

**COMUNIDADE INTERMUNICIPAL DO ALTO ALENTEJO**

**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO  
INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO  
APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO  
CRATO**



**COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE  
REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS. INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS  
ESTUDO FINAL**

**VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

**TOMO 6 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL. ÓRGÃOS HIDRÁULICOS ANEXOS DA BARRAGEM  
E CENTRAL HIDROELÉTRICA**







**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO**

**COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS**

**INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS**

**ESTUDO FINAL**

**VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

**TOMO 6 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE ORGÃOS HIDRÁULICOS ANEXOS À BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA**

**EQUIPA TÉCNICA**

Diretor de Consórcio	Eng.º António Capelo
Adjunto	Eng.º Mário Samora
Hidráulica	Eng.º Mário Samora
	Eng.º Rui Apolinário
	Eng.º João Afonso
	Eng.ª Raquel Lourenço
Geologia/Geotecnia	Eng.º Gonçalo Tavares
	Eng.º Nelson Rodrigues
	Eng.ª Sandra Oliveira
Estruturas	Eng.º Fortes Monteiro
	Eng.º Miguel Boim
	Eng.º Pedro Mateus
	Eng.ª Laura Seco
Acessos	Eng.º Edgar Cuco
Equipamentos e Instalações Elétricas	Eng.º António Correia
	Eng.º Helder Reis

---

Desenho

Pedro Alves

Helder Santos

Carlos Fernandes

Carla Gomes

Ana Linhares

---

**AVALIAÇÃO DA SUSTENTABILIDADE E DESENVOLVIMENTO INTEGRADO DOS RECURSOS HÍDRICOS E ENERGÉTICOS DO APROVEITAMENTO HIDRÁULICO DE FINS MÚLTIPLOS DO CRATO**

**COMPONENTE B) ESTUDO DAS INFRAESTRUTURAS DE REGULARIZAÇÃO DE CAUDAIS**

**INFRAESTRUTURAS PRIMÁRIAS**

**ESTUDO FINAL**

**VOLUME 1 - MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA**

**TOMO 6 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE ORGÃOS HIDRÁULICOS ANEXOS À BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA**

**ÍNDICE**

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS.....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA .....</b>	<b>8</b>
3.1	REGULAMENTAÇÃO.....	8
3.2	CLASSE DE EXECUÇÃO.....	8
3.3	MATERIAIS .....	9
3.3.1	Betão.....	9
3.3.2	Aço em Estruturas de Betão Armado.....	10
3.3.3	Aço em Equipamentos (Guarda-Corpos) .....	10
3.4	AÇÕES.....	10
3.4.1	Ações Permanentes .....	11
3.4.2	Ações Variáveis.....	11
3.4.3	Outras Ações.....	17
3.5	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	18
3.5.1	Estados Limites Últimos.....	18
3.5.2	Estados Limites de Serviço.....	20
3.5.3	Estados Limites de Equilíbrio.....	22
3.5.4	Estados Limites de Levantamento Global.....	23
<b>4</b>	<b>CÁLCULOS ESTRUTURAIS.....</b>	<b>25</b>
4.1	DESCARREGADOR DE CHEIAS.....	25
4.1.1	Introdução.....	25
4.1.2	Ações .....	26

---

4.1.3	Combinações de ações.....	27
4.1.4	Estados Limites Últimos EQU .....	27
4.1.5	Estados Limites Últimos STR.....	28
4.1.6	Estados Limites de Utilização .....	55
4.2	TORRE DE TOMADA DE ÁGUA .....	75
4.2.1	Introdução.....	75
4.2.2	Ações.....	76
4.2.3	Combinações de ações.....	77
4.2.4	Estados Limites Últimos EQU .....	77
4.2.5	Estados Limites Últimos STR.....	83
4.2.6	Estados Limites de Utilização .....	116
4.3	PASSADIÇO DE ACESSO À TORRE DE TOMADA DE ÁGUA.....	123
4.3.1	Introdução.....	123
4.3.2	Ações.....	124
4.3.3	Combinações de ações.....	125
4.3.4	Estados Limites Últimos STR.....	125
4.3.5	Estados Limites de Utilização .....	151
4.4	GALERIA DE TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO .....	158
4.4.1	Introdução.....	158
4.4.2	Ações.....	160
4.4.3	Combinações de ações.....	161
4.4.4	Estados Limites Últimos EQU .....	161
4.4.5	Estados Limites Últimos STR.....	161
4.4.6	Estados Limites de Utilização .....	164
4.5	OBRA DE SAÍDA DA DESCARGA DE FUNDO .....	167
4.5.1	Introdução.....	167
4.5.2	Ações.....	168
4.5.3	Combinações de ações.....	168
4.5.4	Estados Limites Últimos EQU .....	168
4.5.5	Estados Limites Últimos STR.....	170
4.5.6	Estados Limites de Utilização .....	182
4.6	CENTRAL HIDROELÉTRICA .....	195
4.6.1	Introdução.....	195
4.6.2	Discretização do Modelo de Cálculo .....	197
4.6.3	Ações.....	204
4.6.4	Combinações de ações.....	209
4.6.5	Verificação da Segurança.....	209
4.7	CÂMARA DE VÁLVULAS .....	258
4.7.1	Introdução.....	258
4.7.2	Ações.....	259
4.7.3	Combinações de ações.....	259

---

4.7.4	Estados Limites Últimos EQU .....	260
4.7.5	Estados Limites Últimos STR.....	261
4.7.6	Estados Limites de Utilização .....	275

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3-1– Modelo LM1 e respetivos valores de cargas .....	12
Tabela 3-2 – Valores de combinação dos diferentes modelos de carga .....	13
Tabela 3-3 – Valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A .....	17
Tabela 3-4 – Valores dos coeficientes $\psi$ para pontes rodoviárias .....	22
Tabela 4-1 – Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada .....	29
Tabela 4-2 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 1 .....	30
Tabela 4-3- Verificação das armaduras da travessa do pilar e da laje de transição .....	39
Tabela 4-4- Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 3.....	41
Tabela 4-5 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 4.....	42
Tabela 4-6 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 6.....	43
Tabela 4-7 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de saída.....	44
Tabela 4-8 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada .....	45
Tabela 4-9 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 1.....	46
Tabela 4-10 - Verificação das armaduras da travessa do pilar.....	49
Tabela 4-11 – Verificação da segurança ao esforço transversal do pilar .....	49
Tabela 4-12 – Verificação ao punçoamento da laje do tabuleiro e sapata.....	50
Tabela 4-13 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 3.....	50
Tabela 4-14 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 4.....	51
Tabela 4-15 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 6.....	52
Tabela 4-16 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de saída .....	53
Tabela 4-17 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo.....	56
Tabela 4-18 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 1 ..	56
Tabela 4-19 - Verificação da abertura de fendas da laje de transição.....	66
Tabela 4-20 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 3 ..	66

---

Tabela 4-21 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 4..	67
Tabela 4-22 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 6..	68
Tabela 4-23 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa dos muros de saída.....	69
Tabela 4-24 – Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa do muro de entrada .....	70
Tabela 4-25 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 1.....	71
Tabela 4-26 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 2.....	71
Tabela 4-27 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 3.....	72
Tabela 4-28 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 4.....	73
Tabela 4-29 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 6.....	74
Tabela 4-30 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo .....	75
Tabela 4-31 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (1/4).....	79
Tabela 4-32 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (2/4).....	79
Tabela 4-33 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (3/4).....	79
Tabela 4-34 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (4/4).....	80
Tabela 4-35 – Verificação da segurança da torre de tomada ao corte na fundação (1/2).....	80
Tabela 4-36 - Verificação da segurança da torre de tomada ao corte na fundação (2/2).....	80
Tabela 4-37 - Verificação da segurança da torre de tomada ao deslizamento (1/2) .....	81
Tabela 4-38- Verificação da segurança da torre de tomada ao deslizamento (2/2).....	81
Tabela 4-39 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo X (1/2).....	82
Tabela 4-40 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo X (2/2).....	82
Tabela 4-41 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo Y (1/2).....	82
Tabela 4-42 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo Y (2/2).....	83

Tabela 4-43 - Verificação da segurança da torre de tomada à flutuação.....	83
Tabela 4-44 – Esforços de cálculo para o cenário com albufeira vazia .....	84
Tabela 4-45 – Esforços de cálculo para o cenário com albufeira no NMC .....	85
Tabela 4-46 – Esforços de cálculo para o cenário com albufeira NMC e com água no interior do fuste.....	85
Tabela 4-47 – Verificação de segurança da torre ao esforço transverso.....	93
Tabela 4-48 – Dimensionamento da sapata da torre (1/10) .....	111
Tabela 4-49 - Dimensionamento da sapata da torre (2/10).....	111
Tabela 4-50 - Dimensionamento da sapata da torre (3/10) .....	112
Tabela 4-51 - Dimensionamento da sapata da torre (4/10) .....	112
Tabela 4-52 - Dimensionamento da sapata da torre (5/10) .....	113
Tabela 4-53 - Dimensionamento da sapata da torre (6/10) .....	113
Tabela 4-54 - Dimensionamento da sapata da torre (7/10) .....	114
Tabela 4-55 - Dimensionamento da sapata da torre (8/10) .....	114
Tabela 4-56 - Dimensionamento da sapata da torre (9/10) .....	115
Tabela 4-57 - Dimensionamento da sapata da torre (10/10) .....	115
Tabela 4-58 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (1/7).....	120
Tabela 4-59 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (2/7).....	121
Tabela 4-60 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (3/7).....	121
Tabela 4-61 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (4/7).....	121
Tabela 4-62 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (5/7).....	121
Tabela 4-63– Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (6/7).....	122
Tabela 4-64 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (7/7).....	122
Tabela 4-65 – Dimensionamento das pré-lajes (1/5).....	126
Tabela 4-66 – Dimensionamento das pré-lajes (2/5).....	126
Tabela 4-67 – Dimensionamento das pré-lajes (3/5).....	126
Tabela 4-68 – Dimensionamento das pré-lajes (4/5).....	127
Tabela 4-69 – Dimensionamento das pré-lajes (5/5).....	127
Tabela 4-70 – Dimensionamento ao esforço transverso das carlingas .....	134
Tabela 4-71 – Esforços condicionantes para o pilar P1 para combinações estáticas.....	135
Tabela 4-72 – Esforços condicionantes para o pilar P1 para combinações sísmicas.....	136
Tabela 4-73 – Esforços condicionantes para o pilar P2 para combinações estáticas.....	137
Tabela 4-74 – Esforços condicionantes para o pilar P2 para combinações sísmicas.....	138

---

Tabela 4-75 – Dimensionamento ao esforço transverso dos pilares P1 e P2.....	142
Tabela 4-76 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (1/9) .....	143
Tabela 4-77 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (2/9) .....	144
Tabela 4-78 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (3/9) .....	144
Tabela 4-79 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (4/9) .....	144
Tabela 4-80 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (5/9) .....	145
Tabela 4-81 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (6/9) .....	145
Tabela 4-82 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (7/9) .....	145
Tabela 4-83 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (8/9) .....	146
Tabela 4-84 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (9/9) .....	146
Tabela 4-85 – Reações verticais e horizontais nos aparelhos de apoio .....	148
Tabela 4-86 – Deslocamentos parciais nos aparelhos de apoio na direção longitudinal ....	149
Tabela 4-87 – Deslocamentos parciais nos aparelhos de apoio na direção transversal.....	149
Tabela 4-88 - Deslocamentos combinados condicionantes nos aparelhos de apoio .....	150
Tabela 4-89 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (1/7) .....	155
Tabela 4-90 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (2/7) .....	156
Tabela 4-91 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (3/7) .....	156
Tabela 4-92 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (4/7) .....	156
Tabela 4-93 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (5/7) .....	157
Tabela 4-94 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (6/7) .....	157
Tabela 4-95 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (7/7) .....	157
Tabela 4-96 - Verificação ao Estado Limite de Flutuação .....	161
Tabela 4-97 - Verificação da segurança ao ELU de flexão.....	161
Tabela 4-98 - Verificação de segurança ao ELU de esforço transverso .....	162
Tabela 4-99 - Abertura de fendas nos cortes condicionantes de cada secção .....	165
Tabela 4-100 - Secção corrente. Verificação ao estado limite último de flexão .....	180
Tabela 4-101 - Verificação ao estado limite último de esforço transverso .....	181
Tabela 4-102 – Vigas - Verificação da segurança ao ELU .....	228

Tabela 4-103 – Vigas – Esforços de flexão para a combinação quase permanente .....	235
Tabela 4-104 – Parede PB2 – Armadura de flexão e de esforço transverso .....	256
Tabela 4-105 - Cálculo do esforço transverso resistente da laje de cobertura .....	263
Tabela 4-106 - Cálculo do esforço transverso resistente das paredes .....	267
Tabela 4-107 - Cálculo do esforço transverso resistente da laje de soleira.....	271
Tabela 4-108 - Verificação da segurança à flexão das lajetas de betão.....	272
Tabela 4-109 - Cálculo do esforço transverso resistente das lajetas de betão.....	273
Tabela 4-110- Verificação da segurança ao esforço transverso das vigas.....	275
Tabela 4-111 – Verificação da segurança ao estado limite de deformação.....	277

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Identificação das zonas consideradas na verificação da segurança do descarregador de cheias .....	25
Figura 2 – Modelo de cálculo de elementos casca da zona 2 .....	26
Figura 3 – Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada.....	29
Figura 4 – Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 1 ..	30
Figura 5 – Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	31
Figura 6 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	31
Figura 7 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	31
Figura 8 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	32
Figura 9 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	32
Figura 10 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	32
Figura 11 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	33
Figura 12 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	33
Figura 13 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	33
Figura 14 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	34

---

Figura 15 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	34
Figura 16 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	34
Figura 17 – Diagrama de armaduras superiores da soleira na direção transversal (cm <sup>2</sup> /m) .	35
Figura 18 – Diagrama de armaduras inferiores da soleira na direção transversal (cm <sup>2</sup> /m) ...	35
Figura 19 - Diagrama de armaduras superiores da soleira na direção longitudinal (cm <sup>2</sup> /m) .	35
Figura 20 - Diagrama de armaduras inferiores da soleira na direção longitudinal (cm <sup>2</sup> /m) ...	36
Figura 21 - Diagrama de armaduras horizontais exteriores (em contato com o solo) dos muros laterais (cm <sup>2</sup> /m).....	36
Figura 22 - Diagrama de armaduras horizontais interiores dos muros laterais (cm <sup>2</sup> /m).....	36
Figura 23 - Diagrama de armaduras verticais exteriores (em contato com o solo) dos muros laterais (cm <sup>2</sup> /m).....	37
Figura 24 - Diagrama de armaduras verticais interiores dos muros laterais (cm <sup>2</sup> /m).....	37
Figura 25 – Diagrama de armaduras superiores do tabuleiro na direção transversal (cm <sup>2</sup> /m) .....	37
Figura 26 - Diagrama de armaduras inferiores do tabuleiro na direção transversal (cm <sup>2</sup> /m).	38
Figura 27 - Diagrama de armaduras superiores do tabuleiro na direção longitudinal (cm <sup>2</sup> /m) .....	38
Figura 28 - Diagrama de armaduras inferiores do tabuleiro na direção longitudinal (cm <sup>2</sup> /m)	38
Figura 29 – Dimensionamento do pilar à flexão composta desviada .....	40
Figura 30 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 3.	40
Figura 31 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 4.	41
Figura 32 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 6.	42
Figura 33 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo .....	43
Figura 34 - Diagrama de esforço transversal da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada.....	45
Figura 35 - Diagrama de esforço transversal da secção tipo representativa da zona 1.....	46
Figura 36 - Diagrama de esforço transversal V13 da soleira da zona 2 (kN/m).....	47
Figura 37 - Diagrama de esforço transversal V23 da soleira da zona 2 (kN/m).....	47
Figura 38 - Diagrama de esforço transversal V13 dos muros laterais da zona 2 (kN/m) .....	47
Figura 39 - Diagrama de esforço transversal V23 dos muros laterais da zona 2 (kN/m) .....	48
Figura 40 - Diagrama de esforço transversal V13 do tabuleiro da zona 2 (kN/m) .....	48
Figura 41 - Diagrama de esforço transversal V23 do tabuleiro da zona 2 (kN/m) .....	48

---

Figura 42 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 3.....	50
Figura 43 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 4.....	51
Figura 44 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 6.....	52
Figura 45 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo.....	53
Figura 46 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada.....	55
Figura 47 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 1 .	56
Figura 48 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	57
Figura 49 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	57
Figura 50 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	58
Figura 51 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m).....	58
Figura 52 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	58
Figura 53 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	59
Figura 54 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	59
Figura 55 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m) .....	59
Figura 56 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	60
Figura 57 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	60
Figura 58 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	60
Figura 59 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m).....	61
Figura 60 – Verificação da abertura de fendas da soleira na direção transversal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	61
Figura 61 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção transversal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m).....	62
Figura 62 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção longitudinal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	62

---

Figura 63 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção longitudinal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	62
Figura 64 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção horizontal na face exterior (em contato com o terreno) (cm <sup>2</sup> /m) .....	63
Figura 65 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção horizontal na face interior (cm <sup>2</sup> /m) .....	63
Figura 66 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção vertical na face exterior (em contato com o terreno) (cm <sup>2</sup> /m) .....	64
Figura 67 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção vertical na face interior (cm <sup>2</sup> /m) .....	64
Figura 68 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção transversal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	64
Figura 69 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção transversal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	65
Figura 70 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção longitudinal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	65
Figura 71 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção longitudinal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	65
Figura 72 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 3 .	66
Figura 73 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 4 .	67
Figura 74 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 6 .	68
Figura 75 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo .....	69
Figura 76 – Deformada da secção tipo representativa do muro de entrada (em mm) .....	70
Figura 77 - Deformada da secção tipo representativa da zona 1 (em mm) .....	71
Figura 78 - Deformada da secção tipo representativa da zona 3 (em mm) .....	72
Figura 79 - Deformada da secção tipo representativa da zona 4 (em mm) .....	73
Figura 80 - Deformada da secção tipo representativa da zona 6 (em mm) .....	74
Figura 81 - Deformada da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo (em mm) .....	75
Figura 82 – Modelo de cálculo da torre de tomada de água.....	76
Figura 83 – Identificação das secções do fuste analisadas.....	84
Figura 84 – Geometria da secção A.....	86
Figura 85 – Verificação da secção A à flexão composta desviada. Combinações estáticas.	86
Figura 86 - Verificação da secção A à flexão composta desviada. Combinações sísmicas..	87
Figura 87 - Geometria da secção B .....	87

