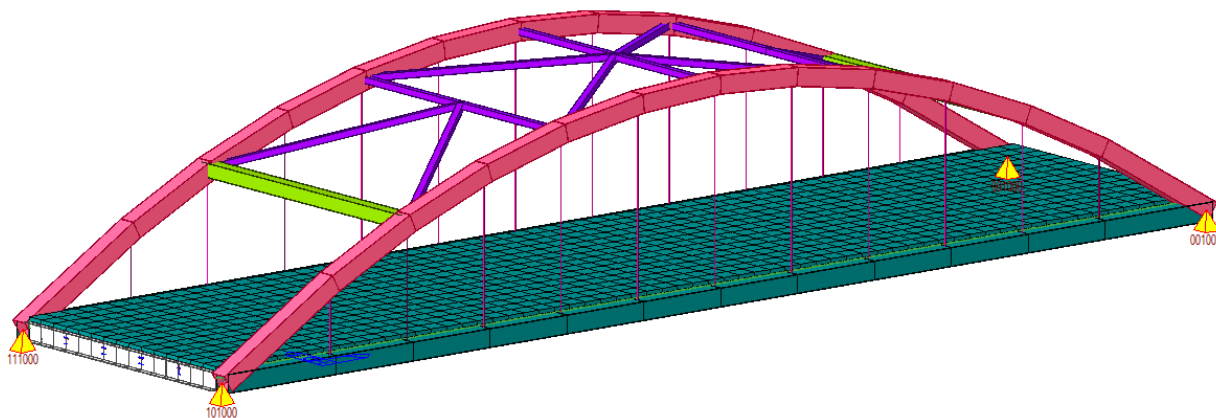


Figura 2.22 - Modelo com laje caracterizada por elementos *shell* (renderizado)

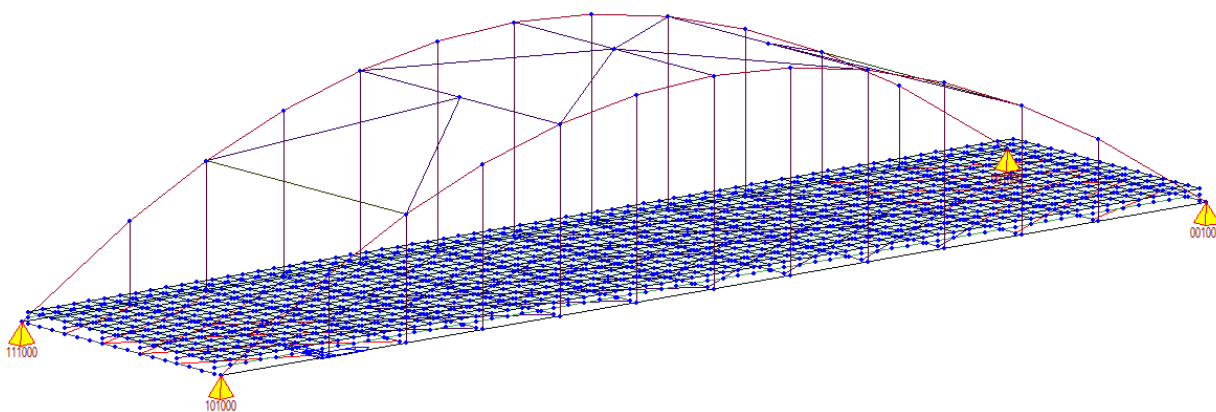


Figura 2.23 - Modelo com laje caracterizada por elementos *shell* (não renderizado)

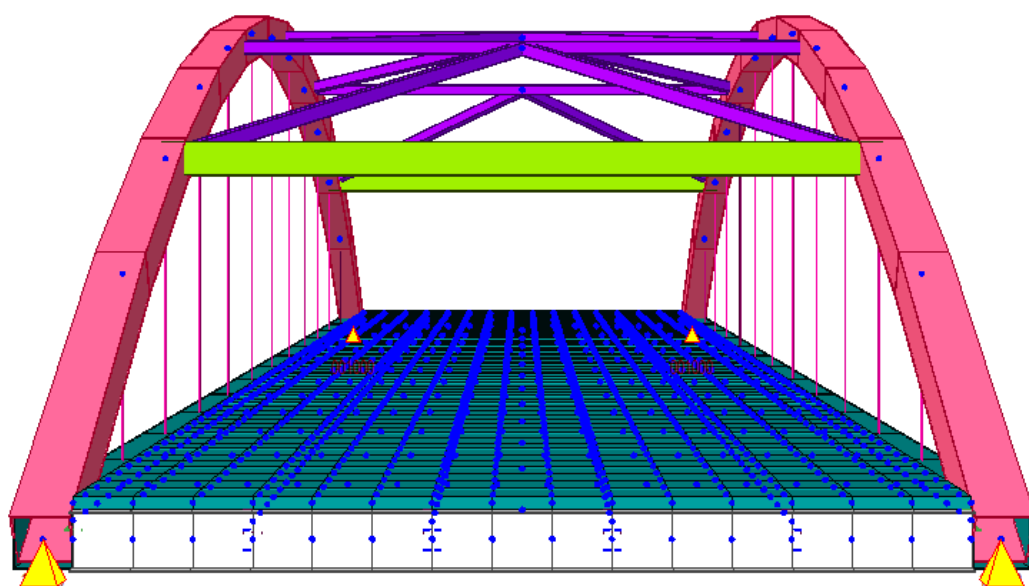


Figura 2.24 – Vista frontal (renderizado)

CAPÍTULO 3

DEFINIÇÃO E COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Pretende-se com o presente capítulo fazer a exposição de todas as ações consideradas e a definição das mesmas em *software*.

Como é intuitivo, a quantificação de ações é de elevada relevância para a obtenção de resultados coincidentes com a realidade. No presente caso de estudo, as ações encontram-se em conformidade com a NP EN1991. As combinações de ações também contribuem para a verificação dos estados limites previstos no regulamento. Todas as combinações consideradas neste projeto encontram-se de acordo com o disposto na NP EN1990.

3.1 AÇÕES PERMANENTES

3.1.1 Peso Próprio da Estrutura

O peso próprio é, de uma forma geral, calculado de forma automática pelo *Midas Civil*. No modelo em que a laje de betão é caracterizada por elementos de *shell*, como a estrutura metálica é independente da laje de betão, o peso próprio poderá ser representado, na sua totalidade, pelo *software* automaticamente. Já no caso do modelo de barras, a situação requer algum cuidado para que o programa represente o peso próprio da forma mais próxima da realidade possível. Como as barras são representadas como vigas mistas compostas pelo perfil metálico e a secção de betão com uma determinada largura efetiva, nas situações de cruzamento de barras, o peso próprio da secção de betão poderia ser contabilizado de forma incorreta. Como solução, criou-se um material com as mesmas características do betão C30/37, mas com um peso específico nulo. Desta forma, o *software* considera apenas o peso próprio da estrutura de aço. A contabilização da laje de betão é feita através da definição de uma ação exterior. Assim, da combinação do peso próprio calculado pelo programa com a ação definida resultará no peso próprio da estrutura. Para a definição do peso do betão como ação exterior, considerou-se uma repartição de cargas a um ângulo de 45 graus (condições de apoio semelhantes em bordos ortogonais). A repartição assumida, resultou na definição de cargas triangulares nas vigas transversais e cargas trapezoidais nas vigas longitudinais (Figura 3.1) .

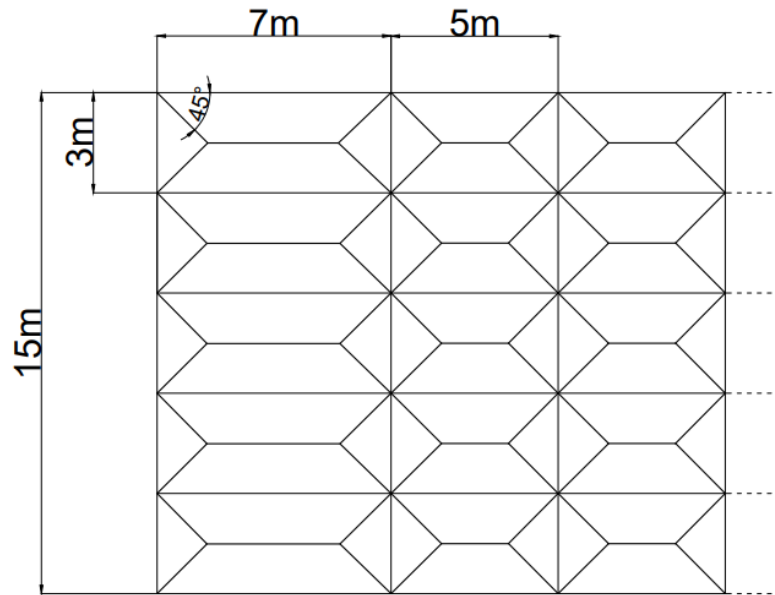


Figura 3.1 – Representação da repartição do peso da laje de betão

Como é intuitivo, as vigas transversais interiores terão o dobro da carga das vigas transversais extremas. O mesmo raciocínio é aplicável para as vigas longitudinais. Sabendo que o peso específico do betão é de 25 kN/m^2 e a laje tem uma espessura de 22 centímetros, temos todas as condicionantes para determinar as cargas da laje de betão ao nível das vigas. Apresenta-se na Tabela 3.1 e na Figura 3.2 os valores obtidos e a representação das ações no modelo respetivamente.

Tabela 3.1 – Cargas do peso do betão nas vigas do tabuleiro

	Vigas Extremas	Vigas Interiores
Carga Triangular	8,3 kN/m	16,5 kN/m
Carga Trapezoidal	8,3 kN/m	16,5 kN/m

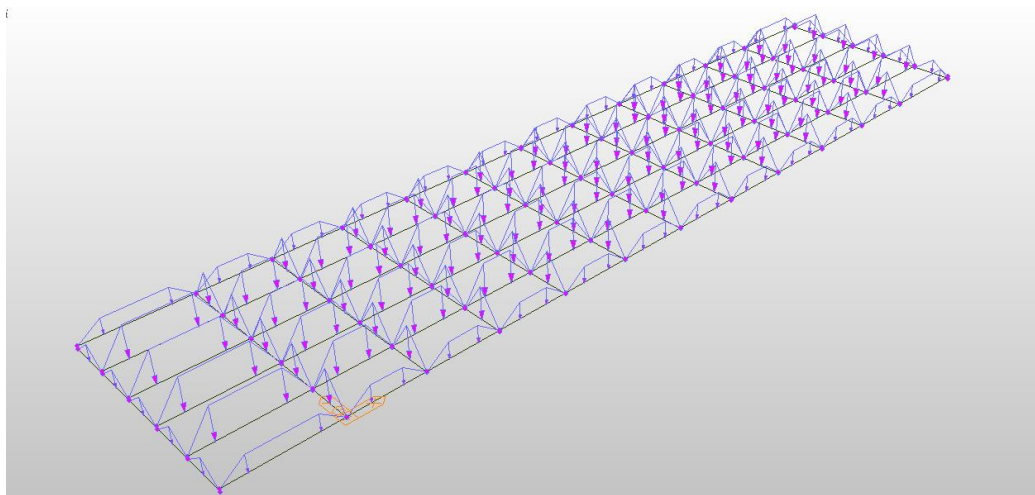


Figura 3.2 – Peso próprio da laje de betão como ação exterior

Uma forma eficaz de confirmar a correta definição das ações passa por comparar reações de apoio, para o peso próprio, entre o modelo com a laje caracterizada por elemento de *shell* e o modelo de barras. As reações obtidas nos apoios encontram-se na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Reação nos apoios para o peso próprio

	Reação obtida nos apoios [kN]	%erro
Modelo shell	2492,76	0,081
Modelo de barras	2490,74	

3.1.2 Barreiras de Segurança

Encontra-se previsto o uso de barreiras de segurança (Figura 3.3) nas extremidades do tabuleiro ao longo de toda a sua extensão.

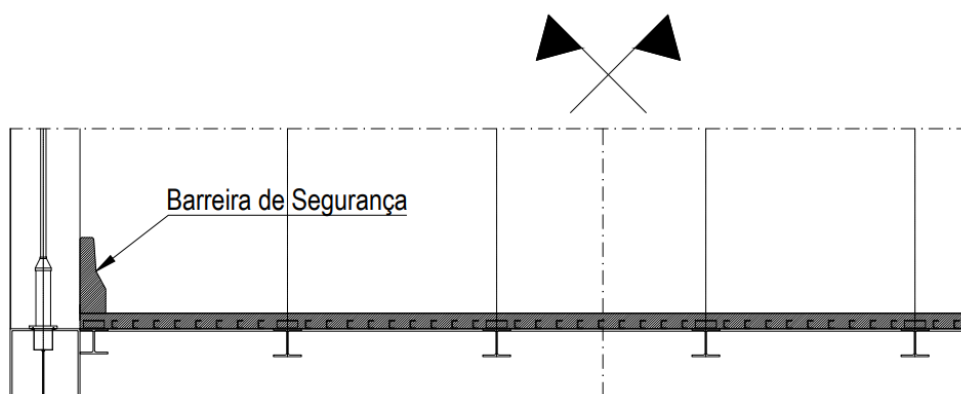


Figura 3.3 – Barreira de segurança

As barreiras de segurança são de betão e possuem uma secção transversal com $0,31 \text{ m}^2$. Considerando o peso específico do betão armado, obtemos a seguinte carga por metro:

$$25 \times 0.31 = 8 \text{ kN/m}$$

No modelo de barras, a carga pode ser aplicada diretamente na barra. No modelo mais complexo, o método é semelhante à exceção da adição de um offset para que a carga seja aplicada diretamente sobre o tabuleiro.

3.1.3 Asfalto

O revestimento e a camada de desgaste do pavimento como o asfalto constituem componentes de importante consideração no cálculo. Apesar de se prever uma inclinação transversal de 2% da via, a carga foi aplicada, por questões de simplificação, como uniformemente distribuída. Considerando uma espessura máxima de asfalto de 20 centímetros e com a inclinação referida, obtemos uma espessura de mínima de 5 centímetros nas extremidades. Para a quantificação da carga uniformemente distribuída, considerou-se uma espessura média de 0,125 metros e um peso específico do asfalto de 24 kN/m^3 .

$$24 \times 0.125 = 3 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4 Retração do Betão

A retração do betão pode ser definida como o processo da diminuição do seu volume devido à perda de água. Esta diminuição de volume pode ser representada por uma extensão que, segundo a NP EN1992-1-1, é constituída por duas componentes. A primeira componente da extensão total de retração deve-se à secagem do betão. Trata-se de um processo de evolução lento e resulta da migração da água através do betão endurecido. A segunda componente, denominada de extensão de retração autogénea, desenvolve-se, em grande parte, nos primeiros dias após a betonagem e, para o presente caso de estudo, será desprezada. Segundo a NP EN1992-1-1, o valor final da extensão de retração por secagem é dado por:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \times \varepsilon_{cd,0} \quad (3.1)$$

Em que:

- $\varepsilon_{cd,0}$ – Extensão da retração livre por secagem
- k_h - Coeficiente que depende da espessura equivalente, h_0
- $\varepsilon_{cd,\infty}$ - Valor final da extensão de retração final por secagem

Por sua vez, a espessura equivalente, h_0 , é dada por:

$$h_0 = 2 \times A_c / u \quad (3.2)$$

Onde:

- A_c – Área da secção transversal do betão
- u – Perímetro da parte da secção transversal exposta à secagem

A área da secção transversal do betão em estudo será 1 metro por 0,22 metros de espessura da laje como se demonstra na Figura 3.4.

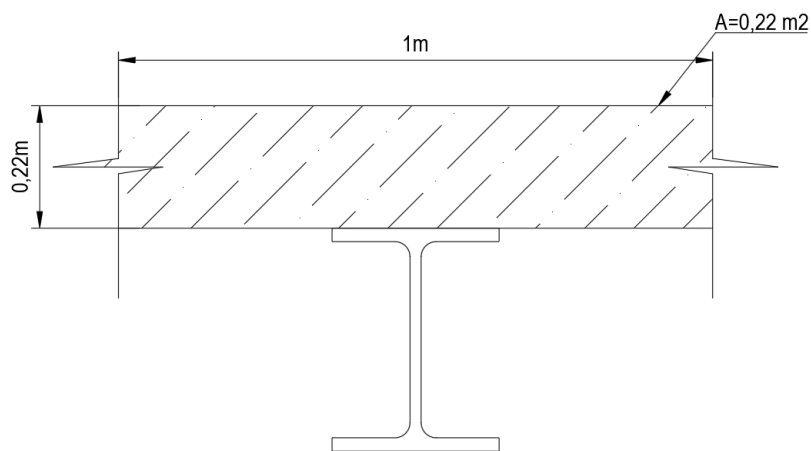


Figura 3.4 – Secção de betão em estudo

Dado que se prevê uma laje de betão com chapa metálica colaborante, apenas a parte superior será exposta à secagem. Os valores considerados para o cálculo da espessura equivalente encontram-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Espessura equivalente

Área Secção transversal - A_c	m^2	0,22
Perímetro exposto à secagem - u	m	1
Espessura equivalente - h_0	mm	440

Recorrendo ao quadro 3.3 da NP EN1992-1-1 e à interpolação linear, obteve-se um coeficiente k_h de 0,72. A extensão de retração livre por secagem $\varepsilon_{cd,0}$ é calculada pela expressão B.11 do anexo B da NP EN1992-1-1. A extensão de retração livre por secagem depende da classe de cimento, do valor médio da tensão de rotura do betão à compressão e da humidade relativa. O valor médio anual da humidade relativa no Cairo é de 55,8%. Para o cálculo de $\varepsilon_{cd,0}$, admitiu-se uma classe de cimento N e uma humidade relativa de 60%. O valor da extensão da retração livre por secagem pode ser consultado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Extensão da retração livre por secagem

Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão - f_{cm} (C30/37)	Mpa	38
Humidade Relativa - RH	%	60
α_{ds1} (Classe N)	----	4
α_{ds2} (Classe N)	----	0,12
Extensão da retração livre por secagem – $\varepsilon_{cd,0}$	----	0,000432

Por último, o valor final da extensão da retração por secagem $\varepsilon_{cd,\infty}$ é dado por:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = 0,000432 \times 0,72 = 0.000311$$

Em *software*, a forma mais prática de representar a extensão de retração é com recurso a uma ação térmica. O REBAP, no artigo nº32, permite que, em casos correntes, os efeitos finais da retração sejam representados por um abaixamento lento e uniforme de temperatura de $15^{\circ}C$. No entanto, seguindo a NP EN1992-1-1, sabemos que a extensão pode ser obtida pela seguinte equação:

$$\varepsilon = \alpha \times \Delta T \quad (3.3)$$

Em que:

- α – Coeficiente de dilatação térmica linear
- ΔT – Variação de temperatura

Considerando o coeficiente de dilatação térmica indicado no subcapítulo 1.4.4 e o valor final da extensão de retração por secagem obtido, obteve-se a seguinte variação de temperatura:

$$\Delta T = \frac{0,000311}{1,2 \times 10^{-5}} = 25,91 \cong 26^{\circ}C$$

Em suma, a retração do betão será representada como uma variação térmica negativa e uniforme de $26^{\circ}C$. Esta variação térmica deverá ser tratada como uma ação permanente e foi considerada para os dois modelos criados. Contudo, a definição e análise dos efeitos da retração torna-se mais prática no modelo com a laje caracterizada por elementos de casca.

3.2 AÇÕES VARIÁVEIS

3.2.1 Tráfego Rodoviário

A quantificação de cargas de tráfego rodoviário é assegurada pela EN1991-2. Esta parte do eurocódigo 1 fornece todas as indicações necessárias para a quantificação das ações de tráfego rodoviário, ferroviário e de peões. A metodologia seguida pelo eurocódigo consiste na implementação de modelos de sobrecarga preparados para cobrir a grande maioria das situações de projeto, incluindo os efeitos da amplificação dinâmica.

No espectro rodoviário, a nível de cargas verticais, o eurocódigo apresenta os seguintes modelos de sobrecarga para a verificação ao estado limite último sem fadiga:

- Modelo de sobrecarga 1 (*LM1*) – Destinado ao caso geral. O modelo é constituído por cargas concentradas (*Tandem System – TS*) e cargas uniformemente distribuídas (*Uniformly Distributed Load – UDL*).
- Modelo de Sobrecarga 2 (*LM2*) – Sistema constituído por uma carga concentrada sobre um único eixo. Este modelo cobre os efeitos de amplificação dinâmica do tráfego normal em pequenos elementos Estruturais.
- Modelo de Sobrecarga 3 (*LM3*) – Cobre a circulação de veículos especiais que necessitam de autorização específica para circular. Sistema constituído por cargas concentradas que depende do tipo de veículo a considerar.
- Modelo de Sobrecarga 4 (*LM4*) – Produzido para representar os efeitos provocados por peões. Representado por uma carga uniformemente distribuída de 5 kN/m^2 e deve ser utilizado quando relevante.

Para este projeto foi apenas considerado o modelo *LM1*. A norma EN 1991-2 caracteriza o modelo *LM1* como um sistema composto por duas componentes. A primeira componente é composta por cargas concentradas sobre dois eixos (*Tandem System – TS*). A carga por eixo é dada por:

$$\alpha_k Q_k$$

A segunda componente é uma carga uniformemente distribuída *UDL* representada por:

$$\alpha_q q_k$$

Onde:

- $\alpha_k; \alpha_q$ – Coeficientes de ajuste nacionais
- $Q_k; q_k$ – Valores característicos das cargas

Os valores característicos das cargas associadas ao modelo proposto pelo eurocódigo dependem do número de vias a considerar. Estes valores podem ser consultados na Figura 3.5 abaixo representada (efeitos de amplificação dinâmica incluídos).

Location	Tandem system <i>TS</i>	<i>UDL</i> system
	Axle loads Q_{ik} (kN)	$[\overline{AC}_1] q_{ik}$ (or q_{ik}) (kN/m ²) $[\overline{AC}_1]$
Lane Number 1	300	9
Lane Number 2	200	2,5
Lane Number 3	100	2,5
Other lanes	0	2,5
Remaining area (q_{ik})	0	2,5

Figura 3.5 – Valores Característicos das cargas do modelo LM1 [16]

Para a correta aplicação do quadro apresentado na Figura 3.5 , é necessário a definição do número de vias de cálculo. O número de vias e sua respetiva largura não corresponde ao número real de vias de tráfego, mas sim ao número necessário para definir o carregamento proposto pela EN 1991-2 em função da largura do tabuleiro.

É importante referir que, na maior parte dos casos, as vias de cálculo terão 3 metros de largura. A determinação do número de vias de cálculo é feita recorrendo ao quadro da Figura 3.6.

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$

NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2$ m.

Figura 3.6 – Número e largura das vias de cálculo [16]

Tendo o tabuleiro do caso de estudo 15 metros de largura efetiva, conclui-se que o carregamento proposto pelo modelo *LM1* será aplicado sobre cinco vias de 3 metros de largura, não sobrando, assim, qualquer área restante.

Realça-se que o sistema de cargas concentradas *TS* é aplicado com uma distância de 2 metros entre eixos (sobrando 0,50 metros de cada lado da via de cálculo) representando, desta forma, o veículo tipo. Apresenta-se na Figura 3.7 a pormenorização da aplicação do modelo de sobrecarga *LM1*.

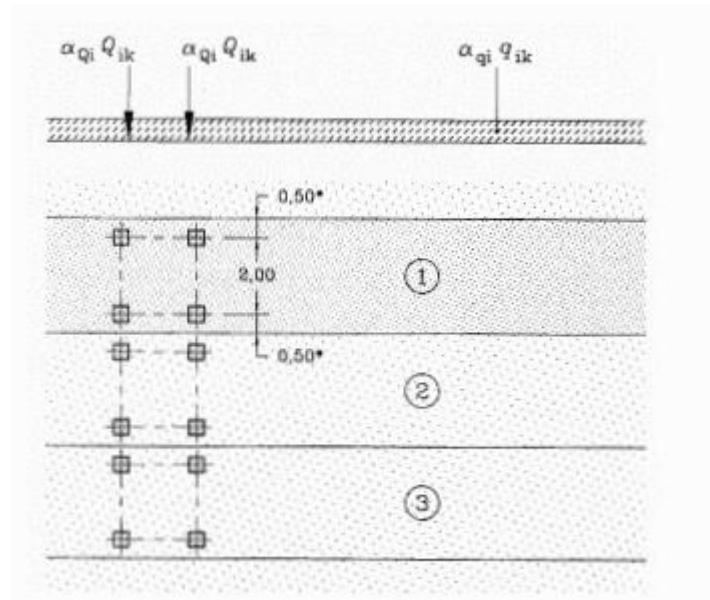


Figura 3.7 – Aplicação do *LM1* [16]

Os coeficientes de ajuste nacionais dependem das classes de tráfego. Quando os coeficientes α_k e α_q tomam o valor igual à unidade, estes correspondem a situações de tráfego industrial intenso estando, desta forma, pelo lado da segurança.

3.2.1.1 Aplicação das Ações de Tráfego no Midas Civil®

A metodologia de aplicação das ações de tráfego no *software* é relativamente simples. A definição do número de vias de cálculo é ligeiramente diferente entre os dois modelos construídos. O *software* permite, a definição de vias de cálculo sobre elementos de barra (*traffic line lanes*) ou em elementos de superfície (*traffic surface lanes*). Na Figura 3.8 são apresentadas as 5 vias de tráfego consideradas.

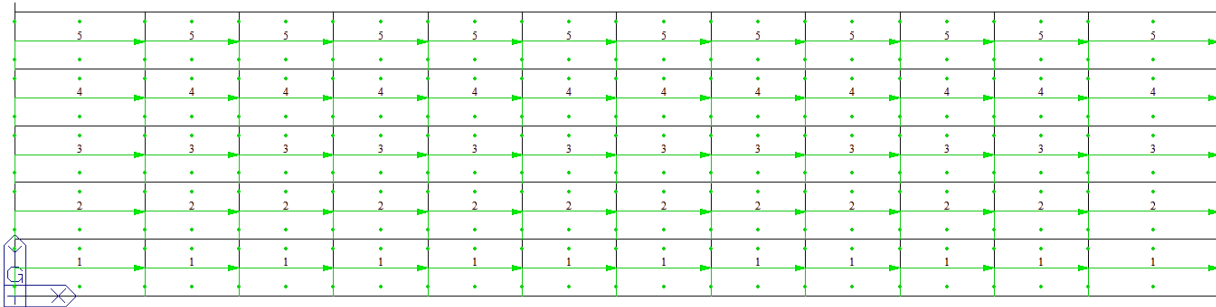


Figura 3.8 – Vias de tráfego consideradas

Após a correta definição das vias de cálculo nos dois modelos numéricos, é necessário definir o veículo tipo representado pelo modelo de sobrecarga *LM1* (Figura 3.9).

Standard Name
 EN 1991-2:2003 - RoadBridge

Vehicular Load Properties
 Vehicular Load Name : Load Model 1
 Vehicular Load Type : Load Model 1

Dynamic amplification factor included

Location	Tandem System		UDL System	
	Adjustment Factor	Axle Loads (kN)	Adjustment Factor	Uniformly Dist. Loads (kN/m²)
Lane Number1	1	300	1	9
Lane Number2	1	200	1	2.5
Lane Number3	1	100	1	2.5
Other Lanes & Remaining Area	0	0	1	2.5

Psi factor for Tandem System : 0.75
 Psi factor for UDL System : 0.4

Figura 3.9 – Definição de *LM1* no *Midas Civil*

Por fim, é necessário criar os casos de carga atribuindo, assim, as cargas às respetivas vias pré-definidas. Como é referido no subcapítulo 3.3 do presente documento, as ações de tráfego são associadas em grupos (tabela 4.4a da EN1991-2). Estes grupos de cargas são definidos no programa através da definição das *moving load cases*. Para efeitos do desenvolvimento do caso de estudo, foi considerado um caso de carga para o estado limite último e um caso de carga para o estado limite de serviço. Por predefinição, o *software* associa o *Tandem System* e o *UDL System* aos seus respetivos coeficientes *Psi* para efeitos de

combinação de ações. Esta predefinição acarreta algumas complicações nas situações onde se pretende, para as combinações características, que a ação de tráfego seja a ação variável base. Por isso, de forma a ignorar os coeficientes ψ_i , o programa dispõe, na janela de criação do caso de carga, de uma opção para ignorar os respetivos coeficientes (*ignore Psi factor*), considerando-os iguais à unidade. Apresenta-se na Figura 3.10 e na Figura 3.11 a criação dos casos de carga para o grupo gr1a.

Load Case Name : gr1a
 Description : ULS
 Moving Load Optimization
 Select Load Model
 LM 1, FLM 1/ Footbridge
 LM 2,3,4 / FLM 2,3,4 / Footbridge / Permit Truck
 LM 1 & 3 Multi
 LM 1 & 3 Multi (Straddling)
 Railway Bridge
 Ignore Psi Factor:
 Load Case Data
 Vehicle : Load Model 1
 Footway : None
 Assignment Lanes
 Line of Lanes
 Selected Lanes: 1, 2, 3, 4, 5
 Footway Lanes
 Remaining Area

Figura 3.10 – Definição do caso de carga para o grupo gr1a (ULS)

Define Moving Load Case
 Load Case Name : gr1a(2)
 Description : SLS (no psi)
 Moving Load Optimization
 Select Load Model
 LM 1, FLM 1/ Footbridge
 LM 2,3,4 / FLM 2,3,4 / Footbridge / Permit Truck
 LM 1 & 3 Multi
 LM 1 & 3 Multi (Straddling)
 Railway Bridge
 Ignore Psi Factor:
 Load Case Data
 Vehicle : Load Model 1
 Footway : None
 Assignment Lanes
 Line of Lanes
 Selected Lanes: 1, 2, 3, 4, 5
 Footway Lanes
 Remaining Area
 OK Cancel Apply

Figura 3.11 – Definição do caso de carga para o grupo gr1a (SLS)

3.2.2 Vento

Para a quantificação da ação do vento na ponte, foi utilizado o método disposto na EN 1991-1-4. As recomendações específicas para a quantificação da ação do vento em pontes podem ser consultadas no capítulo 8 do referido regulamento.

Em primeiro lugar, é necessário calcular a pressão dinâmica de pico para as situações com e sem tráfego. Realça-se que a velocidade base do vento prevista para o Cairo é de 33 m/s. No entanto, em situações onde a ação de tráfego é considerada em simultâneo com a ação do vento, esta deverá ser limitada recorrendo a uma velocidade base de referência reduzida. O valor recomendado pelo regulamento é de 23 m/s.

Foi considerada a categoria 3 de terreno associada a zonas com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura. Apresenta-se na Tabela 3.5 os dados iniciais considerados para o cálculo das pressões dinâmicas de pico.

Tabela 3.5 – Dados iniciais

Dados iniciais	Símbolo	Valor considerado	Unidades
Densidade do ar	ρ	1,25	kN/m ³
Velocidade base de referência (Sem tráfego)	Vb0	33	m/s
Velocidade base de referência (Com tráfego)	Vb*,0	23	m/s
Altura de referência do tabuleiro	Ze,deck	22	m
Comprimento de rugosidade (C.Terreno III)	Z0	0,3	m
Altura Mínima (C.Terreno III)	Zmin	5	m
Coefficiente de orografia	C0(Z)	1	Ads
Coefficiente de turbulência	KI	1	Ads

3.2.2.1 Cálculo das Pressões Dinâmicas de Pico

Sabemos que a pressão de pico à altura z é dada pela seguinte expressão:

$$q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \times \frac{1}{2} \times \rho \times v_m^2(z) \quad (3.4)$$

Onde:

- Z – Altura de referência
- $I_v(z)$ – Intensidade de turbulência à altura z
- $v_m(z)$ – Velocidade média do vento
- ρ – Massa volúmica do ar

Dado que a velocidade média do vento depende da velocidade de base, a variação da pressão dinâmica de pico para as situações com e sem tráfego é condicionada por esta variável. As pressões obtidas podem ser observadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Pressões Dinâmicas de Pico

Pressão dinâmica de Pico	Valor obtido [kN/m ²]	Tráfego
$q_p(z)$	1,53	Sem
$q^*_p(z)$	0,74	Com

3.2.2.2 Direções do Vento e Definição da Geometria do Tabuleiro

Segundo a EN 1991-1-4, para efeitos de quantificação da ação do vento em pontes, são consideradas as seguintes direções:

- Direção X – Paralela à largura do tabuleiro, perpendicular ao tramo
- Direção Y – Direção ao longo do tramo
- Direção Z – Perpendicular ao tabuleiro

As direções do vento e a notação utilizada para definir a geometria do tabuleiro encontram-se pormenorizadas na Figura 3.12. “L” representa o comprimento na direção Y e “B” a largura na direção X.

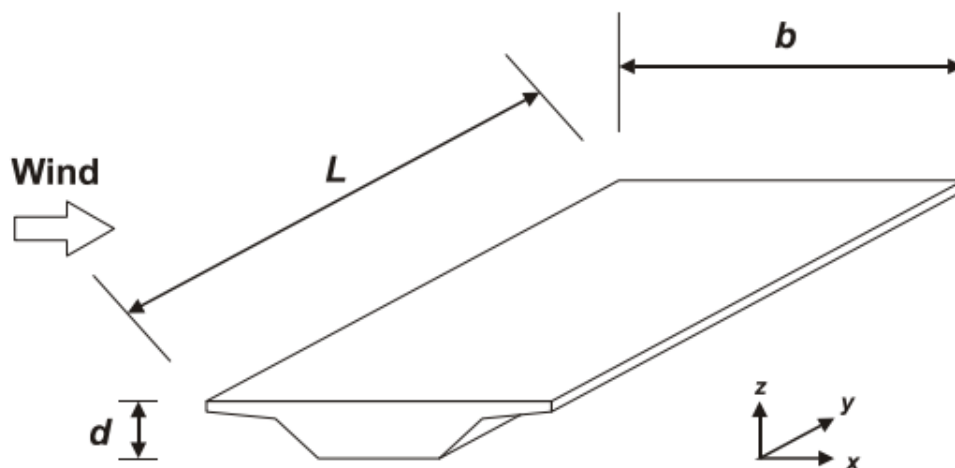


Figura 3.12 – Direções das ações do vento e definição da geometria do tabuleiro [17]

3.2.2.3 Quantificação da Ação do Vento no Tabuleiro Segundo a Direção X

Para a quantificação do vento no tabuleiro segundo a direção X, é necessário conhecer a geometria do tabuleiro e definir as respetivas alturas úteis. Um ponto importante a ter em conta é a avaliação da necessidade de um procedimento de cálculo de resposta dinâmica. O eurocódigo recomenda que “no caso de tabuleiros de pontes rodoviárias e ferroviárias normais com um vão inferior a 40 metros, não é necessário, em geral, utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica” [17]. Para o presente caso de estudo, a resposta dinâmica não foi considerada. Quando não for necessário utilizar um procedimento de cálculo de resposta dinâmica, o coeficiente estrutural $C_s C_d$ poderá ser igual a 1. Apresenta-se na Figura 3.13 a definição das alturas necessárias para o cálculo das áreas de referência.