---

Figura 88 - Verificação da secção B à flexão composta desviada. Combinações estáticas .	88
Figura 89 - Verificação da secção B à flexão composta desviada. Combinações sísmicas .	89
Figura 90 - Geometria da secção C .....	89
Figura 91 - Verificação da secção C à flexão composta desviada. Combinações estáticas .	90
Figura 92 - Verificação da secção C à flexão composta desviada. Combinações sísmicas .	90
Figura 93 – Geometria da secção D .....	91
Figura 94 - Verificação da secção D à flexão composta desviada. Combinações estáticas .	91
Figura 95 - Verificação da secção D à flexão composta desviada. Combinações sísmicas .	92
Figura 96 – Envoltente máxima do diagrama de esforços F11 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m) .....	94
Figura 97 - Envoltente máxima do diagrama de esforços F11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	94
Figura 98 - Envoltente máxima do diagrama de esforços F11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	94
Figura 99 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F11 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m).....	95
Figura 100 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	95
Figura 101 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	95
Figura 102 - Envoltente máxima do diagrama de esforços F22 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m).....	96
Figura 103 - Envoltente máxima do diagrama de esforços F22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	96
Figura 104 - Envoltente máxima do diagrama de esforços F22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	96
Figura 105 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F22 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m).....	97
Figura 106 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	97
Figura 107 - Envoltente mínima do diagrama de esforços F22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	97
Figura 108 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M11 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m) .....	98
Figura 109 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m).....	98

---

Figura 110 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m).....	98
Figura 111 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M11 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m) .....	99
Figura 112 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m).....	99
Figura 113 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m).....	99
Figura 114 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M22 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m) .....	100
Figura 115 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m).....	100
Figura 116 - Envoltente máxima do diagrama de esforços M22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m).....	100
Figura 117 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M22 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m) .....	101
Figura 118 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m).....	101
Figura 119 - Envoltente mínima do diagrama de esforços M22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m).....	101
Figura 120 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V13 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m) .....	102
Figura 121 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V13 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	102
Figura 122 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V13 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	102
Figura 123 - Envoltente mínima do diagrama de esforços V13 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m) .....	103
Figura 124 - Envoltente mínima do diagrama de esforços V13 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	103
Figura 125 - Envoltente mínima do diagrama de esforços V13 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	103
Figura 126 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V23 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m) .....	104
Figura 127 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V23 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	104
Figura 128 - Envoltente máxima do diagrama de esforços V23 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	104

Figura 129 - Envoltente mínima do diagrama de esforços V23 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m).....	105
Figura 130 - Envoltente mínima do diagrama de esforços V23 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m).....	105
Figura 131 – Envoltente mínima do diagrama de esforços V23 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m).....	105
Figura 132 – Diagrama de armaduras verticais da face exterior das paredes do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	106
Figura 133 - Diagrama de armaduras longitudinais da face superior da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	106
Figura 134 - Diagrama de armaduras longitudinais da face superior da laje de cobertura do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	106
Figura 135 - Diagrama de armaduras verticais da face interior das paredes do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	107
Figura 136 - Diagrama de armaduras longitudinais da face inferior da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	107
Figura 137 - Diagrama de armaduras longitudinais da face inferior da laje de cobertura do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	107
Figura 138 - Diagrama de armaduras horizontais da face exterior das paredes do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	108
Figura 139 - Diagrama de armaduras transversais da face superior da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	108
Figura 140 - Diagrama de armaduras transversais da face superior da laje de cobertura do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	108
Figura 141 - Diagrama de armaduras horizontais da face interior das paredes do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	109
Figura 142 - Diagrama de armaduras transversais da face inferior da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	109
Figura 143 - Diagrama de armaduras transversais da face inferior da laje de cobertura do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	109
Figura 144 - Diagrama de armaduras de esforço transverso na direção longitudinal da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	110
Figura 145 - Diagrama de armaduras de esforço transverso na direção transversal da laje de fundo do compartimento superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	110
Figura 146 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção vertical na face exterior (cm <sup>2</sup> /m) .....	116
Figura 147 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento superior na direção longitudinal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	117

---

Figura 148 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento superior na direção longitudinal na face superior (cm <sup>2</sup> /m).....	117
Figura 149 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção vertical na face interior (cm <sup>2</sup> /m) .....	117
Figura 150 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento superior na direção longitudinal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	118
Figura 151 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento superior na direção longitudinal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m).....	118
Figura 152 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção horizontal na face exterior (cm <sup>2</sup> /m) .....	118
Figura 153 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento inferior na direção transversal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	119
Figura 154 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento inferior na direção transversal na face superior (cm <sup>2</sup> /m) .....	119
Figura 155 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção horizontal na face interior (cm <sup>2</sup> /m).....	119
Figura 156 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento inferior na direção transversal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	120
Figura 157 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento inferior na direção transversal na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	120
Figura 158 – Geometria da secção transversal do tabuleiro do passadiço.....	123
Figura 159 – Modelo de cálculo do passadiço .....	124
Figura 160 – Diagrama de momentos fletores ULS das vigas pré-fabricadas .....	128
Figura 161 – Envoltente máxima do diagrama de momentos fletores M22 do passadiço..	129
Figura 162 - Envoltente mínima do diagrama de momentos fletores M22 do passadiço ...	129
Figura 163 - Diagrama de esforço transversal ULS das vigas pré-fabricadas .....	130
Figura 164 – Diagrama de esforço transversal V13 do passadiço (kN/m).....	131
Figura 165 – Diagrama de esforço transversal V23 do passadiço (kN/m).....	131
Figura 166 - Diagrama de momentos fletores ULS das carlingas.....	132
Figura 167 – Geometria das carlingas .....	133
Figura 168 – Dimensionamento à flexão composta desviada das carlingas.....	133
Figura 169 - Diagrama de esforço transversal das carlingas .....	134
Figura 170 – Identificação dos pilares e secções consideradas para a verificação da segurança .....	135
Figura 171 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P1 para combinações estáticas .....	140

Figura 172 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P1 para combinações sísmicas .....	140
Figura 173 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P2 para combinações estáticas .....	141
Figura 174 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P2 para combinações sísmicas .....	141
Figura 175 – Envoltiva máxima dos momentos fletores M22 do tabuleiro (kN.m/m) .....	152
Figura 176 - Envoltiva mínima dos momentos fletores M22 do tabuleiro (kN.m/m) .....	152
Figura 177 – Diagrama de armaduras na face superior na direção transversal do tabuleiro (cm <sup>2</sup> /m) .....	153
Figura 178 - Diagrama de armaduras na face inferior na direção transversal do tabuleiro (cm <sup>2</sup> /m) .....	153
Figura 179 – Diagrama de momentos fletores ELS das carlingas (kN.m) .....	154
Figura 180 – Verificação da abertura de fendas das carlingas .....	154
Figura 181 - Secções de cálculo condicionantes .....	158
Figura 182 - Modelo bidimensional não linear da galeria .....	159
Figura 183 - Modelo bidimensional não linear da galeria .....	159
Figura 184 - Modelo bidimensional, cortes transversais de cálculo .....	160
Figura 185 - Cálculo da abertura de fendas a meio vão da laje de fundação da galeria.....	165
Figura 186 - Corte Transversal tipo da galeria de desvio provisório .....	167
Figura 187 - Ações consideradas no cálculo da estabilidade da bacia de dissipação da obra de saída.....	169
Figura 188 - Secção da bacia de dissipação da obra de saída (zona corrente) .....	170
Figura 189 - Secção da bacia de dissipação da obra de saída (travessia rodoviária) .....	171
Figura 190 - Modelo de cálculo da bacia de dissipação da obra de saída.....	171
Figura 191 - Laje superior. Estado Limite Último. Momentos fletores. a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kNm/m] .....	172
Figura 192 - Paredes. Estado Limite Último. Momentos fletores. a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kNm/m] .....	173
Figura 193 - Laje de soleira. Estado Limite Último. Momentos fletores. a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kNm/m] .....	173
Figura 194 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Momentos fletores [kNm] .....	174
Figura 195 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Estado Limite Último. Momentos fletores [kNm] .....	174
Figura 196 - Laje superior. Estado Limite Último. Esforços transversos. a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kN/m]. .....	175

---

Figura 197 - Paredes. Estado Limite Último. Esforços transversos. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	176
Figura 198 - Laje de soleira. Estado Limite Último. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	176
Figura 199 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Esforços transversos [kN].....	177
Figura 200 - Viga de travamento de 0,80 x 1,20. Estado Limite Último. Esforços transversos [kN] .....	177
Figura 201 - Laje superior. Estado Limite Último. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	178
Figura 202 - Paredes. Estado Limite Último. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	179
Figura 203 - Laje de soleira. Estado Limite Último. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	179
Figura 204 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Esforços normais [kN]. .....	180
Figura 205 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Estado Limite Último. Esforços normais [kN] .....	180
Figura 206 - Laje superior. Combinação quase-permanente. Momentos fletores. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kNm/m].....	182
Figura 207 - Paredes. Combinação quase-permanente. Momentos fletores. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kNm/m] .....	183
Figura 208 - Laje de soleira. Combinação quase-permanente. Momentos fletores. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kNm/m] .....	184
Figura 209 - Viga de 0,80x2,00. Combinação quase-permanente. Momentos fletores [kNm] .....	184
Figura 210 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Combinação quase-permanente. Momentos fletores [kNm].....	185
Figura 211 - Laje superior. Combinação quase-permanente. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m].....	185
Figura 212 - Paredes. Combinação quase-permanente. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	186
Figura 213 - Laje de soleira. Combinação quase-permanente. Esforços normais. a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m] .....	187
Figura 214 - Viga de 0,80x2,00. Combinação quase-permanente. Esforços normais [kN].	187
Figura 215 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Combinação quase-permanente. Esforços normais [kN].....	188
Figura 216 - Laje superior. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,50 m. Seção de apoio .....	189
Figura 217 - Laje superior. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,50 m. Seção de meio-vão.....	189

---

Figura 218 – Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,80 m .....	190
Figura 219 - Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,95 m .....	190
Figura 220 – Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 1,75 m .....	191
Figura 221 - Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 3,05 m .....	191
Figura 222 - Laje de soleira. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 2,00 m .....	192
Figura 223 - Viga 0,80 x 2,00. Verificação ao estado limite de abertura de fendas .....	192
Figura 224 - Viga de travamento 0,80 x 1,20. Verificação ao estado limite de abertura de fendas.....	193
Figura 225 - Estado limite de deformação.....	194
Figura 226 – Modelo de elementos finitos (vista 1) .....	196
Figura 227 - Modelo de elementos finitos (vista 2).....	197
Figura 228 – Numeração dos nós da fundação - sapatas .....	198
Figura 229 – Numeração das vigas e pilares (vista global) .....	199
Figura 230 – Numeração das vigas de fundação .....	200
Figura 231 – Numeração das vigas às cotas 206.70 e 208.10.....	200
Figura 232 – Numeração das vigas à cota 209.40 .....	201
Figura 233 – Numeração das vigas da cobertura e pilares (vista 1).....	202
Figura 234 – Numeração das vigas da cobertura e pilares (vista 2).....	203
Figura 235 – Laje da cobertura. Momentos fletores M11 para a envolvente máxima (vetor do momento na direção vertical) [kNm/m].....	210
Figura 236 – Laje da cobertura. Momentos fletores M11 para a envolvente mínima (vetor do momento na direção vertical) [kNm/m].....	211
Figura 237 – Laje da cobertura. Momentos fletores M22 para a envolvente máxima (vetor do momento na direção horizontal) [kNm/m].....	212
Figura 238 – Laje da cobertura. Momentos fletores M22 para a envolvente mínima (vetor do momento na direção horizontal) [kNm/m].....	213
Figura 239 – Laje da cobertura. Momentos torsores M12 para a envolvente máxima ([kNm/m] .....	214
Figura 240 – Laje da cobertura. Momentos torsores M12 para a envolvente mínima ([kNm/m] .....	215
Figura 241 – Laje da cobertura. Esforço transversal V13 para a envolvente máxima (direção horizontal) [kN/m].....	216

---

Figura 242 – Esforço transverso V13 para a envolvente mínima (direção horizontal) [kN/m]	217
Figura 243 – Laje da cobertura. Esforço transverso V23 para a envolvente máxima (direção vertical) [kN/m]	218
Figura 244 – Laje da cobertura. Esforço transverso V23 para a envolvente mínima (direção vertical) [kN/m]	219
Figura 245 – Laje da cobertura. Momentos fletores M11 para a combinação quase-permanente (vetor do momento na direção vertical) [kNm/m]	221
Figura 246 – Laje da cobertura. Momentos fletores M22 para a combinação quase-permanente (vetor do momento na direção horizontal) [kNm/m]	222
Figura 247 – Laje da cobertura. Momentos torsores M12 para a combinação quase-permanente ([kNm/m]	223
Figura 248 – Verificação do estado limite de fendilhação	224
Figura 249 – Laje de cobertura da central - deformação	225
Figura 250 – Laje de cobertura do edifício anexo – deformação	226
Figura 251 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V4.1, V6.1 e V7.1	240
Figura 252 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V1.1, V2.1, V3.1, V5.1 e V8.1	241
Figura 253 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V1.2	241
Figura 254 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V2.2, a V7.2	242
Figura 255 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V1.4 e V2.4 (secção tipo 1)	242
Figura 256 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V2.4 (secção tipo 2)	243
Figura 257 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V3.4	243
Figura 258 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V3.4, V6.4 e V11.4	244
Figura 259 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V5.4	244
Figura 260 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V7.4 e V9.4	245
Figura 261 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V8.4 e V10.4	245
Figura 262 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V12.4	246
Figura 263 – Viga V7.4 - deformação	246
Figura 264 – Viga V11.4 – deformação	247
Figura 265 – Pilares – Armadura de cálculo à flexão (vista 1)	248
Figura 266 – Pilares – Armadura de cálculo à flexão (vista 2)	249
Figura 267 – Parede PB2 – Diagrama de momentos atuantes para a envolvente aos ELU [kNm]	254

Figura 268 - Parede PB2 – Diagrama de esforço transverso para a envolvente aos ELU [kN] .....	254
Figura 269 – Parede PB2 - deformação.....	256
Figura 270 - Parede PB2 – Diagrama de momentos para a envolvente das combinações quase-permanentes [kNm].....	257
Figura 271 – Verificação ao estado limite de fendilhação da parede PB2 .....	257
Figura 272 - Modelo de cálculo da Câmara de Válvulas .....	259
Figura 273 - Armadura na direção X na face superior (cm <sup>2</sup> /m).....	261
Figura 274 - Armadura na direção Y na face superior (cm <sup>2</sup> /m).....	261
Figura 275 - Armadura na direção X na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	262
Figura 276: Armadura na direção Y na face inferior (cm <sup>2</sup> /m).....	262
Figura 277 - Envolvente de máximos de Esforço Transverso (kN/m).....	263
Figura 278 - Envolvente de mínimos de Esforço Transverso (kN/m).....	264
Figura 279 - Armadura na direção horizontal na face exterior (cm <sup>2</sup> /m).....	265
Figura 280 - Armadura na direção vertical na face exterior (cm <sup>2</sup> /m).....	265
Figura 281 - Armadura na direção horizontal na face interior (cm <sup>2</sup> /m).....	266
Figura 282 - Armadura na direção vertical na face interior (cm <sup>2</sup> /m).....	266
Figura 283 - Envolvente de máximos de Esforço Transverso (kN/m).....	268
Figura 284 - Envolvente de mínimos de Esforço Transverso (kN/m).....	268
Figura 285 - Armadura na direção X na face superior (cm <sup>2</sup> /m).....	269
Figura 286 - Armadura na direção Y na face superior (cm <sup>2</sup> /m).....	269
Figura 287 - Armadura na direção X na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	270
Figura 288 - Armadura na direção X na face inferior (cm <sup>2</sup> /m) .....	270
Figura 289 - Envolvente de máximos de Esforço Transverso (kN/m).....	271
Figura 290 - Envolvente de mínimos de Esforço Transverso (kN/m).....	272
Figura 291 - Diagrama de esforço axial .....	273
Figura 292 - Diagrama de momentos fletores .....	274
Figura 293 - Curva de resistência à flexão composta.....	274
Figura 294 - Diagrama de Esforço Transverso.....	275
Figura 295 - Verificação da fendilhação nas vigas .....	276
Figura 296 - Verificação da fendilhação nas lajetas .....	276



## 1 INTRODUÇÃO

No âmbito do Concurso Público Internacional 33SCICC2020, a **AQUALOGUS, Engenharia e Ambiente, Lda.** e a **TPF – Consultores de Engenharia e Arquitetura, S.A.**, têm a honra de submeter à apreciação da Comunidade Intermunicipal do Alto Alentejo o **Tomo 6 – Dimensionamento Estrutural de Órgãos Hidráulicos Anexos à Barragem e Central Hidroelétrica**, referentes aos Estudos de Base da *Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato*.

De acordo com o Caderno de Encargos os estudos e projetos foram divididos nas seguintes quatro componentes:

Componente A) - Estudos socioeconómicos;

Componente B) - Estudos das infraestruturas de regularização de caudais;

Componente C) - Estudo do Aproveitamento Fotovoltaico;

Componente D) - Estudo de Impacte Ambiental.