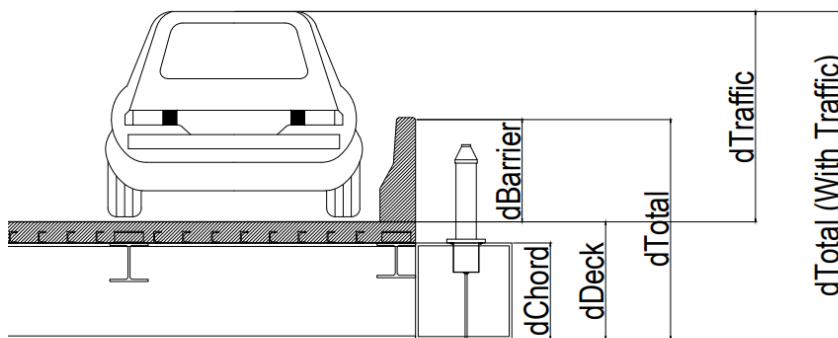


Figura 3.13 - Definição de alturas para o cálculo das áreas de referência

As medidas consideradas para a geometria do tabuleiro e as alturas referidas na Figura 3.13 podem ser consultadas na Tabela 3.7. A largura “B”, considerada para efeitos de quantificação da ação do vento, é igual aos 15 metros do tabuleiro acrescida da largura dos *Chords*.

Tabela 3.7 – Geometria e alturas consideradas

Geometria do tabuleiro	B	17	[m]
	L	64	[m]
Alturas d	dDeck	1,25	[m]
	dBarrier	1,1	[m]
	dTraffic	2	[m]
	dChord	1	[m]

Em situações onde um procedimento de cálculo de resposta dinâmica não é necessário, a força na direção x produzida pelo vento pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$F_w = \frac{1}{2} \times \rho \times v_b^2 \times C \times A_{ref, x} \quad (3.5)$$

Onde:

- v_b – Velocidade de referência do vento
- C – Coeficiente de força do vento
- $A_{ref, x}$ – Área de referência
- ρ - Massa volúmica do ar

O coeficiente de força do vento C é dado por:

$$C = c_e \times c_{fx} \quad (3.6)$$

Em que:

- c_e – Coeficiente de exposição
- c_{fx} – Coeficiente de força na direção x

O coeficiente de exposição é dado pelo quociente entre a pressão dinâmica de pico e a pressão de referência. Em tabuleiros de pontes, o coeficiente de força c_{fx} é igual a:

$$c_{fx} = c_{fx0}$$

Onde:

- c_{fx0} – Coeficiente de força para a situação sem livre escoamento em torno das extremidades.

Segundo a EN 1991-1-4, o coeficiente c_{fx0} , para pontes normais, poderá ser considerado igual a 1,3. Em alternativa, este pode ser determinado pelo gráfico indicado na Figura 3.14.

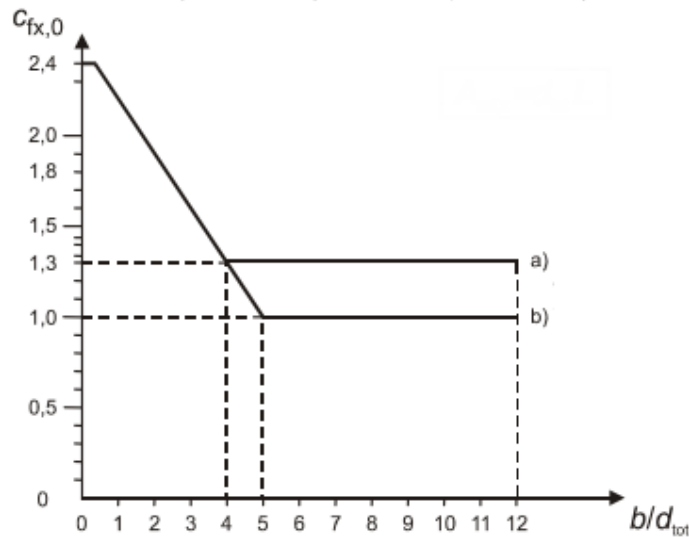


Figura 3.14 – Coeficiente de força $c_{f,x0}$ para tabuleiros de pontes [17]

O gráfico representado na Figura 3.14 distingue duas situações. A função *a)* é referente às situações com guarda-corpos vazados (com mais de 50% de aberturas) e guardas de segurança vazadas. A função *b)* é para situações de guarda-corpos não vazados, barreiras anti-ruído e tráfego.

Tendo os coeficientes de força, procede-se para o cálculo das áreas de referência. De forma a obtermos a força do vento por metro, a área de referência é dada pelo seguinte produto:

$$A_{ref,x} = d_{tot} \times L \tag{3.7}$$

Onde:

- d_{tot} – Altura útil
- L – Comprimento que deverá ser considerado igual à unidade ($L=1$)

Apresenta-se na Tabela 3.8 os coeficientes de força e as áreas de referência obtidos.

Tabela 3.8 – Coeficientes de força e áreas de referência

	Sem Tráfego	Com Tráfego
C	2,93	2,25
Ce	2,25	2,25
Cf,x	1,3	1
Cfx,0	1,3	1
Aref, x [m^2]	2,35	3,25

Por fim, com os dados já enunciados, resta a quantificação da ação do vento ao nível do tabuleiro para a direção X. Os valores obtidos encontram-se na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Vento ao nível do tabuleiro (direção x)

	Sem Tráfego	Com Tráfego	
Fw	4,68	4,98	[kN/m]

Segundo o ponto 4 do capítulo 8 da EN 1991-1-4, “nos casos em que o tráfego é considerado em simultâneo com o vento, o valor da combinação $\psi_0 F_{wk}$ da ação do vento na ponte e nos veículos deverá ser limitado a um valor F_w^* , o qual é determinado substituindo o valor básico da velocidade de referência do vento, $v_{b,0}$, por um valor $v_{b,0}^*$ ” [17]. Os resultados apresentados na Tabela 3.10 são referentes a um ψ_0 de 0,6 (EN1990).

Tabela 3.10 – Combinação do vento com tráfego

$\psi_0 F_w$	2,99	[kN/m]
F_w^*	2,42	[kN/m]
$\min(\psi_0 F_w, F_w^*)$	2,42	[kN/m]

3.2.2.4 Quantificação da Ação do Vento no Arco

A quantificação do vento nos restantes elementos estruturais da ponte é mais simples. Para determinar a ação do vento no arco é necessário definir a altura de referência a considerar e a pressão de pico para a respetiva altura. Estes dados encontram-se enunciados na Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Altura de referência e pressão dinâmica de pico para o Arco

Altura de referência	Z [m]	32
Pressão dinâmica de pico	$q_p(Z)$ [kN/m ²]	1,72

Sendo o arco um elemento de secção transversal retangular, é necessário determinar o coeficiente de força c_f previsto na secção 7.6 da EN 1991-1-4. O coeficiente de força pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$c_f = c_{f,0} \times \psi_r \times \psi_\lambda \quad (3.8)$$

Em que:

- $c_{f,0}$ – Coeficiente de força para elementos de secção retangular com arestas vivas e sem livre escoamento em torno das extremidades.

- ψ_r – Coeficiente de redução para secções quadradas com cantos arredondados; o valor de ψ_r depende do número de Reynolds.
- ψ_λ – Coeficiente de efeitos de extremidade para elementos cujas extremidades sejam livremente contornadas pelo vento.

O coeficiente $c_{f,0}$ depende da geometria da secção transversal e pode ser obtido recorrendo à Figura 3.15.

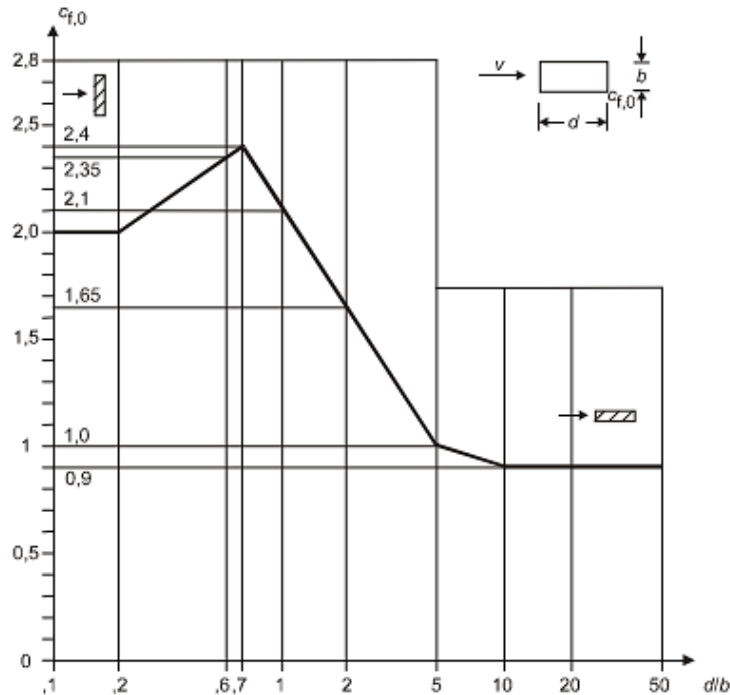


Figura 3.15 – Coeficiente de força $c_{f,0}$ [17]

Sendo a secção transversal do arco um elemento com 1 metro de largura por 1 metro de altura, obtiveram-se os coeficientes que constam da Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Coeficiente de força

Coeficiente Força c_f	2,1
$c_{f,0}$	2,1
ψ_r	1
ψ_λ	1

A ação do vento no arco é dada pelo produto da pressão dinâmica de pico (para a altura considerada) pelo coeficiente de força c_f . O seu valor encontra-se na Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Quantificação da ação do vento no arco

F_w	3,61 [kN/m]
----------------------	--------------------

3.2.2.5 Quantificação da Ação do Vento nos Restantes Elementos

A metodologia utilizada para determinar a ação do vento nos restantes elementos estruturais é igual à demonstrada no subcapítulo anterior. É importante realçar que a ação do vento nos cabos foi desprezada devido à reduzida área dos mesmos. Apresentam-se na Tabela 3.14 os valores obtidos da ação do vento nos restantes elementos.

Tabela 3.14 – Quantificação da ação do vento nos restantes elementos

Elemento Estrutural	F _w [kN/m]
Contraventamento exteriores	2,71
Contraventamento interiores	1,26
Cabos	Desprezável

Os valores obtidos foram aplicados como um sistema de forças horizontais no modelo. O sistema de forças aplicado ao modelo encontra-se representado na Figura 3.16 .

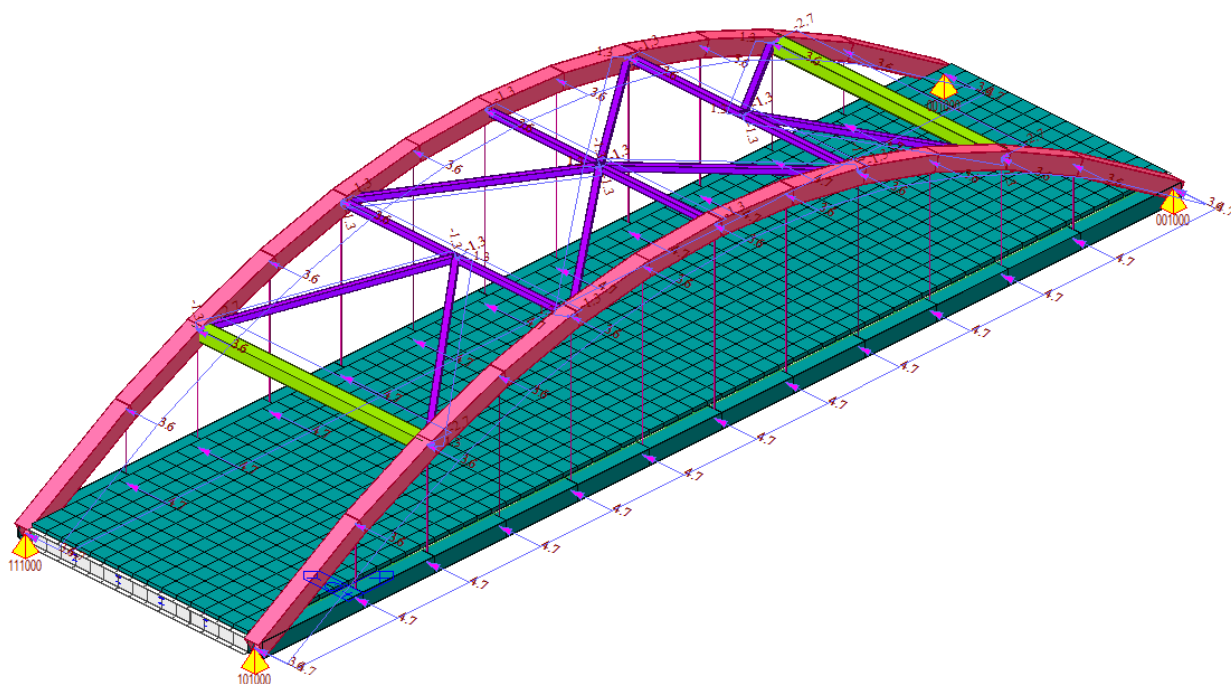


Figura 3.16 – Ação do vento considerada nos modelos

3.2.3 Ação Sísmica

O movimento sísmico num dado ponto da superfície do terreno, segundo a EN1998, é representado por um espectro de resposta elástica de aceleração à superfície do terreno. Apesar da ponte estar projetada para o continente africano, foi utilizado o caso geral do eurocódigo para a definição dos espectros de resposta elástica.

A ação sísmica é composta por três componentes. A ação sísmica horizontal é descrita por duas componentes ortogonais independentes entre si. Estas duas componentes são representadas pelo mesmo espectro de resposta. Por último, a componente vertical da ação sísmica deve ser representada pelo seu próprio espectro de resposta elástica.

Para definir os espectros de resposta é necessário de linear alguns dados iniciais. O primeiro dado a definir será a aceleração de referência a_{gr} . Ao consultar o regulamento egípcio, conclui-se que a cidade do Cairo é dividida em três zonas sísmicas com diferentes acelerações. Para o nosso caso de estudo, a aceleração de referência a adotar é de 0,15g. Em seguida, é necessário determinar a classe de importância. Recorrendo à EN1998-2, foi adotada uma classe de importância III com um coeficiente de importância (γ_I) igual a 1,3. Por fim, considerou-se um terreno do tipo B e um amortecimento de 5%. Os espectros definidos são do tipo 2 uma vez que os seus efeitos são mais condicionantes para as frequências de vibração da ponte.

Os espectros de resposta elástica horizontal e vertical foram definidos no *Midas Civil* e podem ser consultados na Figura 3.17 e Figura 3.18 respetivamente.

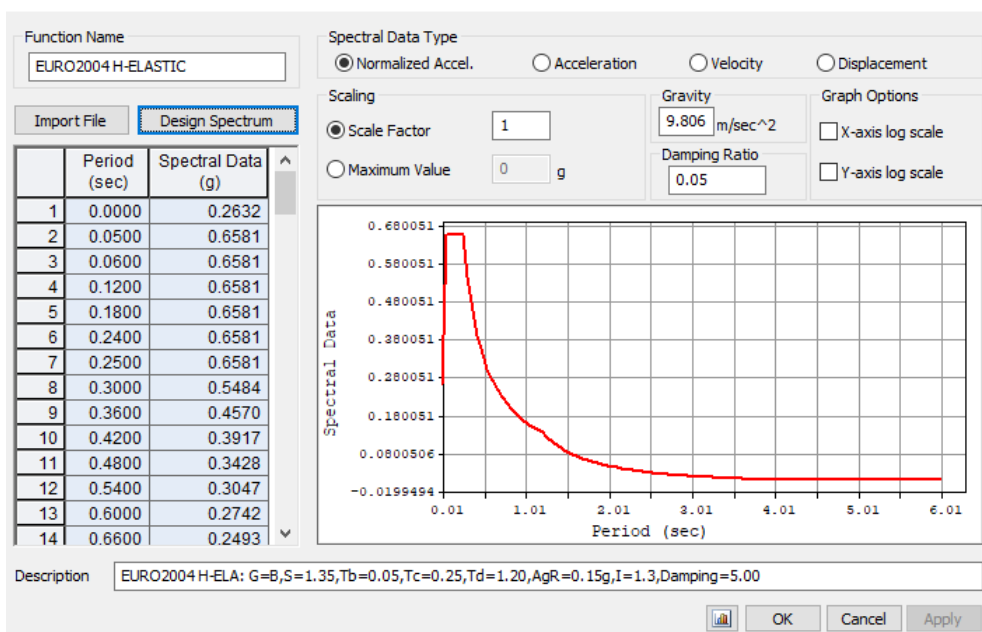


Figura 3.17 – Espectro de resposta elástico horizontal

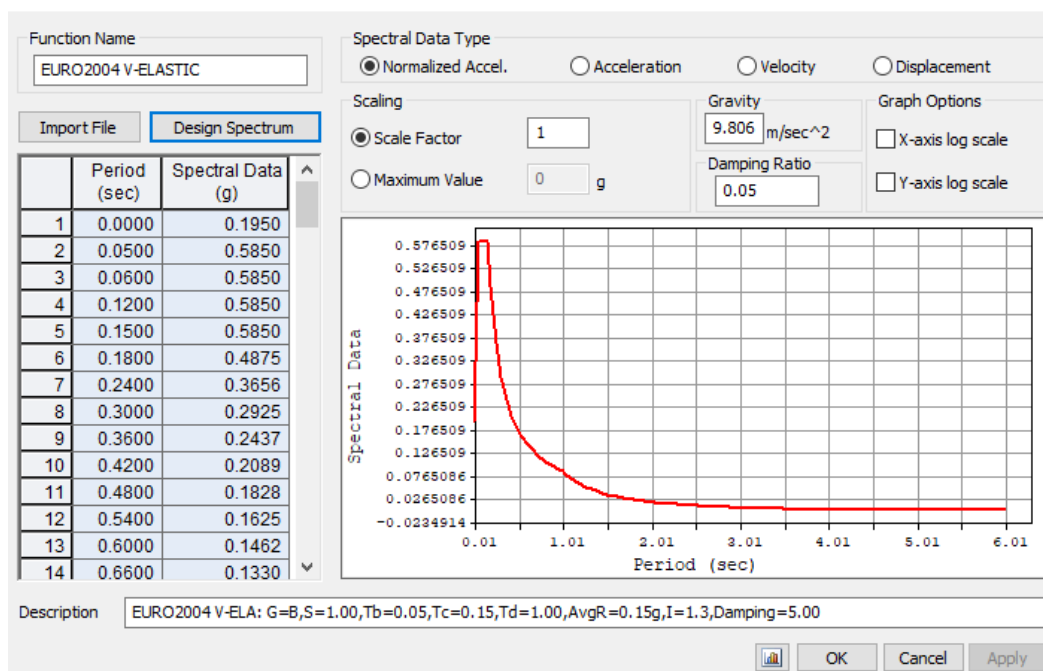


Figura 3.18 - Espetro de resposta elástico vertical

3.2.4 Ações Térmicas

As ações térmicas foram definidas de acordo com a EN1991-1-5. A consideração das ações térmicas é de extrema importância visto que “as variações diárias e sazonais de temperatura do ar à sombra, a radiação solar e a radiação reemitida provocam variações na distribuição da temperatura nos elementos individuais de uma estrutura” [18]. As condições climáticas do local, orientação da estrutura e sua massa total são alguns fatores que influenciam diretamente os efeitos térmicos. Segundo a EN1991-1-5, a distribuição da temperatura num dado elemento estrutural poderá ser composta nas seguintes quatro componentes essenciais:

- Uma componente da variação uniforme de temperatura
- Uma componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo de menor inércia
- Uma componente linear da variação diferencial de temperatura ao longo do eixo de maior inércia
- Uma componente não linear da variação diferencial de temperatura

As variações de temperatura em pontes são abordadas no capítulo 6 da EN1991-1-5. Para o presente caso de estudo, foi considerada uma variação de temperatura uniforme para todos os elementos estruturais e uma variação diferencial de temperatura ao nível do tabuleiro. A temperatura inicial considerada foi de 20°C.

3.2.4.1 Variação Uniforme de Temperatura

As variações uniformes de temperatura induzem, em estruturas isostáticas, uma variação de comprimento nos seus elementos, como se demonstra na Figura 3.19.

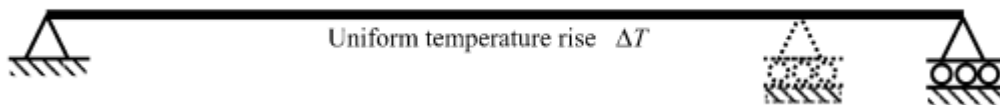


Figura 3.19 – Variação uniforme de temperatura em viga simplesmente apoiada [19]

Essa variação de comprimento pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$\Delta L = \alpha \times l_0 \times \Delta T \quad (3.9)$$

Onde:

- α – Coeficiente de dilatação Térmica
- l_0 – Comprimento inicial
- ΔT – Variação de temperatura

No entanto, grande parte das estruturas atuais são hiperestáticas assumindo, desta forma, um comportamento diferente da viga ilustrada na Figura 3.19. Uma viga hiperestática encontra-se restringida lateralmente, impedindo a variação de comprimento que ocorre numa viga simplesmente apoiada. Esta restrição gera um esforço axial na viga que é equilibrado pelas respectivas reações de apoio como se demonstra na Figura 3.20.

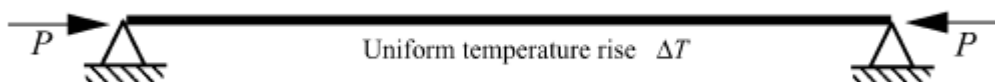


Figura 3.20 – Variação uniforme de temperatura em viga hiperestática [19]

A fórmula do esforço axial provocado pela variação uniforme de temperatura pode ser obtida através do seguinte desenvolvimento da lei de Hooke. Sabemos que a lei de Hooke é dada por:

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (3.10)$$

Sendo que a tensão σ é dada pelo quociente entre o esforço axial e a área e a extensão ε pelo quociente entre a variação de comprimento e o comprimento inicial, a lei de *Hooke* desenvolve-se para a seguinte expressão:

$$\frac{N}{A} = E \times \frac{\Delta L}{L}$$

Por último, substituindo ΔL obtém-se a fórmula do esforço axial provocado por uma variação uniforme de temperatura:

$$N = EA \times \alpha \times \Delta T \quad (3.11)$$

Para o presente caso de estudo, foi considerada uma variação uniforme de $30^\circ C$ em todos os elementos estruturais. Apresenta-se na Figura 3.21 o perfil tipo de temperatura uniforme a considerar em todos os elementos estruturais.

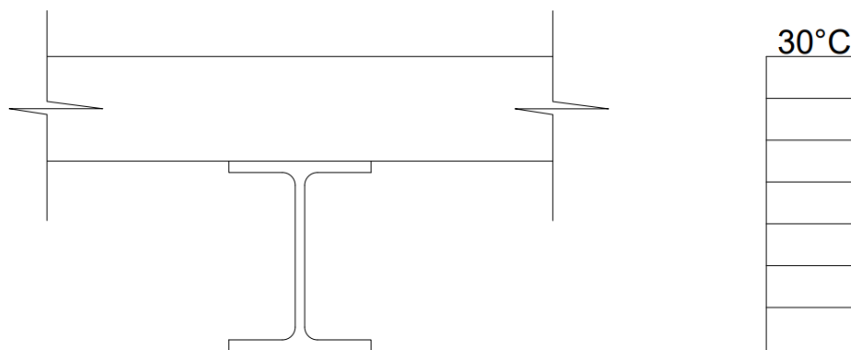


Figura 3.21 – Perfil de variação uniforme de temperatura a considerar

3.2.4.2 Variação Diferencial de Temperatura

Sendo um tabuleiro misto constituído por dois materiais com propriedades de condução de calor bem distintas, é expectável que se registem grandes diferenças de temperatura entre a secção de betão e os perfis metálicos. Este comportamento térmico díspar entre o betão e o aço torna a variação diferencial de temperatura uma componente não desprezável.

Os efeitos da variação diferencial de temperatura em estruturas complexas nem sempre são perceptíveis com facilidade. Porém, este conceito pode ser melhor compreendido considerando um exemplo mais simples como uma viga de betão armado exposta ao calor provocado por um incêndio. Devido às baixas taxas de transferência de calor do betão, uma viga de betão armado exposta a um incêndio resultará em diferenças de temperatura significativas em faces opostas. Esta diferença de temperaturas provoca

extensões dispares entre faces. Este fenómeno conhecido como “*thermal bowing*” provoca a deformação do elemento, tal como ilustrado na Figura 3.22.

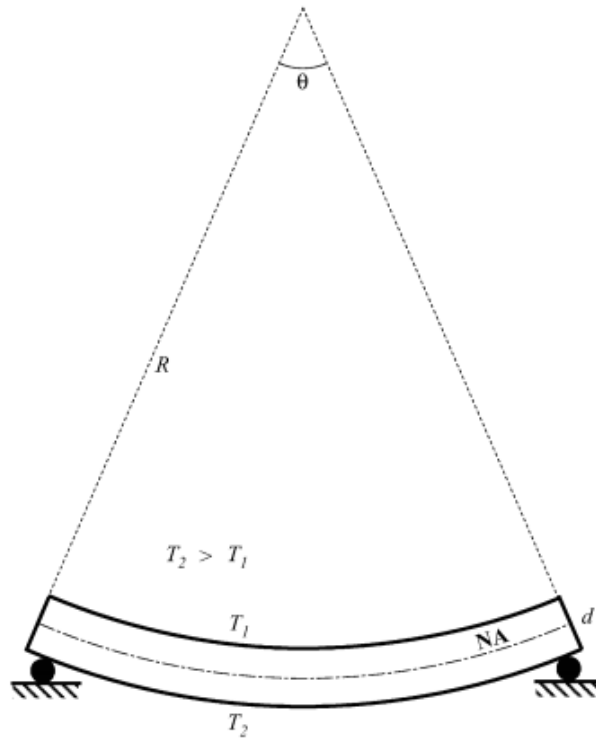


Figura 3.22 – *Thermal bowing* em viga simplesmente apoiada [19]

Em estruturas isostáticas, a variação diferencial de temperatura resulta na deformação do elemento sem a geração de momentos fletores. Considerando agora uma viga hiperestática restringida lateralmente, a variação diferencial de temperatura cria reações de apoio axiais evitando, assim, a tendência da deformação (Figura 3.23).

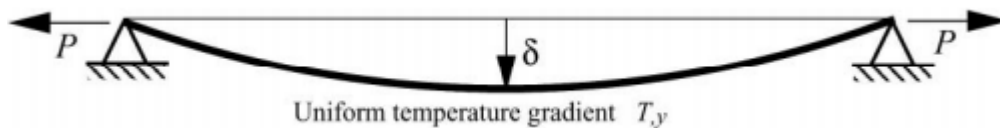


Figura 3.23 – Viga hiperestática sujeita a variação diferencial de temperatura [19]

Em estruturas hiperestáticas com restrições de rotação são gerados momentos nos apoios que cancelam a curvatura térmica. Desta forma, a viga encontra-se sujeita a um momento uniforme sem apresentar qualquer deformação. Apresenta-se na Figura 3.24 o conceito enunciado.

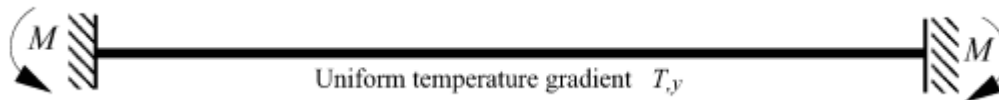


Figura 3.24 – Viga bi-encastada sujeita a variação diferencial de temperatura [19]

O momento uniforme é dado pela seguinte expressão:

$$M = EI\phi \quad (3.12)$$

Em que:

- E – Módulo de elasticidade
- I – Momento de inércia
- ϕ – Curvatura uniforme

Por sua vez, a curvatura uniforme pode ser calculada da seguinte forma:

$$\phi = \alpha \times T_y \quad (3.13)$$

Onde:

- α – Coeficiente de expansão térmica linear
- T_y – Gradiente de temperatura em função da altura

Sabendo que o gradiente T_y é dado pelo quociente entre a diferença de temperaturas ΔT e a altura da viga h , a expressão do momento simplifica-se:

$$M = \frac{\alpha EI \Delta T}{h} \quad (3.14)$$

Com uma melhor compreensão dos efeitos da variação diferencial de temperatura nas estruturas, retrocede-se, então, à sua definição. De acordo com a EN1991-1-5, a determinação da componente vertical linear da variação diferencial de temperatura pode ser determinada através de duas abordagens. Como só foram considerados perfis lineares de temperatura para o presente caso de estudo, utilizou-se a abordagem 1 prevista no eurocódigo. A EN1991-1-5 prevê, para tabuleiros mistos aço-betão, que sejam considerados dois perfis lineares de temperatura. Uma variação linear de $15^\circ C$ para situações em que a face superior do tabuleiro se encontra mais quente do que a face inferior e uma variação linear de $18^\circ C$ para a situação inversa. Na Figura 3.25 apresentam-se as variações diferenciais de temperatura a considerar no tabuleiro. A variação diferencial de temperatura não foi considerada para os restantes elementos.

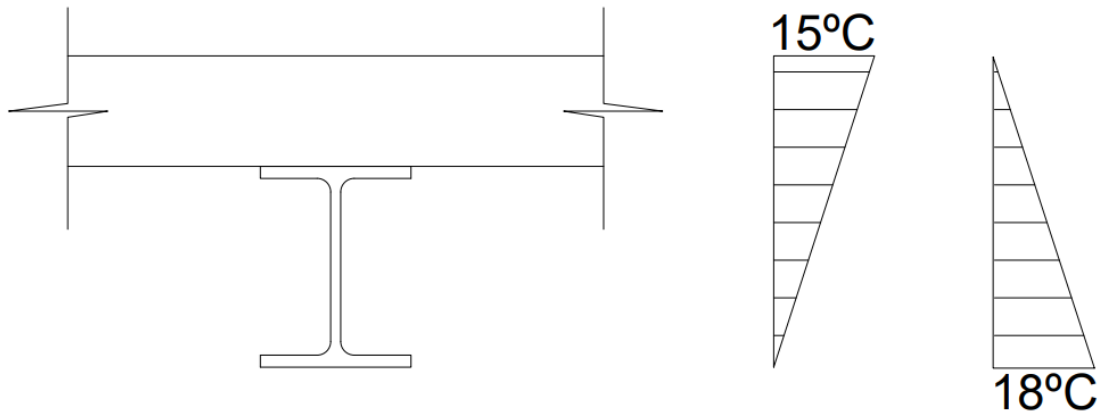


Figura 3.25 – Variações lineares diferenciais de temperatura a considerar no tabuleiro

Realça-se que, de acordo com a secção 6.1.4.3 da EN1991-1-5, não é necessário considerar a componente horizontal da variação diferencial de temperatura. No entanto, esta deve ser considerada em alguns casos particulares. A componente horizontal da variação diferencial de temperatura deverá ser considerada, por exemplo, em casos onde a orientação ou a configuração da ponte resulte em lados com exposições solares dispares.

3.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As disposições específicas para pontes, relativamente à combinação de ações, podem ser consultadas no anexo A2 da EN1990.

As combinações de ações para a verificação dos estados limites últimos deverão surgir a partir da seguinte expressão:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.15)$$

Para a verificação dos estados limites de utilização, a EN1990 prevê uma combinação característica, frequente e quase permanente. A combinação característica, dada pela equação 6.14b da EN1990, é expressa por:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (3.16)$$

A combinação frequente, dada pela equação 6.15b, é definida por:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.17)$$

A combinação quase permanente, dada pela equação 6.16b, é expressa por:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.18)$$

As combinações geradas para situações de projeto sísmicas seguem a seguinte expressão:

$$Ed = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (3.19)$$

As ações de tráfego rodoviário são agrupadas em grupos para as respetivas combinações. Estes grupos de carga encontram-se definidos na tabela 4.4a da EN1991-2. Os coeficientes ψ das ações variáveis em pontes rodoviárias, definidos no anexo A2 da EN1990, encontram-se representados na Figura 3.26.

Action	Symbol	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Traffic loads (see EN 1991-2, Table 4.4)	gr1a (LM1+pedestrian or cycle-track loads) ¹⁾	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0
		Pedestrian+cycle-track loads ²⁾	0,40	0,40	0
	gr1b (Single axle)		0	0,75	0
	gr2 (Horizontal forces)		0	0	0
	gr3 (Pedestrian loads)		0	0,40	0
	gr4 (LM4 – Crowd loading))		0	0,5) - 0,5)	0
Wind forces	gr5 (LM3 – Special vehicles))		0	0,5) - 0,5)	0
	F_{Wk}		0,6	0,2	0
	- Persistent design situations - Execution		0,8	-	0
	F_W^s		1,0	-	-
Thermal actions	T_k		0,6 ³⁾	0,6	0,5
Snow loads	$Q_{s,e}$ (during execution)		0,8	-	-
Construction loads	Q_c		1,0	-	1,0

Figura 3.26 – Coeficientes ψ [20]

As disposições regulamentares específicas para a combinação de ações em pontes rodoviárias podem ser consultadas na secção A2.2.2 do anexo A2 da EN1990.

3.3.1 Definição das Combinações de Ações no *Midas Civil*®

De forma a facilitar a definição das combinações para o utilizador, o *Midas Civil* possui uma ferramenta automática de combinação de ações e respetivas envolventes de esforços. De forma ao programa gerar as combinações, é necessário estabelecer o eurocódigo 0 como regulamento a seguir, tal como se demonstra na Figura 3.27.

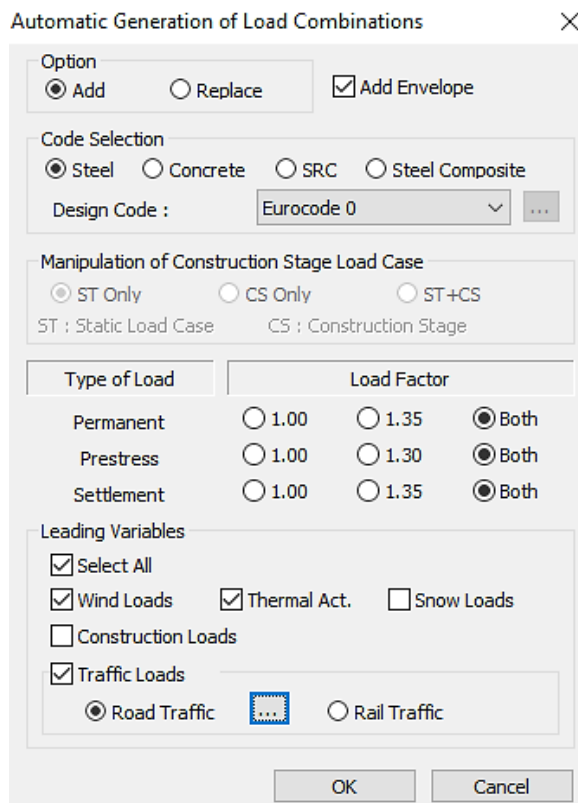


Figura 3.27 – Geração automática de combinações de ações

CAPÍTULO 4

ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES

A análise de deformações deve ser realizada de modo a garantir que a estrutura se mantenha em condições normais de utilização. O principal foco, no que diz respeito ao controlo de deformações, deve ser sobre o tabuleiro. Sendo o tabuleiro do presente caso de estudo de origem mista, a EN1994-2 indica que para o estado limite de deformação se deve encontrar de acordo com o anexo A2 da EN1990 e os pontos 7.5 a 7.8 da EN1993-2. As deformações deverão ser calculadas usando uma análise elástica linear e para as combinações frequentes de ações.

Ao contrário das pontes ferroviárias, cujo limite é afetado por diversas variáveis como a velocidade do comboio, o eurocódigo para pontes rodoviárias não define qualquer limite de controlo de deformações. Como tal, é recomendável que esse limite seja definido em projeto em função do tipo de estrutura em causa e das condicionantes existentes. Em situações em que se revele justificável, deverão também ser definidas medidas para o controlo de vibrações provocadas pelas ações de tráfego e do vento.

De acordo com a EN1993-2, as deformações excessivas podem trazer os seguintes inconvenientes:

- O excesso de deformação pode contribuir para uma inclinação transversal excessiva, tornando a circulação de tráfego insegura
- Alteração do comportamento dinâmico da estrutura causando desconforto nos utentes
- Fendilhação no asfalto
- Anomalias no sistema de drenagem de águas pluviais
- Comprometer o correto funcionamento das juntas de dilatação

Em condições correntes de projeto, deverão ser definidas as fases de construção de forma a ter um controlo sobre as deformações em todas as fases de construção. A divisão das fases de construção poderia ser feita da seguinte forma:

- 1ª fase de construção: Toda a estrutura metálica da ponte é construída.
- 2ª fase de construção: Betonagem do tabuleiro. Nesta fase, o betão ainda não ganhou presa e os elementos deverão ser verificados como exclusivamente metálicos face às ações existentes.
- 3ª fase de construção: O tabuleiro assume o comportamento compósito. Os componentes deverão ser verificados tendo em conta o comportamento compósito.
- Fase de utilização: Referente à fase do funcionamento da ponte em condições normais. Todas as ações permanentes e variáveis são consideradas.

No que diz respeito à primeira fase de construção, a deformada é relativa apenas ao peso próprio da estrutura metálica. Apresenta-se, na Figura 4.1 a deformada global relativamente à primeira fase de construção.

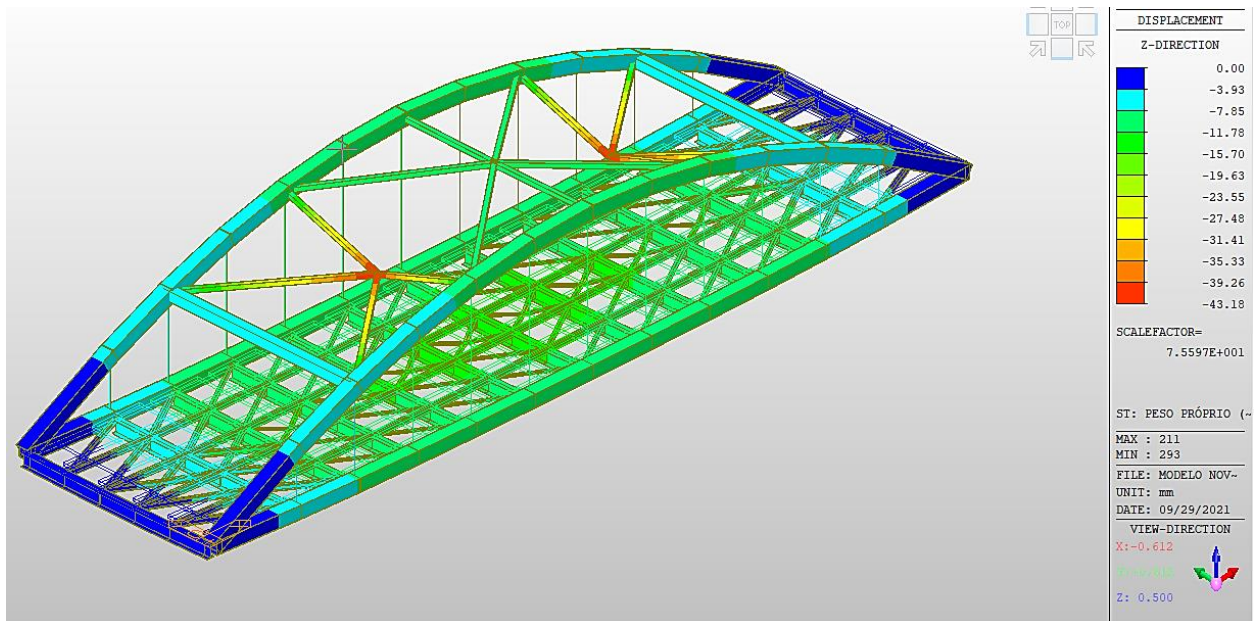


Figura 4.1 – Deformada global da 1ª fase de construção

Através da análise da Figura 4.1, retiram-se duas ilações. Em primeiro lugar, os contraventamentos apresentam uma deformação excessiva devido ao peso próprio. Esta deformação é compreensível dado o vão que estes cobrem. Este problema pode ser resolvido recorrendo a uma pré curvatura dos elementos contrariando, assim, a deformação dos contraventamentos. Em segundo lugar, destaca-se uma deformação de 16 mm na secção central do tabuleiro. Isto leva a crer que o peso próprio da estrutura

terá uma grande influência na deformada global da estrutura. No entanto, a deformada apresentada na Figura 4.1 não contabiliza a pré-tensão dos cabos.

4.1.1 Pré-Tensão dos Cabos

O principal objetivo da pré-tensão consiste no controlo da deformação do tabuleiro devido às ações permanentes. Desta forma, conseguimos obter uma deformada do tabuleiro aceitável. Na fase de pré-tensão, foram consideradas as seguintes cargas permanentes:

- Peso próprio da estrutura em aço
- Peso próprio do betão do tabuleiro
- Peso próprio das barreiras de segurança
- Peso próprio do asfalto

Não foi considerada qualquer ação variável para a determinação da pré-tensão. Para este efeito, recorreu-se a uma ferramenta do *Midas Civil* denominada “*Unknown load factor*”. Trata-se de uma técnica iterativa para determinar a força nos cabos em função de determinadas restrições impostas pelo utilizador. Como passo preliminar, é necessário numerar os cabos de forma a facilitar a sua posterior identificação. A identificação dos cabos foi feita de acordo com a Figura 4.2.

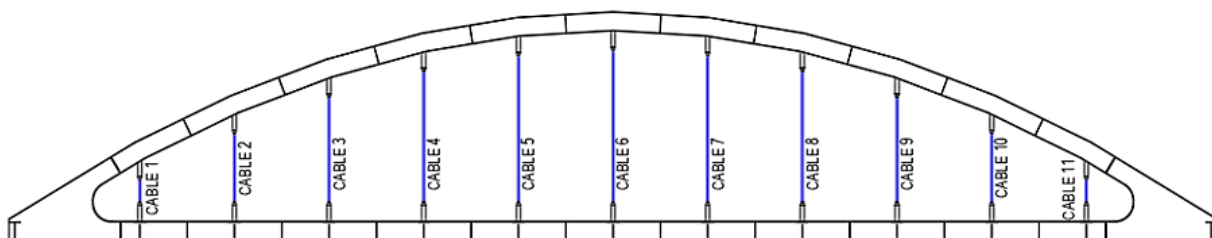


Figura 4.2 – Identificação dos cabos

Antes de recorrer ao “*Unknown load factor*”, é fundamental introduzir uma tensão unitária de referência nos cabos. Desta forma, o valor de retorno do processo iterativo será igual à tensão necessária a instalar nos cabos. Em seguida, considerou-se uma combinação de ações englobando todas as ações permanentes e todos os casos de carga dos cabos (Figura 4.3).

	LoadCase	Factor	^
	Peso Próprio (Steel only)(ST)	1.0000	
	Concrete Barrier(ST)	1.0000	
	Asfalto(ST)	1.0000	
	Peso do betão(ST)	1.0000	
	Cable1 PT(ST)	1.0000	
	Cable2 PT(ST)	1.0000	
	Cable3 PT(ST)	1.0000	
	Cable4 PT(ST)	1.0000	
	Cable5 PT(ST)	1.0000	
	Cable6 PT(ST)	1.0000	
	Cable7 PT(ST)	1.0000	
	Cable8 PT(ST)	1.0000	
	Cable9 PT(ST)	1.0000	
	Cable10 PT(ST)	1.0000	
	Cable11 PT(ST)	1.0000	
*			

Figura 4.3 – Combinação de ações utilizada para a determinação da tensão nos cabos

Posteriormente, foram definidas as restrições a respeitar pelo *software* durante o cálculo dos fatores de carga. Foram definidas as seguintes restrições:

1. Nenhum dos cabos pode passar o ponto de tensão nula (cabo entra em compressão).
2. A deformada vertical das cordas inferiores deverá assumir um valor próximo de 0.

A primeira restrição é facilmente cumprida dentro do programa. A função “unknown load factor” do *Midas Civil* permite ao utilizador obter o retorno dos fatores de carga exclusivamente positivos (*sign of unknowns*), cumprindo, assim, a primeira restrição. De forma a satisfazer a segunda restrição enunciada, é necessário restringir, dentro de uma certa tolerância, todos os nós que ligam os cabos às cordas inferiores. Para este efeito, foi considerado um limite de tolerância de 5 mm. Apresentam-se na Tabela 4.1 as restrições de deformação vertical aplicadas aos nós das cordas inferiores.

Tabela 4.1 – Restrições de deformação vertical aplicada aos nós das cordas inferiores

Restrição	Node ID	Componente	L.Tolerância Superior [mm]	L.Tolerância inferior [mm]
DZnode186	186	DZ	5	-5
DZnode187	187	DZ	5	-5
DZnode188	188	DZ	5	-5
DZnode189	189	DZ	5	-5
DZnode190	190	DZ	5	-5
DZnode191	191	DZ	5	-5
DZnode192	192	DZ	5	-5
DZnode193	193	DZ	5	-5
DZnode194	194	DZ	5	-5
DZnode195	195	DZ	5	-5
DZnode196	196	DZ	5	-5
DZnode199	199	DZ	5	-5
DZnode200	200	DZ	5	-5
DZnode201	201	DZ	5	-5
DZnode202	202	DZ	5	-5
DZnode203	203	DZ	5	-5
DZnode204	204	DZ	5	-5
DZnode205	205	DZ	5	-5
DZnode206	206	DZ	5	-5
DZnode207	207	DZ	5	-5
DZnode208	208	DZ	5	-5
DZnode209	209	DZ	5	-5

Por último, é necessário selecionar os casos de carga dos cabos e defini-los com fator desconhecido (*unknown*), tal como se demonstra na Figura 4.4.

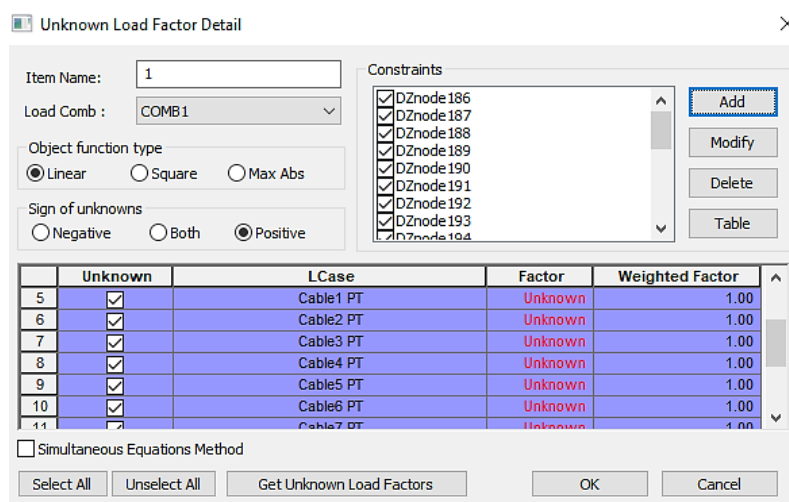


Figura 4.4 – Unknown load factor

Na Tabela 4.2 encontram-se os resultados obtidos para as restrições enunciadas.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos do Unknown load factor

	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11
Fator [kN]	374	658	844	973	1058	1090	1044	971	847	659	374
DZ [mm]	-1.93	-0.54	-0.075	-0.73	-2.13	-3.89	-5.0	-4.66	-4.62	-4.93	-3.67
L.Sup[mm]	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
L.Inf[mm]	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5	-5

Esta ferramenta permite ainda obter a matriz de influência que relaciona a pré-tensão com os deslocamentos nos nós das cordas inferiores (Tabela 4.3).

Tabela 4.3 – Matriz de influência entre a pré-tensão dos cabos e os deslocamentos (mm)

Pré-tensão [kN]	Cabo 1	Cabo 2	Cabo 3	Cabo 4	Cabo 5	Cabo 6	Cabo 7	Cabo 8	Cabo 9	Cabo 10	Cabo 11
374 (Cabo 1)	2,597	1,431	0,492	0,327	0,425	0,508	0,522	0,483	0,409	0,311	0,193
658 (Cabo 2)	1,489	3,831	2,355	1,042	0,728	0,803	0,871	0,837	0,72	0,548	0,34
844 (Cabo 3)	0,591	2,423	4,946	3,145	1,473	0,971	0,962	0,966	0,858	0,659	0,408
973 (Cabo 4)	0,4	1,095	3,193	5,76	3,695	1,747	1,086	0,986	0,912	0,724	0,453
1058 (Cabo 5)	0,452	0,72	1,517	3,744	6,279	4,001	1,859	1,086	0,906	0,751	0,487
1090 (Cabo 6)	0,498	0,729	0,968	1,79	4,026	6,46	4,023	1,788	0,967	0,729	0,498
1044 (Cabo 7)	0,475	0,732	0,881	1,057	1,827	3,966	6,242	3,712	1,491	0,701	0,441
971 (Cabo 8)	0,451	0,722	0,909	0,983	1,082	1,742	3,689	5,756	3,19	1,093	0,399
847 (Cabo 9)	0,411	0,662	0,862	0,972	0,968	0,977	1,478	3,149	4,95	2,426	0,593
659 (Cabo 10)	0,342	0,55	0,722	0,84	0,874	0,805	0,731	1,044	2,357	3,832	1,489
374 (Cabo 11)	0,194	0,311	0,41	0,483	0,522	0,508	0,425	0,327	0,492	1,431	2,597

Com as ações permanentes consideradas e as forças nos cabos ilustradas na Tabela 4.2, o programa gera, automaticamente, uma combinação de ações. Apresenta-se na Figura 4.5 a deformada global após a pré-tensão dos cabos.

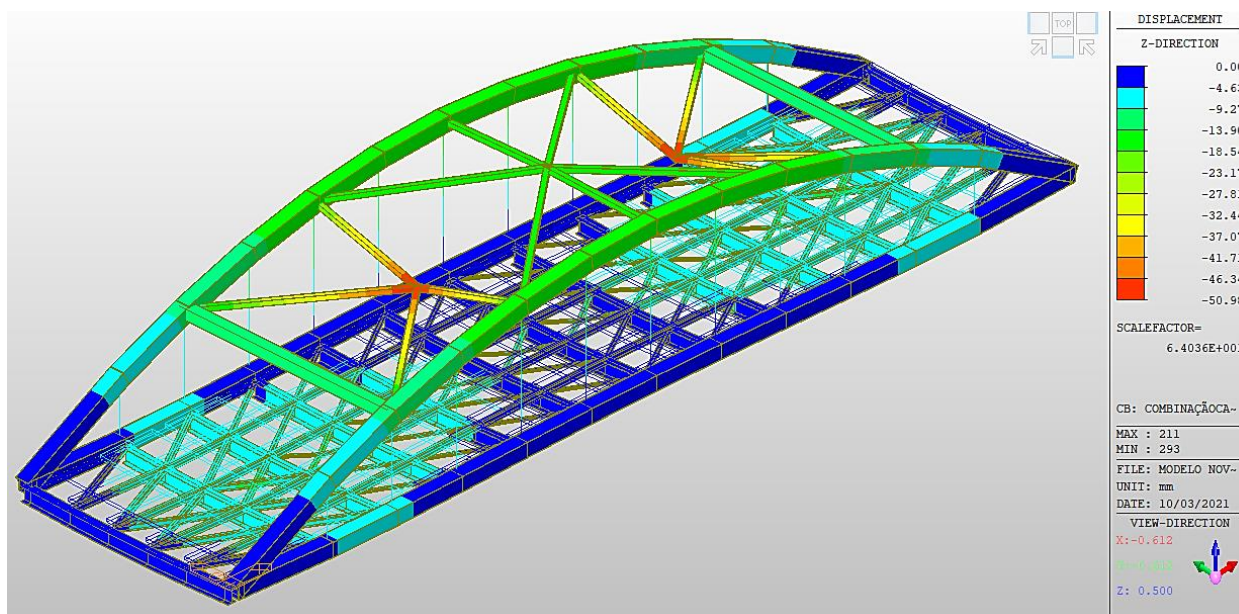


Figura 4.5 – Deformada global após a pré-tensão dos cabos

Como é possível observar na Figura 4.5, a pré-tensão dos cabos provocou uma clara melhoria na *performance* da deformação do tabuleiro. O tabuleiro apresenta uma deformada máxima de 9 milímetros (tendo em consideração todas as ações permanentes) face aos 16 milímetros apresentados inicialmente que consideravam apenas o peso da estrutura metálica.

Uma vez que os cabos não possuem o mesmo grau de influência sobre a deformada do tabuleiro, é possível fazer um estudo de forma a otimizar a solução de pré tensão obtida. É importante mencionar que, em situações de projeto, deve ser planeada uma sequência de pré-tensão. Dado que a aplicação de tensão num cabo provoca um impacto direto sobre os cabos vizinhos, a sequência de pré-tensão deverá ser efetuada de modo que nenhum cabo entre em compressão.

4.1.2 Reação da Ponte Face às Ações de Temperatura e de Tráfego

Um outro aspeto interessante de analisar, dentro do campo das deformações, é a resposta da ponte face às ações de temperatura uniforme. Como é sabido, e de acordo com o enunciado na Figura 3.19, as condições de apoio devem permitir alongamentos na direção longitudinal. Por isso, a verificação da deformada da ponte face às ações uniformes de temperatura, permite retirar conclusões sobre o funcionamento da ponte. Encontra-se representada na Figura 4.6 a deformada global face à ação térmica uniforme de $30^{\circ}C$.

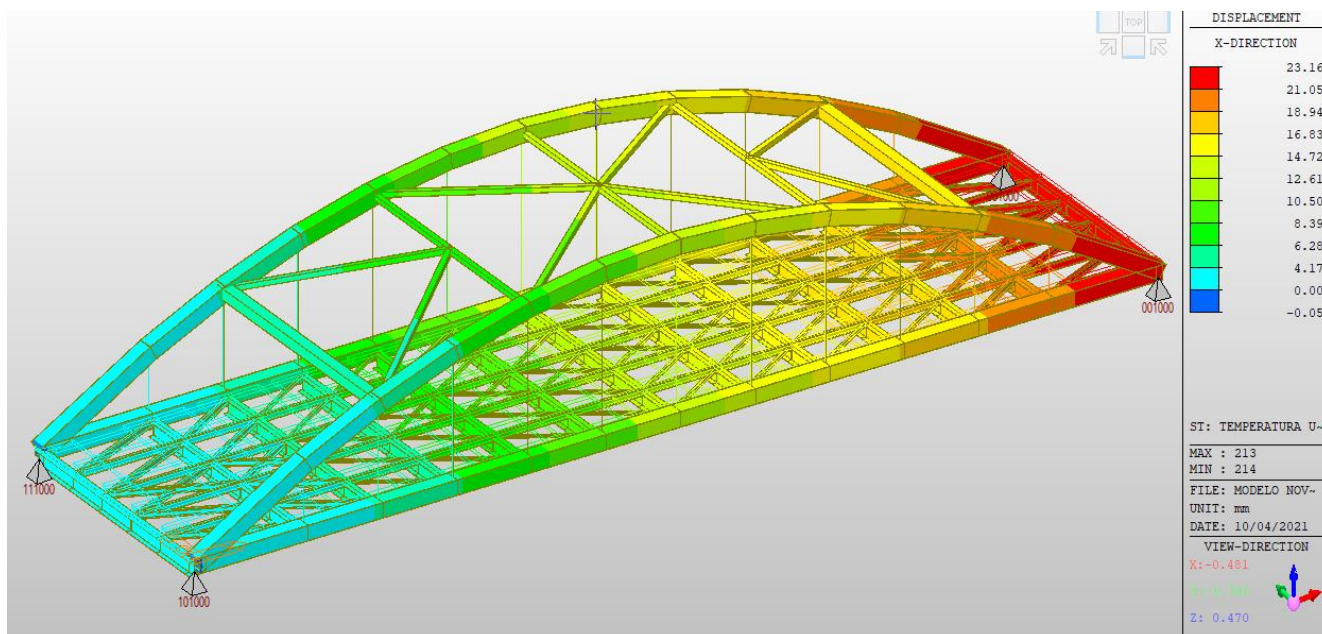


Figura 4.6 – Deformada global face à ação de temperatura uniforme

Pela análise da Figura 4.6, conclui-se que as condições de apoio adotadas coincidem com o seu funcionamento teórico. A deformada vai aumentando ao longo do vão da ponte atingindo uma deformada máxima de 23 milímetros na zona dos apoios deslizantes (área a vermelho).

Ainda dentro do campo da temperatura, a verificação da reação do tabuleiro ao fenómeno de *Thermal Bowing*, enunciado no subcapítulo 3.2.4, pode ser realizada através do estudo da deformada provocada pelas ações de temperatura diferencial. Dado que a definição de ações desta natureza, em software, se revela pouco intuitiva, a verificação da existência de *Thermal Bowing* no tabuleiro permite confirmar a correta definição das mesmas. A deformada global para a ação de temperatura diferencial de 15°C é apresentada na Figura 4.7.

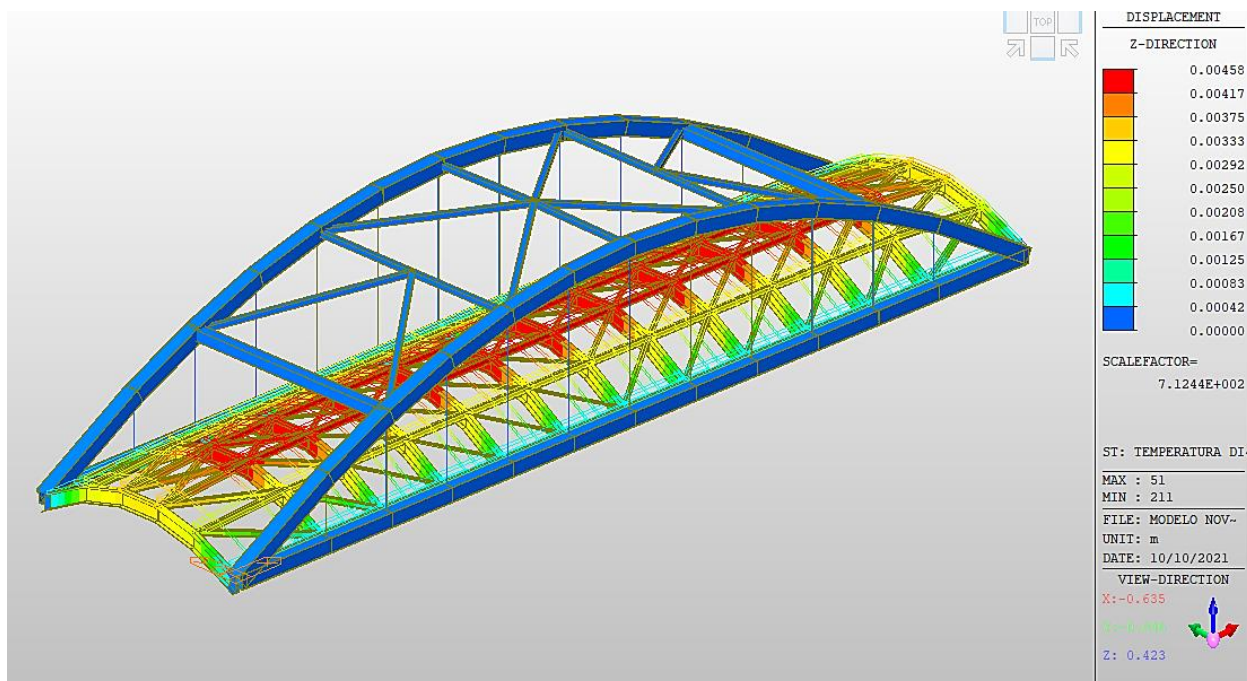


Figura 4.7 – Deformada global face à ação de temperatura diferencial de 15°C

Como é possível observar na Figura 4.7, a diferença de temperatura entre as faces superior e inferior provoca no tabuleiro uma curvatura côncava. Por outro lado, a variação de temperatura de 18°C contrária considerada apresentará, no tabuleiro, uma curvatura convexa (Figura 4.8).

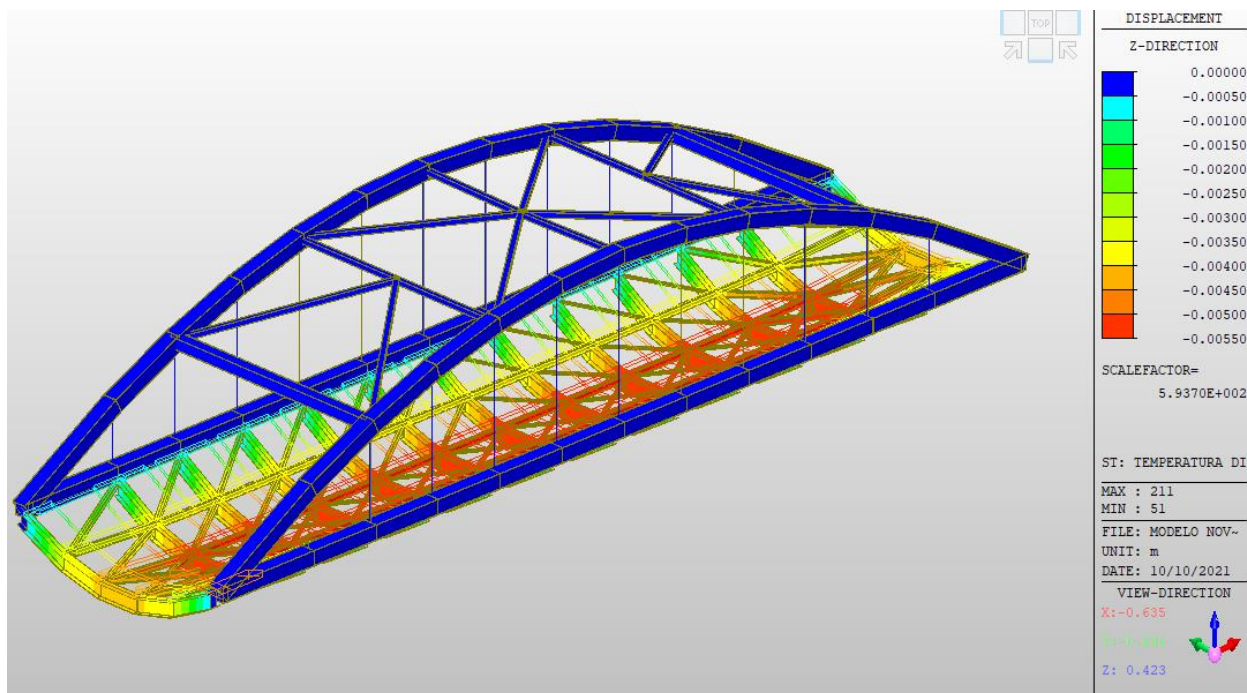


Figura 4.8 – Deformada global face à ação de temperatura diferencial de 18°C

A resposta da estrutura face às ações rodoviárias poderá também revelar-se interessante. As deformadas globais positivas e negativas da envolvente do modelo de sobrecarga LM1 são apresentadas na Figura 4.9 e na Figura 4.10, respetivamente.

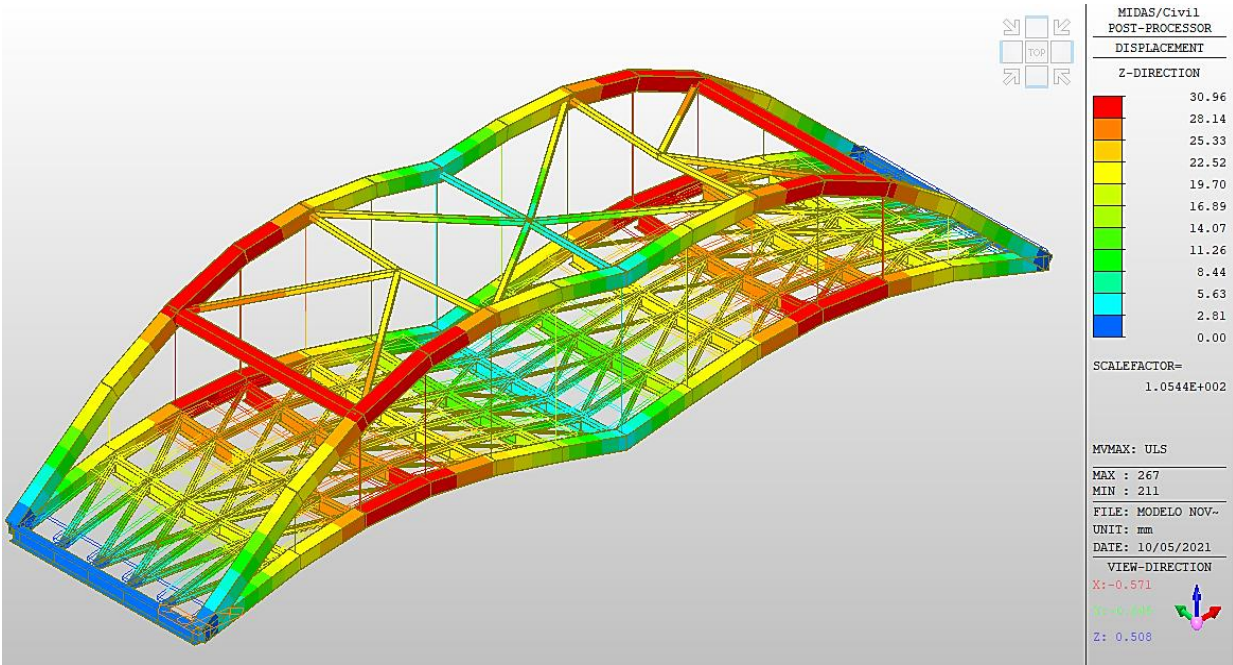


Figura 4.9 – Deformada global LM1 (*Envelope-Upward*)

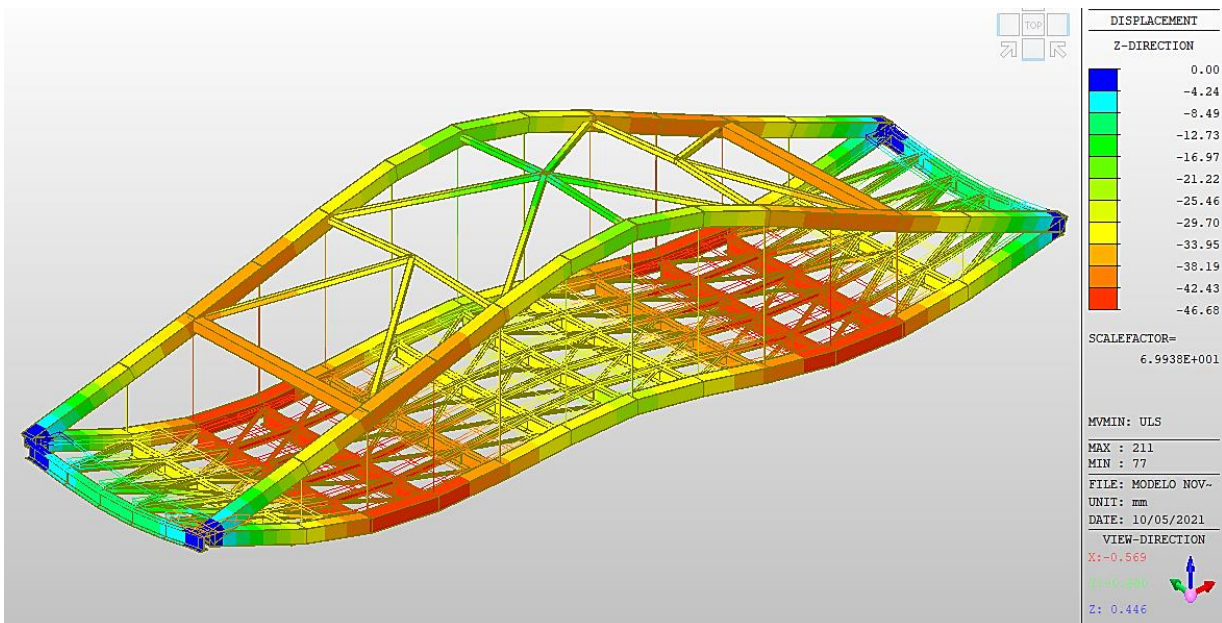


Figura 4.10 – Deformada global LM1 (*Envelope-Downward*)

O *software* determina, de forma automática, as posições do veículo (*Tandem System*) mais desfavoráveis devolvendo as deformações máximas, positivas e negativas (áreas a vermelho), associadas a esses posicionamentos.