Seguindo o definido no Caderno de Encargos, para as 4 componentes, os estudos serão desenvolvidos em duas Fases:

1ª Fase – Versão Preliminar dos Estudos e Projetos;

2ª Fase – Versão Definitiva dos Estudos e Projetos.

O presente documento, pertencente à 2ª Fase – Versão Definitiva da Componente B) Estudos das infraestruturas de regularização de caudais, e refere-se ao **TOMO 6 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE ÓRGÃOS HIDRÁULICOS ANEXOS À BARRAGEM E CENTRAL HIDROELÉTRICA do VOLUME 1 – MEMÓRIA DESCRITIVA** – onde se apresenta a descrição geral das principais obras pertencentes ao estudo bem como as respetivas verificações de segurança.

O Volume 1 encontra-se estruturado da seguinte forma:

Tomo 1 – Memória Geral

Tomo 2 – Estudos Hidrológicos e de Gestão de Albufeiras

Tomo 3 – Estudos Geológico-Geotécnicos

Tomo 4 – Dimensionamento Hidráulico. Barragem e Central Hidroelétrica

Tomo 5 – Dimensionamento Estrutural da Barragem

---

## **Tomo 6 – Dimensionamento Estrutural. Órgãos Hidráulicos Anexos da Barragem e Central Hidroelétrica**

Tomo 7 – Equipamentos, Instalações Elétricas, Iluminação e Automação

Tomo 8 – Acessos e Restabelecimentos

A Barragem do Pisão localizar-se-á na ribeira de Seda, cerca de 200 m a montante da antiga Estação Hidrométrica de Couto de Andreiros e cerca de 2,5 km a montante da ponte sobre o IC13, numa secção em que a bacia hidrográfica dominada é de 245 km<sup>2</sup> – Desenho 001 do Tomo 2.

Tratar-se-á de uma barragem de aterro zonado com um desenvolvimento do coroamento com 1382 m.

A sua altura máxima acima da fundação será de 54 m e a albufeira criada terá 726 ha de área inundada e 116,2 hm<sup>3</sup> de volume de armazenamento total à cota do NPA (248,00).

A finalidade desta barragem será:

- Assegurar o fornecimento de água para rega dos blocos do Crato, Alter do Chão, Fronteira e ainda da margem direita da ribeira de Seda a jusante da barragem.
- Reforçar o abastecimento urbano ao Sistema de Póvoa e Meadas, especialmente durante a época de estio.
- Produção de energia elétrica.
- Laminagem dos caudais de ponta de cheia.

O presente Estudo Final engloba as seguintes obras – Desenho 1003:

- Barragem propriamente dita, com todos os seus órgãos hidráulicos de segurança e de exploração incorporados.
- Desvio provisório do rio, destinado a permitir a construção da barragem.
- Central Hidroelétrica de pé de barragem.

Não está incluído no presente Estudo o projeto da Estação Elevatória de rega a construir no pé da barragem para alimentação dos blocos do Crato, Alter do Chão e Fronteira e da Estação Elevatória para reforço do abastecimento urbano ao Sistema de Póvoa e Meadas.

Rede de acessos compreendendo:

- Estrada de acesso ao coroamento da barragem, a construir na margem direita da albufeira, a partir da estrada nacional N119 que liga Portalegre ao Crato.
- Estrada de ligação entre o coroamento da barragem e o seu pé, a construir na margem esquerda, para acesso ao Posto de Observação e Comando (POC).

- Restabelecimento de acessos a terrenos que ficarão submersos pela nova albufeira.

No Capítulo 2, apresenta-se uma descrição geral do conjunto destas obras, sendo apresentados detalhadamente nos Capítulos 3 e 4 os pressupostos e verificações de segurança para cada uma delas.

---

## 2 DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS

Como se referiu no Capítulo 1, as obras objeto do presente documento compreendem:

- Descarregador de cheias da Barragem, incluindo canal de ligação e bacia de dissipação de energia.
- Torre de tomada de água.
- Passadiço de acesso à torre de tomada.
- Galeria de tomada de água e descarga de fundo.
- Obra de saída da descarga de fundo.
- Central hidroelétrica.

Seguidamente, apresenta-se uma descrição de carácter genérico das referidas obras:

### A) DESCARREGADOR DE CHEIAS

A solução para a descarga de emergência preconizada para a Barragem do Pisão encontra-se representada na planta geral e plantas e cortes de pormenor (ver Desenhos da Série 2220 do Volume 3).

A seção assimétrica do vale de inserção da barragem, com a margem direita bastante mais suave do que a esquerda, condicionou a implantação do descarregador de cheias ao encontro esquerdo da barragem, onde aflora o maciço gnaissico que permite boas condições de fundação.

Adotou-se um descarregador de cheias em canal a céu aberto, de betão armado, que apresenta como principais benefícios a facilidade de construção e, sobretudo, a facilidade de inspeção, atividade reconhecidamente das mais importantes para a deteção de deteriorações e/ou comportamentos anómalos das estruturas.

No que se refere à implantação do canal procurou-se garantir boas condições de entrada e de restituição e reduzir o desenvolvimento do canal, intercetando as curvas de nível de forma tão perpendicular quanto possível, de forma a minimizar os volumes de escavação e betão necessários.

Relativamente à soleira descarregadora, optou-se por uma solução em labirinto com dois módulos.

É a seguinte a constituição das principais obras que compõem o descarregador de cheias:

- Soleira descarregadora livre com perfil em labirinto de betão armado, com crista à cota 248,00 (NPA da albufeira) e um comprimento nominal próximo de 96 m.

- Troço de canal de descarga retangular convergente, com largura variável de 22,50 m a 12,00 m e com 42,00 m de extensão.
- Troço de canal de descarga retangular, com largura constante de 12,00 m e extensão de 88,00 m.
- Troço de canal de descarga retangular divergente, com largura variável de 12,00 m a 20,00 m e com 37,00 m de extensão.
- Bacia de dissipação de energia por ressalto hidráulico, do tipo II do BUREC, em betão armado, com 20,00 m de largura e 45,00 m de comprimento.
- Canal de restituição em secção trapezoidal, escavado no terreno natural, com 26,00 m de largura de base e cerca de 200 m de extensão, fundo revestido com enrocamento, com declive longitudinal ascendente de 1,38% e margens estabilizadas com muros de gabiões, onde conflui no canal proveniente da descarga de fundo e linha de água a jusante.

#### B) TORRE DE TOMADA DE ÁGUA

A tomada de água será constituída por uma torre de tomada de água, referida no ponto anterior, com entradas a três níveis, por uma conduta DN1800 instalada sob o aterro da barragem, paralela à da descarga de fundo, no interior da galeria de desvio provisório e por ramificações a jusante para (ver desenhos das séries 2230, 2240, 2250, 2270 e 2280):

- a estação elevatória para o Bloco de Rega do Crato;
- a estação elevatória para abastecimento urbano;
- a central hidroelétrica de pé de barragem;
- o by-pass à central hidroelétrica.

A torre de tomada de água será constituída por três orifícios de 2,10x2,75 m<sup>2</sup> cada, obturáveis mediante comportas vagão operadas a partir do topo da torre.

Estes orifícios, que serão colocados a diferentes níveis ao longo do volume útil da albufeira, permitirão que a captação de água para rega, para abastecimento urbano e, como se verá, também para caudal ecológico, se faça sempre nas melhores condições de qualidade.

O caudal máximo derivável pela tomada de água é 6,445 m<sup>3</sup>/s.

#### C) PASSADIÇO DE ACESSO À TORRE DE TOMADA DE ÁGUA

O acesso à torre de tomada de água será constituído por um passadiço em betão, com três vãos, simplesmente apoiados, de 32,10 m de extensão entre eixos. Dada a dimensão

---

dos vãos, há necessidade de recorrer a vigas pré-fabricadas, onde apoiam as pré-lajes e a laje complementar que constituem o tabuleiro do passadiço.

Por sua vez, nas extremidades, as vigas apoiam num encontro fundado ao nível do coroamento da barragem e, num cachorro pertencente ao fuste da torre de tomada, especialmente concebido para o efeito. Entre extremidades, os apoios são materializados através de dois pilares de secção circular oca, com cerca de 46 m de altura, fundados sobre sapatas quadradas de 7,5 x 7,5 m<sup>2</sup> em planta.

#### D) GALERIA DE TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO

A descarga de fundo da barragem será realizada tirando partido da galeria de desvio provisório do rio, que, no final da obra, será transformada numa galeria visitável, dentro da qual serão instaladas duas condutas DN1800 de PRFV, uma para a descarga de fundo e outra para a tomada de água – ver desenhos das séries 2230, 2240, 2250 e 2260.

A entrada da descarga de fundo ficará instalada na base de uma torre de tomada de água a construir na albufeira, no topo da qual será instalado o comando de uma comporta vagão de guarda com 1,8 x 2,1 m<sup>2</sup> de área útil.

A saída a jusante será equipada com uma comporta de segmento com 1,1 x 1,8 m<sup>2</sup> de área, para regulação de caudal, capaz de descarregar 38 m<sup>3</sup>/s com abertura total e com o NPA na albufeira.

Este órgão, que lança o seu jato para o interior de uma bacia de dissipação de energia, permitirá esvaziar totalmente a albufeira em aproximadamente 46 dias.

#### E) OBRA DE SAÍDA DA DESCARGA DE FUNDO

A jusante da saída da descarga de fundo, encontra-se uma bacia de dissipação de energia com 79,00 m de comprimento e largura variável.

Dada a elevada altura dos muros laterais da bacia, na zona de soleira à cota 189,00, prevê-se um sistema estrutural de travamento, ao longo de toda a extensão da bacia, materializada por vigas transversais com secção 1,0 x 0,4 m<sup>2</sup>.

Para permitir o acesso à central hidroelétrica, uma plataforma com 8,00 m de largura está prevista, conferindo um travamento adicional aos muros laterais da bacia.

## F) CENTRAL HIDROELÉTRICA

O grupo previsto instalar na Central será constituído por uma turbina e um gerador assíncrono acoplados por meio de multiplicador de velocidade.

A gama de quedas de funcionamento determinou a escolha de uma turbina cross-flow com duas células de regulação.

Assim, a central é equipada com uma turbina, dimensionada para um caudal máximo de 0,74 m<sup>3</sup>/s e uma queda estática de 48,15 m, resultando em turbinamento numa potência de 269 kW no veio da turbina e de 250 kW à saída do alternador, considerando rendimentos de 78% para a turbina e de 97% para o multiplicador e 95,5% para o alternador.

A restituição dos caudais turbinados será feita para o interior da bacia de dissipação da descarga de fundo.

---

### **3 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA**

#### **3.1 REGULAMENTAÇÃO**

Os cálculos realizados e as disposições construtivas apresentadas nas peças desenhadas basearam-se nos fundamentos dos seguintes documentos reguladores:

- EN 1990 – Eurocode 0: Basis of structural design;
- EN 1991-1-1 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-1: General actions. Densities, self-weight, imposed loads for buildings;
- EN 1991-1-4 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions. Wind actions;
- EN 1991-1-5 – Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-5: General actions. Thermal actions;
- EN 1992-1-1 – Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings;
- EN 1997-2 – Eurocode 7: Geotechnical Design, 2008;
- EN 1998-1-1 – Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings;
- NP EN 206:2013+A2:2021 – Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade;
- NP EN 13670:2011 – Execução de estruturas de betão. Parte 1: Regras Gerais;
- Especificação LNEC E 464:2007 – Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais;
- CEB/FIP Manual on bending and compression, Bulletin d'Information n° 141; Comité Euro-International du Béton, Construction Press, 1982;
- CEB-FIP MC90 – Model code for concrete structures, Bulletin d'Information n.º 203, 204 e 205; CEB – Comité Euro-International du Béton, 1991;
- NP EN ISO 12944 :1999 : Tintas e Vernizes. Protecção anticorrosiva de estruturas de aço por esquemas de pintura.

#### **3.2 CLASSE DE EXECUÇÃO**

A classe de Execução definida refere-se a todos os órgãos hidráulicos anexos da Barragem e da Central Hidroelétrica.

Segundo o Quadro A do Anexo Nacional da norma NP EN 13670:2011, que fornece 4 parâmetros para a escolha da classe de Execução, as obras aqui consideradas enquadram-se no tipo de obras de Classe de Execução 3.

A supervisão e a inspeção das obras deve seguir os requisitos especificados para esta classe.

### 3.3 MATERIAIS

Os materiais preconizados garantem, de acordo com as normas em vigor apresentadas, um período de vida útil de 50 anos, não podendo apresentar características inferiores às que se indicam de seguida.

#### 3.3.1 Betão

Os betões foram definidos de acordo com a regulamentação portuguesa aplicável, nomeadamente as normas portuguesas NP EN 1992-1-1:2010 e NP EN 206:2021, em articulação com a especificação E464:2007 do LNEC.

##### 3.3.1.1 Classe Mínima de Resistência à Compressão

- Betão de regularização ..... C16/20
- Em geral ..... C30/37
- Em selagens de equipamentos ..... C35/45
- Vigas pré-fabricadas ..... C45/55
- Tabuleiro: laje complementar ..... C30/37
- Tabuleiro: pré-lajes ..... C35/45

##### 3.3.1.2 Classe de Exposição Ambiental

- Betão de regularização ..... X0(P)
- Em geral ..... XC4(P)
- Em selagens de equipamentos ..... XC4(P)

##### 3.3.1.3 Recobrimento Mínimo Nominal

- Em elementos em contato com o terreno/água com e > 40 cm ..... 50 mm

- 
- Vigas e pilares..... 40 mm
  - Lajes e paredes..... 35 mm
  - Em selagens de equipamentos ..... 35 mm

#### **3.3.1.4 Máxima Razão A/C e Mínima Dosagem de Cimento**

- Em geral ..... 0,60 / 280 kg/m<sup>3</sup>
- Em selagens de equipamentos ..... 0,45 / 340 kg/m<sup>3</sup>

#### **3.3.1.5 Máxima Teor de Cloretos, Máxima Dimensão do Agregado e Classe de Consistência**

- Em geral ..... Cl 0,20 / D<sub>máx</sub> 25 mm / ≥ S3
- Em selagens de equipamentos ..... Cl 0,20 / D<sub>máx</sub> 16 mm / ≥ S3

#### **3.3.2 Aço em Estruturas de Betão Armado**

- Armaduras passivas em varão .....A500 NR SD

#### **3.3.3 Aço em Equipamentos (Guarda-Corpos)**

- Tubos, perfis, barras e chapas ..... S235 JR
- Chumbadores e parafusos ..... Classe 8.8

Os elementos metálicos de aço macio deverão ser pintados e munidos de protecção anti-corrosiva de acordo com o especificado na NP EN ISO 12944.

### **3.4 AÇÕES**

As ações permanentes e variáveis para os vários órgãos hidráulicos foram quantificadas a partir dos valores especificados nos Eurocódigos 1, 2 e 8, conforme indicado nos pontos seguintes.

### 3.4.1 Ações Permanentes

#### 3.4.1.1 Peso Específico do Betão Armado

- Peso específico do betão armado..... 25 kN/m<sup>3</sup>

#### 3.4.1.2 Restante Carga Permanente

- Peso específico do betão betuminoso ..... 24 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do betão leve no enchimento dos passeios ..... 14 kN/m<sup>3</sup>
- Peso dos equipamentos e pavimentos.
- Reações devidas a ações permanentes do passadiço de acesso, apoiado na torre de tomada de água;
- Peso específico do aço..... 77 kN/m<sup>3</sup>
- Peso do guarda-corpos..... 0,5 kN/m

#### 3.4.1.3 Retração e Fluência

A retração e a fluência foram calculadas segundo a NP EN 1991-1-2, para os diferentes elementos estruturais cuja verificação de segurança é apresentada no presente documento.

Contudo, consoante o tipo de elemento estrutural e respetivas disposições construtivas, o efeito desta ação foi negligenciado. A adoção de juntas de dilatação igualmente espaçadas entre si e a consideração de elementos verticais ou com vãos curtos, são fatores que permitem aferir a importância do impacto da ação da retração nos elementos verificados.

### 3.4.2 Ações Variáveis

Foram consideradas todas as ações variáveis regulamentares atuantes na estrutura, descritas abaixo.

#### 3.4.2.1 Sobrecarga Construtiva

De acordo com o indicado na EN 1991-1-6, durante a fase de betonagem do tabuleiro do passadiço de acesso à torre de tomada, considerou-se uma sobrecarga construtiva de 2 kN/m<sup>2</sup>.

#### 3.4.2.2 Sobrecargas Rodoviárias

Consideraram-se as sobrecargas rodoviárias definidas na NP EN 1991-2:

- Modelo de Carga 1

Adotando a largura de cada via igual a 3,0 m, o número de vias consideradas depende diretamente da largura da zona pavimentada a considerar, para além dos passeios. O número de vias consideradas carregadas, a sua localização na plataforma de rodagem e a sua numeração foram escolhidos de forma a obter os efeitos mais desfavoráveis.

O modelo de carga 1 é constituído por cargas concentradas (sistema em tandem TS – 2 eixos com 2 rodas) e uniformemente distribuídas (sistema UDL).

As intensidades das cargas na via dedicada número 1 e 2 são  $\alpha_{Q1}Q_{1k}$  e  $\alpha_{q1}q_{1k}$  e na área remanescente é  $\alpha_{qr}q_{rk}$ . Como os valores dos fatores de correção,  $\alpha_{Q1}$ ,  $\alpha_{q1}$  e  $\alpha_{qr}$  foram considerados unitários, as cargas obtidas são as indicadas no quadro seguinte.

**Tabela 3-1– Modelo LM1 e respetivos valores de cargas**

	Sistema em tandem TS Carga por eixo $Q_{ik}$ (kN)	Sistema UDL $q_{ik}$ ou $q_{rk}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Via número 1	300	9,0
Via número 2	200	2,5
Área Remanescente	0	2,5

- Modelo de Carga 2

O modelo de carga 2 é constituído por duas cargas concentradas correspondentes a um veículo com 1 eixo de duas rodas afastadas de 2,0 m.