4.2 ANÁLISE DE FORÇAS E MOMENTOS

A análise de forças e momentos nos elementos estruturais pode ser executada e dividida pelas respetivas fases de construção enunciadas no subcapítulo 4.1. O presente subcapítulo encontra-se dividido por grupos estruturais.

4.2.1 Vigas Transversais (*Cross Beams*)

As vigas transversais assumem a função principal de suporte do tabuleiro. Estas são responsáveis pela transferência de esforços do tabuleiro para as cordas. A nível de esforços, realça-se a importância da análise dos momentos fletores e do esforço transversal.

Como é referido no subcapítulo 4.1, a 1ª fase de construção dita a montagem de toda a estrutura metálica. Nesta fase, as verificações de segurança deverão seguir os procedimentos dispostos pela EN1993-2. Os momentos fletores e os esforços transversos das vigas transversais relativos à primeira fase de construção encontram-se ilustrados na Figura 4.11 e na Figura 4.12 .

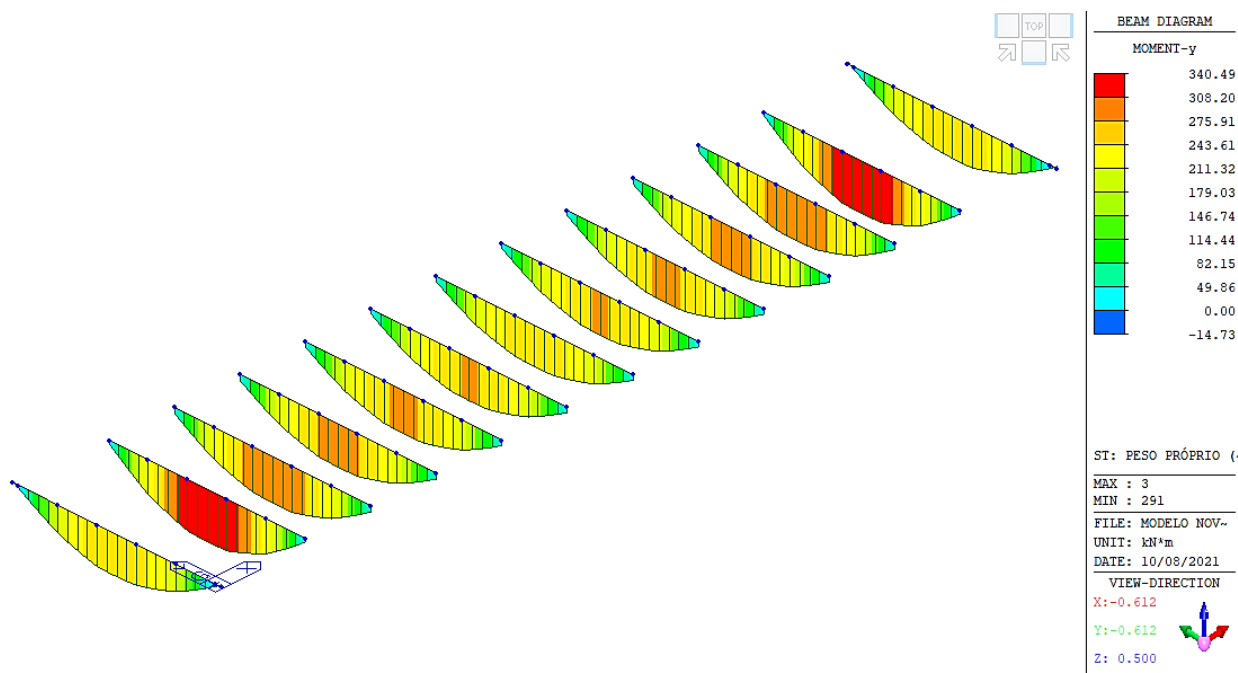


Figura 4.11 – Momentos fletores M_y (1ª fase de construção)

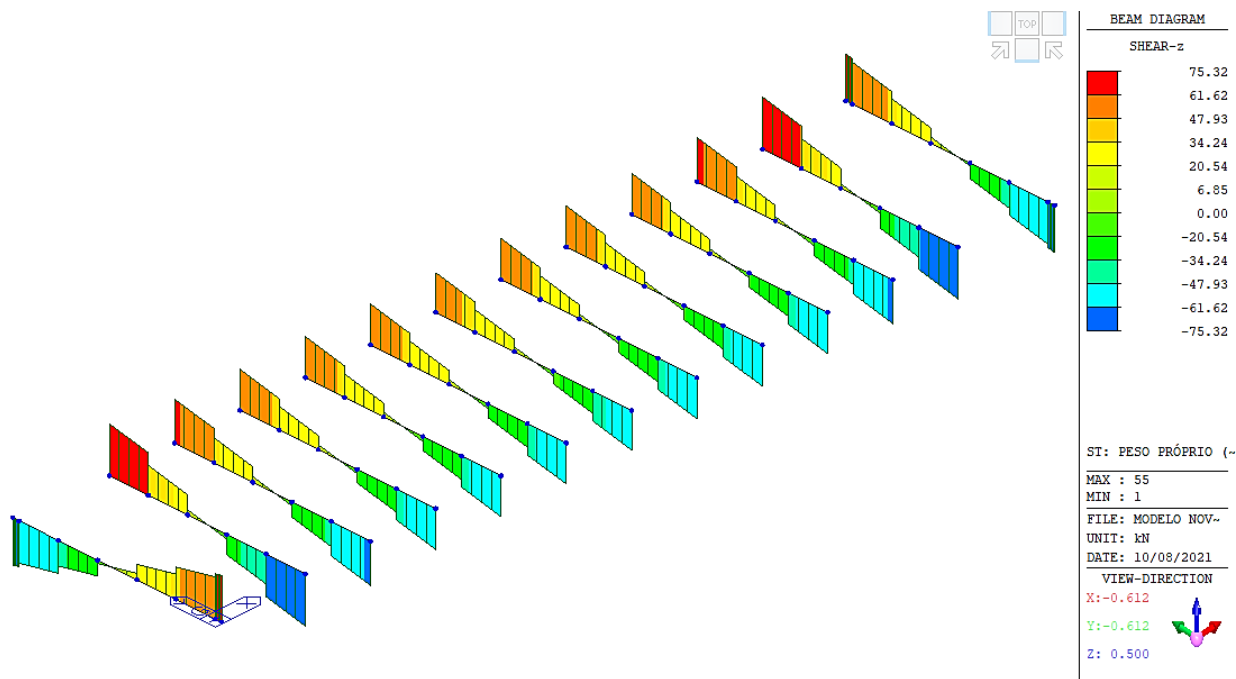


Figura 4.12 – Esforços transversos Fz (1ª fase de construção)

Os esforços máximos registados para o momento fletor e para o esforço transversal foram de 340,49 kNm e 75,32 kN, respetivamente.

Prosseguindo para a 3ª fase de construção, considera-se que todas as ações permanentes, previstas no subcapítulo 3.1, se encontram instaladas. O tabuleiro assume o comportamento compósito previsto e já foram realizados os procedimentos de pré-tensão dos cabos. As verificações de segurança das vigas transversais serão feitas de acordo com a EN1994-2. Ilustram-se na Figura 4.13 e na Figura 4.14, os resultados obtidos do momento fletor e esforço transversal para a 3ª fase de construção.

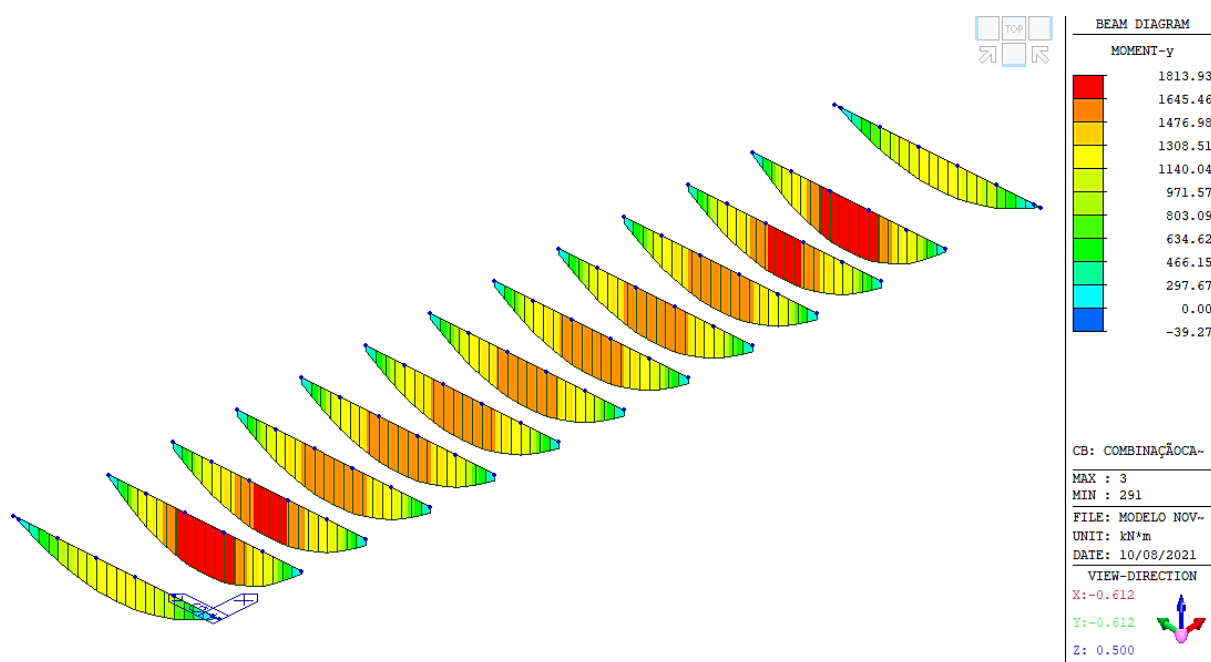


Figura 4.13 – Momentos fletores My (3ª fase de construção)

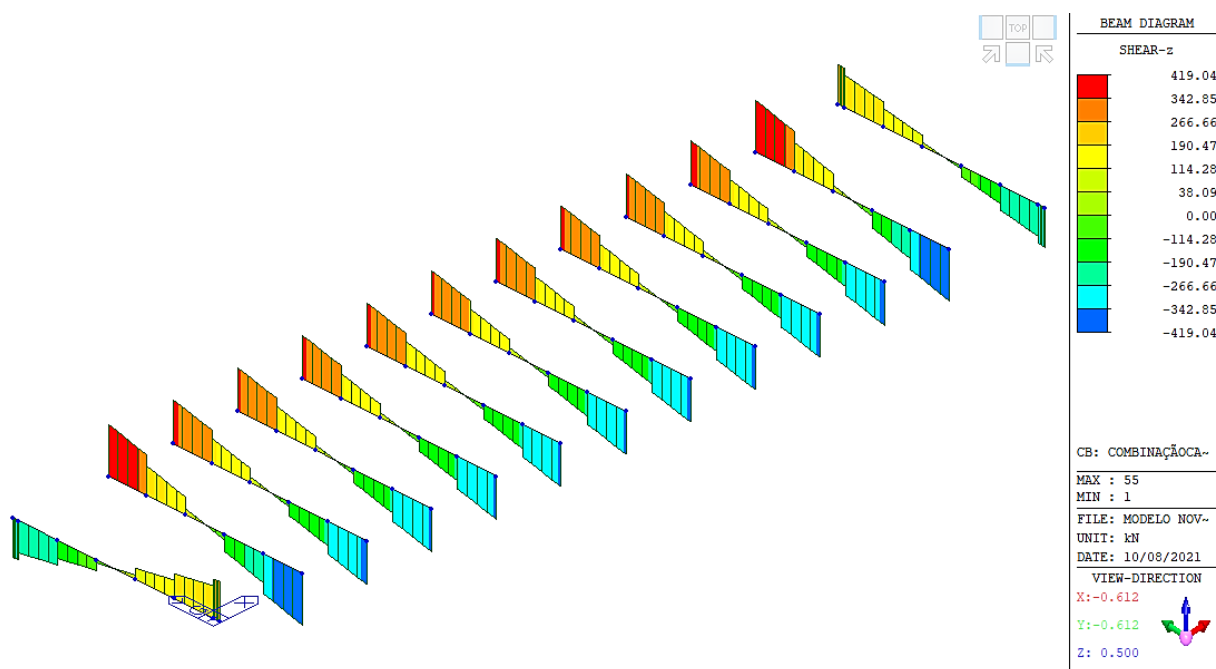


Figura 4.14 – Esforços transversos Fz (3ª fase de construção)

Para a 3ª fase de construção, registou-se um momento fletor máximo de 1813,93 kNm e um esforço transversal máximo de 419,04 kN.

Para a fase de utilização, são consideradas todas as ações permanentes e variáveis, simulando as condições normais de utilização da ponte. No que diz respeito aos momentos fletores e ao esforço transversal, é importante representar, para o estado limite último, as envolventes de esforços (Figura 4.15, Figura 4.16 e Figura 4.17).

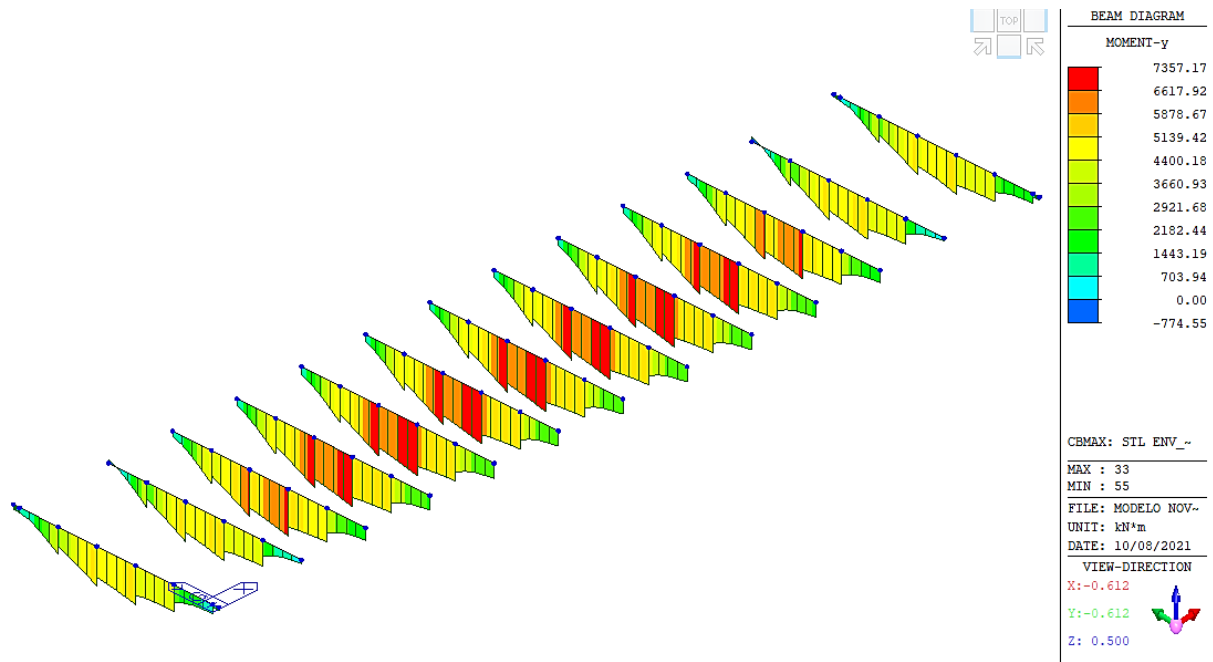


Figura 4.15 – Momentos fletores M_y (Envelope (+) – ULS)

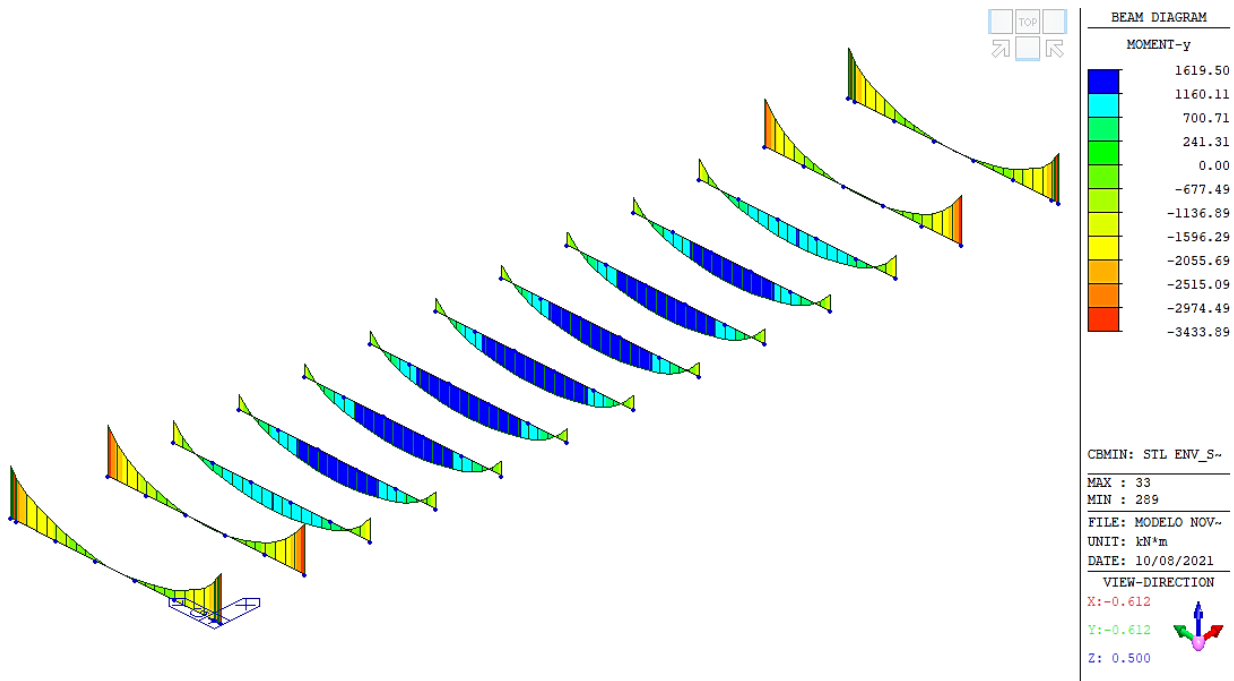


Figura 4.16 – Momentos fletores M_y (Envelope (-) – ULS)

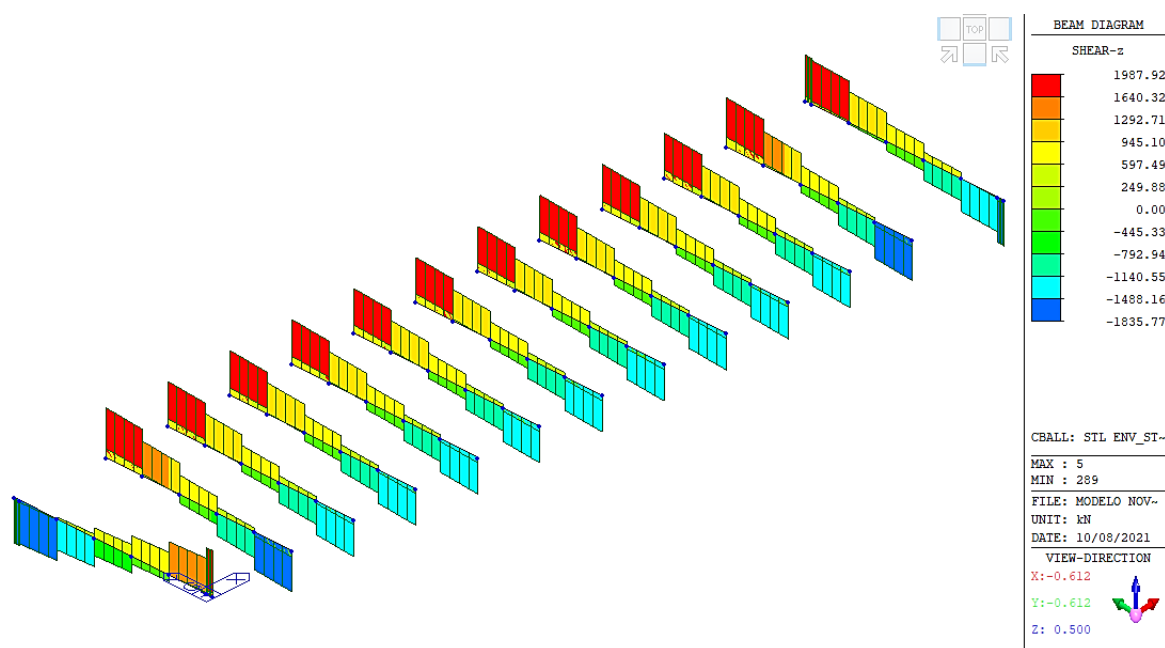


Figura 4.17 – Esforços transversos F_z (*Envelope (+/-)*) – ULS)

Os valores máximos registados encontram-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Valores máximos registados da envolvente de esforços

Resultados Env.ULS – <i>Cross Beams</i>	Valor máximo	Unidade
My (+)	7357,17	kNm
My (-)	-3433,89	kNm
Fz (+)	1987,92	kN
Fz (-)	-1835,77	kN

4.2.2 Arco e Cordas Inferiores (*Arch and Bottom Chord*)

O próximo grupo estrutural a abordar são o arco e as cordas inferiores. O arco é responsável pelo encaminhamento das cargas até aos aparelhos de apoio. *Per Tveit* recomenda que, para grande maioria dos casos, os arcos sejam concretizados com perfis comerciais metálicos do tipo H. No entanto, o uso de secções SHS apresenta algumas vantagens, como uma maior resistência a fenómenos de flexão e torção.

As cordas inferiores são responsáveis pela transferência de cargas para os pendurais e pela reação da componente horizontal da carga transmitida pelo arco, deixando as mesmas tracionadas.

A exposição de resultados segue a mesma metodologia do subcapítulo anterior. Acrescentam-se, no caso do arco e das cordas inferiores, os esforços axiais e os momentos de torção. Apresentam-se na Figura

4.18, Figura 4.19, Figura 4.20 e Figura 4.21 os diagramas de esforços relevantes para a 1ª fase de construção.

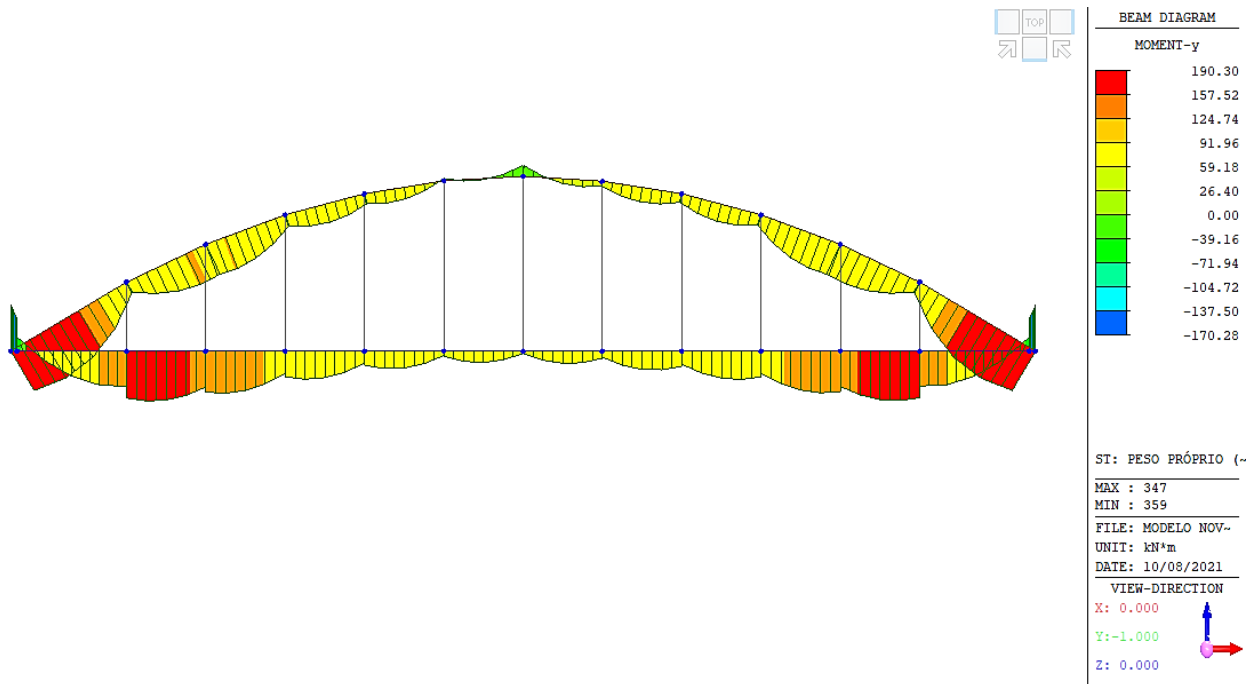


Figura 4.18 – Momentos fletores M_y (1ª fase de construção)

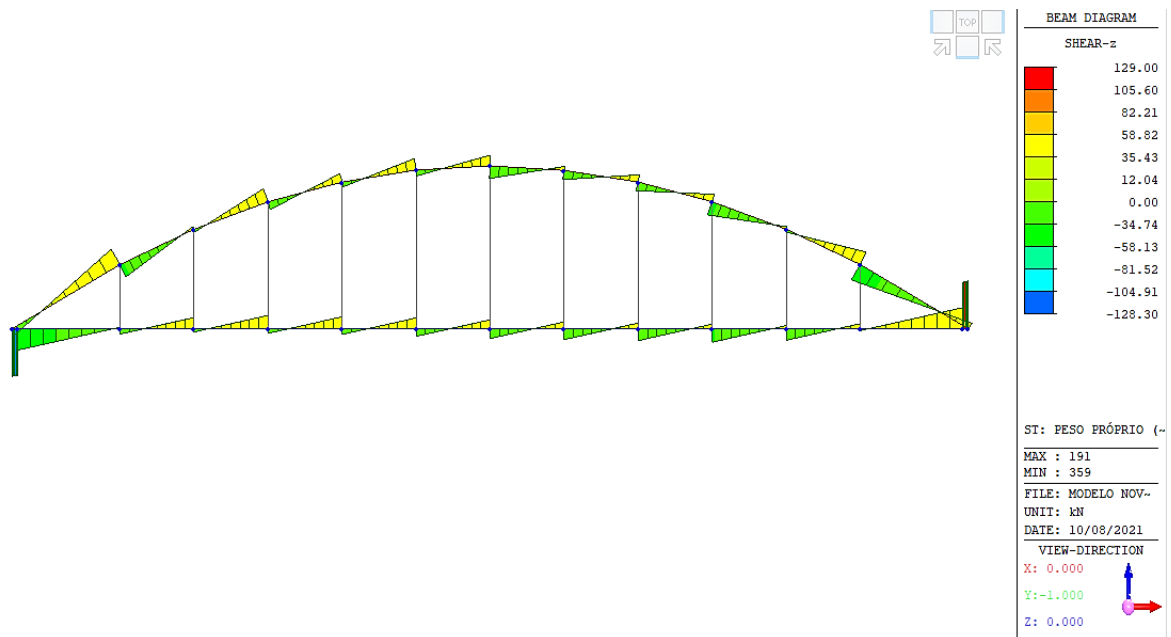


Figura 4.19 – Esforços transversos F_z (1ª fase de construção)

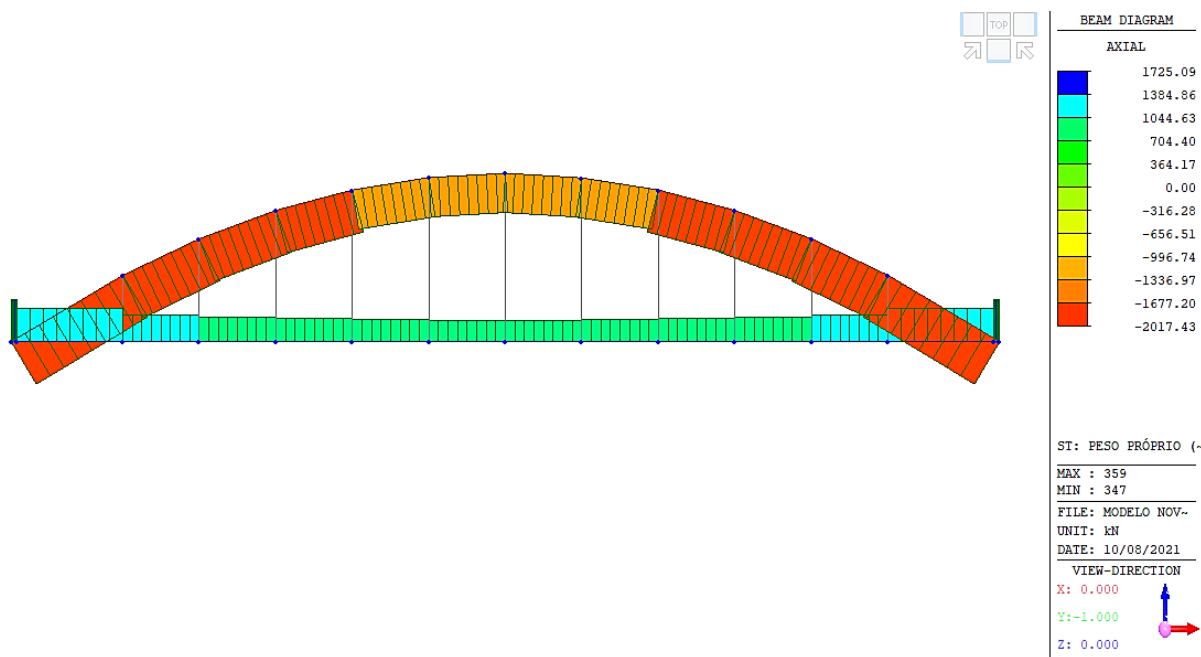


Figura 4.20 – Esforços Axiais F_x (1ª fase de construção)

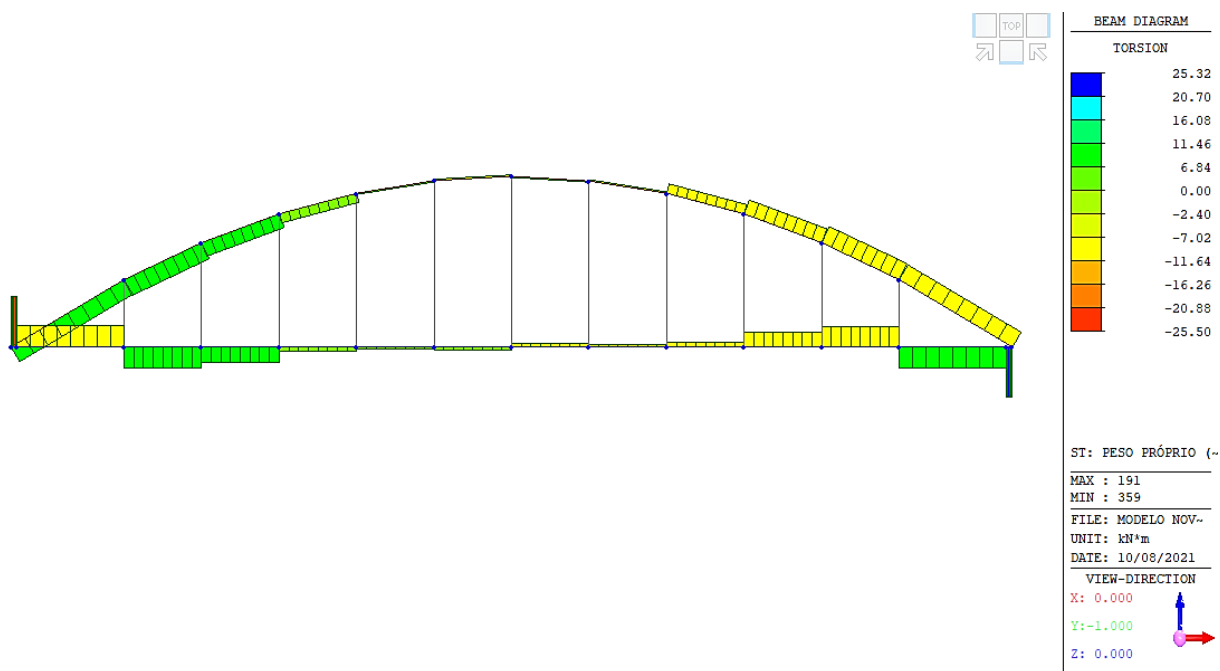


Figura 4.21 – Momentos de torção M_x (1ª fase de construção)

Por sua vez, a Figura 4.22, Figura 4.23, Figura 4.24 e Figura 4.25 ilustram os diagramas de esforços respectivos à 3ª fase de construção.

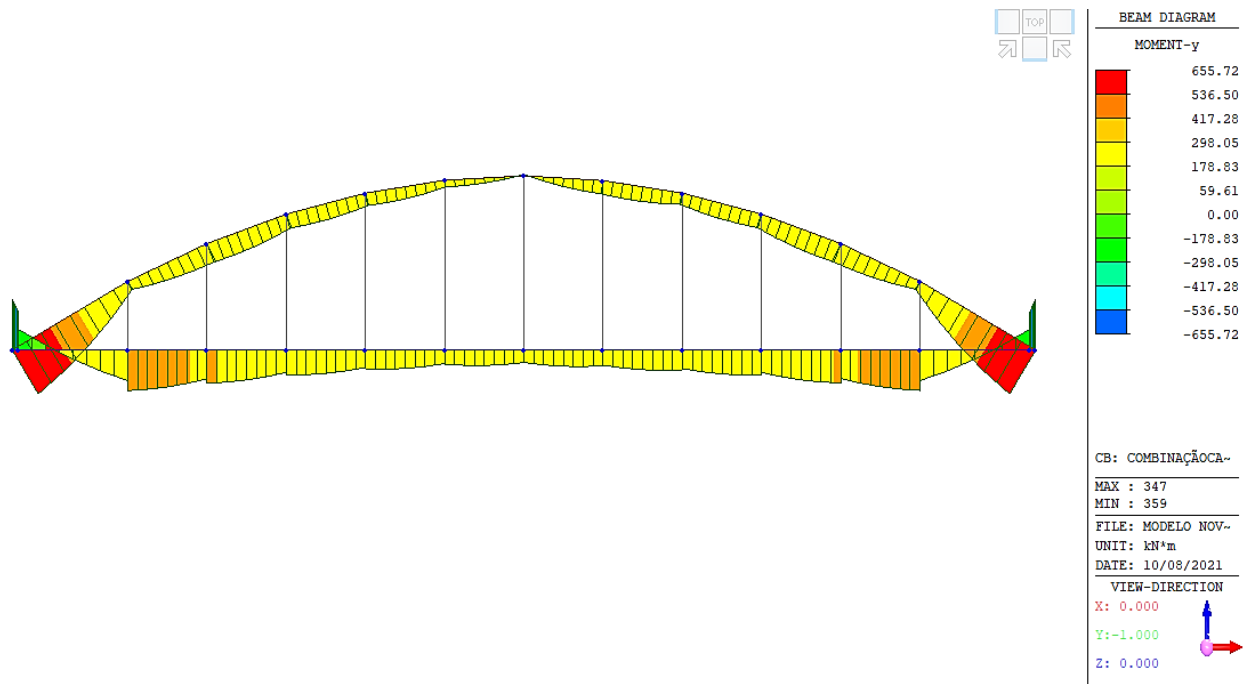


Figura 4.22 – Momentos fletores M_y (3ª fase de construção)

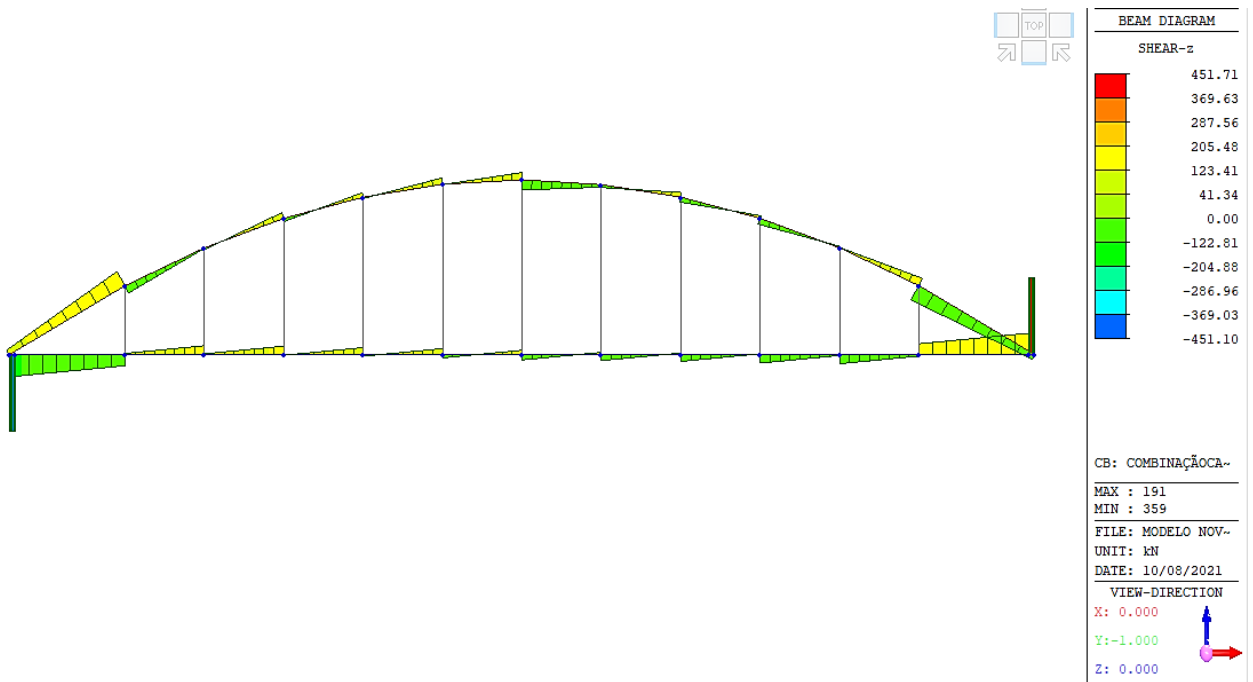


Figura 4.23 – Esforços transversos F_z (3ª fase de construção)

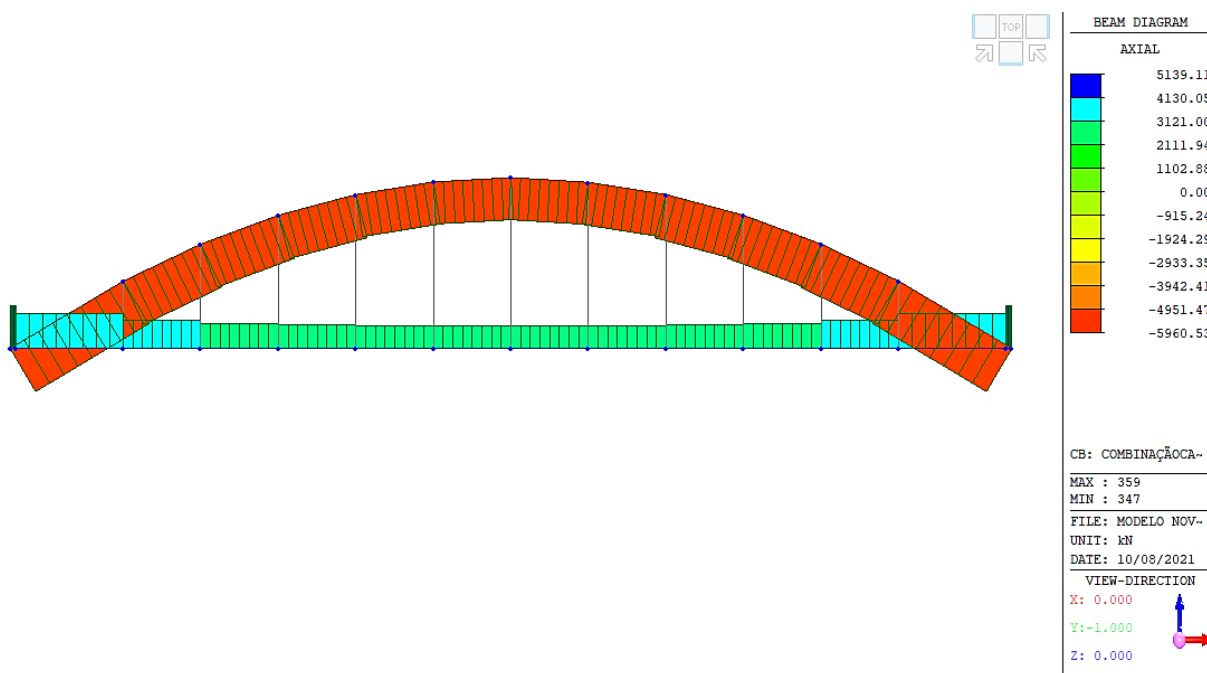


Figura 4.24 – Esforços Axiais Fx (3ª fase de construção)

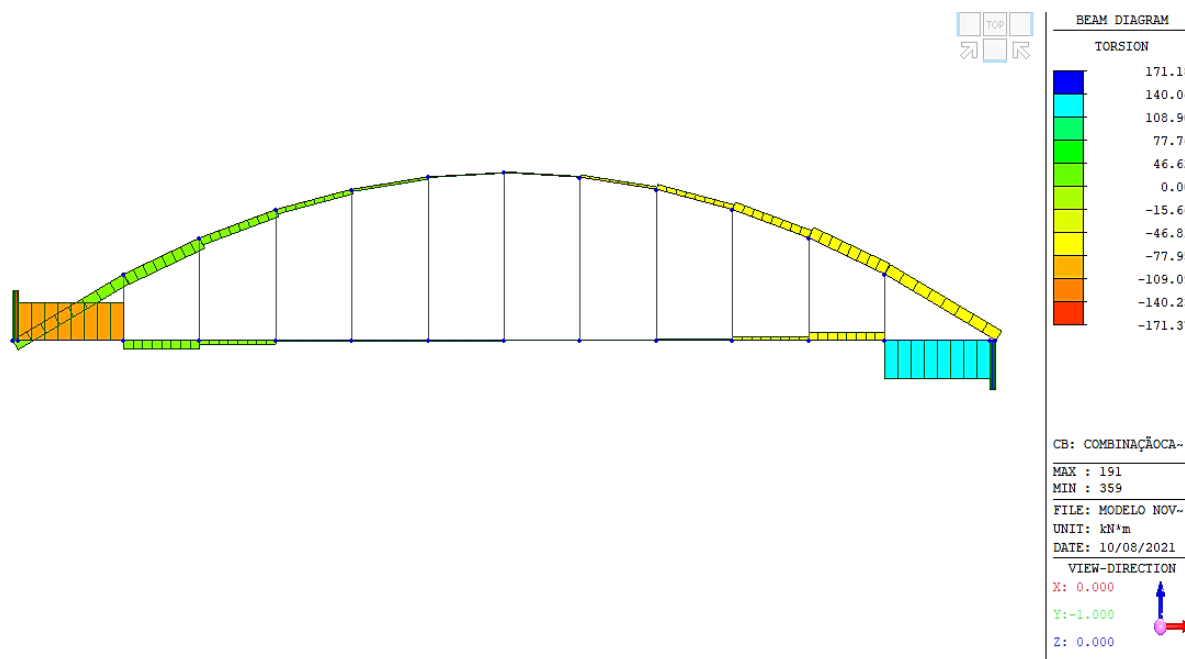


Figura 4.25 – Momentos de torção Mx (3ª fase de construção)

As envolventes dos esforços, para o estado limite último, podem ser consultadas na Figura 4.26, Figura 4.27, Figura 4.28 e Figura 4.29. Os resultados encontram-se resumidos na Tabela 4.5.

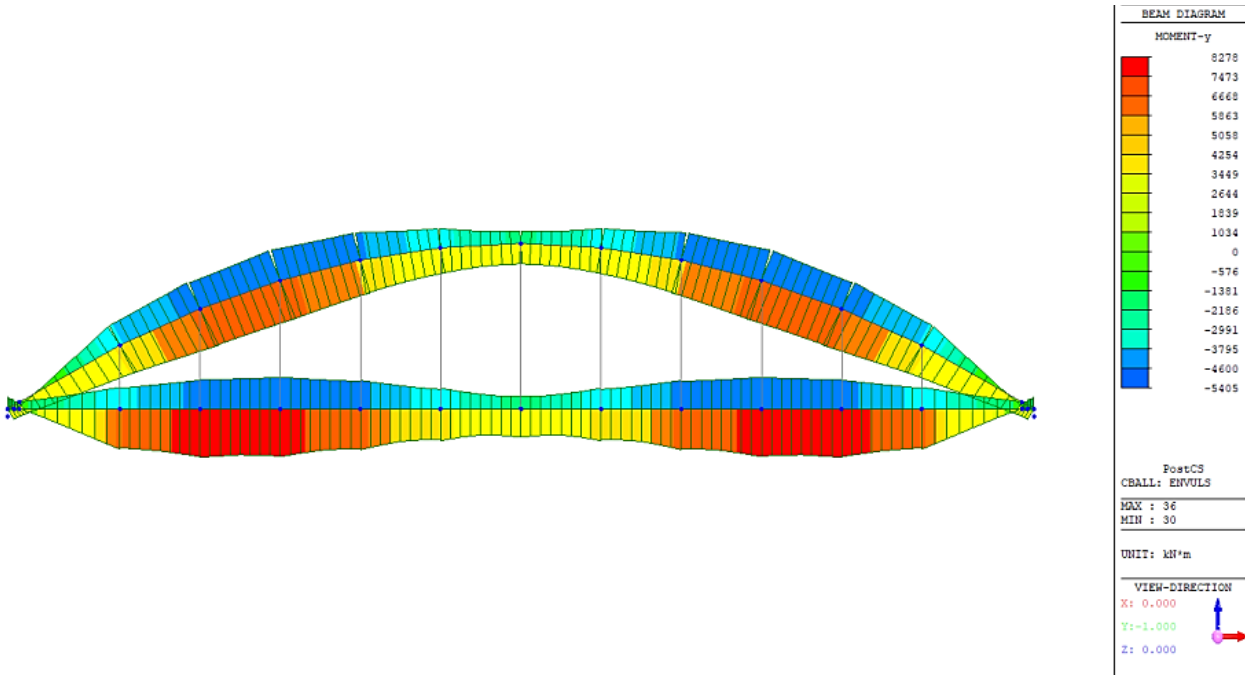


Figura 4.26 – Momentos fletores M_y (Envelope (+-) – ULS)

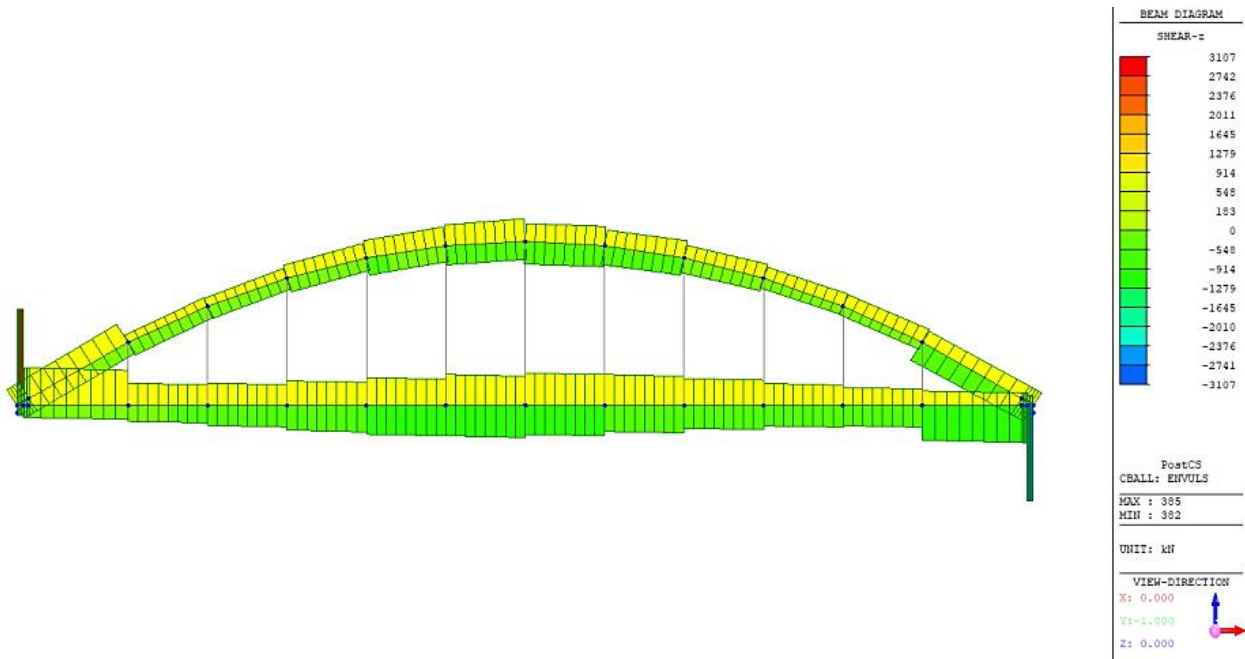


Figura 4.27 – Esforços transversos F_z (Envelope (+-) – ULS)

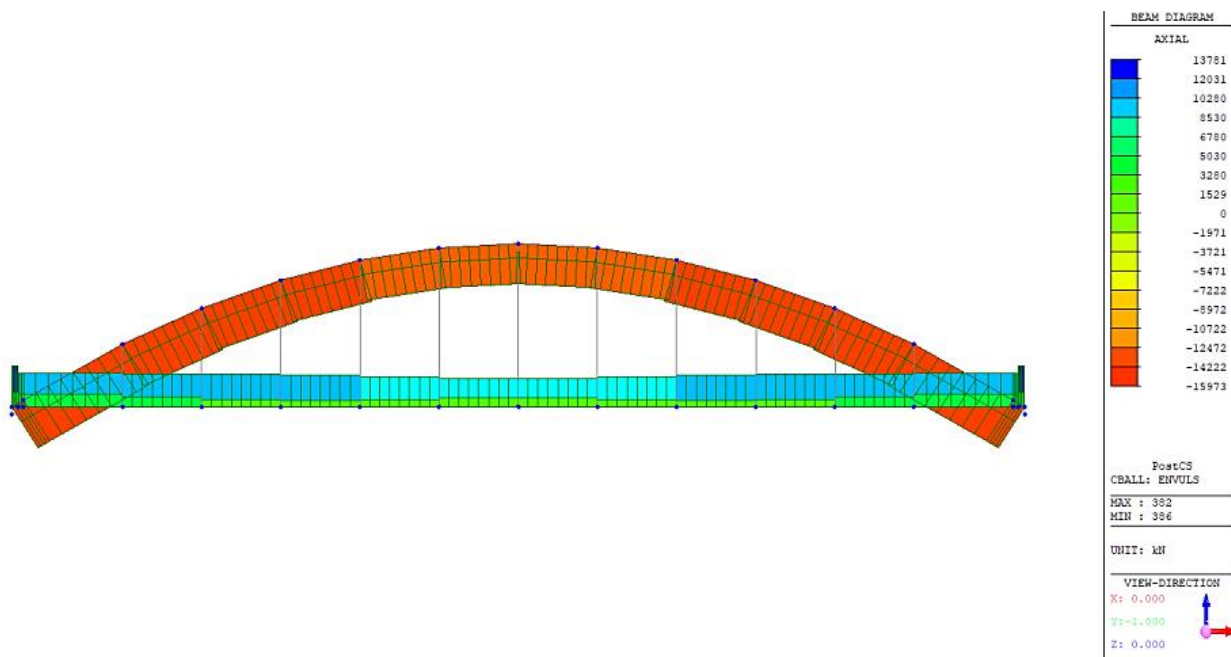


Figura 4.28 – Esforços axiais Fx (Envelope (+-) – ULS)



Figura 4.29 – Momentos de torção Mx (Envelope (+-) – ULS)

Tabela 4.5 - Valores máximos registados da envolvente de esforços (Arch & Bottom Chord)

Resultados Env.ULS - Arch & Bottom Chord	Valor máximo	Unidade
My (+)	8278	kNm
My (-)	5405	kNm
Mx (+)	1636	kNm
Mx (-)	1636	kNm
Fx (+)	13781 (B.Chord)	kN
Fx (-)	15973 (Arch)	kN
Fz (+)	914	kN
Fz (-)	914	kN

Como podemos observar nos diagramas expostos nas figuras das páginas anteriores e na Tabela 4.5, o arco permanecerá sempre em compressão e as cordas em tração. O valor de compressão máximo encontrado para o arco (15973 kN) será utilizado para o estudo da encurvadura do arco, realizado no subcapítulo 4.3.

4.3 ENCURVADURA DO ARCO

A encurvadura é um fenómeno de instabilidade caracterizado pela ocorrência de deformações em elementos sujeitos à compressão.

O comportamento estrutural de uma ponte em arco com tabuleiro inferior parte do princípio de que são gerados grandes esforços de compressão no arco da ponte. Estes esforços de compressão tornam os arcos sensíveis a fenómenos de encurvadura, no plano e fora do mesmo (Figura 4.30).

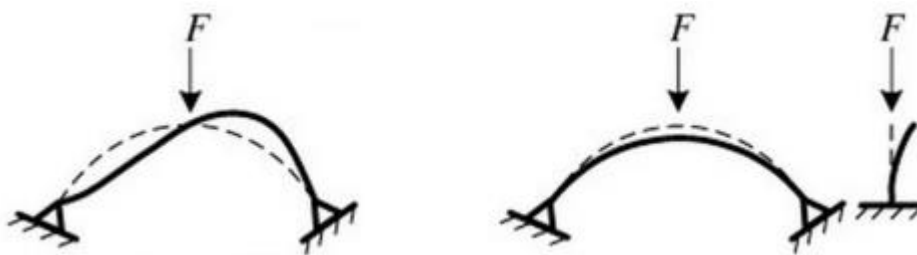


Figura 4.30 – Encurvadura no plano e fora do plano [12]

Segundo Hans De Backer, “por um lado, a resistência à encurvadura de um arco de uma *tied-arch bridge* pode ser calculado considerando um comportamento não linear elásto-plástico do aço. No entanto, as imperfeições geométricas do arco influenciam o comportamento não linear pelo que têm de ser tomadas em consideração” [21]. Porém, o estudo do fenómeno da encurvadura pode ser feito recorrendo a um

regime linear elástico. Para este projeto, recorreu-se a uma análise linear elástica da encurvadura (*Eigenvalue buckling analysis*) através do *Midas Civil*. Desta forma, conseguimos obter os fatores de carga elásticos que representam o valor pelo que seria necessário multiplicar a condição de carregamento para originar instabilidade global elástica.

De forma a estudar a encurvadura do arco, foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída ao longo do tabuleiro de 10 kN/m^2 . Tendo em consideração que a análise é linear, este valor servirá de referência.

Para a análise à encurvadura do arco, foi realizada a seguinte combinação ao estado limite último:

$$1,35 \sum_{i=1}^n G_i + [1,50 \times 10] \times \text{Fator de carga crítico}$$

Onde:

- G_i – Representa as cargas permanentes

No *software*, é necessário definir o número de modos de encurvadura e a respetiva combinação (*buckling combination*) (Figura 4.31).

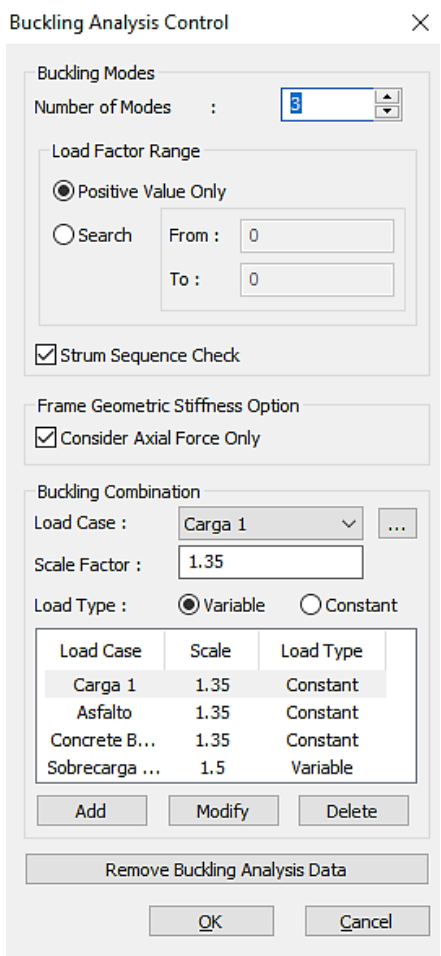


Figura 4.31 - Definição da *Eigenvalue buckling analysis*

Para o primeiro modo de encurvadura, foi obtido um fator de carga de 38,38. A vista em planta e a vista lateral do primeiro modo de encurvadura podem ser consultadas na Figura 4.32 e na Figura 4.33, respectivamente.

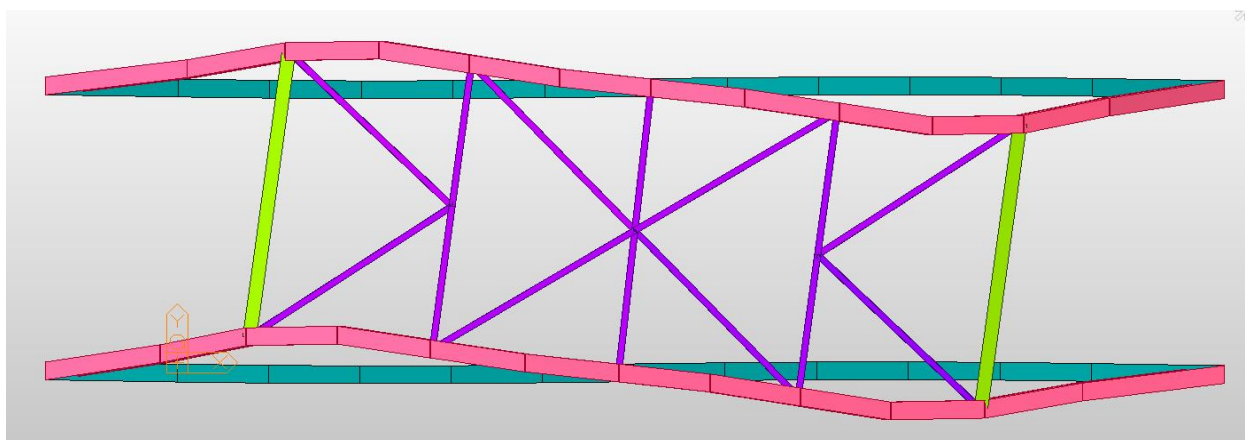


Figura 4.32 – Configuração do primeiro modo de encurvadura (vista em planta)

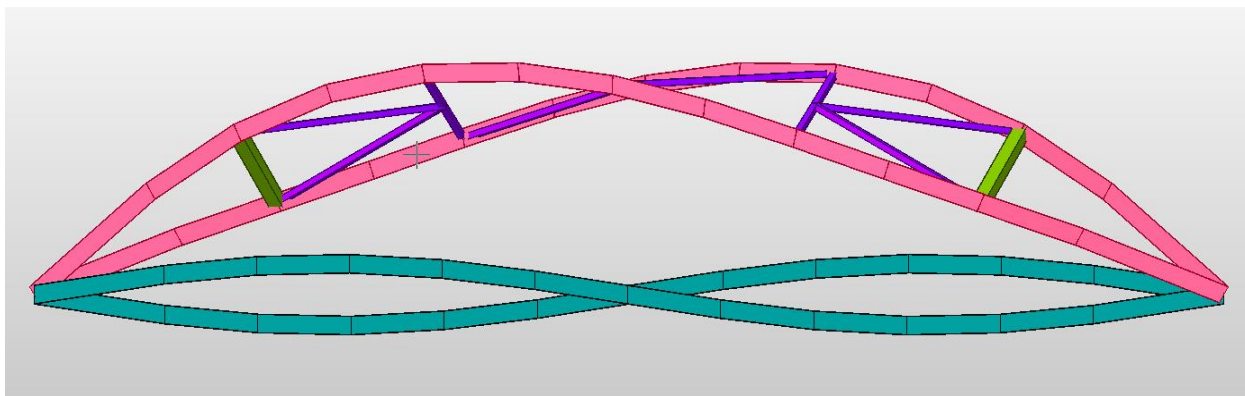


Figura 4.33 – Configuração do primeiro modo de encurvadura (vista lateral)

Para o segundo modo de encurvadura, o programa obteve um fator de carga de 41,79. A respectiva configuração pode ser consultada na Figura 4.34 e na Figura 4.35.

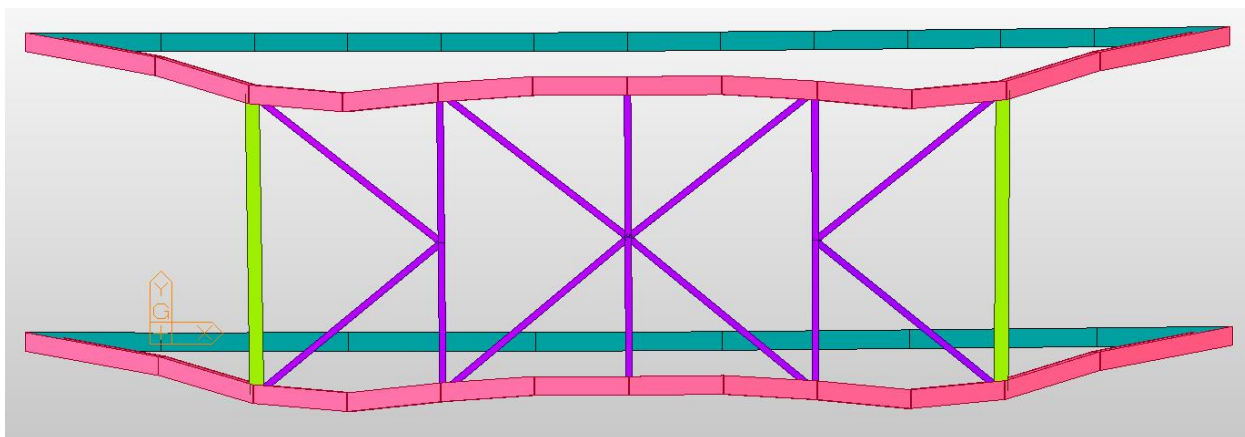


Figura 4.34 - Configuração do segundo modo de encurvadura (vista em planta)

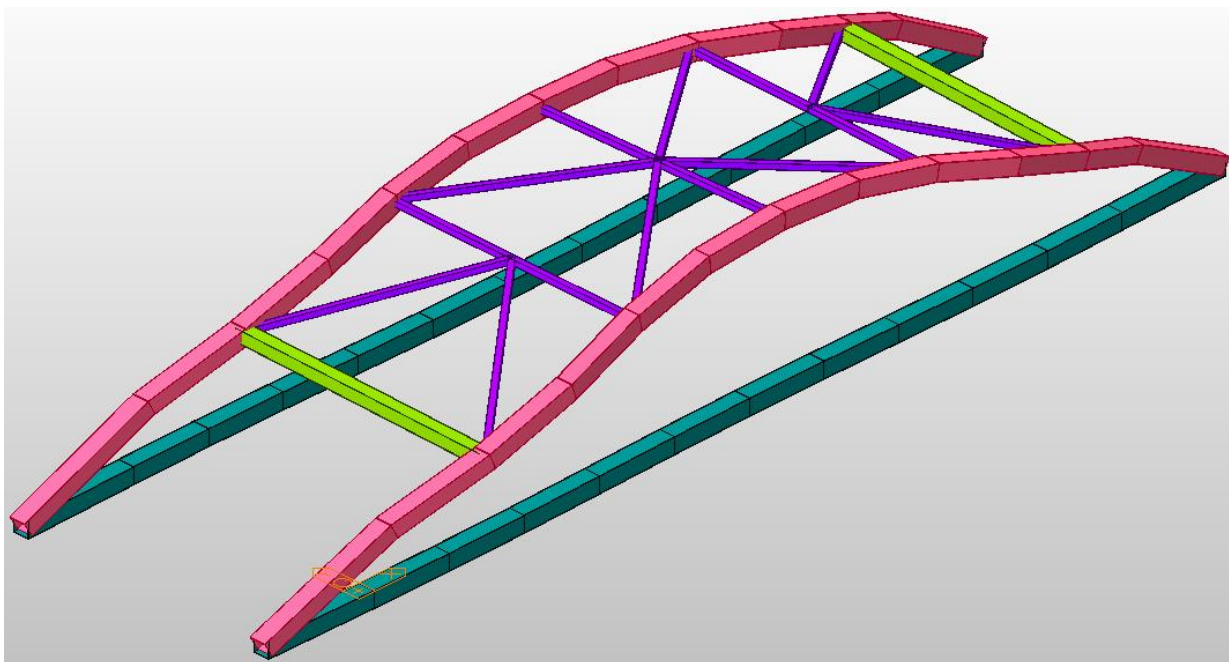


Figura 4.35 – Configuração do segundo modo de encurvadura (perspetiva 3D)

O terceiro e último modo de encurvadura, associado a um fator de carga crítico 52,81, encontra-se representado na Figura 4.36 e na Figura 4.37.

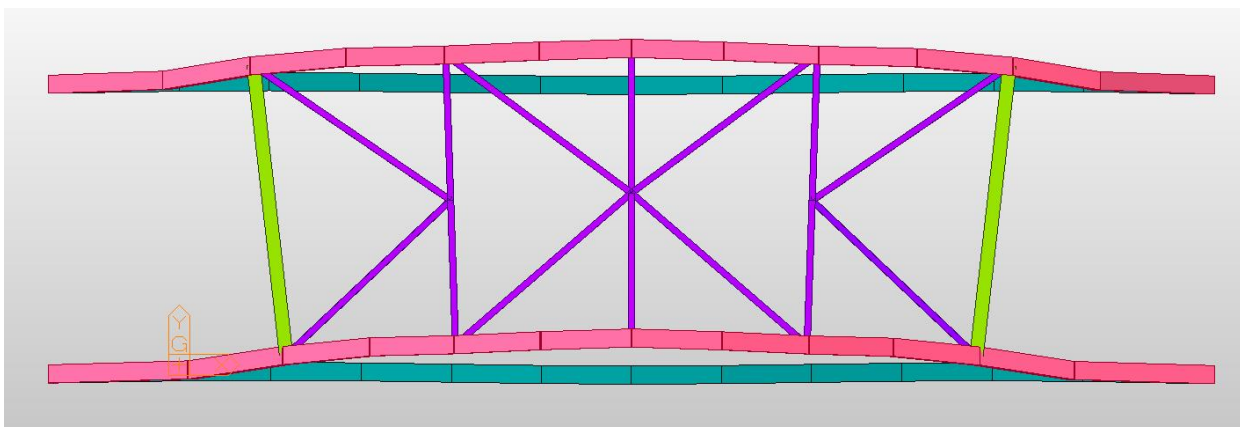


Figura 4.36 – Configuração do terceiro modo de encurvadura (vista em planta)

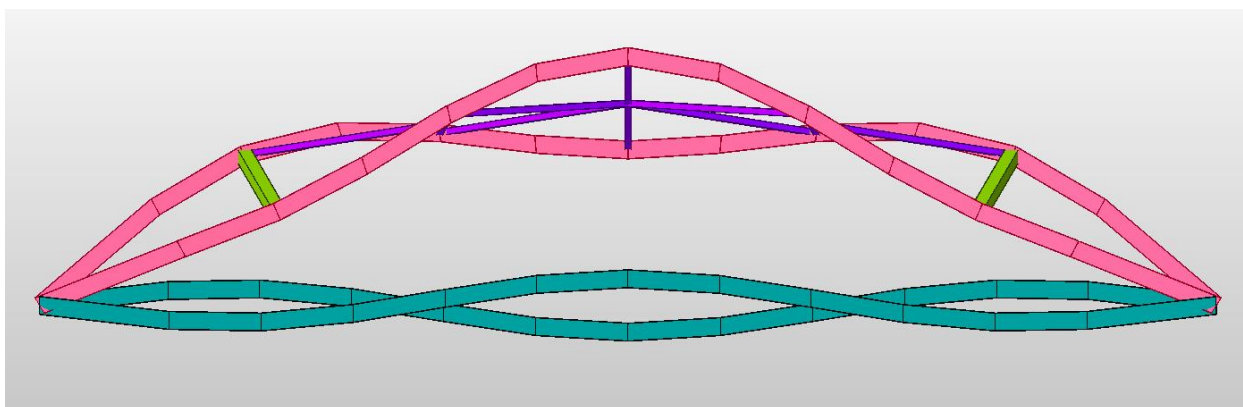


Figura 4.37 – Configuração do terceiro modo de encurvadura (vista lateral)

Apresenta-se na Tabela 4.6 o resumo dos fatores de carga obtidos.