O valor da carga por eixo é  $\beta_Q Q_{ak}$ . Como o fator de correção,  $\beta_Q$ , foi considerado unitário,  $Q_{ak}$  vem igual a 400 kN.

- Frenagem

O valor da força de frenagem,  $Q_{lk}$ , para a largura total da passagem superior, é:

$$Q_{lk} = 0,6\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0,10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900kN$$

- Sobrecargas nos Passeios

Nos passeios considerou-se a atuação de uma das seguintes cargas:

- Carga uniformemente distribuída ..... 5,0 kN/m<sup>2</sup>
- Carga concentrada..... 10,0 kN

Foram considerados os grupos de cargas de tráfego indicados no quadro seguinte. Cada um destes grupos de cargas foi considerado separadamente como uma ação característica para a combinação com outras ações que não sejam de tráfego.

**Tabela 3-2 – Valores de combinação dos diferentes modelos de carga**

	Modelo de Carga 1	Modelo de Carga 2	Frenagem	Sobrecargas nos Passeios
gr1a	Valor característico	-	-	Valor de combinação (3 kN/m <sup>2</sup> )
gr1b	-	Valor característico	-	-
gr2	Valor frequente	-	Valor característico	-
gr3	-	-	-	Valor característico

### 3.4.2.3 Variação de Temperatura

- Variação de temperatura uniforme:

Os valores característicos das amplitudes de contração e dilatação máxima da componente da variação uniforme de temperatura são:

$$\Delta T_{N,con} = T_0 - T_{e,min}$$

$$\Delta T_{N,exp} = T_{e,max} - T_0$$

Sendo os tabuleiros de betão, tabuleiro do tipo 3, localizado na zona A, à cota 250, tem-se que:

$$T_{e,min} = T_{min} = -5^{\circ}\text{C} - (0,5 \times 2,5) = -6,25^{\circ}\text{C}$$

$$T_{e,max} = T_{max} = 45^{\circ}\text{C} - (1 \times 2,5) = 42,50^{\circ}\text{C}$$

Considerou-se que a temperatura inicial na altura em que são introduzidos os constrangimentos,  $T_0$ , é igual a 15 °C. Assim sendo:

$$\Delta T_{N,con} = 21,25^{\circ}\text{C}$$

$$\Delta T_{N,exp} = 27,50^{\circ}\text{C}$$

---

Por se tratar de uma ação de longa duração, a determinação dos esforços e das tensões resultantes da variação uniforme de temperatura foi feita através de um modelo onde se adotou o módulo de elasticidade do betão como sendo  $E/2$ .

- Variação de temperatura diferencial:

Os valores característicos da variação diferencial de temperatura positiva e negativa, para tabuleiros do tipo 3, são:

$$\Delta T_{M,heat} = 15^{\circ}\text{C} \text{ (superfície superior mais quente)}$$

$$\Delta T_{M,cool} = 5^{\circ}\text{C} \text{ (superfície superior mais fria)}$$

#### 3.4.2.4 Ação da Neve

De acordo com o estipulado na NP EN 1991-1-3, a ação persistente da neve deve ser calculada através das seguintes fórmulas:

$$S = \mu_i C_e C_t S_k$$

$$S_k = C_z [1 + (H/500)^2]$$

A obra encontra-se na zona  $Z_2$  e, assim,  $C_z$  toma o valor 0,20. Conforme o estipulado na norma atrás referida, adota-se  $C_e = 0,80$  e  $C_t = 1,00$ . Admite-se uma inclinação da vertente igual a  $0^{\circ}$  logo,  $\mu = 0,80$ . Assim, tem-se:

$$S_k = 0,25 \text{ kN/m}^2$$

$$S = 0,16 \text{ kN/m}^2$$

Relativamente às combinações de cálculo, o Anexo 2 da EN 1990 indica que a ação da neve não necessita ser combinada com as ações de tráfego rodoviário (gr1a, gr1b, gr2 e gr3). Deste modo, esta ação seria apenas considerada como ação variável de base, o que não conduziria a um cenário mais prejudicial do que a ação rodoviária como ação de base. Posto isto, por não ser condicionante, a ação da neve não foi considerada no cálculo.

#### 3.4.2.5 Ação do Vento

A ação do vento foi considerada para o cálculo no tabuleiro do passadiço de acesso à torre de tomada, nos pilares do passadiço e na torre de tomada de água, sendo que para estes dois últimos elementos estruturais, a ação é condicionante apenas para os cenários de albufeira vazia (fase construtiva).

- Ação do vento no tabuleiro

Valor de referência do vento:

$$v_b \approx v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$$

Na direção transversal:

$$\frac{b}{d_{tot}} = 1,43$$

Pelo que se obtém  $c_{fx,0} = 2,09$ .

A área de referência (sem veículo e guarda-corpos aberto ou guarda de segurança aberta, nos dois lados) é dada por:

$$A_{ref,x} = d + 0,6 = 2,1 \text{ m}^2/\text{m}$$

O valor do coeficiente de exposição  $c_e$  é considerado igual a 3,47, pelo que o coeficiente de força C toma o valor de 7,25.

A força produzida pela ação do vento na direção transversal (mais condicionante), por metro de desenvolvimento do tabuleiro é igual a:

$$F_{w,x} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} = 6,92 \text{ kN/m}$$

Na direção vertical:

Para o cálculo da componente vertical ascendente/descendente do vento no tabuleiro, considera-se um coeficiente de força da estrutura igual a:

$$c_{f,z} = \pm 0,9$$

A área de referência (por metro de desenvolvimento do tabuleiro) é dada por:

$$A_{ref,z} = 3,0 \text{ m}^2/\text{m}$$

O valor do coeficiente C vem igual a:

$$C = 3,47 \times 0,9 = 3,12$$

A força produzida pela ação do vento na direção vertical, por metro de desenvolvimento do tabuleiro é igual a:

$$F_{w,z} = \frac{1}{2} \rho v_b^2 C A_{ref,x} = \pm 4,27 \text{ kN/m}$$

---

Na aplicação da carga, deve ser considerada a excentricidade  $e = 0,75$  m, resultando num momento de torção, por metro de desenvolvimento do tabuleiro, de:

$$T = \pm 3,20 \text{ kNm/m}$$

A ação do vento na direção longitudinal considera-se negligenciável, pelo que não foi considerada no cálculo.

- Ação do vento nos pilares

Para os pilares de secção circular com diâmetro exterior igual a 2,5 m,  $k = 0,2$  mm e velocidade de pico  $v_p = 45,6$  m/s, o coeficiente de força  $c_{f,0}$  toma um valor igual a 0,8.

A força produzida pelo vento por metro de desenvolvimento do pilar vem assim dada por:

$$F_w = c_e c_f b q_b = 2,30 \text{ kN/m}$$

- Ação do vento no fuste da torre de tomada

A ação do vento no fuste da torre de tomada é calculada da mesma forma que um pilar de secção quadrada de 7,6 m de lado com cantos arredondados. O valor da força produzida pelo vento por área de desenvolvimento vem igual a:

$$F_w = c_e c_f q_b A_{ref} = 1,61 \text{ kN/m}^2$$

### 3.4.2.6 Ação Sísmica

A ação sísmica foi quantificada através de espectros de resposta, obtidos segundo a norma NP EN 1998-1 e respetivo Anexo Nacional, e a norma EN 1998-2.

Adotou-se a Classe de Importância II, à qual corresponde um coeficiente de importância  $\gamma_I = 1,0$ .

Foi considerado um coeficiente de comportamento de  $q = 1,5$  na construção do espectro de cálculo, admitindo que a estrutura possui ductilidade limitada com deformação por flexão dos montantes e considerando um amortecimento viscoso de 5%. Esta opção é fundamentada pela moderada sismicidade local que permite garantir um nível de dano limitado na ocorrência de sismos, uma vez que garante o funcionamento quase elástico da estrutura, não agravando de forma significativa a densidade de aço dos elementos estruturais.

A obra fica localizada no Concelho do Crato, concelho de baixa sismicidade no contexto nacional, integrada nas zonas 1.5 e 2.4 para a sismicidade interplaca e intraplaca,

respetivamente, conforme o definido no Anexo Nacional incluído na Parte 1 do Eurocódigo 8.

**Tabela 3-3 – Valores de referência da aceleração máxima à superfície de um terreno do tipo A**

Concelho	Ação sísmica tipo 1		Ação sísmica tipo 2	
	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	Aceleração $a_{gr}$ (m/s <sup>2</sup> )
Mangualde	1.5	0.6	2.4	1.1

A ação sísmica foi considerada através de uma análise modal por espectro de resposta, tendo em conta os modos cuja soma das massas modais efetivas represente, no mínimo, 95% da massa total da estrutura.

### 3.4.3 Outras Ações

#### 3.4.3.1 Impulso de Terras

Os impulsos atuantes nas estruturas foram considerados conforme o estado limite em questão.

Na verificação aos Estados Limites de Equilíbrio EQU (deslizamento, corte pela fundação, derrubamento e verificação da capacidade de carga), utilizou-se o coeficiente de impulso ativo  $K_a$  das terras no tardo da estrutura, enquanto para o dimensionamento dos elementos de betão armado foi considerado o impulso em repouso  $K_0$  de forma a garantir um adequado comportamento da estrutura de suporte, eventualmente submetida àquele estado de tensão. Foram ainda considerados o peso das terras, o diagrama de impulsos devido à sobrecarga rodoviária e o acréscimo do impulso devido à ação sísmica, quantificado segundo as EN 1998-2 e NP EN 1998-5.

A verificação da segurança relativamente ao deslizamento, corte pela fundação, derrubamento e verificação da capacidade de carga foram efetuadas com base nas disposições da NP EN 1997-1.

#### 3.4.3.2 Pressão hidrostática e hidrodinâmica da água

As pressões e subpressões hidrostáticas foram consideradas de acordo com o elemento estrutural e cenário em análise dependente do nível de água na albufeira e da existência ou não de água no interior das estruturas, nomeadamente: fuste da torre de tomada de água, bacia de retenção e galeria de descarga de fundo. Cada uma destas estruturas foi

---

verificada considerando, pelo menos, as seguintes situações: albufeira vazia e no NMC e a existência ou não de água no interior, se aplicável.

Para a consideração das pressões hidrodinâmicas, foram admitidas massas aderentes equivalentes ao efeito da albufeira sobre os elementos estruturais. Estas massas foram admitidas na análise como forças concentradas adicionais perpendiculares aos nós do tardo, aplicadas a  $0,4h_w$ , seguindo a formulação de Westergaard:

$$m = \left( \frac{7}{8} \rho_w \sqrt{h_w(h_w - z)} \right) A$$

Em que  $\rho_w$  é a densidade de massa da água por unidade de volume,  $h_w$  a altura da água medida a partir da base,  $z$  a distância do ponto em análise à base e  $A$  a área de influência do ponto.

### 3.5 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

#### 3.5.1 Estados Limites Últimos

A verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos foi efetuada em termos de esforços com base na condição  $E_d \leq R_d$ , sendo  $E_d$  e  $R_d$  respetivamente, os valores de cálculo do esforço atuante e do esforço resistente.

Foram consideradas as seguintes combinações fundamentais, preconizadas na NP EN 1990:

a) Combinações fundamentais, em geral:

$$E_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} G_{ik} + \gamma_P P + \gamma_{qi} \left[ Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{jk} \right]$$

$G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\gamma_{gi}$  coeficiente parcial de segurança relativo às ações permanentes;

$\gamma_{qi}$  coeficiente parcial de segurança relativo à ação variável  $i$ ;

$\gamma_P$  coeficiente parcial de segurança relativo ao pré-esforço;

$\psi_{0j}$  coeficiente de redução  $\psi$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

Os coeficientes parciais de segurança  $\gamma_{gi}$ ,  $\gamma_P$  e  $\gamma_{qi}$ , para ações permanentes e variáveis foram, em geral (STR/GEO – SET B), os seguintes:

- Peso próprio de estrutura .....  $\gamma_g = 1,35$  ou  $1,0$
- Pré-esforço .....  $\gamma_p = 1,1$  ou  $0,9$
- Restantes cargas permanentes.....  $\gamma_g = 1,35$  ou  $1,0$
- Ações rodoviárias.....  $\gamma_q = 1,35$  ou  $0$
- Restantes ações variáveis.....  $\gamma_q = 1,5$  ou  $0$
- Impulsos de terras.....  $\gamma_g = 1,35$  ou  $0$

No caso de elementos estruturais sujeitos a ações geotécnicas, ou no caso da resistência do solo, também foi considerada a combinação geotécnica (STR/GEO – SET C), cujos coeficientes parciais de segurança são:

- Peso próprio de estrutura .....  $\gamma_g = 1,0$
- Pré-esforço .....  $\gamma_p = 1,1$  ou  $0,9$
- Restantes cargas permanentes.....  $\gamma_g = 1,0$
- Ações rodoviárias.....  $\gamma_q = 1,15$  ou  $0$
- Restantes ações variáveis.....  $\gamma_q = 1,3$  ou  $0$
- Impulsos de terras.....  $\gamma_g = 1,0$

No caso do dimensionamento de elementos estruturais envolvendo o equilíbrio estático dos mesmos, foi considerada a combinação de equilíbrio (EQU), cujos coeficientes parciais de segurança são:

- Peso próprio de estrutura .....  $\gamma_g = 1,05$  ou  $0,95$
- Pré-esforço .....  $\gamma_p = 1,1$  ou  $0,9$
- Restantes cargas permanentes.....  $\gamma_g = 1,05$  ou  $0,95$
- Ações rodoviárias.....  $\gamma_q = 1,35$  ou  $0$
- Restantes ações variáveis.....  $\gamma_q = 1,5$  ou  $0$
- Impulsos de terras.....  $\gamma_g = 1,05$  ou  $0,95$

Foram considerados os valores de  $\gamma$  mais desfavoráveis à situação em estudo.

b) Combinações sísmicas:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + P + A_{Ed} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

$G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$A_{Ed}$  esforço resultante de uma ação sísmica, tomada, em geral, com o seu valor nominal;

$Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2j}$  coeficiente parcial a considerar quando a ação variável de base é a ação sísmica, de acordo com a EN 1998-2. Tratando-se de uma passagem superior rodoviária de tráfego intenso,  $\psi_{2,SC \text{ rodoviária}} = 0,20$ .

c) Combinações acidentais:

$$E_d = \sum_{i=1}^m G_{ik} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{1k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

$G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$A_d$  esforço resultante de uma ação acidental, tomada, em geral, com o seu valor nominal;

$Q_{1k}$  esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{2j}$  coeficiente de redução  $\psi_2$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

### 3.5.2 Estados Limites de Serviço

Foram consideradas as seguintes combinações de ações para os Estados Limites de Utilização, preconizadas na NP EN 1990:

a) Combinações características:

$$Ed = \sum_{i=1}^m G_{ik} + P + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} Q_{jk}$$

$G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{0j}$  coeficiente de redução  $\psi_0$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

b) Combinações frequentes:

$$Ed = \sum_{i=1}^m G_{ik} + P + \psi_{1,1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

$G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;

$P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;

$Q_{1k}$  esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;

$Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;

$\psi_{ij}$  coeficiente de redução  $\psi_i$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

c) Combinações quase permanentes:

$$Ed = \sum_{i=1}^m G_{ik} + P + \psi_{2,1} Q_{1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} Q_{jk}$$

- $G_{ik}$  esforço resultante de uma ação permanente, tomada com o seu valor característico;
- $P$  esforço resultante da ação do pré-esforço, tomada com o seu valor característico;
- $Q_{1k}$  esforço resultante da ação variável base tomada com o seu valor característico;
- $Q_{jk}$  esforço resultante de uma ação variável, distinta da ação de base, tomada com o seu valor característico;
- $\psi_{2j}$  coeficiente de redução  $\psi_2$  correspondente à ação variável de ordem  $j$ .

No quadro seguinte são indicados os valores dos coeficientes  $\psi$  para as diferentes ações variáveis, conforme definido na EN 1990-A2 (2005).

**Tabela 3-4 – Valores dos coeficientes  $\psi$  para pontes rodoviárias**

Ação		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	
Sobrecargas rodoviárias	gr1a	TS	0,75	0,75	0
		UDL	0,40	0,40	0*
		Sobrecarga nos passeios	0,40	0,40	0
	gr1b		0	0,75	0
	gr2		0	0	0
	gr3		0	0	0
Variações de temperatura		0,6	0,6	0,5**	
Vento		0,6***	0,2	0	

\* Se a ação sísmica for a ação variável de base,  $\psi_2=0,2$ .

\*\* Se a ação sísmica for a ação variável de base,  $\psi_2=0$  para o cálculo dos esforços.

\*\*\* Em fase construtiva,  $\psi_0=0,8$ .

Relativamente aos encontros, foi considerada a Abordagem de Cálculo 1 preconizada no EC7, que contempla duas combinações de ações AC1-C1 e AC1-C2, detalhadas nos respetivos subcapítulos.

### 3.5.3 Estados Limites de Equilíbrio

Para as verificações de segurança relativas à estabilidade das estruturas foram efetuadas análises de verificação ao corte na fundação, deslizamento, derrubamento e tensões de contato na fundação.

Considerou-se que a segurança global da estrutura está verificada desde que o coeficiente de segurança nas seções analisadas seja superior à unidade.

Foi aplicada a metodologia presente no EC7, aplicando-se os seguintes coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ):

- Ações permanentes .....  $\gamma_{G,dst} = 1,0$ ;  $\gamma_{G,stb} = 0,9$
- Ações variáveis .....  $\gamma_{Q,dst} = 1,5$

Relativamente à capacidade resistente do terreno, foram aplicados os seguintes coeficientes parciais:

- Tangente do ângulo de atrito em tensões efetivas .....  $\gamma_{\phi} = 1,25$
- Coesão efetiva .....  $\gamma_{c'} = 1,25$

### 3.5.3.1 Corte na fundação

A verificação da segurança ao corte na fundação foi efetuada como se mostra na formulação seguinte:

$$\Sigma F_H \leq \Sigma F_V \times \tan\phi' + c' \times A$$

em que:  $\Sigma F_H$  é o somatório das forças horizontais,  $\Sigma F_V$  o somatório das forças verticais,  $A$  a área do plano de corte da fundação,  $\phi'$  o ângulo de atrito interno e  $c'$  a coesão.

### 3.5.3.2 Deslizamento na fundação

Esta verificação é semelhante à anterior sem considerar a componente da coesão, apresentada da seguinte forma:

$$\Sigma F_H \leq \Sigma F_V \times \tan\phi'$$

### 3.5.3.3 Derrubamento

A verificação ao derrubamento foi efetuada como se mostra na formulação seguinte:

$$\Sigma M_{inst} \leq \Sigma M_{est}$$

em que:  $\Sigma M_{inst}$  é o somatório dos momentos instabilizantes e  $\Sigma M_{est}$  o somatório dos momentos estabilizantes.

## 3.5.4 Estados Limites de Levantamento Global

A verificação do estado limite de levantamento global (UPL) é efetuada assegurando que o valor de cálculo da combinação das ações verticais instabilizantes permanentes e

---

variáveis é menor do que a soma do valor de cálculo das ações verticais permanentes estabilizantes com o valor de cálculo de qualquer capacidade resistente adicional ao levantamento global:

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

em que:  $V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$

Foram aplicados os seguintes coeficientes parciais para as ações ( $\gamma_F$ ):

- Peso próprio de estrutura .....  $\gamma_{G,dst} = 1,0$ ;  $\gamma_{G,stb} = 0,9$
- Subpressões.....  $\gamma_{Q,dst} = 1,5$

Relativamente à capacidade resistente das pregagens, foi aplicado o seguinte coeficiente parcial:

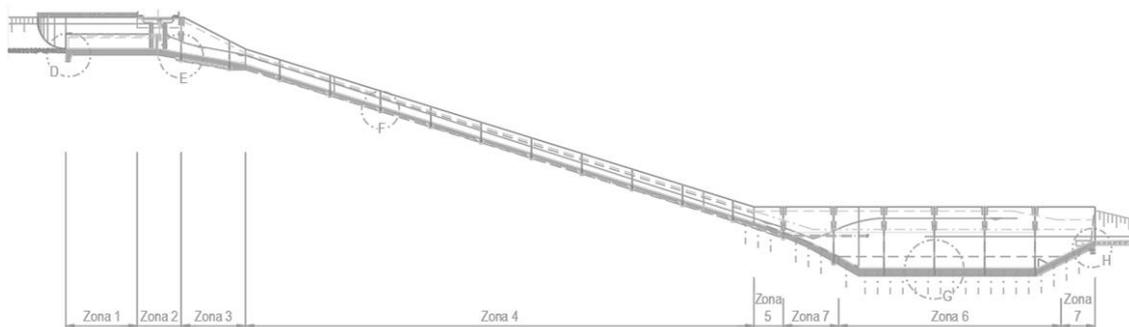
- Pregagem.....  $\gamma_{s,t} = 1,4$

## 4 CÁLCULOS ESTRUTURAIS

### 4.1 DESCARREGADOR DE CHEIAS

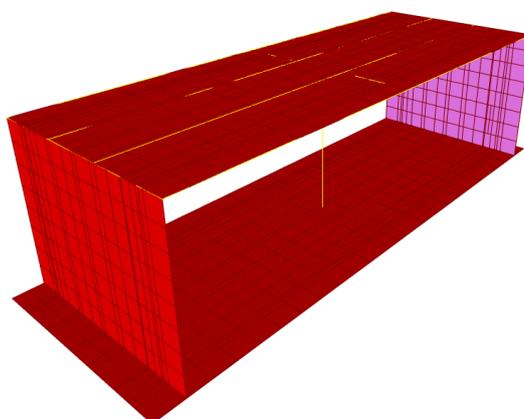
#### 4.1.1 Introdução

O dimensionamento dos elementos estruturais que integram o descarregador de cheias foi efetuado através de modelos planos, dada a continuidade da estrutura em desenvolvimento, para larguras de influência de 1,0 m e 3,0 m, consoante a secção considerada (Figura 1). Os modelos de cálculo foram elaborados a partir do programa de cálculo automático SAP2000. Os muros laterais e soleiras foram modeladas por meio de elementos do tipo barra. A todos estes elementos foram conferidas as propriedades geométricas e elásticas do componente estrutural que modelam.



**Figura 1 – Identificação das zonas consideradas na verificação da segurança do descarregador de cheias**

Adicionalmente, para a secção tipo da zona 2 (ver Figura 2), modelou-se o pórtico da estrutura com recurso a um modelo tridimensional de elementos casca, como se mostra na figura seguinte:



**Figura 2 – Modelo de cálculo de elementos casca da zona 2**

Posteriormente, e para a análise dos esforços resultantes do modelo de cálculo, recorreu-se a pós-processadores desenvolvidos na TPF e a tabelas/métodos correntes da teoria das estruturas.

#### **4.1.2 Ações**

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais que constituem o descarregador de cheias foram as seguintes:

- Peso próprio das estruturas;
- Pressão hidrostática;
- Pressão hidrodinâmica;
- Subpressões (na ausência de geodrenos na fundação)
- Impulso de terras;
- Impulso devido às sobrecargas rodoviárias;
- Impulso assoreamento;
- Peso da água sobre a sapata de fundação;
- Peso das terras sobre a sapata de fundação;
- Ação sísmica

Estas ações foram combinadas de acordo com o referido anteriormente para a verificação do betão armado.

Relativamente às verificações ao equilíbrio da obra como corpo rígido consideraram-se as situações condicionantes constantes do capítulo 3.

### 4.1.3 Combinações de ações

As ações foram combinadas de acordo com as combinações do capítulo 3.5, de forma a considerar os seguintes cenários de carregamento (quando aplicáveis):

- Condição de carregamento 1: sem água no interior e exterior do canal, apenas impulso estático do terreno no tardo dos muros;
- Condição de carregamento 2: sem água no interior e exterior do canal, apenas impulso estático e sísmico do terreno no tardo dos muros;
- Condição de carregamento 3: com água no interior e sem água no exterior do canal, impulso estático do terreno no tardo dos muros;
- Condição de carregamento 4: com água no interior e sem água no exterior do canal, impulso estático e sísmico do terreno no tardo dos muros;
- Condição de carregamento 5: com água no interior e exterior do canal, impulso estático do terreno no tardo dos muros;
- Condição de carregamento 6: com água no interior e exterior do canal, impulso estático e sísmico do terreno no tardo dos muros.

### 4.1.4 Estados Limites Últimos EQU

#### 4.1.4.1 Introdução

Tendo em conta a continuidade do descarregador de cheias em toda a sua extensão, que se encontra limitado lateralmente pelo maciço rochoso, apenas se apresenta a verificação de segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação, atendendo à impossibilidade de derrubamento e deslizamento da mesma.

A verificação de segurança foi efetuada para a secção mais desfavorável da bacia de dissipação do descarregador de cheias, considerando que toda a superfície inferior da laje está sujeita à ação da subpressão e não considerando água sobre a sua face superior.

Os cálculos foram realizados por metro linear e para o nível de água situado à cota 198,50.

#### 4.1.4.2 Verificação da segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação

- Cálculo das ações estabilizantes
  - Peso próprio dos elementos estruturais:  $269,4 \times 25,0 = 6\,734,3$  kN/m
  - Peso de terra sobre os elementos estruturais:  $202,1 \times 20,0 = 4\,042,8$  kN/m

---

– Pregagens 4 x 349,7 = 1 399,0 kN/m

$\Sigma$  Ações estabilizantes: 12 175,9 kN/m

- Cálculo das ações instabilizantes

– Subpressões: 793,6 x 10,0 = 7 936,2 kN/m

$\Sigma$  Ações instabilizantes: 7 936,2 kN/m

- Verificação da segurança

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = 1,00 \times 7\,936,2 = 7\,936,2 \text{ kN/m}$$

$$G_{stb,d} + R_d = 0,90 \times 10\,777,0 + 1\,399,0 / (1,40 \times 1,50) = 10\,365,5 \text{ kN/m}$$

$$V_{dst,d} = 7\,936,2 \text{ kN/m} \leq G_{stb,d} + R_d = 10\,365,5 \text{ kN/m}$$

Conclui-se, deste modo, que se encontra verificada a segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação da bacia de dissipação da obra de saída.

#### 4.1.5 Estados Limites Últimos STR

Como se demonstra na Figura 1, fez-se uma verificação aos estados limites últimos de flexão e esforço transversal para as seguintes secções tipo:

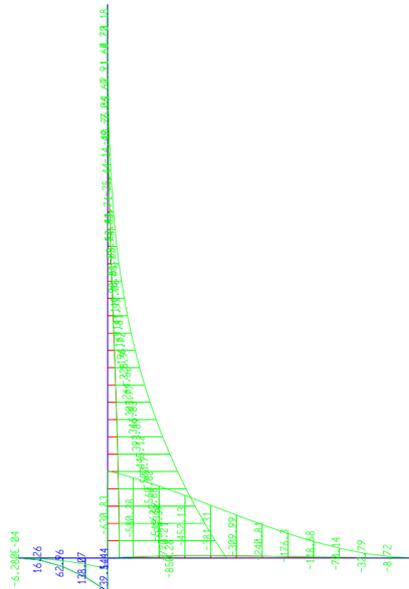
- Corte pelos muros de ala da zona de entrada;
- Corte tipo pela zona 1;
- Corte tipo pela zona 2;
- Corte tipo pela zona 3;
- Corte tipo pela zona 4;
- Corte tipo pela zona 6;
- Corte pelos muros de ala de saída esquerdo e direito.

Fez-se igualmente a verificação para a laje de transição e para a travessa do tabuleiro na zona de ligação com o pilar.

##### 4.1.5.1 Verificação da segurança à Flexão

- Corte pelos muros de ala da zona de entrada:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção do muro na fronteira com a Zona 1.



**Figura 3 – Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada**

A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-1 – Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$\mu$	$\nu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$
Muro topo	-98,9	-74,1	0,7	0,010	0,005	0,021	6,76	Ø20//0,10	Ø12//0,10
Muro base	-850,3	-202,3	1,1	0,035	0,009	0,078	39,47	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10
Soleira	-630,8	331,1	1,0	0,032	0,017	0,074	34,04	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø20//0,10

- Corte tipo pela zona 1:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção tipo da Zona 1.

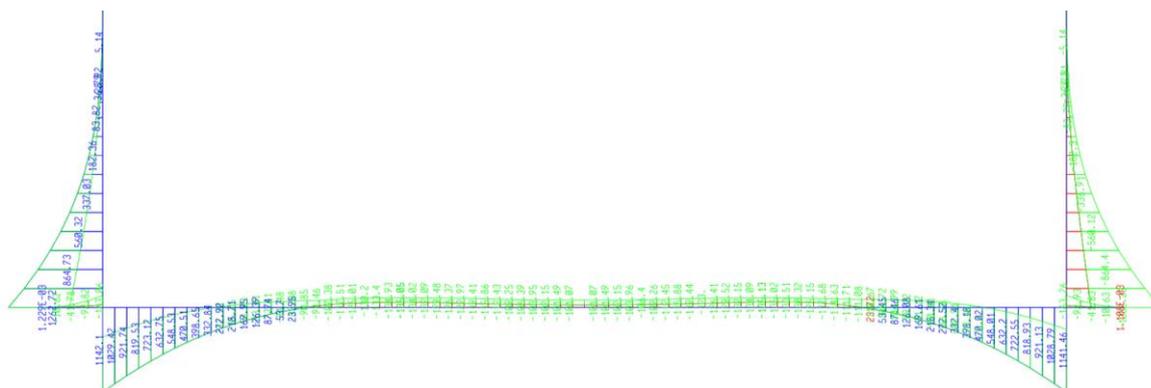


Figura 4 – Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 1

A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma.

Tabela 4-2 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 1

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	$h$ (m)	$\mu$	$\nu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$
Muro topo	-182,4	-76,9	0,7	0,019	0,005	0,043	13,85	Ø20//0,10	Ø12//0,10
Muro base	-1262,7	-207,1	1,1	0,052	0,009	0,119	60,11	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10
Soleira	-1142,1	-437,9	1,4	0,029	0,016	0,064	40,96	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø20//0,10

- Corte tipo pela zona 2:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção tipo da Zona 2.

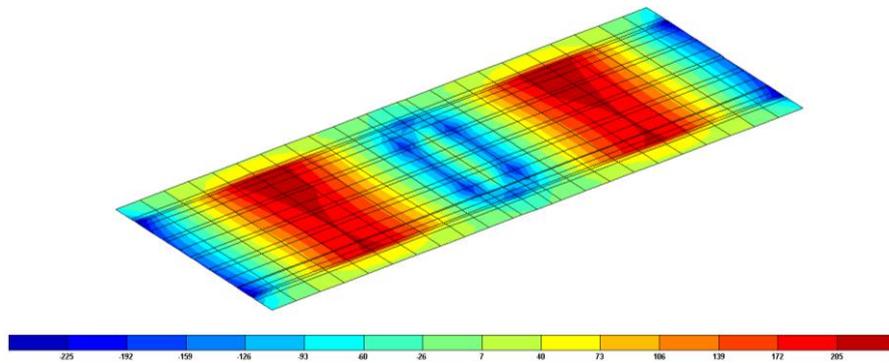


Figura 5 – Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m)

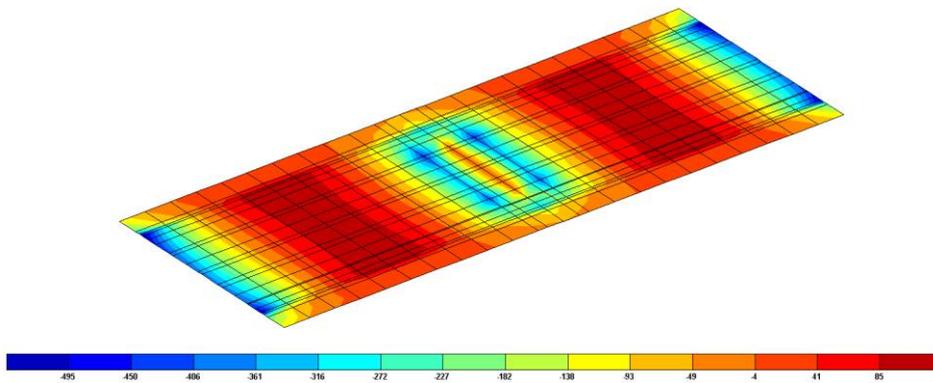


Figura 6 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m)

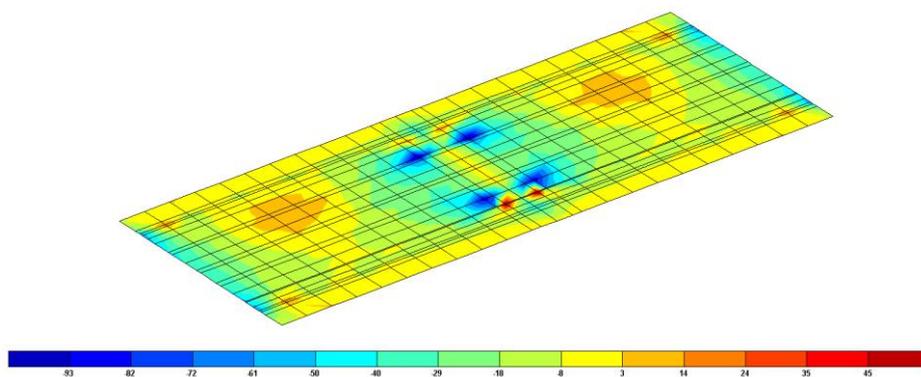
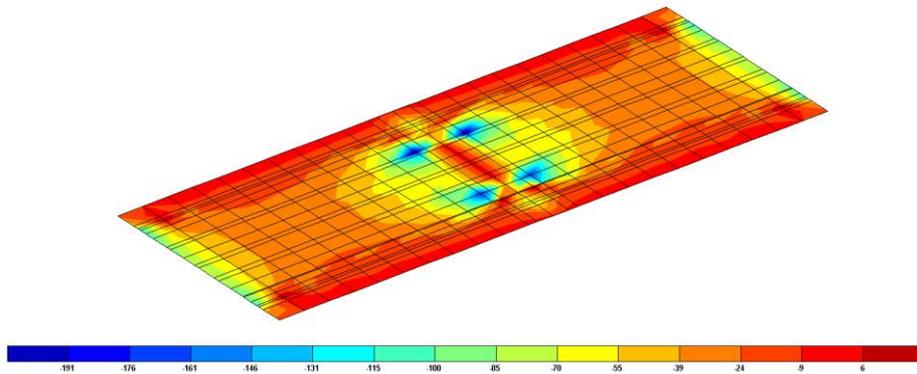
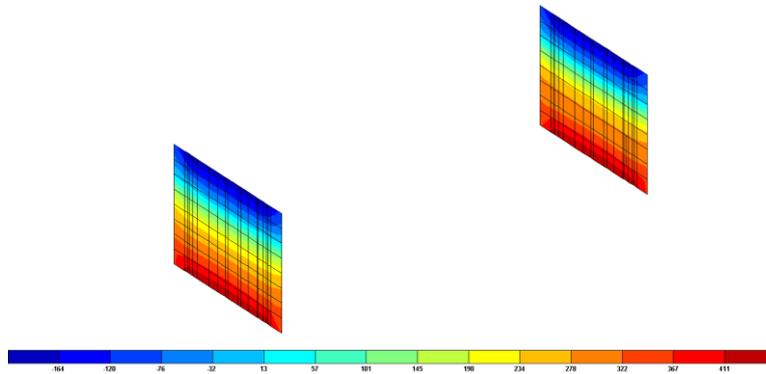