Tabela 4.6 – Fatores de carga críticos

Modo de Encurvadura	Fator de carga crítico λ
1	38,38
2	41,79
3	52,81

4.3.1 A Abordagem da EN 1993-2

A EN 1993-2 fornece, no anexo D.3, uma metodologia simplificada para a análise da encurvadura do arco em pontes da tipologia do presente caso de estudo (Figura 4.38).

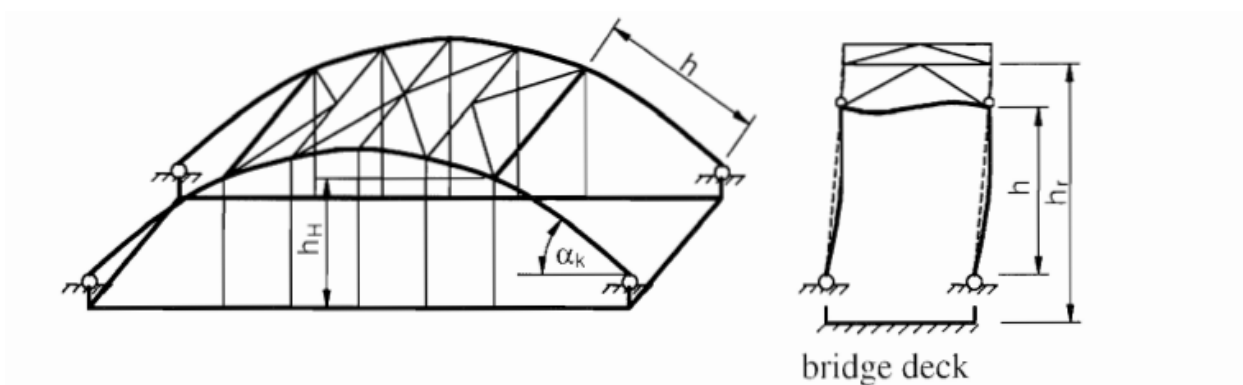


Figura 4.38 – Tied-arch bridge [22]

A carga crítica elástica N_{cr} do arco para a encurvadura fora do plano é dada por:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta h} \right)^2 \times EI_z \quad (4.1)$$

Em que:

- h – Comprimento do arco até ao primeiro pórtico
- EI_z – Rigidez à flexão fora do plano
- β – Fator do comprimento de encurvadura

Por sua vez, a carga crítica elástica N_{cr} do arco para a encurvadura no plano é obtida por:

$$N_{cr} = \left(\frac{\pi}{\beta s} \right)^2 \times EI_y \quad (4.2)$$

Em que:

- s – Metade do comprimento longitudinal do arco
- EI_y – Rigidez à flexão no plano
- β – Fator do comprimento de encurvadura

4.3.1.1 Encurvadura no Plano do Arco

Primeiramente, para o cálculo da carga crítica N_{cr} , é necessário definir algumas medidas geométricas de acordo com a Figura 4.38 e a Figura 4.39. Apresentam-se, na Tabela 4.7, as medidas geométricas iniciais consideradas.

Tabela 4.7 – Dados geométricos considerados

Geometria	Valor	Unidade	Descrição
L	64,00	m	Vão total
f	11	m	Altura do arco
s	34,45	m	Metade do comprimento do arco
α_k	30	°	Ângulo entre tabuleiro e arco
p	5	m	Distância entre pendurais

Com os dados geométricos definidos, é necessário determinar o fator do comprimento de encurvadura β . Para tal, recorreu-se o abaco representado pela Figura 4.39.

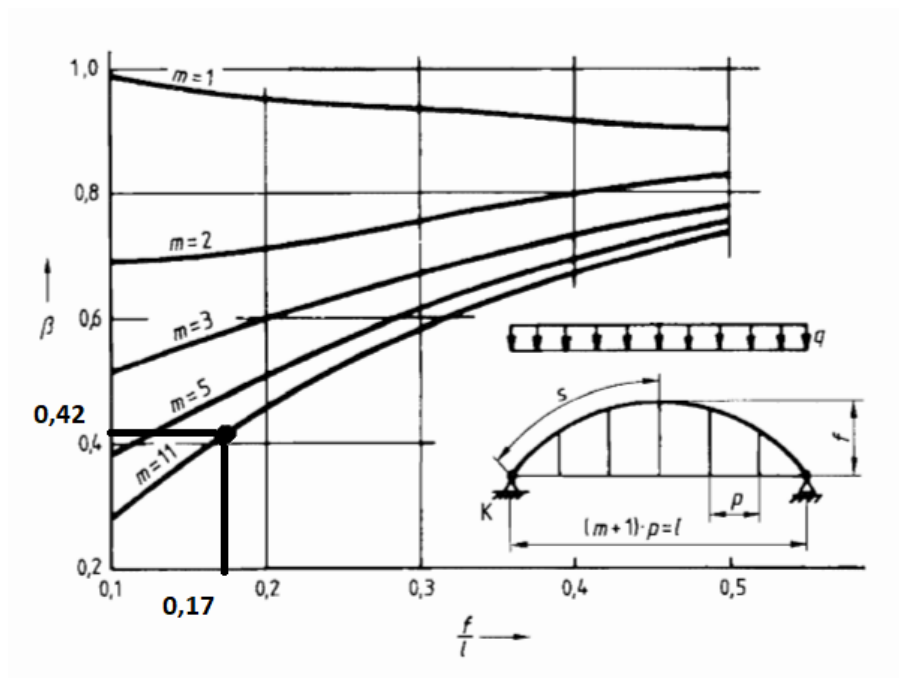


Figura 4.39 – Fator β (encurvadura no plano) [22]

Com o fator β determinado, o cálculo da carga crítica N_{cr} fica apenas dependente das propriedades mecânicas do arco. As propriedades necessárias para o cálculo das cargas críticas no plano e fora do mesmo encontram-se na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Propriedades mecânicas do arco consideradas para o cálculo da carga crítica

Arco – Propriedades mecânicas	Valor	Unidade
Momento de Inércia I_y	1,83E-02	m^4
Momento de Inércia I_z	1,83E-02	m^4
Módulo de elasticidade E	210	GPa

Apresenta-se na Tabela 4.9 o valor da carga crítica obtido.

Tabela 4.9 - Carga crítica N_{cr} (encurvadura no plano do arco)

β	0,42
Carga Crítica - N_{cr}	180875,84 kN

4.3.1.2 Encurvadura Fora do Plano do Arco

Segundo a EN1993-2, a encurvadura fora do plano pode ser verificada através da análise de estabilidade dos pórticos exteriores. A determinação da carga crítica associada à encurvadura fora do plano assume um procedimento semelhante. À semelhança do caso anterior é necessário definir, para a determinação do fator β , os parâmetros que se encontram na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 -Dados a considerar (encurvadura fora do plano)

Dados	Valor	Unidade	Descrição
b	16,00	m	Largura do tabuleiro
h	13,70	m	Comprimento do arco até ao primeiro pórtico
h_r	16,55	m	Média do comprimento dos pendurais multiplicado por $1/\text{sen}(\alpha k)$
I_0	5,66E-03	m^4	Equivalente ao momento de inércia em y do contraventamento
I	1,83E-02	m^4	Equivalente ao momento de inércia em z do arco
E_0	210	GPa	Módulo de elasticidade do aço (contraventamento)

A determinação do novo fator β é feita recorrendo ao abaco representado pela Figura 4.40.

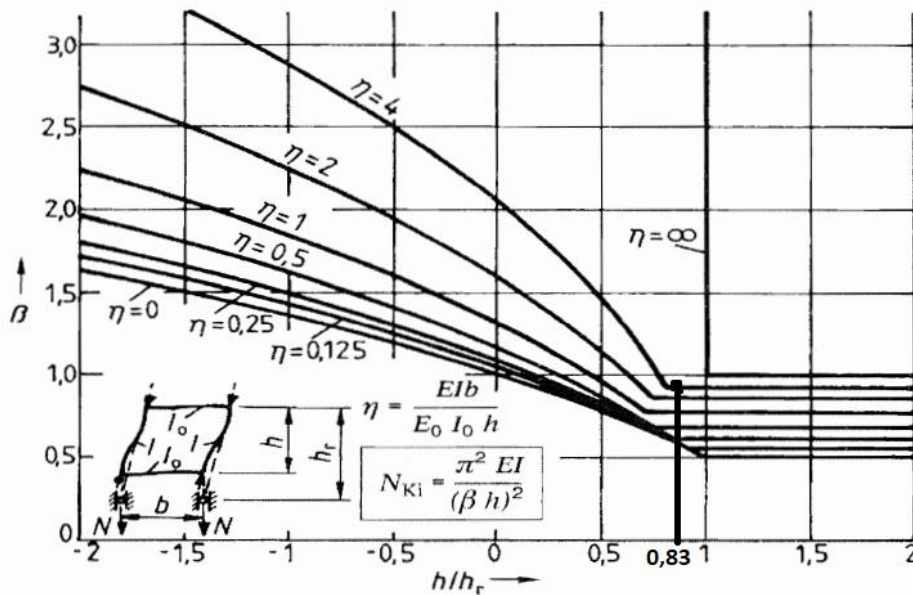


Figura 4.40 - Fator β (encurvadura fora do plano) [22]

O fator η representado na Figura 4.40 foi calculado recorrendo aos dados da Tabela 4.10. Obteve-se um valor de 3,77 cujo mesmo foi arredondado para 4. O rácio entre o comprimento do arco até ao primeiro pórtico e a média dos comprimentos dos pendurais (h/h_r) é de 0,83 originando, assim, um fator β de 0,90.

Com o fator β determinado e as propriedades mecânicas do arco da Tabela 4.8, obtiveram-se os resultados da Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Carga crítica N_{cr} (encurvadura fora do plano do arco)

β	0,90
Carga Crítica - N_{cr}	249485 kN

Segundo o ponto 5.2.1 da NP EN1993-1-1, poder-se-á efetuar uma análise de primeira ordem sem considerar a influência da configuração da deformada da estrutura, desde que seja cumprida a seguinte condição:

$$\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 10 \text{ Para a análise elástica} \quad (4.3)$$

Em que:

- α_{cr} – Fator pelo qual as ações de cálculo teriam de ser multiplicadas para provocar a instabilidade elástica num modo global;
- N_{Ed} – Valor de cálculo do carregamento da estrutura;
- N_{cr} – Valor de crítico do carregamento associado à instabilidade elástica num modo global com deslocamentos laterais, determinado com base nos valores de rigidez iniciais.

O valor do esforço atuante é respetivo à envolvente de esforços para o estado limite último. Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Verificação α_{cr}

	N_{cr} [kN]	N_{ed} [kN]	α_{cr}	Verificação
Encurvadura no Plano	180875,84	15973	11,32	>10 ✓
Encurvadura Fora do Plano	249485	15973	15,62	>10 ✓

4.4 CABOS

A verificação de segurança dos cabos deverá ser efetuada para o estado limite último de rotura e para os estados limites de serviço. Para tal, recorreu-se à norma EN1993-1-11. Como é referido em 1.4.2.3, os cabos utilizados na ponte são do tipo *61-1770LZM7-61 Stay Cable* da *OVM*. Apresentam-se na Tabela 4.13, as propriedades necessárias para as verificações de segurança de acordo com a EN1993-1-11.

Tabela 4.13 – Propriedades dos cabos

61-1770LZM7-61 Stay Cable	Valor	Unidade
φcordão	7	mm
Número de cordões	61	Un
Área da secção metálica -	23,48	cm ²
Tensão característica de rotura à tração - f_{uk}	1770	MPa

Em seguida, para efeitos de verificação de segurança, serão necessários os esforços de tração atuantes nos cabos. Inicialmente, é necessário proceder à nomeação dos cabos. A nomenclatura utilizada para a identificação dos cabos é a mesma representada na Figura 4.2 do subcapítulo 4.1.1.

Considerando as situações mais desfavoráveis, os esforços axiais demonstrados na Tabela 4.14 são relativos à envolvente de esforços dos estados limites últimos (*ENV.ULS*) e dos estados limites de serviço (*ENV.SLS*). Os esforços dos cabos do arco oposto serão simétricos.

Tabela 4.14 – Esforços nos cabos

	ENV.ULS [kN]	ENV.SLS [kN]
Cabo 1	1108,6	835,1
Cabo 2	1205,6	911,1
Cabo 3	1214,9	910,9
Cabo 4	1214,1	907,4
Cabo 5	1222,4	912,9
Cabo 6	1231,8	919,4
Cabo 7	1221,3	912,9
Cabo 8	1211,4	907,4
Cabo 9	1210,1	911,0
Cabo 10	1212,0	911,2
Cabo 11	1109,0	835,2
Max	1231,8	919,4

4.4.1 Verificação ao Estado Limite Último

Pretende-se com a presente verificação garantir que os cabos não entram em rotura face aos esforços atuantes. Para tal, a EN1993-1-11 propõe a seguinte verificação:

$$\frac{F_{ed}}{F_{rd}} < 1 \quad (4.4)$$

Em que:

- F_{ed} – Valor do esforço axial atuante
- F_{rd} – Valor do esforço axial resistente

Por sua vez, o valor do esforço axial resistente F_{rd} será dado por:

$$F_{rd} = \frac{F_{uk}}{1,5\gamma_r} \quad (4.5)$$

Onde:

- F_{uk} – Força característica de resistência última
- γ_r – Coeficiente de segurança

A força característica de resistência última F_{uk} é dada pelo produto da respetiva tensão característica de rotura à tração pela área do cabo. O coeficiente de segurança γ_r é, segundo a tabela 6.2 da EN1993-1-11, considerado igual à unidade quando não se preveem estratégias para a minimização de momentos de flexão nas ancoragens. Apresenta-se na Tabela 4.15 o resultado para o estado limite último de rotura.

Tabela 4.15 – Verificação ao estado limite último

Estado Limite último - Verificação

F_{uk}	4156	kN
F_{rd}	2771	kN
$F_{ed,max}$	1231,8	kN
$F_{ed,max}/F_{rd}$	0,44	<1 ✓

4.4.2 Verificação dos Estados Limites de Serviço

Segundo a EN1993-1-11, a verificação dos estados limites de serviço dos cabos envolve a verificação dos seguintes critérios:

1. Vibrações dos cabos
2. Limitação de tensões nos cabos

Dado que os cabos têm um pequeno diâmetro, estes não se encontram suficientemente suscetíveis a fenómenos de vibração, tornando os efeitos da vibração desprezáveis. Para além disso, *Per Tveit* afirma que pontes em arco com cabos verticais não são, de uma forma geral, sensíveis a vibrações provocadas, por exemplo, pelo vento.

No que diz respeito às tensões, é importante que as mesmas, em condições de serviço, se encontrem dentro de limites que promovam a manutenção do comportamento elástico dos cabos e a durabilidade dos mesmos. A limitação de tensão nos cabos também é importante para prevenir fenómenos, como a fendilhação das bainhas, que contribuem para a corrosão dos cabos.

Segundo a tabela 7.2 da EN1993-1-11, a tensão de serviço f_{sls} deverá ser limitada a:

$$f_{sls,limit} = 0,45\sigma_{uk} = 0,45 \times 1770 = 797 \text{ MPa} \quad (4.6)$$

Considerando a força máxima atuante indicada na Tabela 4.14, obtemos a seguinte tensão atuante de serviço:

$$f_{sls,ed} = \frac{919,4}{23,48 \times 10^{-1}} = 392 \text{ MPa} \quad (4.7)$$

Apresentam-se na Tabela 4.16 os resultados obtidos da verificação.

Tabela 4.16 - Verificação ao estado limite de serviço (*Stress Limits*)

Estado Limite de Serviço (<i>Stress Limits</i>) - Verificação		
σ_{uk}	1770	MPa
$(f_{sls}/\sigma_{uk})_{lim}$	0,45	
$f_{sls,ed}$	392	MPa
$(f_{sls,ed}/\sigma_{uk})$	0,22	<0,45 ✓

4.5 ANÁLISE MODAL

A análise modal dita as frequências naturais que a estrutura em causa vibra. Estas frequências são determinadas recorrendo às propriedades físicas do sistema, nomeadamente a massa, a rigidez e o amortecimento.

No *Midas Civil*, a análise modal é feita recorrendo à “*Eigenvalue Analysis*”. Primeiramente, será necessário definir a massa do sistema recorrendo à função “*Load to Masses*” do programa. Segundo a EN1998-2, a massa deverá ser definida como uma combinação quase permanente. Em pontes com tráfego normal, e em conformidade com o anexo A2 da EN1990 (Figura 3.26), os coeficientes ψ_2 para as sobrecargas rodoviárias são considerados iguais a 0. Deste modo, a conversão das cargas para massas será realizada apenas para as cargas permanentes consideradas para este projeto (Figura 4.41).

Mass Direction

X Y Z
 X, Y Y, Z X, Z
 X, Y, Z

Load Type for Converting

Nodal Load
 Beam Load
 Floor Load
 Pressure (Hydrostatic)

Gravity : 9.806 m/sec²

Load Case / Factor

Load Case : Carga 1 ...

Scale Factor : 1

LoadCase	Scale
Asfalto	1
Concrete ...	1
Carga 1	1

Add Modify Delete

Remove Load to Mass Data

OK Cancel

Figura 4.41 – Conversão das cargas em massas

No que diz respeito à rigidez, esta é calculada pelo programa de forma automática. Segundo a secção 4.2.1.2 da EN1998-2, terão de ser contabilizados todos os modos de vibração que desempenhem uma contribuição significativa para a mobilização da massa. Como critério, define-se que são considerados o número de modos necessários para a mobilização de pelo menos 90% da massa total da ponte. Para o presente caso de estudo, foram necessários 8 modos de vibração para cumprir o critério enunciado. O primeiro modo de vibração demonstrou-se dominante com uma mobilização de massa em Y (direção

ortogonal ao vão) de 72%. Esta grande mobilização de massa deve -se à flexão do tabuleiro. As frequências naturais obtidas podem ser consultadas na Tabela 4.17.

Tabela 4.17 – Modos de vibração da estrutura

Modo Vibração Nº	Frequência (Hz)	Período (s)
1	1,32	0,76
2	1,51	0,66
3	2,78	0,36
4	3,35	0,30
5	3,37	0,29
6	4,60	0,22
7	4,68	0,21
8	5,37	0,19

Ilustram-se na Figura 4.42, Figura 4.43 e Figura 4.44 as perspectivas tridimensionais dos primeiros 3 modos de vibração.

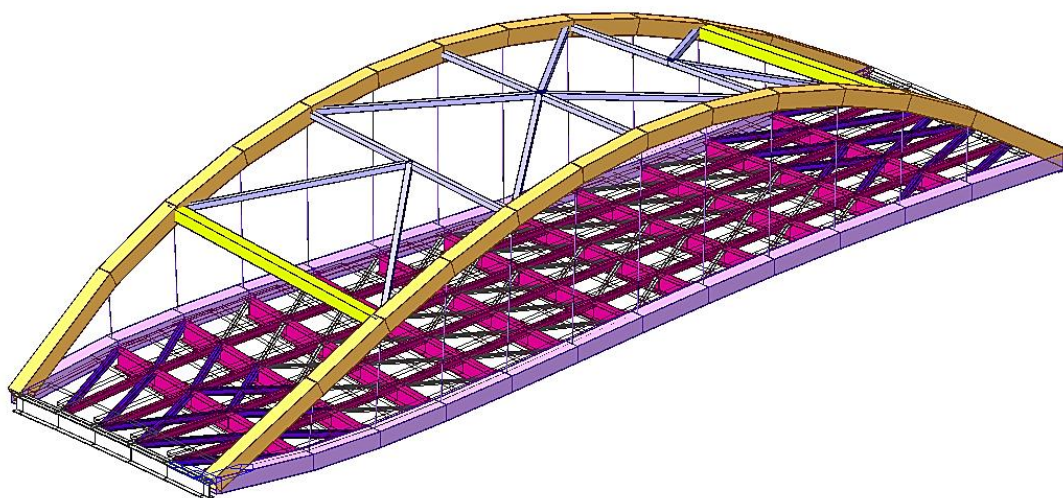


Figura 4.42 – Modo de vibração nº1 (f=1,32 Hz)

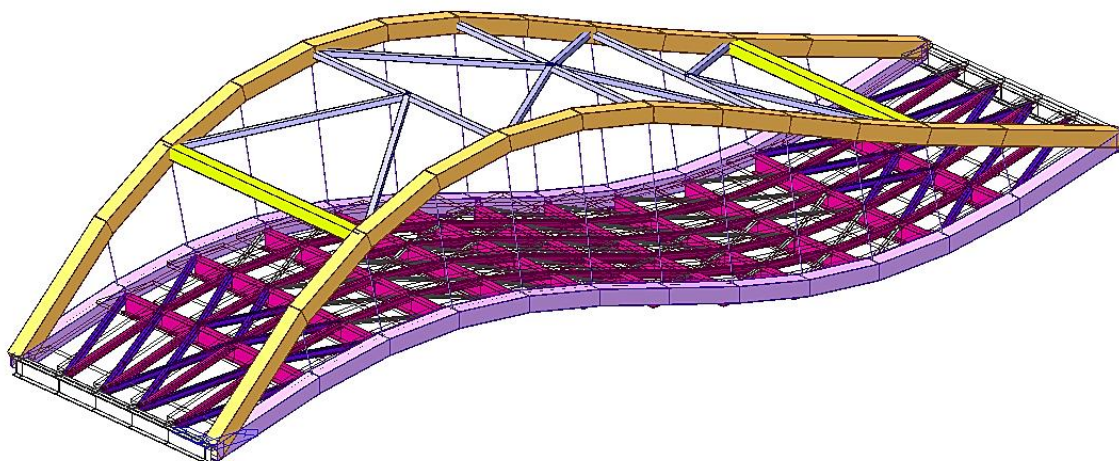


Figura 4.43 – Modo de vibração nº2 (f=1,51 Hz)

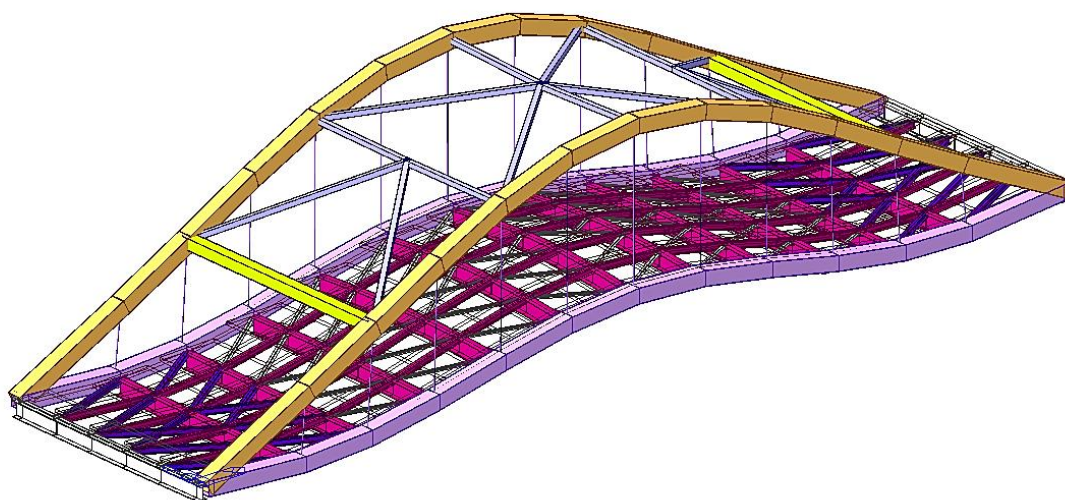


Figura 4.44 – Modo de vibração nº3 (f=2,78 Hz)

4.6 ESTUDO DO IMPACTO DE DIFERENTES DISPOSIÇÕES DE PENDURAIIS NA PONTE

Este subcapítulo tem como objetivo o estudo da influência de diferentes disposições de pendurais nos esforços do arco e das cordas. Pretende-se ainda confirmar as vantagens e desvantagens, encontradas na bibliografia, para cada disposição. Para além da solução original constituída por pendurais verticais, vão ser consideradas as seguintes variações:

1. Disposição do tipo *Nielsen*
2. Disposição em *Network* com cabos com inclinação constante

Numa primeira, é necessário criar dois novos modelos com as configurações acima enunciadas. As secções transversais dos cabos serão as mesmas utilizadas no caso de estudo. Para o presente estudo, recorreu-se ao modelo com laje caracterizada por elementos de casca (Figura 2.22), devido à maior facilidade de definição de cargas planares. Na Figura 4.45 e na Figura 4.46 é possível observar a perspetiva 3D e a vista lateral da ponte, respetivamente, com uma disposição de cabos do tipo *Nielsen*.

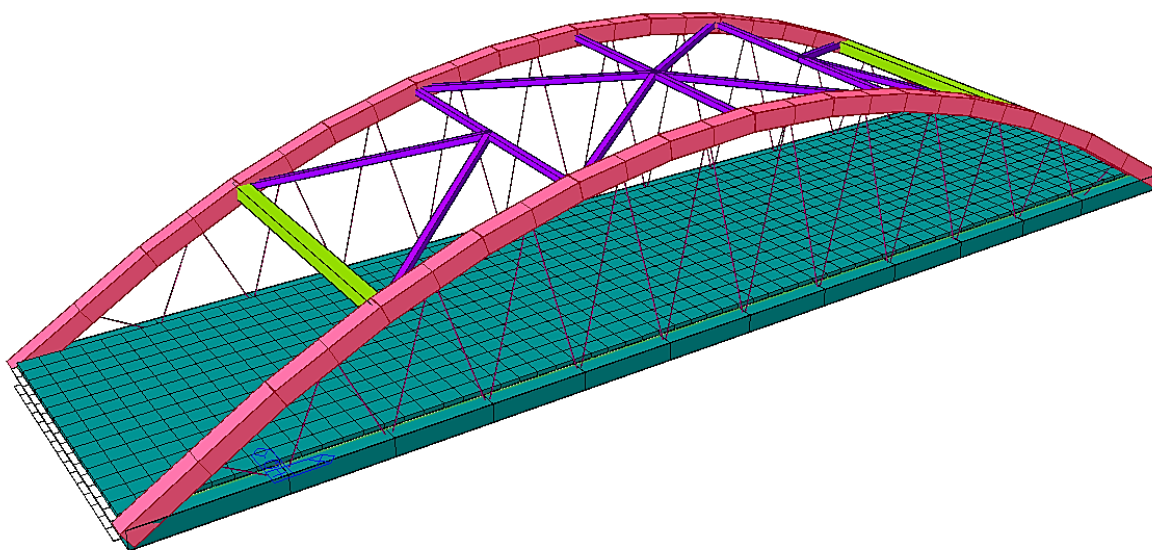


Figura 4.45 – Modelo com disposição de cabos do tipo *Nielsen* (perspetiva 3D)

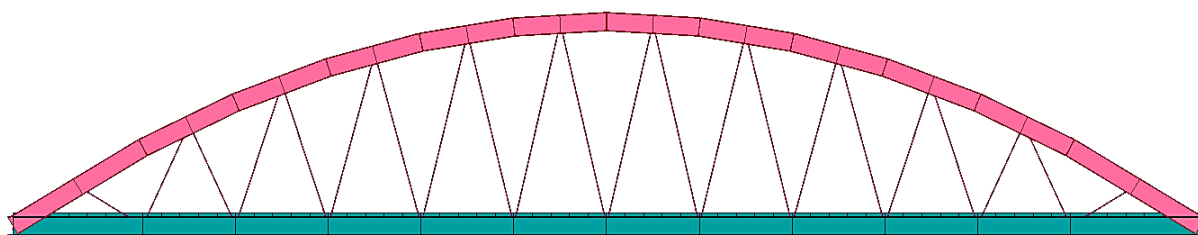


Figura 4.46 – Modelo com disposição de cabos do tipo *Nielsen* (vista lateral)

A perspectiva 3D e a respetiva vista lateral do modelo com uma disposição em *Network* podem ser consultadas na Figura 4.47 e na Figura 4.48, respetivamente.

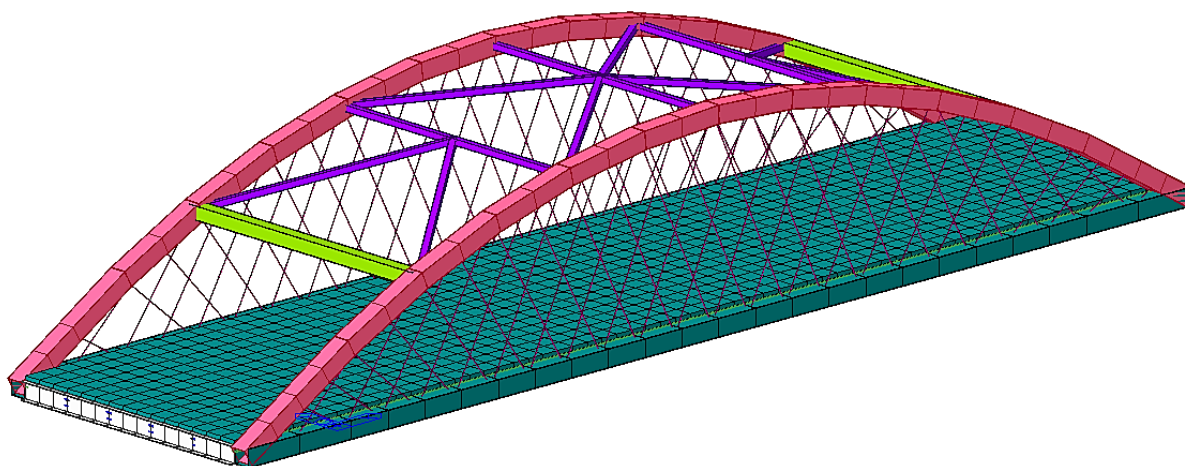


Figura 4.47 – Modelo com disposição de cabos do tipo *Network* (perspetiva 3D)

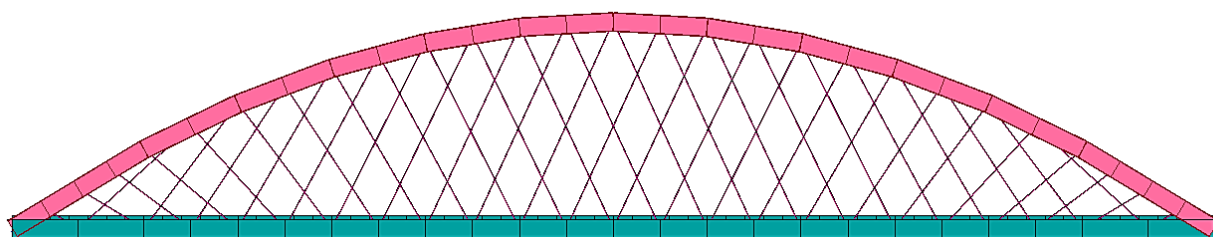


Figura 4.48 – Modelo com disposição de cabos do tipo *Network* (vista lateral)

4.6.1 Condições de Carregamento

Para o presente estudo comparativo será utilizado um carregamento constituído por uma carga uniformemente distribuída planar de referência de 5 kN/m^2 . Para tal, serão criadas as seguintes tipologias de carregamento:

1. Carregamento incidente em toda a área do tabuleiro (Figura 4.49)
2. Carregamento incidente em apenas metade do tabuleiro (Figura 4.50)

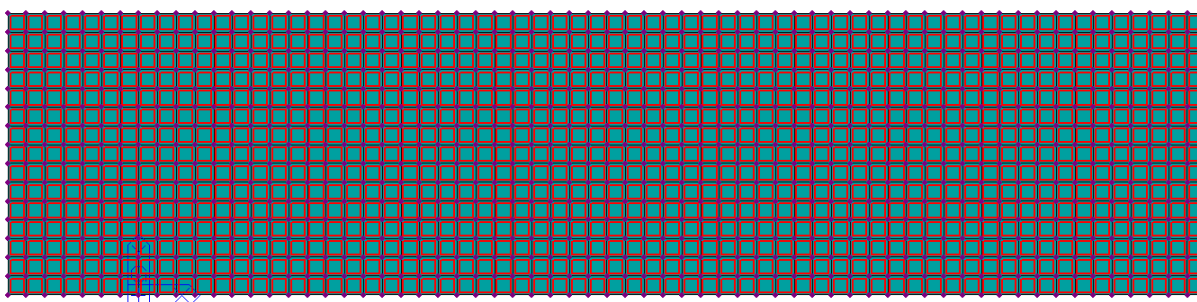


Figura 4.49 – Carregamento (full deck)

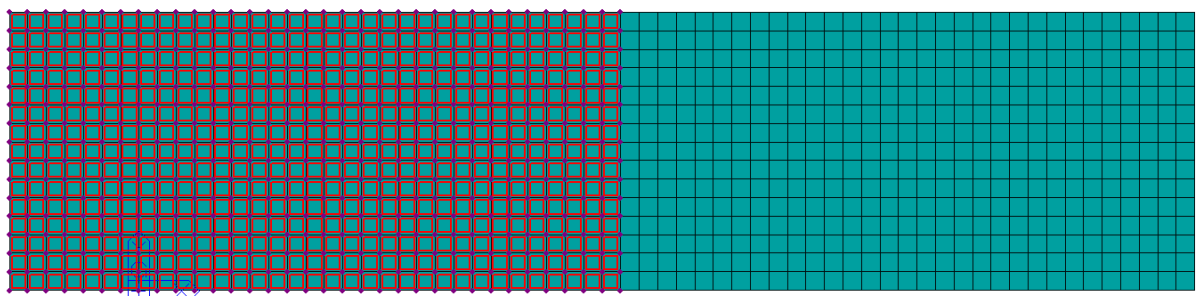


Figura 4.50 – Carregamento 2 (half deck)

O carregamento apresentado na Figura 4.50, permite estudar a vulnerabilidade de modelos com cabos verticais face a carregamentos parciais demonstrada pela bibliografia .

4.6.2 Diagramas de Esforços – Modelo de Cabos Verticais

Os elementos de comparação serão os momentos fletores, esforços axiais e deformações. Serão expostos, para cada modelo, os diagramas de esforços para as duas situações de carregamento definidas.

Os diagramas de momentos fletores, esforços axiais e deformações para o carregamento incidente em todo o tabuleiro encontram-se na Figura 4.51, na Figura 4.52 e na Figura 4.53, respetivamente.