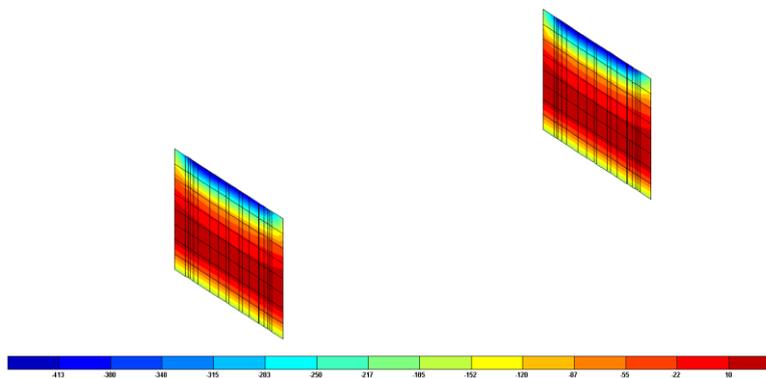
Figura 7 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m)



**Figura 8 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 9 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 10 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)**

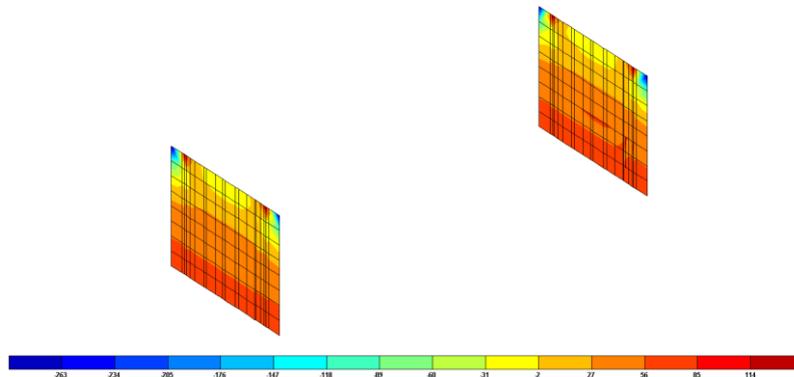


Figura 11 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)

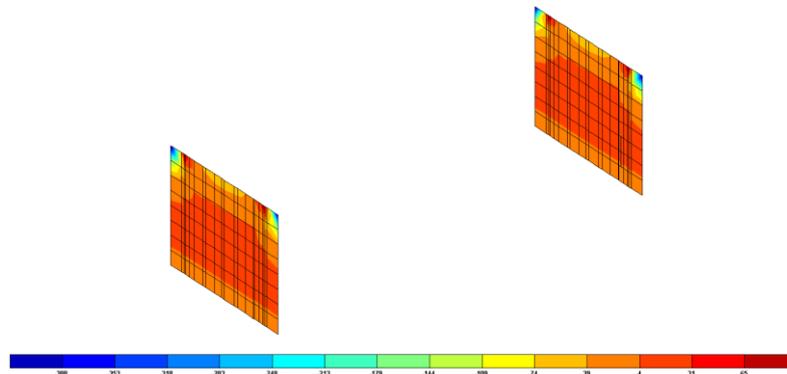


Figura 12 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)

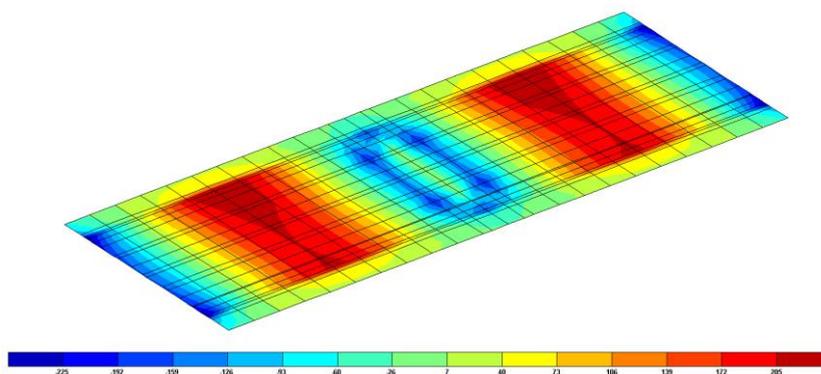
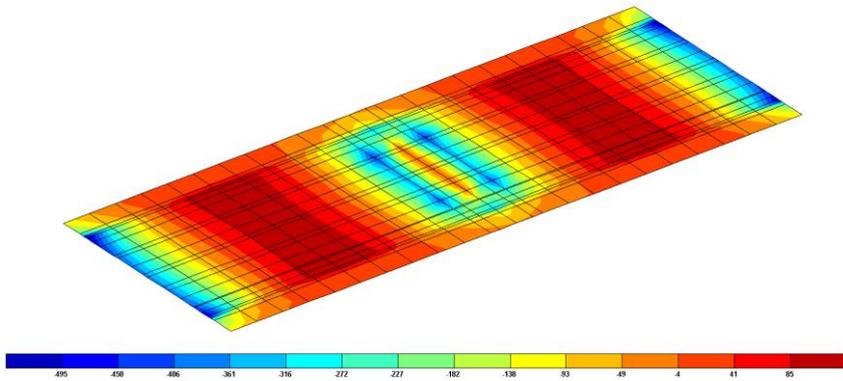
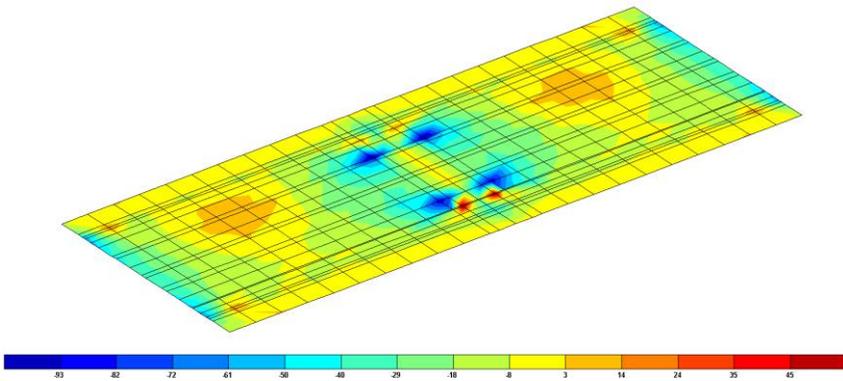


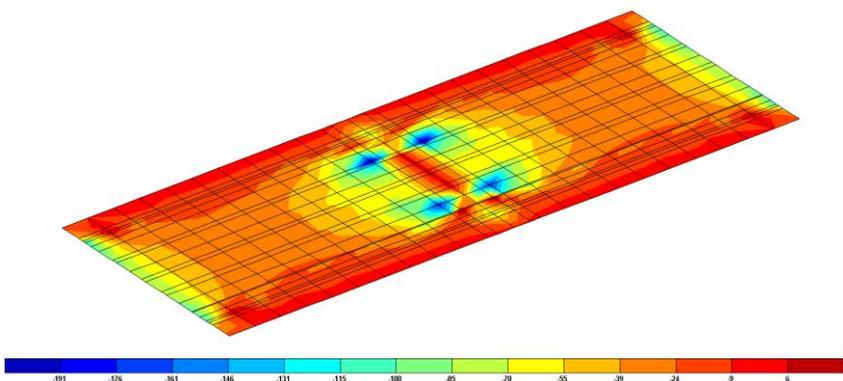
Figura 13 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)



**Figura 14 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 15 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 16 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)**

A verificação das armaduras de flexão apresenta-se nos mapas abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura principal e secundária estipulados pela norma.

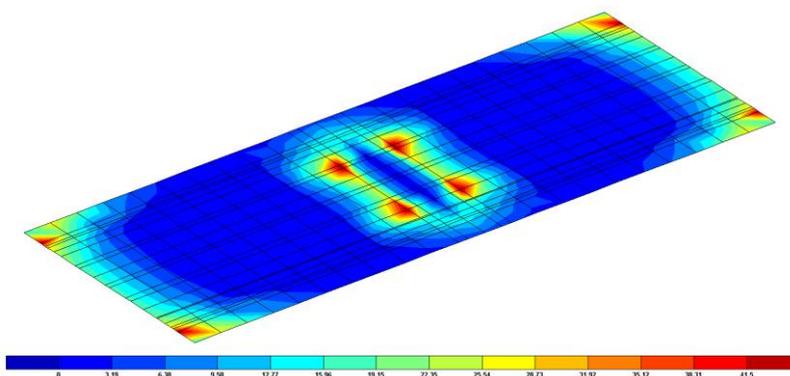


Figura 17 – Diagrama de armaduras superiores da soleira na direção transversal (cm<sup>2</sup>/m)

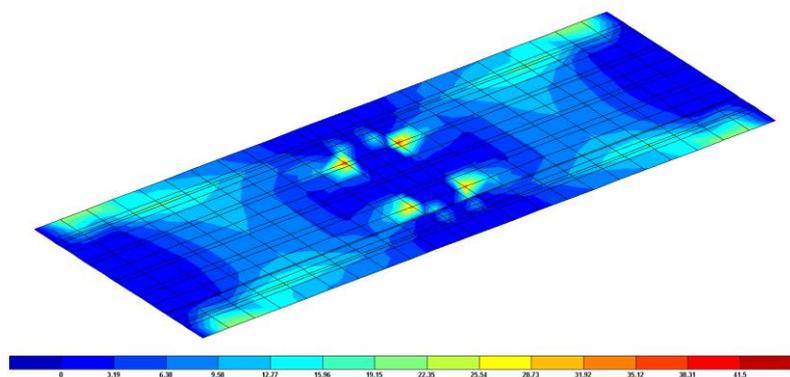


Figura 18 – Diagrama de armaduras inferiores da soleira na direção transversal (cm<sup>2</sup>/m)

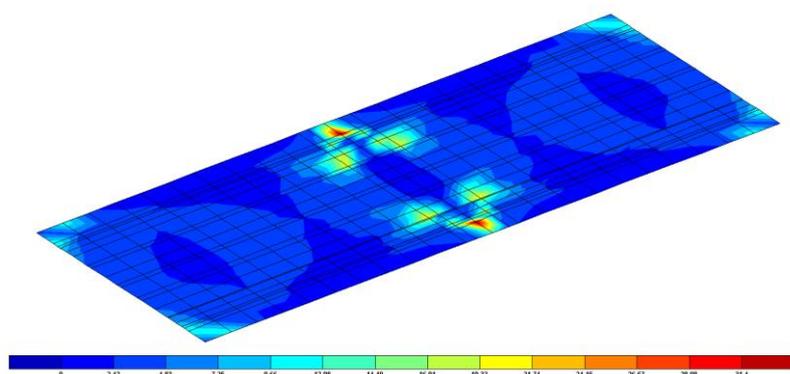


Figura 19 - Diagrama de armaduras superiores da soleira na direção longitudinal (cm<sup>2</sup>/m)

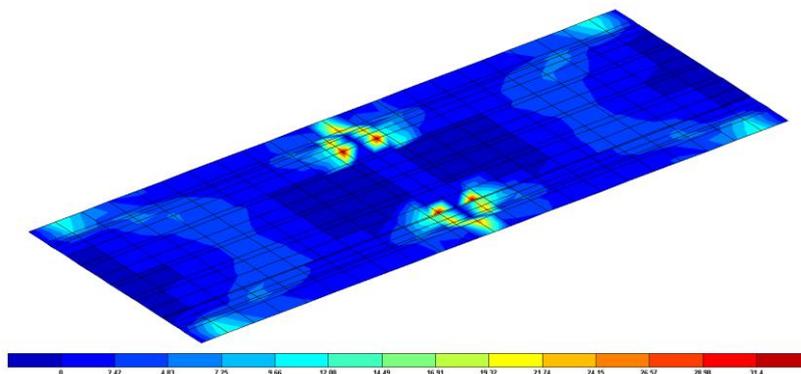


Figura 20 - Diagrama de armaduras inferiores da soleira na direção longitudinal (cm²/m)

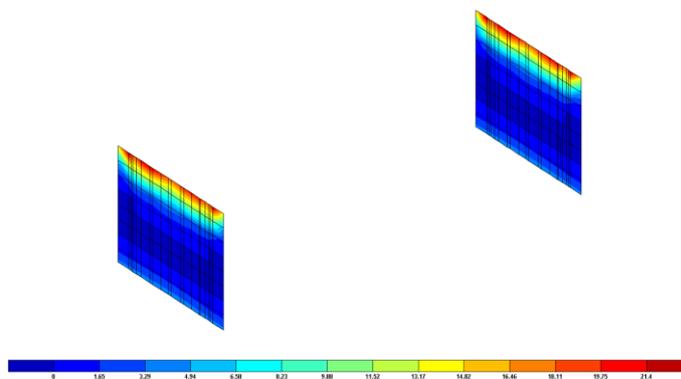


Figura 21 - Diagrama de armaduras horizontais exteriores (em contato com o solo) dos muros laterais (cm²/m)

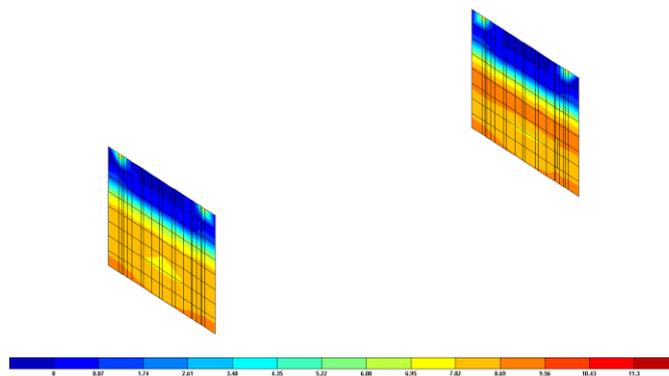
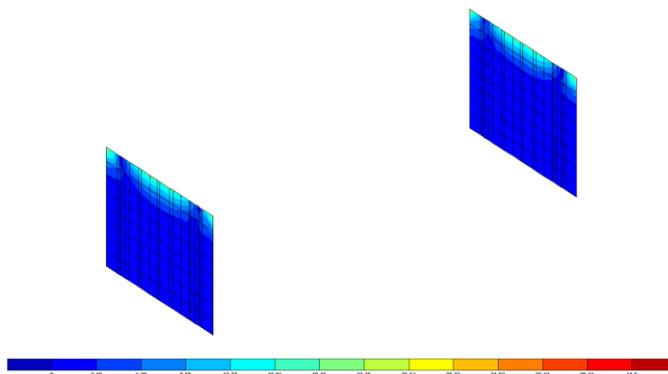
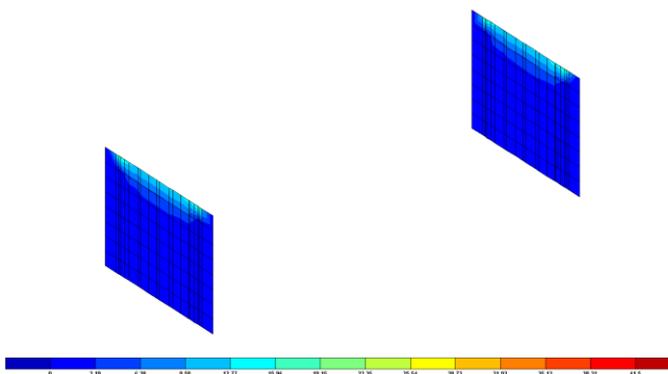


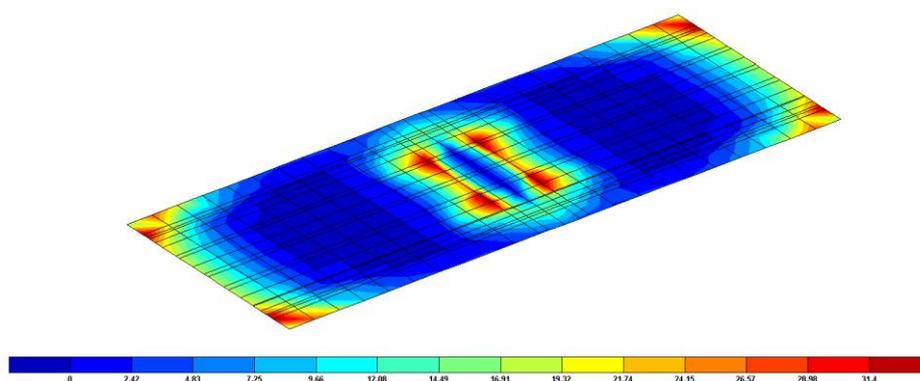
Figura 22 - Diagrama de armaduras horizontais interiores dos muros laterais (cm²/m)



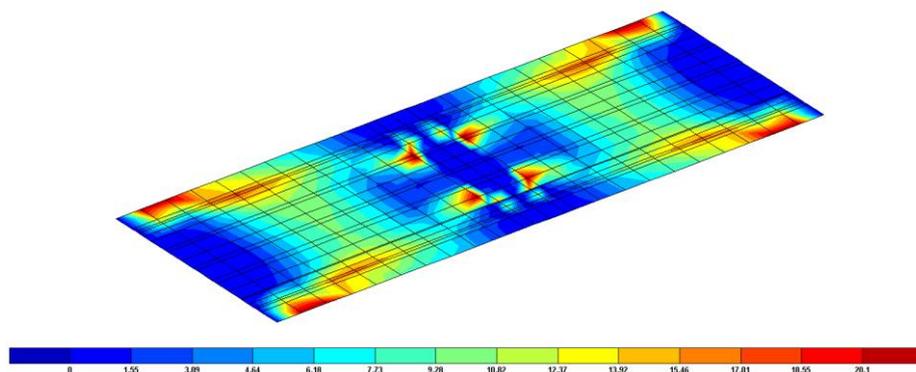
**Figura 23 - Diagrama de armaduras verticais exteriores (em contato com o solo) dos muros laterais (cm<sup>2</sup>/m)**



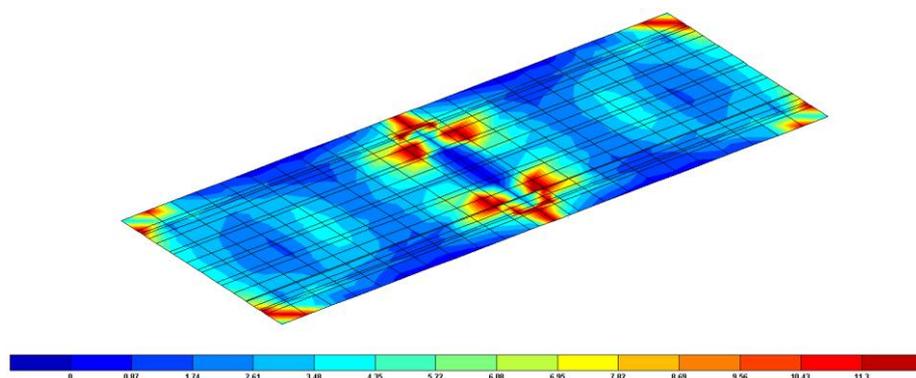
**Figura 24 - Diagrama de armaduras verticais interiores dos muros laterais (cm<sup>2</sup>/m)**



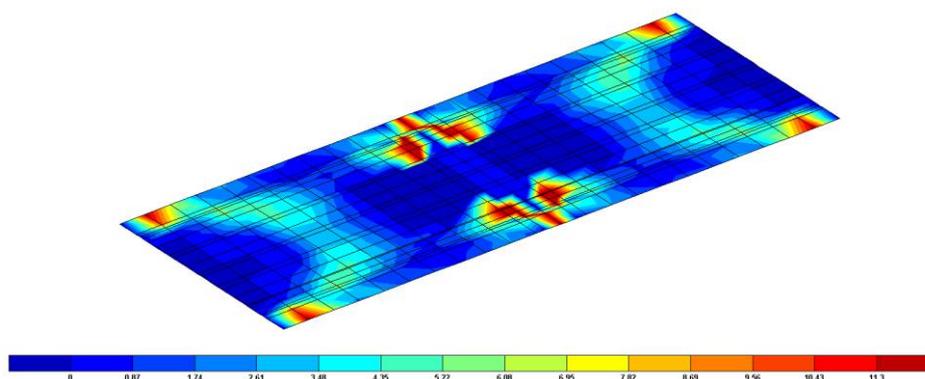
**Figura 25 – Diagrama de armaduras superiores do tabuleiro na direção transversal (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 26 - Diagrama de armaduras inferiores do tabuleiro na direção transversal (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 27 - Diagrama de armaduras superiores do tabuleiro na direção longitudinal (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 28 - Diagrama de armaduras inferiores do tabuleiro na direção longitudinal (cm<sup>2</sup>/m)**

A armadura de flexão adotada para os elementos estruturais da secção correspondente à Zona 2 é a seguinte:

Soleira: #Ø20//0,10 m nas duas faces com reforço Ø16//0,20 m longitudinal superior e inferior.

Muros laterais: Ø12//0,10 m horizontal nas duas faces com reforço Ø16//0,20 m na face exterior; Ø20//0,10 m vertical com reforço Ø16//0,20 m nas duas faces.

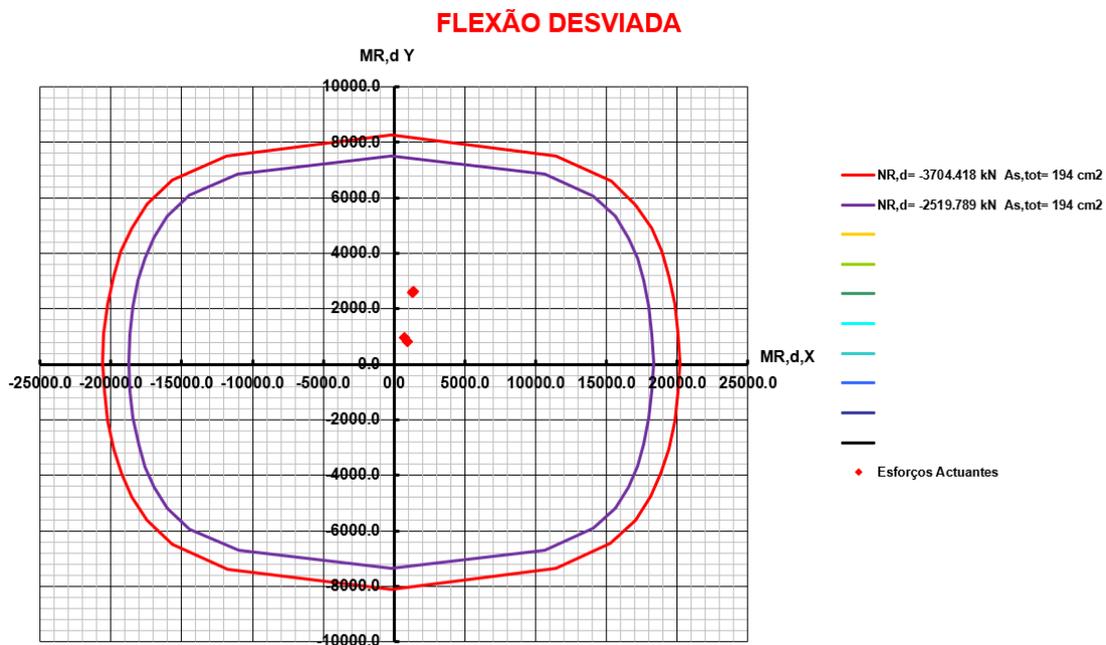
Tabuleiro: Ø16//0,10 m longitudinal nas duas faces com reforço Ø12//0,10 m na face superior; Ø12//0,10 m transversal nas duas faces.

A verificação das armaduras de flexão para a laje de transição e travessa do pilar apresenta-se nos quadros abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-3- Verificação das armaduras da travessa do pilar e da laje de transição**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$\mu$	$\nu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$
Laje transição apoio	-102,0	0	0,4	0,032	0,000	0,036	6,62	Ø16//0,10	Ø16//0,10
Laje transição meio-vão	-78,0	0	0,25	0,062	0,000	0,067	7,71	Ø16//0,10	Ø16//0,10
Travessa	-661,8	2309,9	1,2	0,015	0,064	0,100	55,20	20Ø20	Ø16//0,10

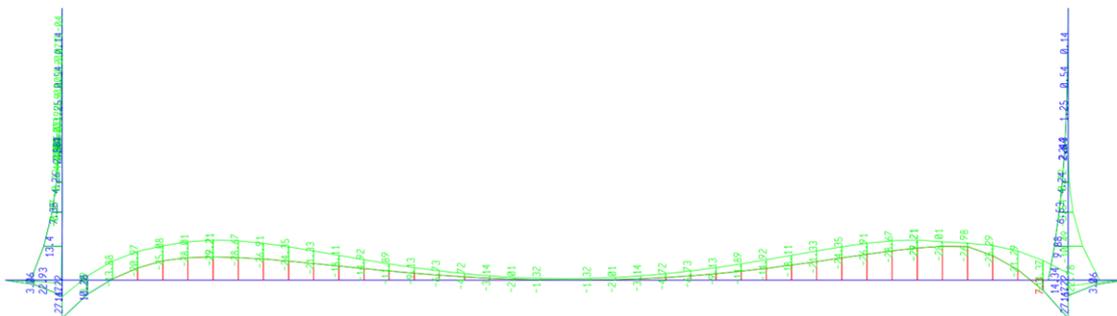
Verificou-se ainda a segurança do pilar central à flexão composta desviada. As curvas de interação encontram-se na figura abaixo. Adotou-se uma armadura de Ø16//0,10 m.



**Figura 29 – Dimensionamento do pilar à flexão composta desviada**

- Corte tipo pela zona 3:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos flectores da secção tipo da Zona 3.



**Figura 30 - Diagrama de momentos flectores ULS da secção tipo representativa da zona 3**

A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária)

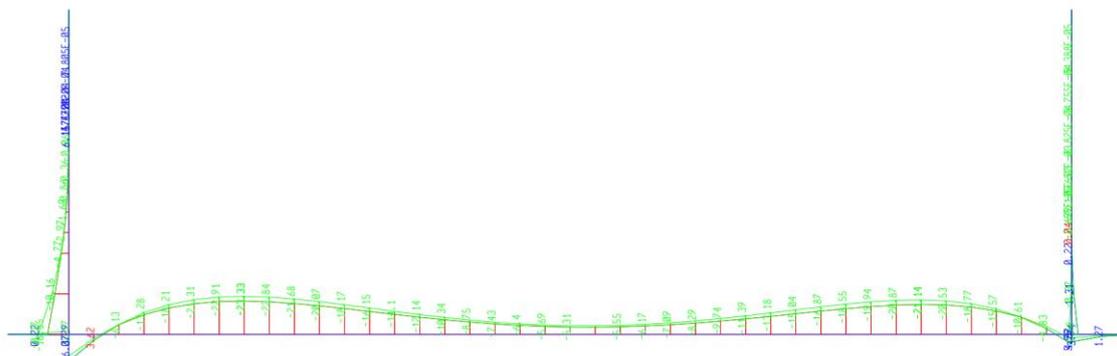
estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-4- Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 3**

Secção	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	N <sub>Ed</sub> (kN/m)	h (m)	μ	v	ω	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sv,adopt</sub>	A <sub>sh,adopt</sub>
Muro base	-52,5	-73,6	0,7	0,005	0,005	0,010	3,22	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10
Soleira	-50,2	-31,6	0,6	0,007	0,003	0,021	5,80	Ø20//0,1 + Ø16//0,20	Ø20//0,10

- Corte tipo pela zona 4:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção tipo da Zona 4.



**Figura 31 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa da zona 4**

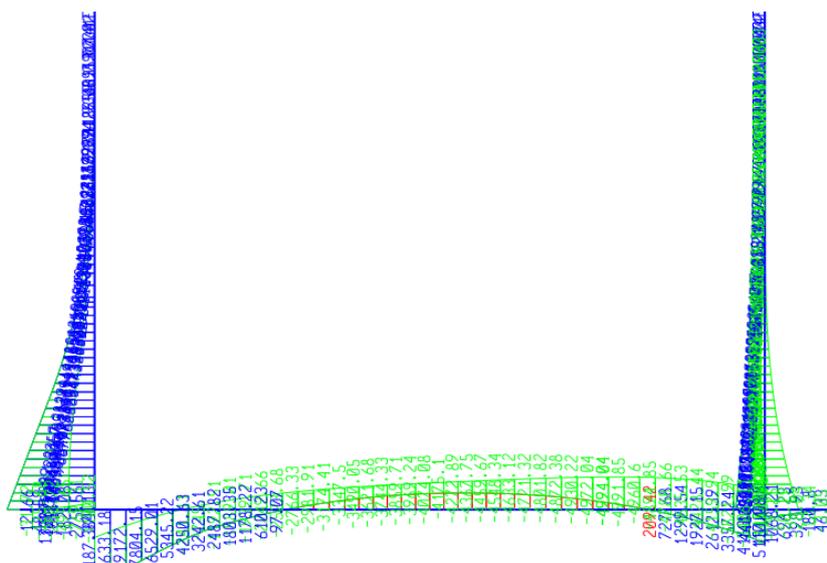
A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-5 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 4**

Secção	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	N <sub>Ed</sub> (kN/m)	h (m)	μ	v	ω	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sv,adopt</sub>	A <sub>sh,adopt</sub>
Muro base	-45,9	-53,5	0,55	0,008	0,005	0,021	5,31	Ø12//0,20 + Ø16//0,20	Ø12//0,20
Soleira	-43,5	-39,1	0,6	0,006	0,003	0,021	5,80	Ø12//0,20 + Ø16//0,20	Ø12//0,10

- Corte tipo pela zona 6:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos flectores da secção tipo da Zona 6.



**Figura 32 - Diagrama de momentos flectores ULS da secção tipo representativa da zona 6**

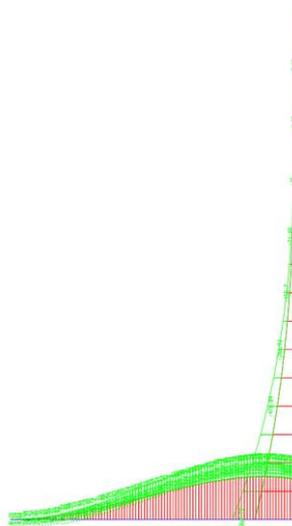
A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-6 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 6**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$\mu$	$\nu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$
Muro topo	-590,2	-209,3	1,1	0,024	0,010	0,054	27,32	Ø25//0,10	Ø16//0,10
Muro meio-vão	-2475,9	-397,6	1,5	0,055	0,013	0,126	86,94	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10
Muro meio-vão (reforço lateral)	-3126,2	-554,5	4,5	0,008	0,006	0,02	41,40	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10
Muro base	-4426,8	-805,5	3,2	0,022	0,013	0,048	70,66	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10
Soleira	-4062,5	-677,3	1,8	0,063	0,019	0,12	99,36	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø20//0,10 + Ø16//0,20

- Corte pelos muros de ala de saída esquerdo e direito:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção dos muros de ala de saída esquerdo e direito.



**Figura 33 - Diagrama de momentos fletores ULS da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo**

A verificação das armaduras de flexão apresenta-se no quadro abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma. Para a soleira, as armaduras transversal e longitudinal são, respetivamente, a armadura principal e secundária.

**Tabela 4-7 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de saída**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	$h$ (m)	$\mu$	$\nu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$
Muro base – muro esquerdo	-1071,8	-232,0	1,1	0,044	0,011	0,0907	45,89	Ø20//0,10	Ø12//0,10
Soleira – muro esquerdo	-1102,1	393,9	1,2	0,038	0,016	0,09	49,68	Ø20//0,10	Ø16//0,10
Muro base – muro direito	-118,7	-76,1	0,7	0,012	0,005	0,025	8,05	Ø16//0,10	Ø12//0,10
Soleira – muro direito	-134,4	91,7	0,8	0,010	0,006	0,021	7,73	Ø16//0,10	Ø12//0,10

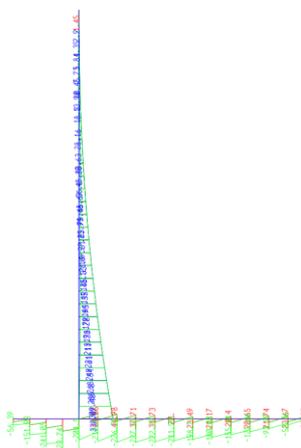
#### 4.1.5.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação ao estado limite último de esforço transverso foi realizada segundo a NP EN 1992.

Nas secções seguintes apresentam-se as verificações ao esforço transverso das secções mais condicionantes para as zonas verificadas anteriormente.

- Corte pelos muros de ala da zona de entrada:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção do muro na fronteira com a Zona 1.



**Figura 34 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada**

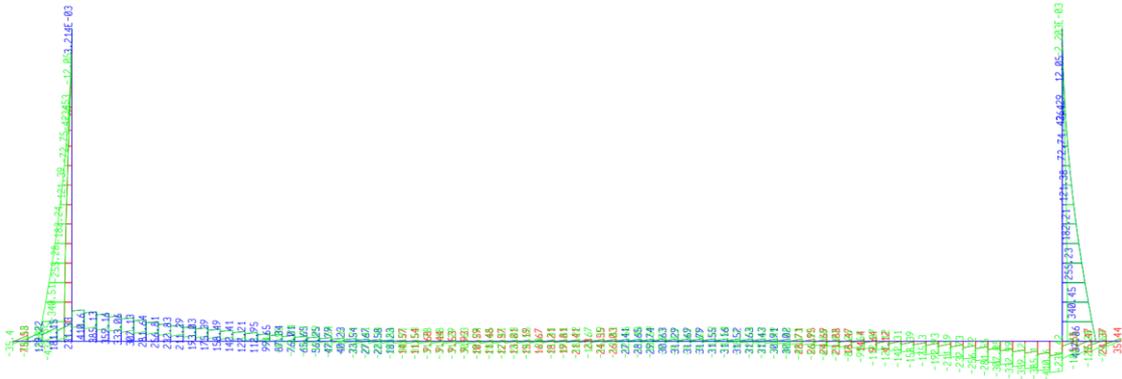
A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se no quadro abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-8 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de ala de entrada**

Secção	d (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN/m)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho$ (x100)	$\Theta$ (°)	k	$v_{min}$ (Mpa)	$V_{rd,c}$ (kN/m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
Muro topo	0,63	0,70	75,5	11,30	0,179	30	1,563	0,375	236,10	-
Muro base	0,99	1,10	330,9	21,35	0,216	30	1,449	0,335	331,19	-
Soleira	0,90	1,00	227,5	20,10	0,223	30	1,471	0,342	307,94	-

- Corte tipo pela zona 1:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção tipo da Zona 1.



**Figura 35 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 1**

A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se no quadro abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-9 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 1**

Secção	d (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN/m)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho$ (x100)	$\Theta$ (°)	k	$v_{min}$ (Mpa)	$V_{Rd,c}$ (kN/m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
Muro topo	0,63	0,70	121,4	20,10	0,319	30	1,563	0,375	250,95	-
Muro base	0,99	1,10	351,4	31,40	0,317	30	1,449	0,335	364,89	-
Soleira	1,26	1,40	354,7	31,40	0,249	30	1,398	0,317	413,44	-

- Corte tipo pela zona 2:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção tipo da Zona 2.