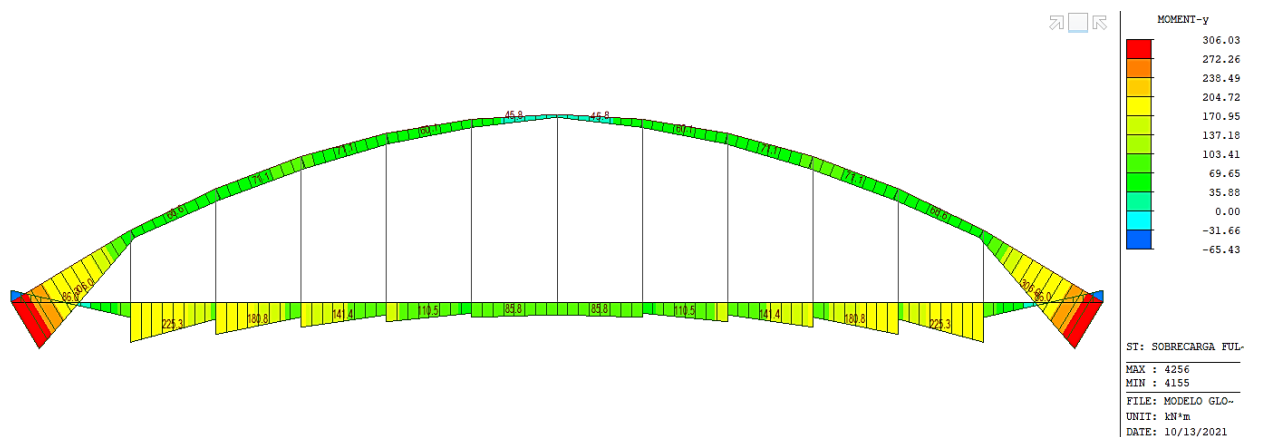


Figura 4.51 – Momentos fletores My (full deck)

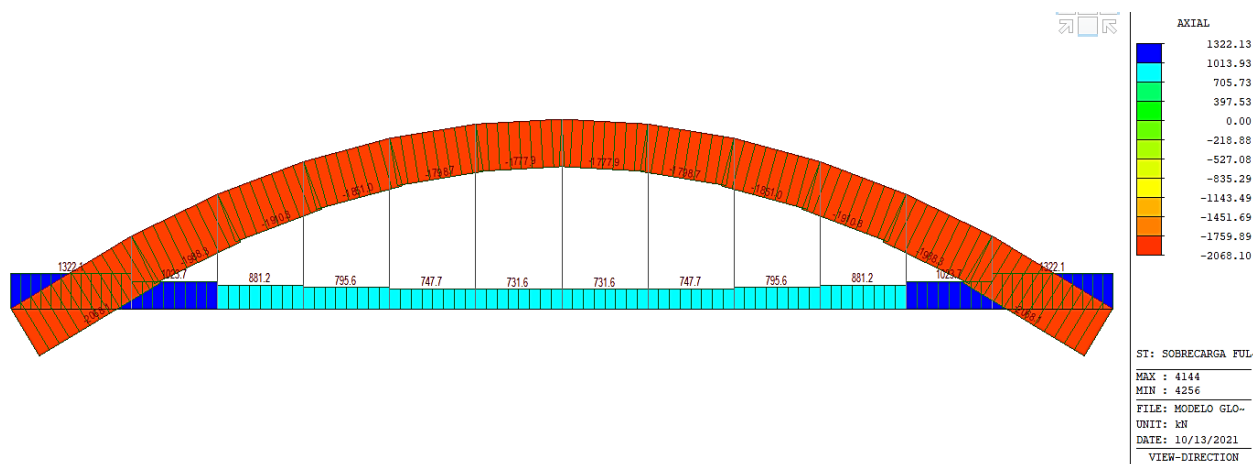


Figura 4.52 – Esforços axiais Fx (full deck)

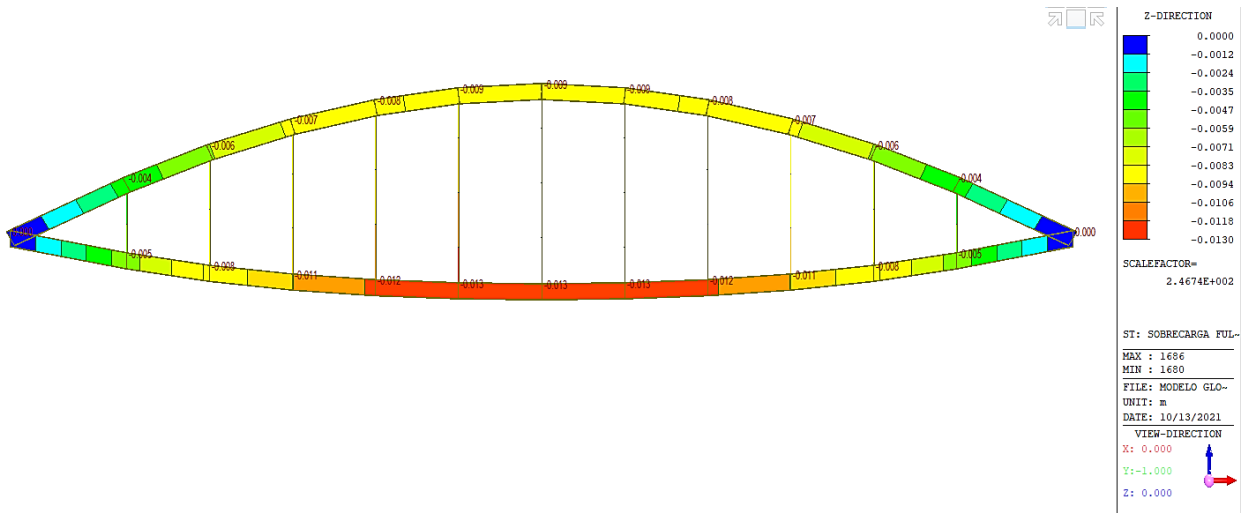


Figura 4.53 – Deformações D_z (full deck)

Para o carregamento incidente em apenas metade do tabuleiro, apresentam-se nas figuras seguintes os respectivos diagramas de momentos fletores (Figura 4.54), esforços axiais (Figura 4.55) e deformações (Figura 4.56).

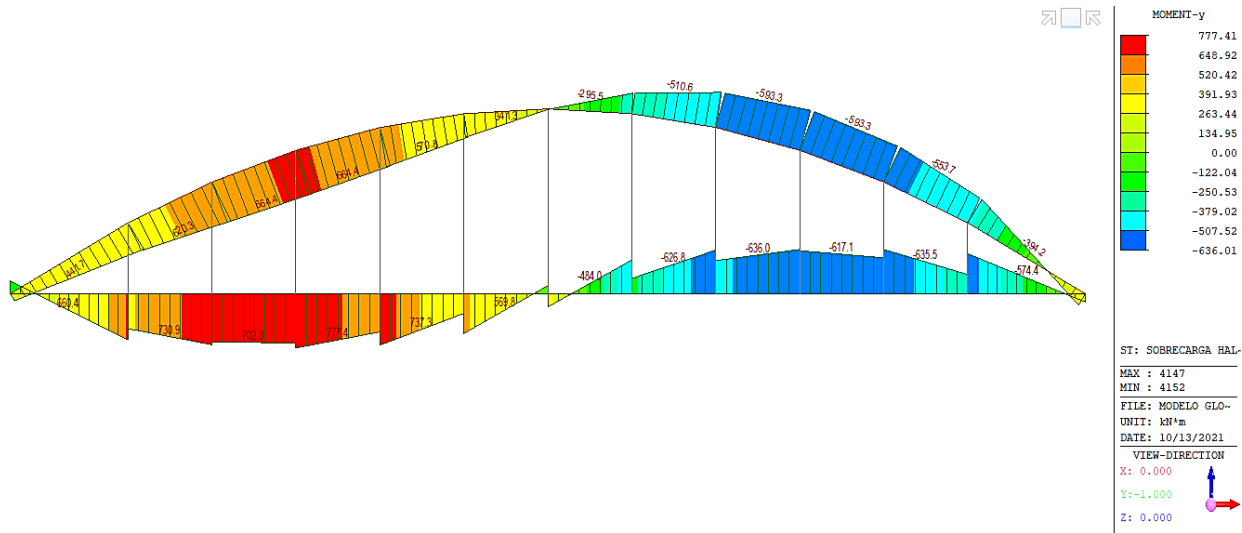


Figura 4.54 – Momentos fletores M_y (half deck)

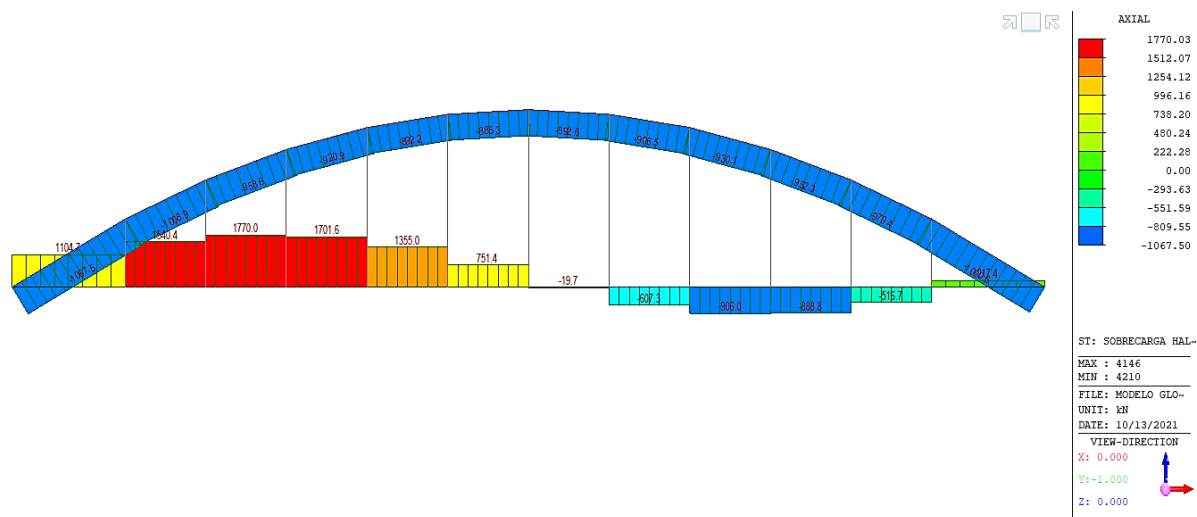


Figura 4.55 – Esforços axiais F_x (*half deck*)

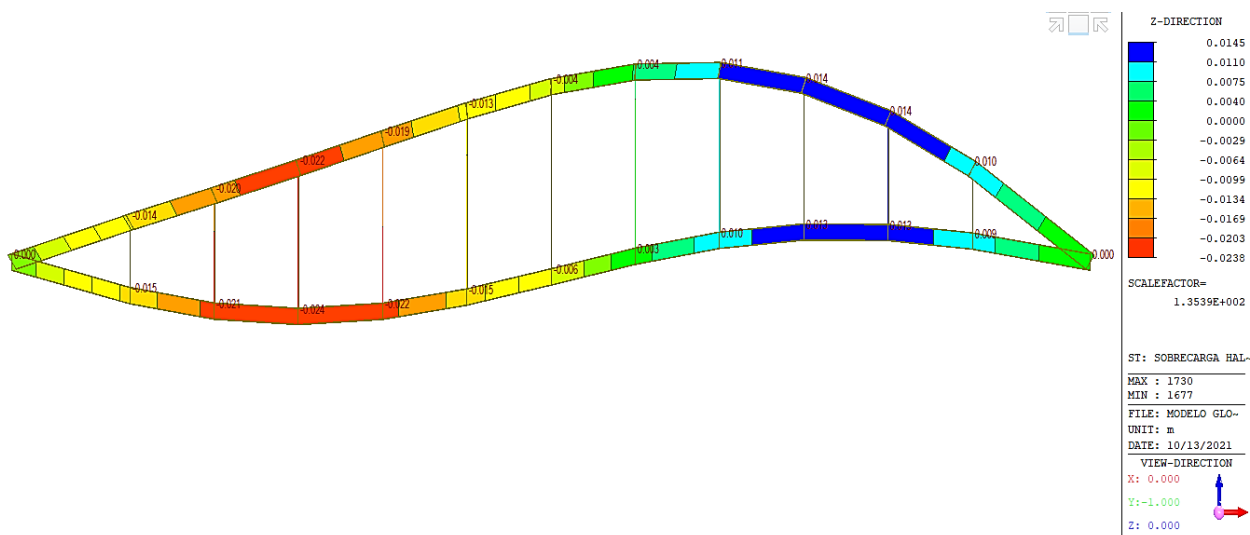


Figura 4.56 – Deformações D_z (*half deck*)

4.6.3 Diagramas de Esforços – Modelo *Nielsen*

A sequência da exposição de diagramas para o modelo *Nielsen* e *Network* é a mesma demonstrada no subcapítulo 4.6.2. A Figura 4.57, Figura 4.58 e a Figura 4.59 representam os diagramas para o carregamento *full deck* e a Figura 4.60, Figura 4.61 e Figura 4.62 para o carregamento *half deck*.

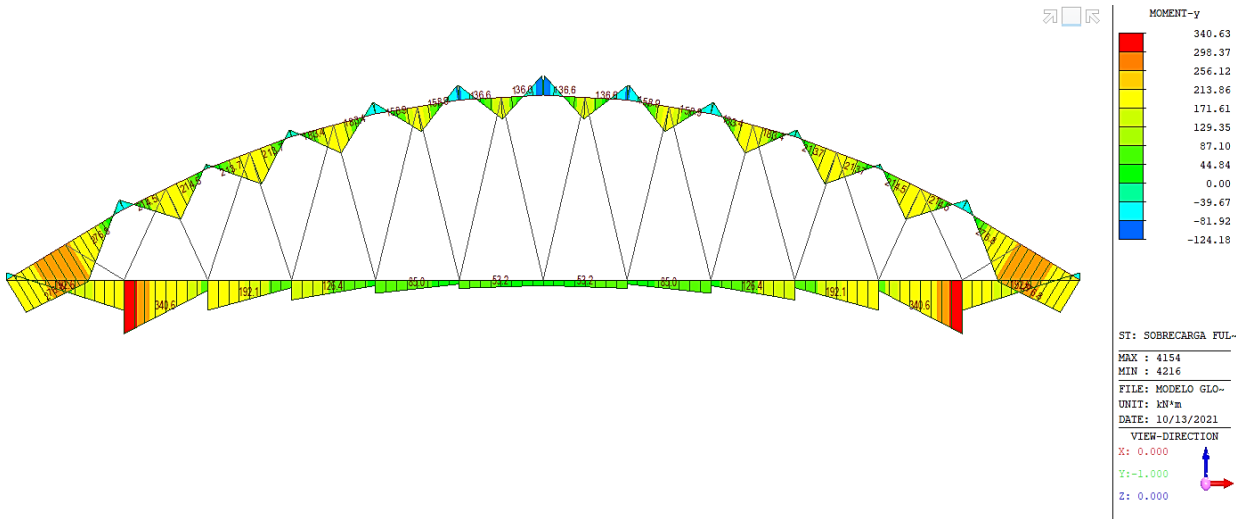


Figura 4.57 – Momentos fletores M_y (*full deck*)

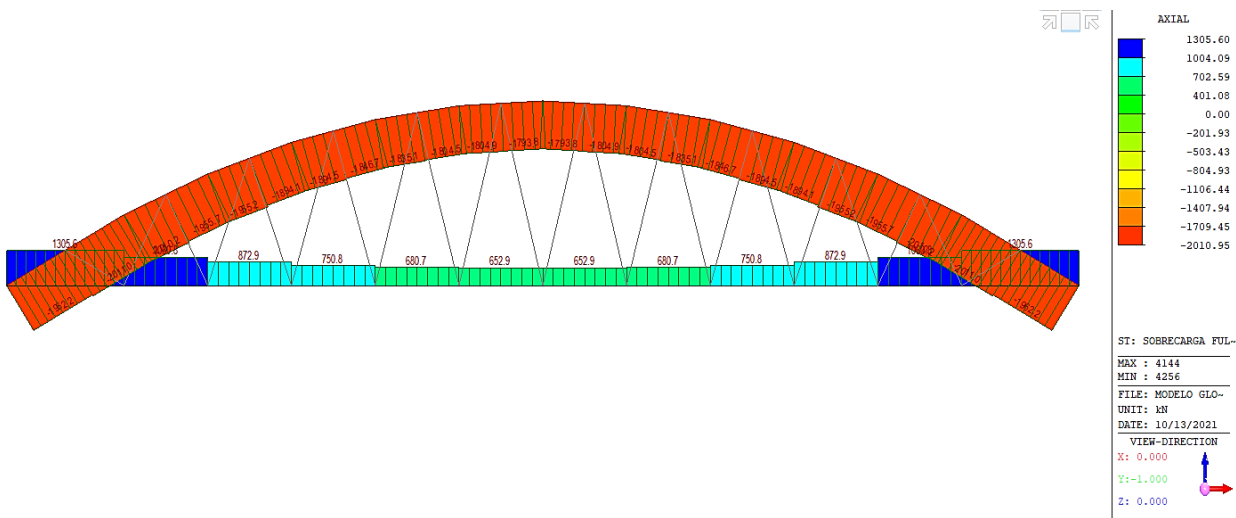


Figura 4.58 – Esforços axiais F_x (*full deck*)

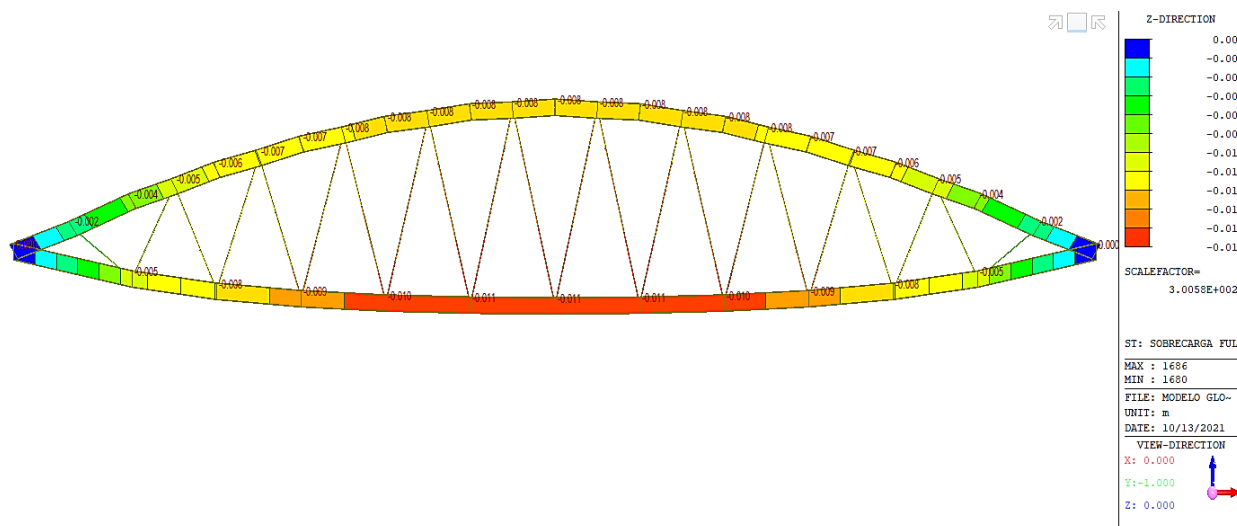


Figura 4.59 – Deformações Dz (full deck)

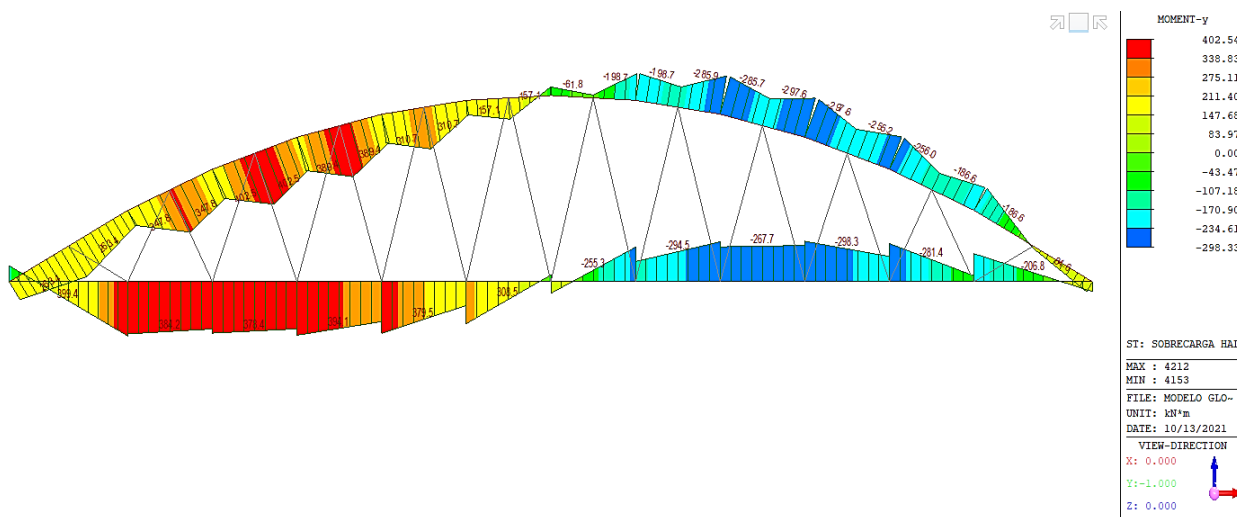


Figura 4.60 – Momentos fletores My (half deck)

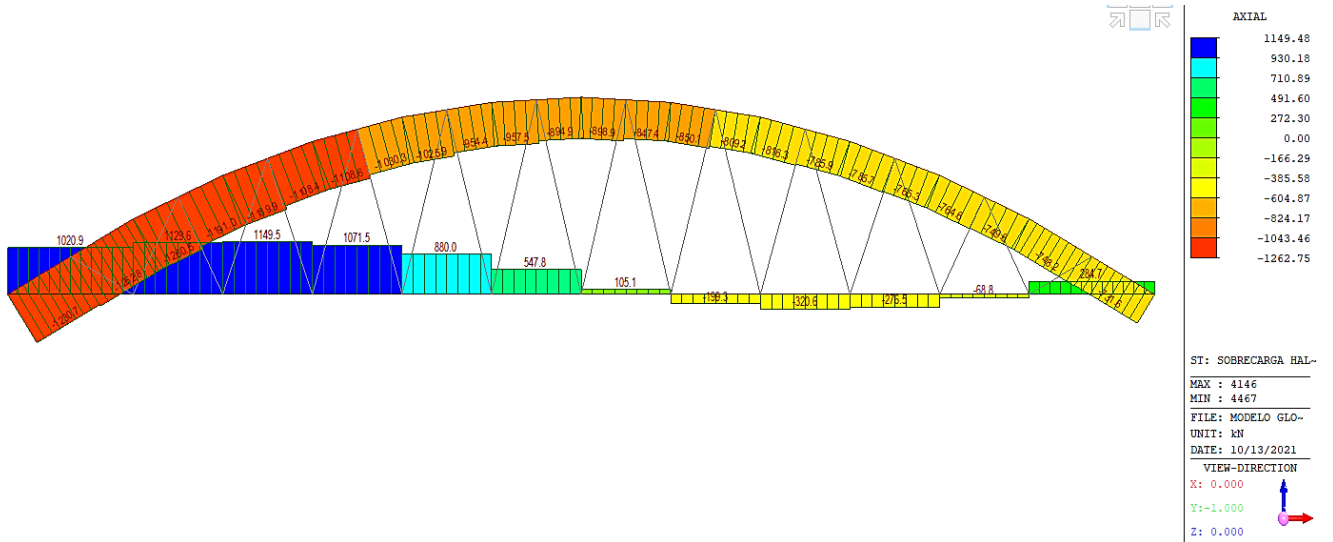


Figura 4.61 – Esforços axiais Fx (*half deck*)

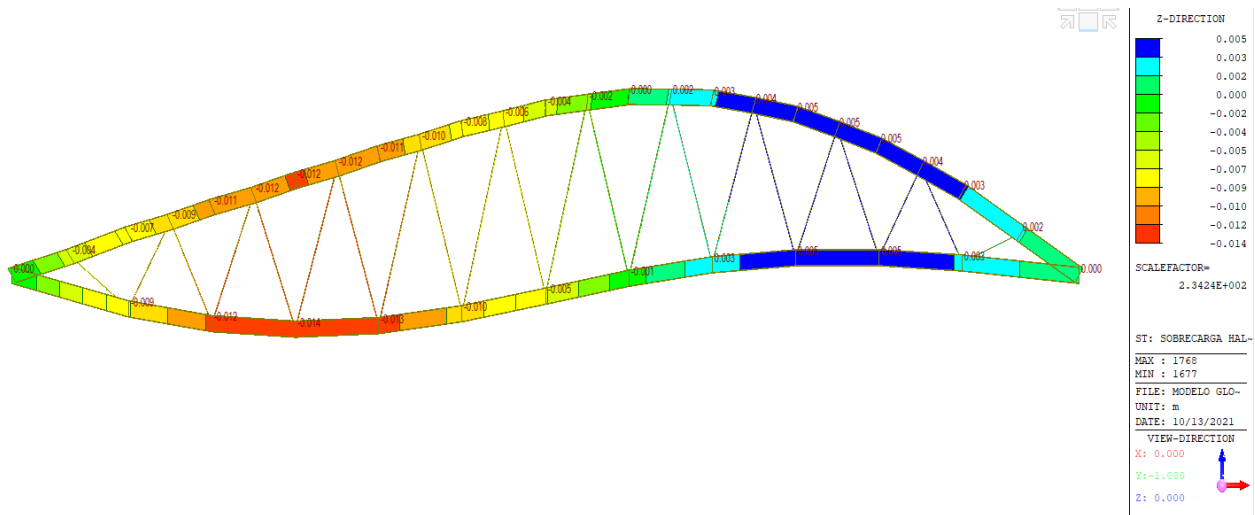


Figura 4.62 – Deformações Dz (*half deck*)

4.6.4 Diagramas de Esforços – Modelo *Network*

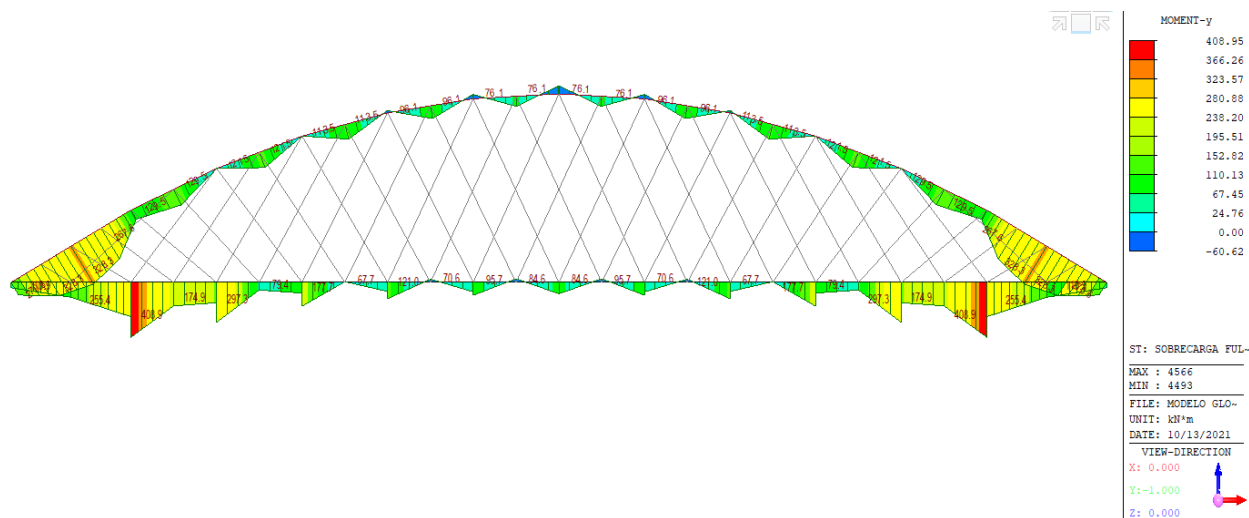


Figura 4.63 – Momentos fletores M_y (*full deck*)

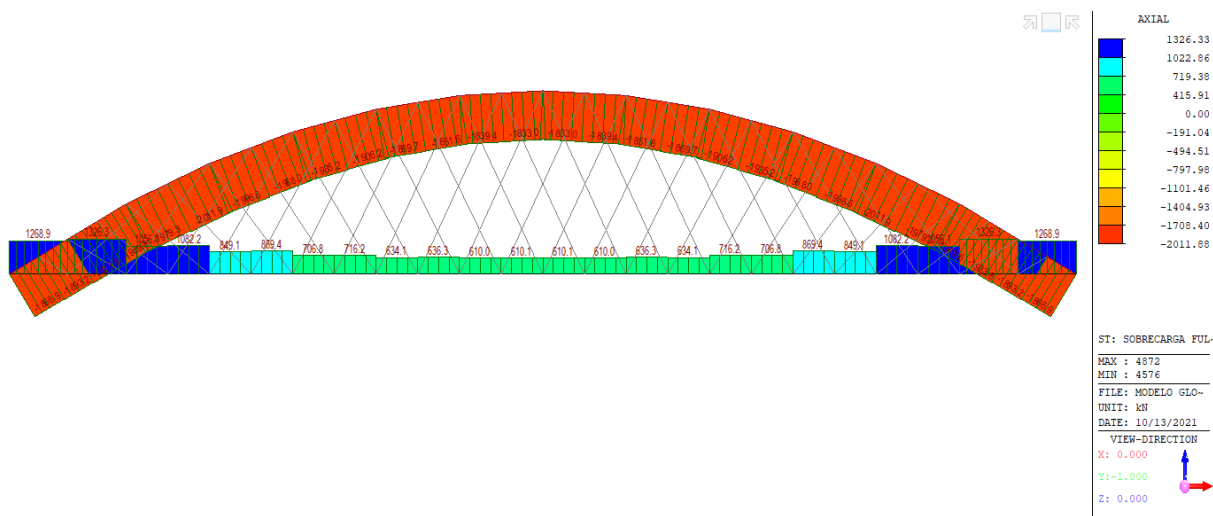


Figura 4.64 – Esforços axiais F_x (*full deck*)

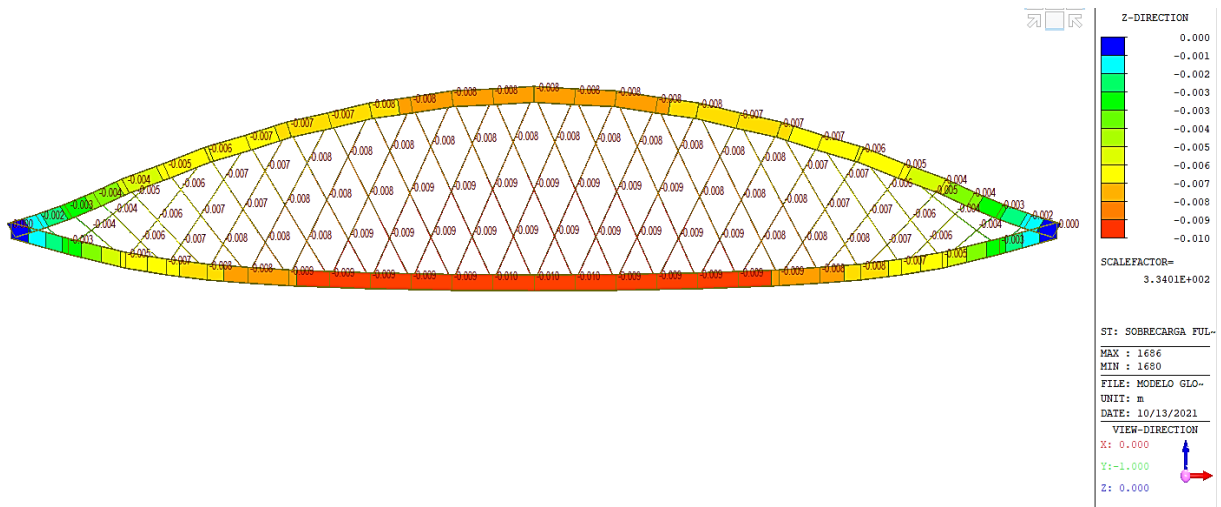


Figura 4.65 – Deformações Dz (full deck)

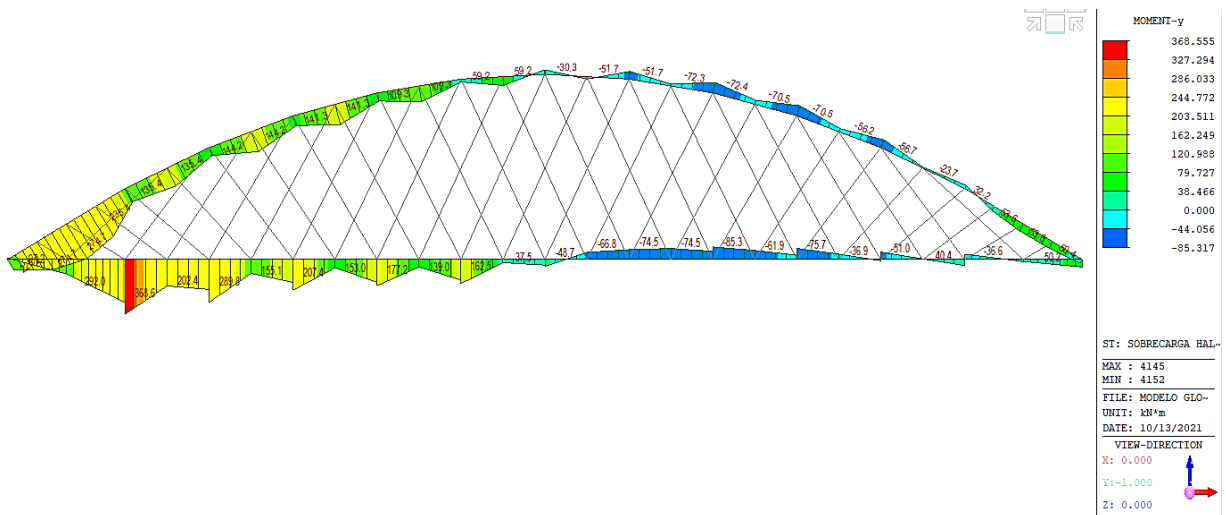


Figura 4.66 – Momentos fletores My (half deck)

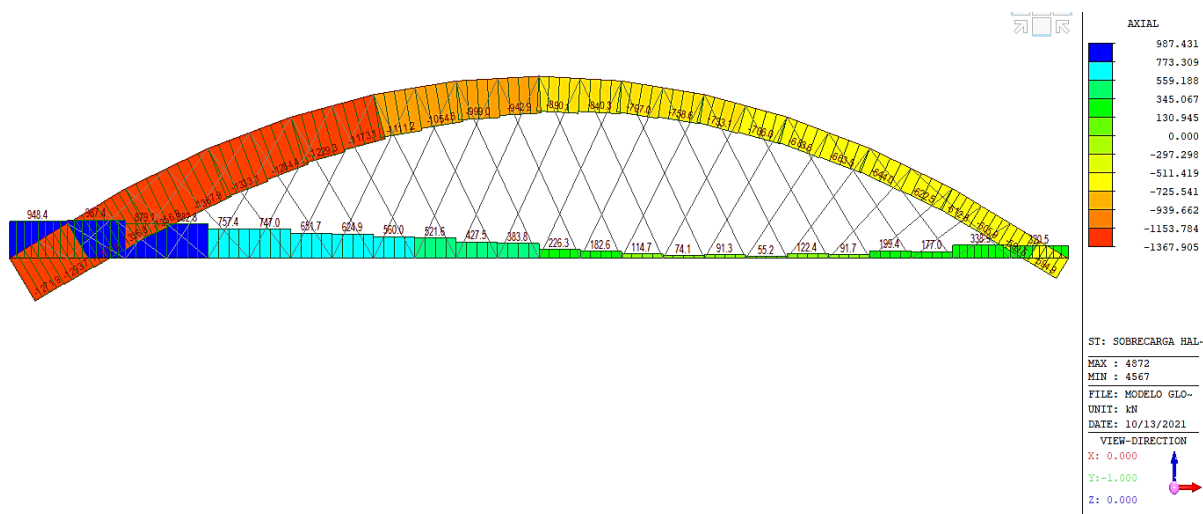


Figura 4.67 – Esforços axiais F_x (half deck)

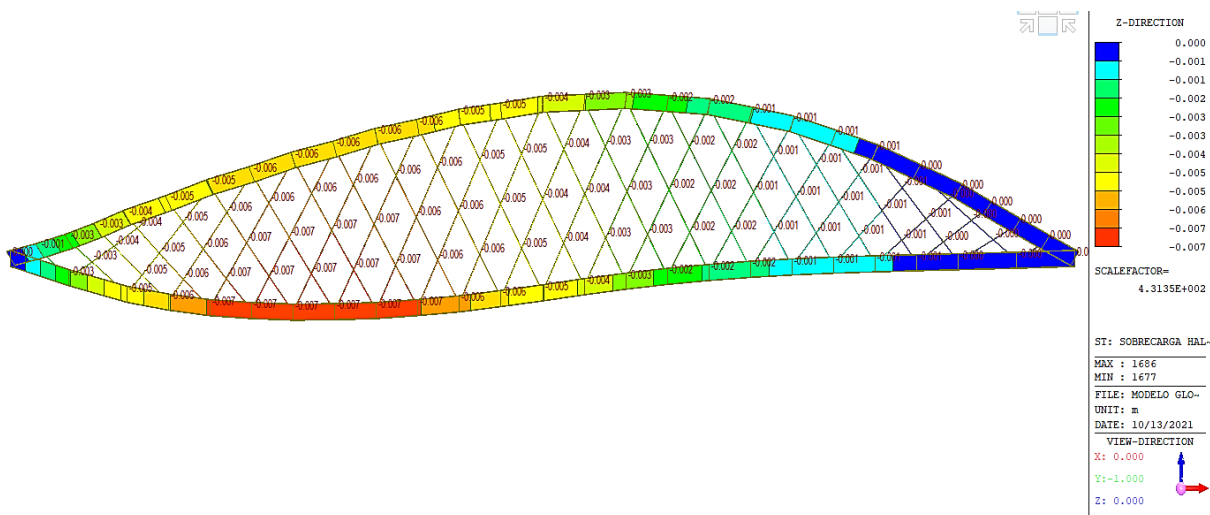


Figura 4.68 – Deformações D_z (half deck)

4.6.5 Discussão de Resultados

Antes de dar início à discussão de resultados, procede-se a uma síntese dos resultados apresentados anteriormente. Os resultados máximos dos esforços normais e de flexão para cada um dos modelos analisados anteriormente, para o arco e para as cordas, são resumidos na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 – Resumo dos resultados máximos obtidos

Disposição	Vertical		Nielsen		Network		
	Full	Half	Full	Half	Full	Half	
Arco	My,máx [kNm]	306,03	664,4	276,8	402,55	328,3	274,7
	Nmáx [kN]	2068,10	1067,50	2010,95	1262,76	2011,88	1367,91
	Δmáx [m]	0,009	0,022	0,008	0,012	0,008	0,006
Cordas	My,máx [kNm]	225,3	702	340,63	394,1	408,9	368,6
	Nmáx [kN]	1322,1	1770	1305,60	1149,48	1326,33	987,43
	Δmáx [m]	0,013	0,024	0,011	0,014	0,010	0,007

De forma a facilitar a interpretação de resultados, os valores apresentados na Tabela 4.18 foram organizados sobre a forma de gráfico de barras. Apresentam-se na Tabela 4.19, Tabela 4.20 e Tabela 4.21, os histogramas respetivos ao arco.

Tabela 4.19 – Histograma de momentos fletores do arco

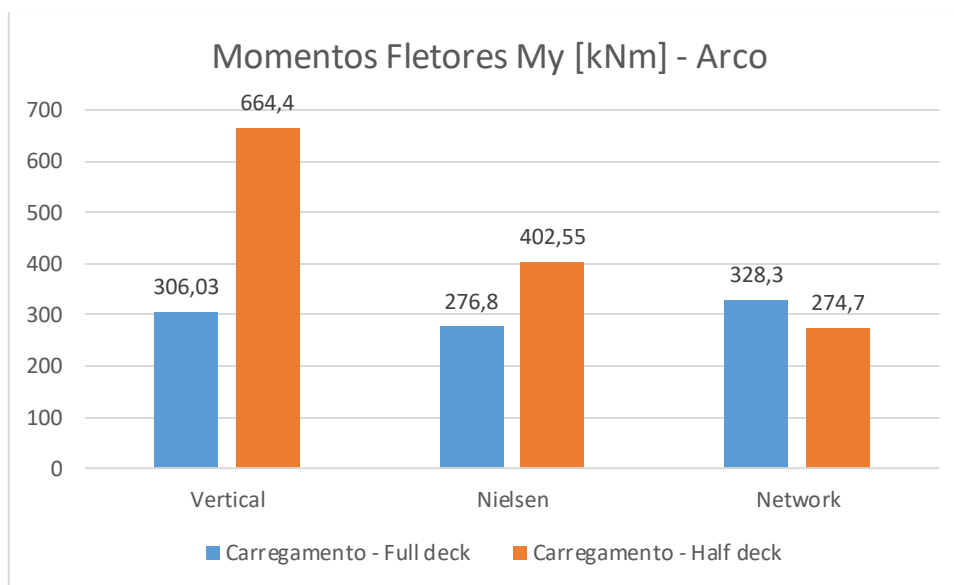


Tabela 4.20 – Histograma de esforços axiais do arco

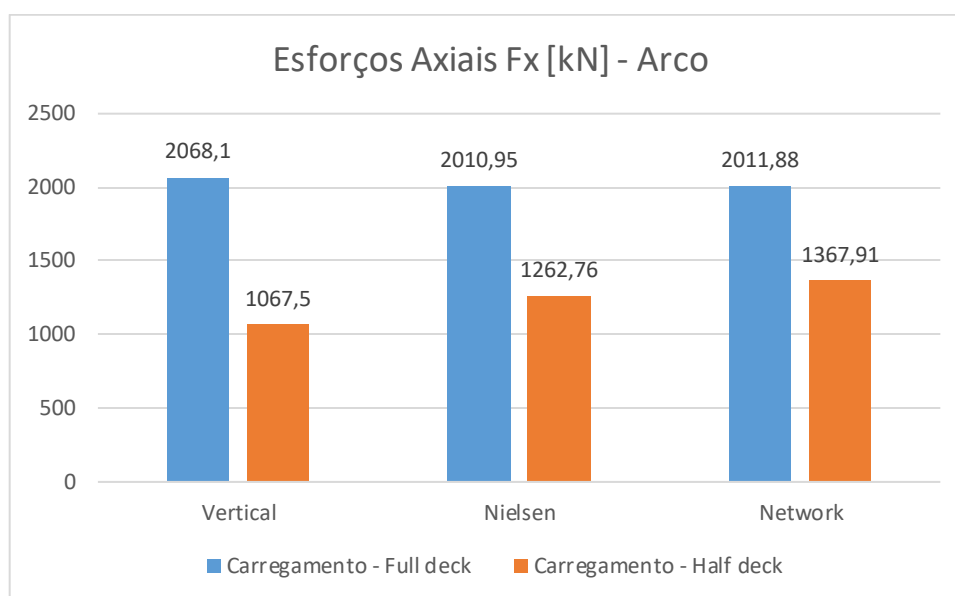
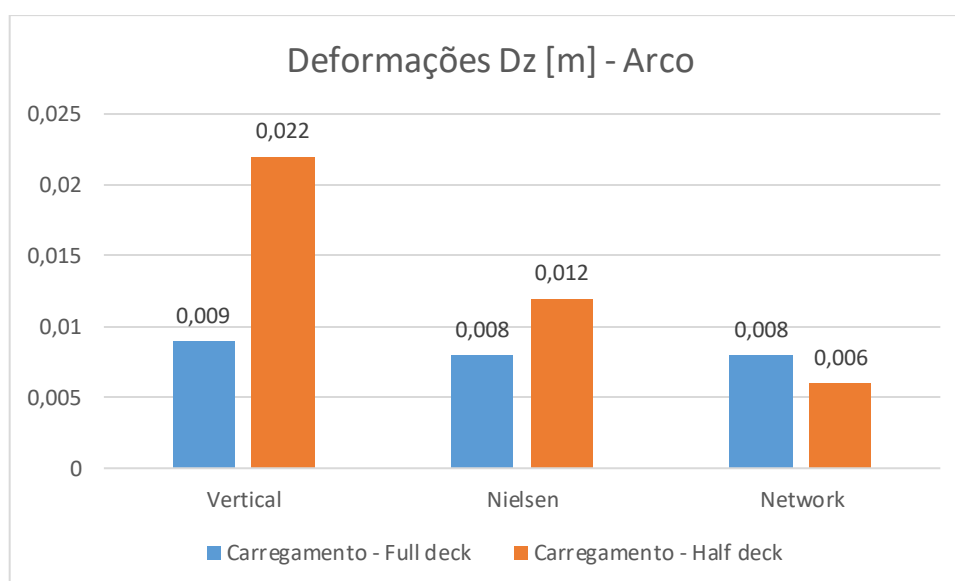


Tabela 4.21 – Histograma de deformações do arco



Por sua vez, os histogramas das cordas inferiores são representados pela Tabela 4.22, Tabela 4.23 e Tabela 4.24.

Tabela 4.22 – Histograma de momentos fletores das cordas

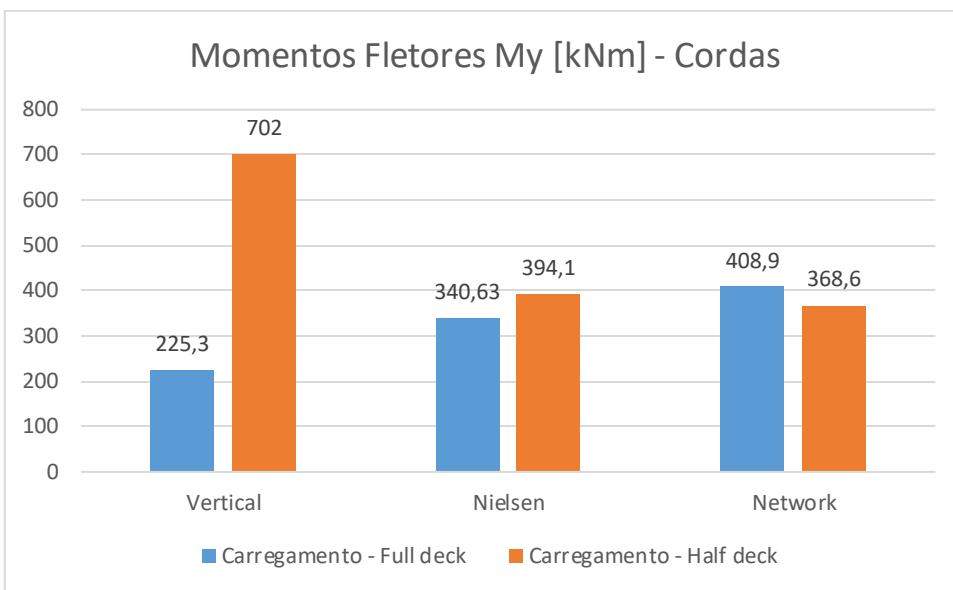


Tabela 4.23 – Histograma de esforços axiais das cordas

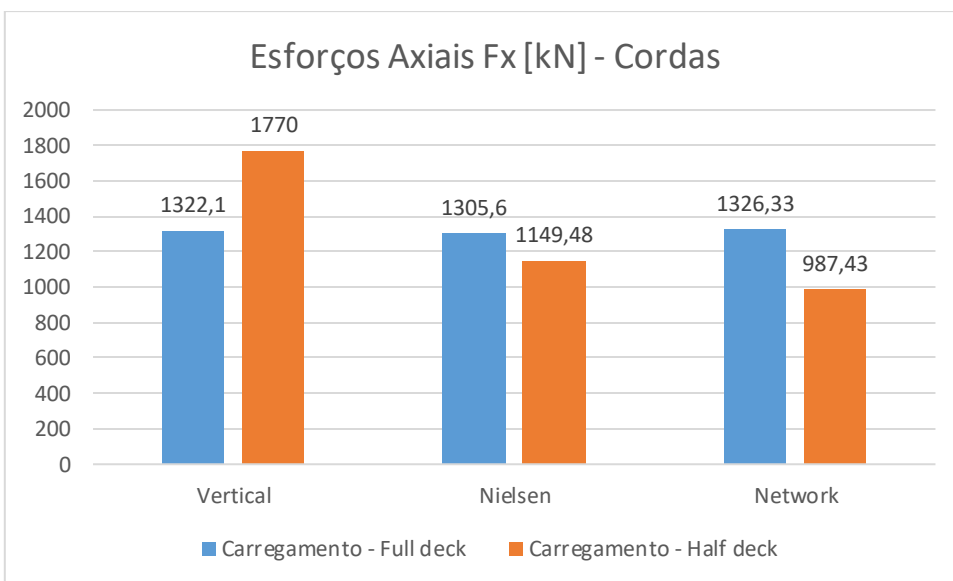
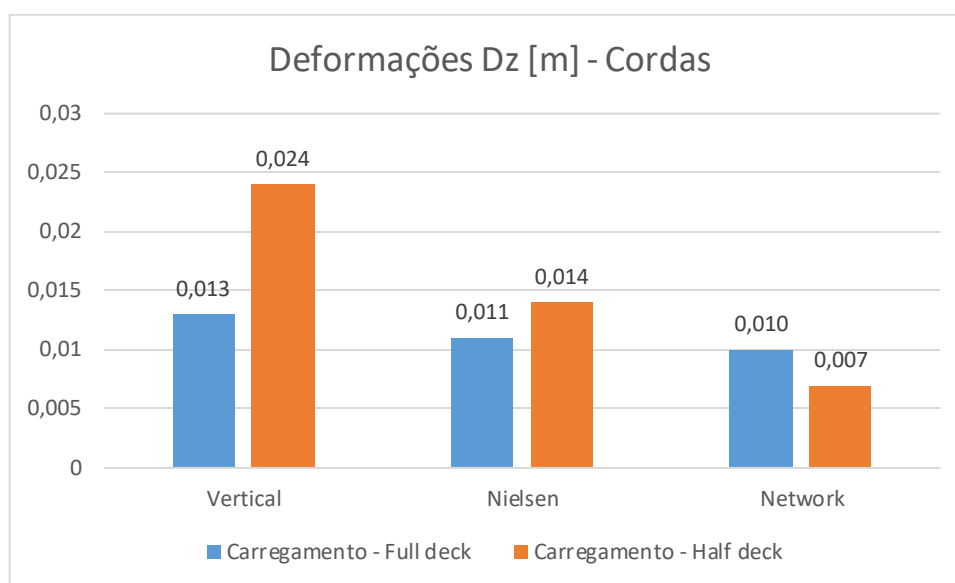
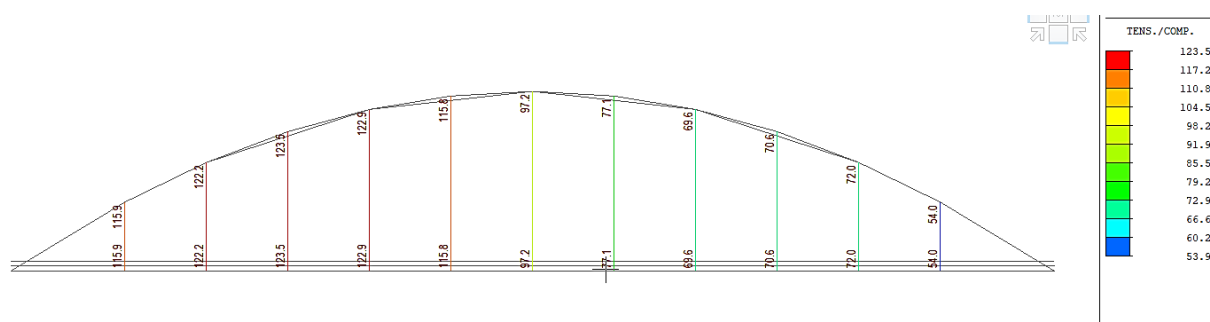


Tabela 4.24 – Histograma de deformações das cordas



Relativamente ao modelo com cabos verticais podemos, logo à partida, concluir que o mesmo apresenta uma grande sensibilidade a carregamentos parciais. Esta vulnerabilidade é facilmente justificada pelo considerável aumento de 117% do momento fletor máximo no arco e de 211% do momento fletor máximo nas cordas. Naturalmente, este aumento de momentos provocará um incremento de deformações, tal como se pode observar na Tabela 4.21 e Tabela 4.24. Deste modo, podemos concluir que os resultados obtidos estão em linha com as conclusões retiradas da bibliografia. Um outro ponto a referir é a potencialidade da relaxação dos pendurais opostos ao carregamento. Como é possível observar na Figura 4.69, para o carregamento *half deck*, os pendurais do lado oposto encontram-se no limiar de entrarem em compressão.

Figura 4.69 – Tensão nos cabos para o carregamento *half deck*

No caso do modelo *Nielsen*, notou-se uma clara melhoria na resposta da ponte ao carregamento parcial. O aumento percentual do momento fletor máximo no arco é de 45,43% e de 15,70% nas cordas. Apesar

da melhoria na resposta da ponte a este tipo de carregamentos ser notável, este tipo de solução não se revela uma solução eficaz ao problema proposto. O aumento do número de cabos está claramente associado a uma melhoria nos momentos das cordas. No entanto, este tipo de configuração não resolve o problema da relaxação dos pendurais. Como se pode observar na Figura 4.70, para o carregamento *half deck*, diversos cabos entram em compressão.

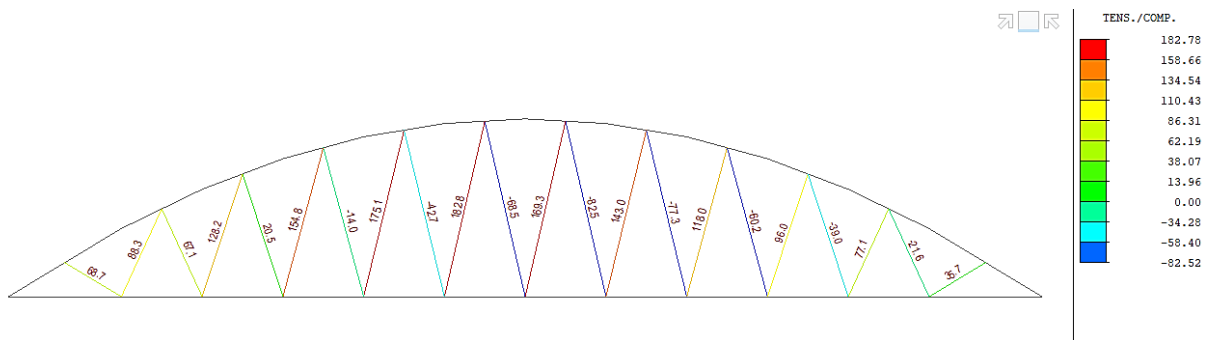


Figura 4.70 – Relaxação dos pendurais

Por fim, a solução em *Network* revela-se a mais otimizada para este tipo de carregamentos. O modelo apresentou os melhores resultados não só a nível de momentos fletores, mas também a nível das deformações. O modelo *Network*, para o carregamento parcial, apresenta uma boa resposta e ainda valores de esforços e deformações inferiores aos valores para o carregamento total.

O modelo *Network*, para a encurvadura do arco, deverá também apresentar fatores de carga críticos superiores aos obtidos ao modelo do caso de estudo. Para efeitos de confirmação, realizou-se uma análise à encurvadura com as mesmas condições utilizadas no subcapítulo 4.3. Os primeiros 3 modos de encurvadura podem ser consultados na Figura 4.71, Figura 4.72 e Figura 4.73, respetivamente.

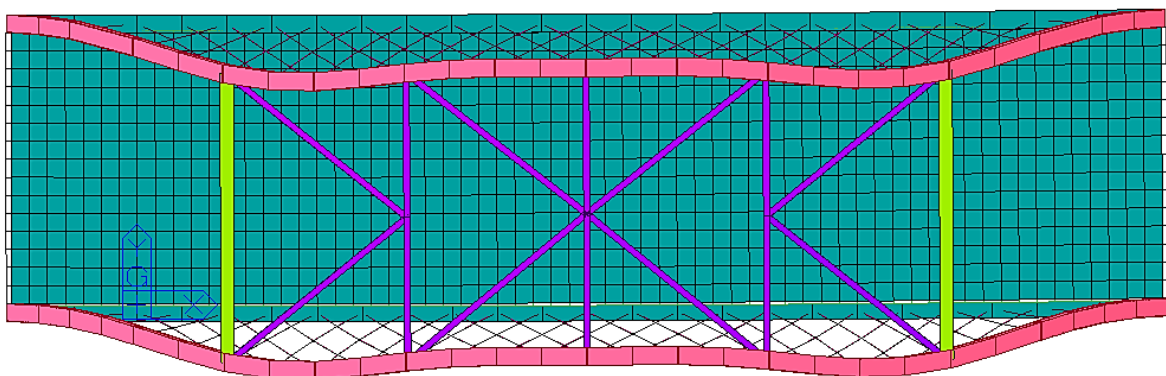


Figura 4.71 – Configuração do 1º modo de encurvadura do modelo *Network*

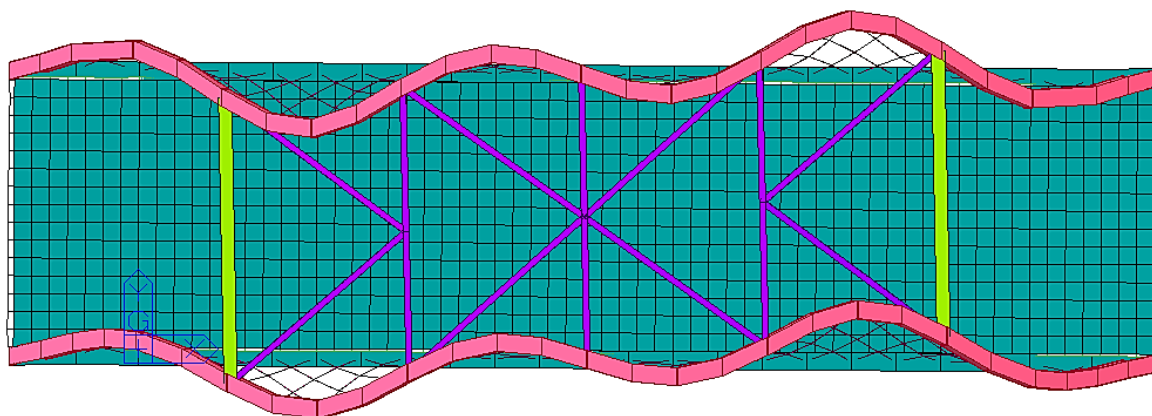


Figura 4.72 – Configuração do 2º modo de encurvadura do modelo *Network*

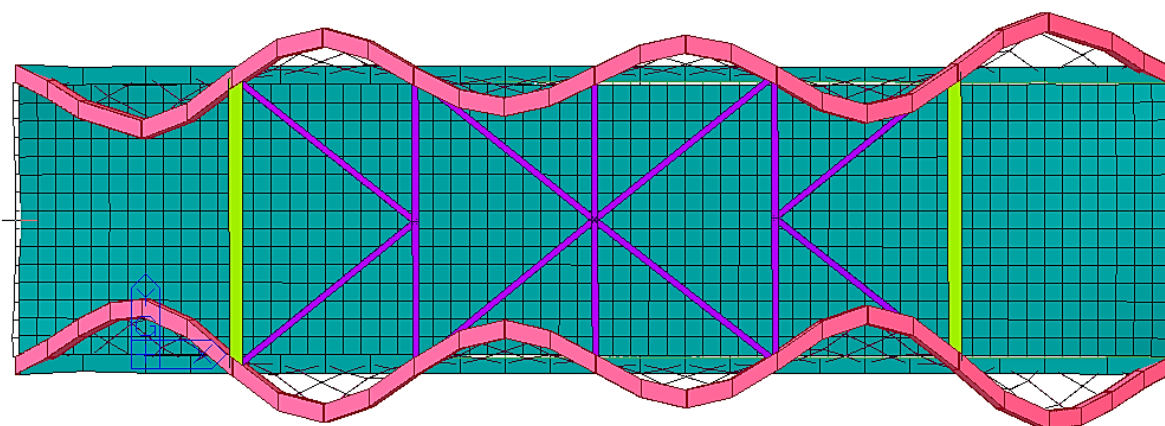


Figura 4.73 – Configuração do 3º modo de encurvadura do modelo *Network*

Os fatores de carga críticos dos modos de vibração encontram-se resumidos na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 – Fatores de carga críticos

Modo de encurvadura	λ - modelo original	λ - modelo <i>Network</i>	% aumento
1	38,38	40,84	6,4%
2	41,79	55,31	32,35%
3	52,81	56,06	6,15%

Como se pode observar na Tabela 4.25, os resultados sofreram uma ligeira melhoria. Tomando como exemplo o 1º modo de encurvadura, para originar a instabilidade global elástica, para o modelo *Network*, as cargas teriam de ser 6,4% superiores às que originaram a instabilidade global elástica no modelo original.

CAPÍTULO 5

CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

O presente trabalho de estágio permitiu a aquisição de uma pluralidade de conhecimentos na área do projeto e da análise do comportamento de pontes metálicas com arco superior. Em particular, a pesquisa bibliográfica realizada permitiu a obtenção de conhecimentos sobre a evolução histórica desde as primeiras evidências de pontes até ao aparecimento das pontes metálicas. Dentro ainda do campo da pesquisa realizada, obteve-se conhecimentos acerca do comportamento e das vantagens das pontes com pendurais numa configuração em rede, cujo as mesmas foram comprovadas no subcapítulo 4.6.

Em virtude do presente documento ter sido realizado em ambiente de estágio, foi possível aprender como lidar com algumas dificuldades comuns existentes em ambiente de projeto e como proceder para a respetiva resolução de problemas. De destacar ainda a aprendizagem e uso do *Midas Civil*. Tratando-se de um programa dirigido para o projeto de pontes, o uso do mesmo revelou-se prático para o caso de estudo abordado.

O caso de estudo analisado permitiu explorar toda a regulamentação europeia aplicável ao projeto de pontes. Especial atenção foi dedicada às EN1991-2 e EN1991-1-4 para a definição das ações de tráfego e de vento na ponte, respetivamente.

Saliento ainda algumas notas sobre este tipo de estruturas que foram observadas durante o desenvolvimento do projeto. Em primeiro lugar, é de referir o papel importante dos *stringers* nesta tipologia de tabuleiros. Os *stringers* auxiliam a solidarização do tabuleiro e permitem uma redução de esforços, predominantemente axiais, nas cordas inferiores. Outra particularidade a destacar para este tipo de estruturas são as tensões na face superior do tabuleiro. Devido ao funcionamento deste tipo de pontes, as forças transmitidas pelo arco poderão induzir tensões de tração indesejadas no betão. As ações de temperatura são capazes de gerar esforços condicionantes na estrutura. Para tal, é necessário prestar especial cuidado na sua definição em *software*.

De uma forma geral, recomenda-se o uso de disposições de pendurais em *Network* dado que o desempenho estrutural e económico é superior às soluções alternativas.

5.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Sendo o projeto de pontes uma área muito extensa, destacam-se alguns pontos meritórios de uma investigação mais detalhada:

1. Otimização da solução de pré-tensão: Dado que os cabos assumem, na deformação do tabuleiro, graus de influência diferentes, a solução obtida no capítulo 4 poderá ser sujeita a uma otimização. Uma sequência de pré-tensão também poderia ter sido efetuada.
2. Procedimentos construtivos: A definição de um procedimento de construção da ponte permitiria uma melhor definição das fases de construção abordadas no Capítulo 4.
3. Impacto da retração no funcionamento de tabuleiros mistos: O fenómeno da retração tem um impacto muito importante no funcionamento do tabuleiro misto, pelo que as tensões por si provocadas seriam um aspeto de importante análise.
4. Infraestrutura da ponte: O estudo das fundações não foi abordado neste caso de estudo devido à falta de elementos sobre a solução de projeto.
5. Análise económica das soluções: É reconhecido que os modelos em *Network* apresentam uma viabilidade económica superior, podendo apresentar poupanças até 40% do custo total em relação às outras soluções. Constata-se, desta forma, que uma grande percentagem do custo total estará associada à atividade laboral e uma baixa percentagem ao custo dos materiais. Isto torna as soluções em *Network* especialmente apelativas em países com mão de obra qualificada.
6. Ligações metálicas: As ligações metálicas e a verificação de segurança das mesmas representam um campo de estudo de importante abordagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] D. E. P. Tipo, T. Met, and L. Auxiliares, “CONSTRUÇÃO DE PONTES TIPO ‘BOWSTRING’ E ESTRUTURAS METÁLICAS AUXILIARES,” 2016.
- [2] S. Platner, *Pons Aemilius*. Oxford University Press, 1929.
- [3] H. Pernetá, M. J. Correia, and M. M. Salta, “Reparação de estruturas metálicas,” no. June, 2010.
- [4] “O viaduto de Garabit - Guia Turismo & Férias.” <https://www.france-voyage.com/franca-turismo/viaduto-garabit-177.htm> (accessed May 03, 2021).
- [5] “Abordagem Sobre a Evolução na Construção de Pontes Metálicas ,” 2010.
- [6] H. de V. Corrêa Patrício, “Pontes ferroviárias metálicas existentes – Caracterização dos materiais e avaliação de fadiga,” *Rev. Port. Eng. Estruturas*, vol. 3, no. 6, pp. 113–124, 2018, [Online]. Available: <https://portal.issn.org/resource/ISSN/2183-8488>.
- [7] P. Tveit, “The Network arch,” no. April, p. 142, 2008.
- [8] P. Tveit, “How to Design Economical Network Arches,” *IOP Conf. Ser. Mater. Sci. Eng.*, vol. 471, no. 5, 2019, doi: 10.1088/1757-899X/471/5/052078.
- [9] N. Zealand and A. Dhabí, “Genesis and Development of the Network Arch Concept,” pp. 1–15, 1964.
- [10] T. Smit, “Design and Construction of a Railway Arch Bridge With a Network Hanger Arrangement,” *J. Chem. Inf. Model.*, vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2013, [Online]. Available: http://homepage.tudelft.nl/p3r3s/MSc_projects/reportSmit.pdf.
- [11] A. Pipinato, “Structural Optimization of Network Arch Bridges with Hollow Tubular Arches and Chords,” *Mod. Appl. Sci.*, vol. 12, no. 2, p. 36, 2018, doi: 10.5539/mas.v12n2p36.
- [12] B. Morais, “Design and Analysis of a Network Arch Bridge Civil Engineering Examination Committee October 2013,” no. October, 2013.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [13] E. D. G. Arcia and D. A. S. Ilva, "Design of Network Arch Bridges," 2009.
- [14] B. Brunn and F. Schanack, "Calculation of a double track railway network arch bridge applying the European standards," no. August 2003.
- [15] J. S. Luis Calado, "Estruturas Mistas de Aço e Betão," vol. 53, no. 9, pp. 1689–1699, 2019, [Online]. Available: www.journal.uta45jakarta.ac.id.
- [16] "Eurocode 1: Actions on Structures - Part 2: Traffic loads on bridges," vol. 1, no. 2005, 2011.
- [17] Instituto Português da Qualidade, "Eurocódigo 1: Ações em Estruturas Parte 1-4: Ações do Vento," vol. 2007, no. Idi, pp. 1–57, 2008.
- [18] NP EN 1991-1-5, "Parte 1-5: Acções gerais - Acções térmicas," *Eurocódigo 1 – Acções em estruturas*, 2009.
- [19] A. S. Usmani, J. M. Rotter, S. Lamont, A. M. Sanad, and M. Gillie, "Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects," *Fire Saf. J.*, vol. 36, no. 8, pp. 721–744, 2001, doi: 10.1016/S0379-7112(01)00037-6.
- [20] "Eurocode 0 - Basis of Structural Design," vol. 1, no. 2005, 2011.
- [21] A. Outtier, H. De Backer, K. Schotte, D. Stael, and P. Van Bogaert, "Design methods for buckling of steel tied arch bridges," *Large Struct. Infrastructures Environ. Constrained Urban. Areas*, no. September, pp. 262–263, 2010, doi: 10.2749/222137810796024402.
- [22] "Eurocode 3 -Design of steel structures - Part 2: Steel Bridges," vol. 1, no. 2005, 2011.