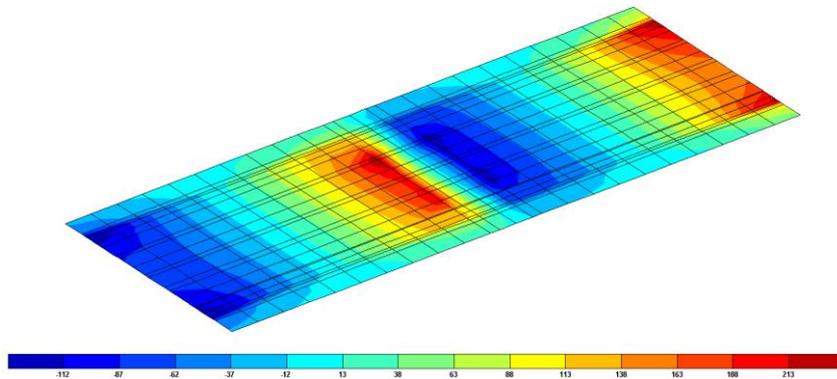


Figura 36 - Diagrama de esforço transverso V13 da soleira da zona 2 (kN/m)

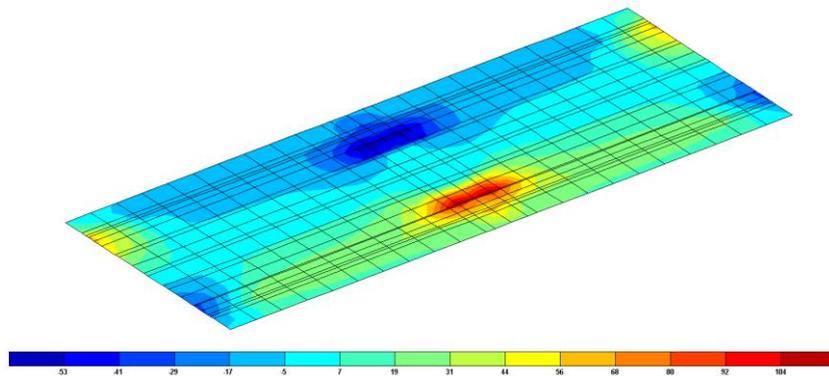


Figura 37 - Diagrama de esforço transverso V23 da soleira da zona 2 (kN/m)

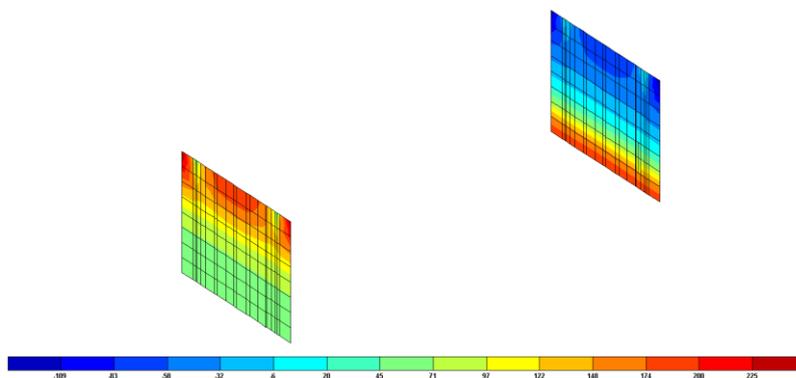
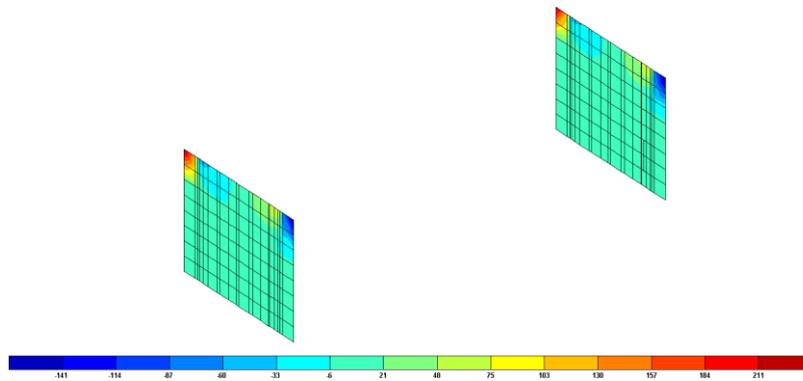
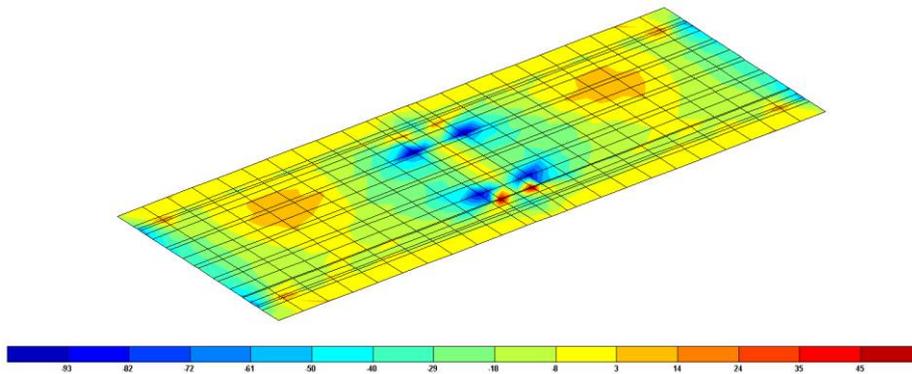


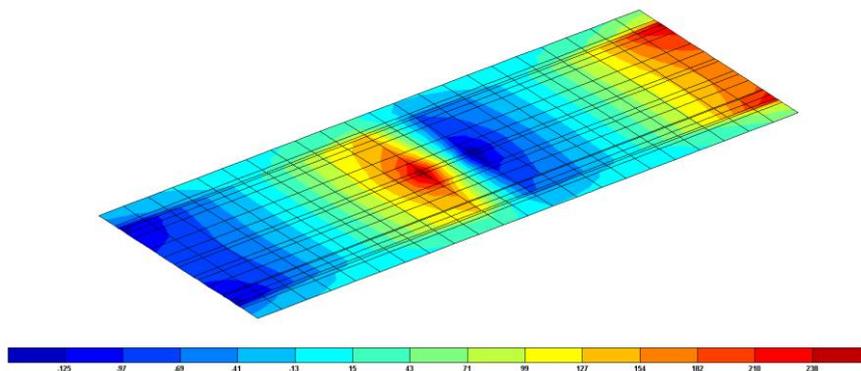
Figura 38 - Diagrama de esforço transverso V13 dos muros laterais da zona 2 (kN/m)



**Figura 39 - Diagrama de esforço transverso V23 dos muros laterais da zona 2 (kN/m)**



**Figura 40 - Diagrama de esforço transverso V13 do tabuleiro da zona 2 (kN/m)**



**Figura 41 - Diagrama de esforço transverso V23 do tabuleiro da zona 2 (kN/m)**

Verifica-se que  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  não sendo necessário adotar armadura de esforço transverso.

No entanto, optou-se por colocar armadura de esforço transverso na laje do tabuleiro igual a Est.Ø16//0,10//0,30 junto ao pilar central e Est.Ø16//0,30//0,30 nas restantes zonas:

A verificação das armaduras de esforço transverso para a travessa do pilar apresenta-se nos quadros abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-10 - Verificação das armaduras da travessa do pilar**

Secção	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ρ (x100)	Θ (°)	k	V <sub>min</sub> (Mpa)	V <sub>Rd,c</sub> (kN/m)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Travessa	1,35	1,80	408,7	58,90	0,364	30	1,430	0,328	616,7	40,20

Adotaram-se estribos de 2 ramos de Ø16//0,20 m.

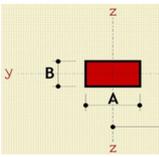
Para a verificação da armadura de esforço transverso no pilar, adotaram-se as seguintes armaduras: cintas Ø12//0,10 m no topo e na base; cintas Ø12//0,20 m na altura restante; no interior do pilar cintas Ø10//0,10 m no topo e na base; cintas Ø10//0,20 m na altura restante.

**Tabela 4-11 – Verificação da segurança ao esforço transverso do pilar**

Dados Gerais										Dados Específicos										
Materiais										Resultados										
Dados e Esforços / Secção										Armadura de esforço transverso										
										Transversal										
										Arm. Flexão					Armadura					
Elem/Sec/Comb	Σb <sub>w</sub> (m)	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kNm)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (x100)	Θ (°)	k	V <sub>min</sub> (Mpa)	σ <sub>cp</sub> (Kpa)	V <sub>Ed,c</sub> (kN)	α <sub>cw</sub>	V <sub>Ed,max</sub> (kN)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>Ed,s</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> (kN)		
ENVOLV. ELU ESTÁTICAS																				
Pilar	0.00	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	446.5	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	3.95	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	446.4	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	7.90	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	446.3	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	0.00	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	-446.6	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	3.95	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	-446.6	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	7.90	ENV_ELU	3.68	1.35	5.12	-446.7	0.0	50.25	0.101	30.0	1.385	0.312	0.0	1 552.2	1.00	20 445.1	32.25	39.50	3 616.0	3 616.0
Pilar	0.00	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	127.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7
Pilar	3.95	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	127.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7
Pilar	7.90	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	127.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7
Pilar	0.00	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	-128.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7
Pilar	3.95	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	-128.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7
Pilar	7.90	ENV_ELU	1.50	3.31	5.03	-128.5	0.0	46.23	0.093	30.0	1.246	0.267	0.0	1 324.2	1.00	20 445.1	13.15	23.70	5 322.7	5 322.7

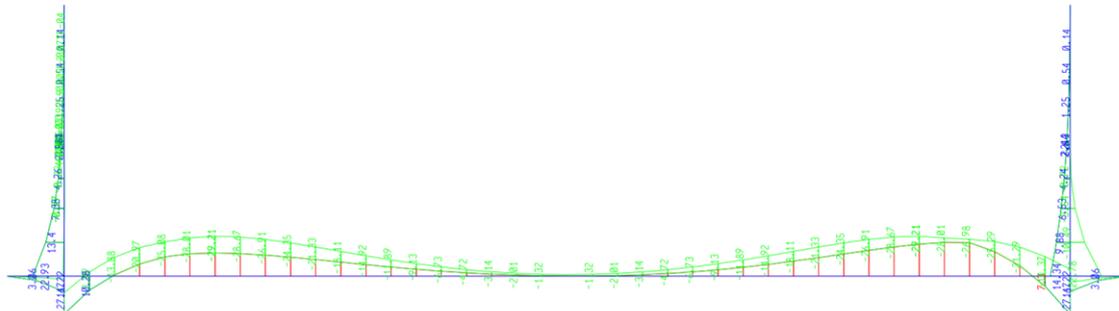
Adicionalmente, fez-me uma verificação ao punçoamento da laje do tabuleiro e da sapata, tendo-se adotado para a primeira, estribos Ø10//0,10//0,30 m no contorno crítico do pilar.

**Tabela 4-12 – Verificação ao punção da laje do tabuleiro e sapata**

VERIFICAÇÃO AO PUNÇAMENTO PARA ESTADO LIMITE ÚLTIMO (NP EN 1992-1-1: 2010)																																																	
Obra: Aproveitamento hidráulico Crato										Elemento estrutural: Sapata e tabuleiro																																							
Dados gerais										Dados específicos																																							
<table border="1"> <tr> <th>Material</th> <th>Betão</th> <th>C30/37</th> <th>Aço</th> <th>A500</th> </tr> <tr> <td>f<sub>ck</sub> (kPa)</td> <td>30 000</td> <td></td> <td>f<sub>yk</sub> (kPa)</td> <td>500 000</td> </tr> <tr> <td>f<sub>cd</sub> (kPa)</td> <td>20 000</td> <td></td> <td>f<sub>ywd</sub> (kPa)</td> <td>435 000</td> </tr> <tr> <td>f<sub>cm</sub> (kPa)</td> <td>2 900</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>										Material	Betão	C30/37	Aço	A500	f <sub>ck</sub> (kPa)	30 000		f <sub>yk</sub> (kPa)	500 000	f <sub>cd</sub> (kPa)	20 000		f <sub>ywd</sub> (kPa)	435 000	f <sub>cm</sub> (kPa)	2 900				<table border="1"> <tr> <td>α</td> <td>90.00</td> </tr> <tr> <td>d/Sr</td> <td>0.67</td> </tr> <tr> <td>Cr.d.c</td> <td>0.12</td> </tr> <tr> <td>k1</td> <td>0.10</td> </tr> <tr> <td>v =</td> <td>0.528</td> </tr> </table>										α	90.00	d/Sr	0.67	Cr.d.c	0.12	k1	0.10	v =	0.528
Material	Betão	C30/37	Aço	A500																																													
f <sub>ck</sub> (kPa)	30 000		f <sub>yk</sub> (kPa)	500 000																																													
f <sub>cd</sub> (kPa)	20 000		f <sub>ywd</sub> (kPa)	435 000																																													
f <sub>cm</sub> (kPa)	2 900																																																
α	90.00																																																
d/Sr	0.67																																																
Cr.d.c	0.12																																																
k1	0.10																																																
v =	0.528																																																
Dados e esforços / secções																																																	
Elem/Sec / Comb	h (m)	dy (m)	dz (m)	V <sub>Ed</sub> (kNm)	ΔV <sub>Ed</sub> (kNm)	N <sub>Ed,y</sub> (kNm)	N <sub>Ed,z</sub> (kNm)	M <sub>Ed,y</sub> (kNm)	M <sub>Ed,z</sub> (kNm)	A <sub>s,y</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s,z</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A (m)	B (m)	Raio (m)	deff (m)	ρ <sub>r</sub> (%)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	σ <sub>cp</sub> (kPa)	N <sub>Ed,z</sub> (kPa)	u1 (m)	u1 manual (m)	u1 (m)	V <sub>Ed,rel</sub> (kPa)	u0	V <sub>Ed,rel,ph</sub> (kPa)	V <sub>Ed,rel</sub> (kPa)																						
Sapata	1.40	1.33	1.32	0.00						25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	0.0	313.5	27.05	20.86		27.05	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Sapata	1.40	1.33	1.32	0.00						25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	0.0	313.5	27.05	20.86		27.05	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Sapata	1.40	1.33	1.32	3 602.0	0.00	472.84	88.284	2777.14	720.765	25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	200.4	333.5	27.05	20.86		27.05	100.3	10.36	261.81	5280.00																					
Sapata	1.40	1.33	1.32	0.00						25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	0.0	313.5	27.05	20.86		27.05	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Sapata	1.40	1.33	1.32	0.00						25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	0.0	313.5	27.05	20.86		27.05	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Sapata	1.40	1.33	1.32	5 518.3	0.00	-473.26	-93.9	-2775.8	-676.63	25.70	25.70	3.68	1.50	0.00	1.328	0.194	1.388	0.314	0.0	313.5	27.05	20.86		27.05	153.6	10.36	401.10	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	2 519.8	0.00	446.5	127.5	954.7	736.5	20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	478.3	514.9	17.08	8.40		17.08	0.0	10.36	454.52	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	0.00						20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	0.0	467.0	17.08	8.40		17.08	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	0.00						20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	0.0	467.0	17.08	8.40		17.08	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	4 026.3	0.00	-446.6	-128.5	-955.2	-736.7	20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	0.0	467.0	17.08	8.40		17.08	440.5	10.36	726.42	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	0.00						20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	0.0	467.0	17.08	8.40		17.08	0.0	10.36	0.00	5280.00																					
Tabuleiro	0.60	0.53	0.54	0.00						20.10	31.40	3.68	1.50	0.00	0.535	0.470	1.611	0.392	0.0	467.0	17.08	8.40		17.08	0.0	10.36	0.00	5280.00																					

- Corte tipo pela zona 3:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção tipo da Zona 3.



**Figura 42 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 3**

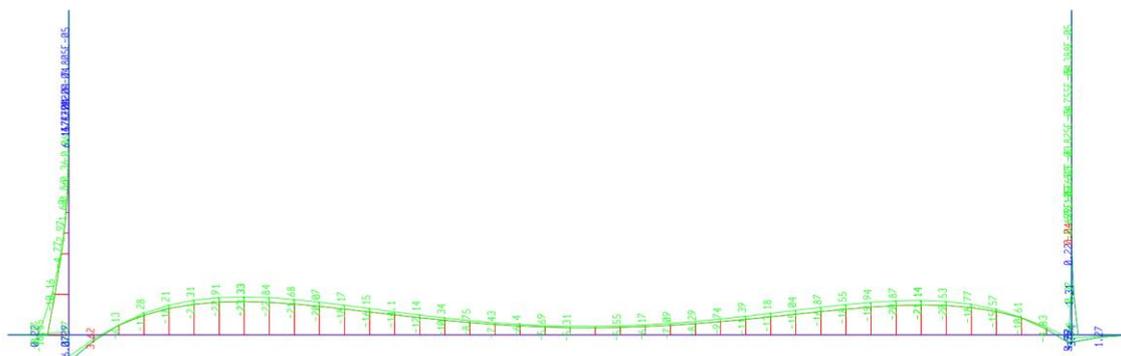
A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se nos quadros abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-13 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 3**

Secção	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ρ (x100)	Θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	V <sub>Rd,c</sub> (kN/m)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)
Muro base	0.63	0.70	31.2	15.70	0.249	30	1.563	0.375	236.10	-
Soleira	0.54	0.60	59.5	15.70	0.291	30	1.609	0.391	211.20	-

- Corte tipo pela zona 4:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção tipo da Zona 4.



**Figura 43 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 4**

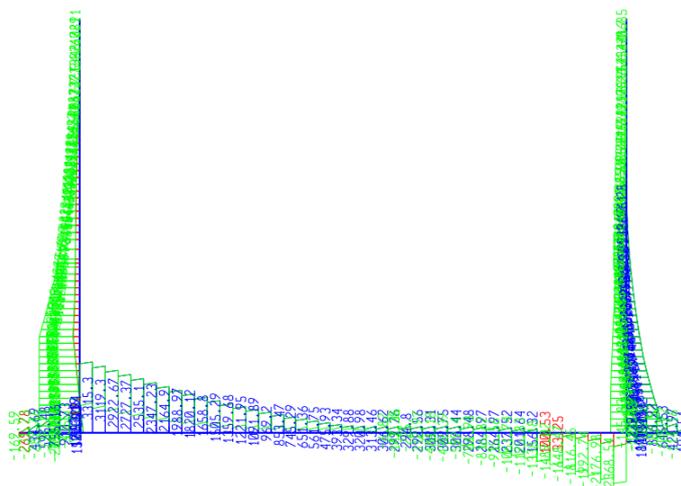
A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se nos quadros abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-14 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 4**

Secção	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ρ (x100)	Θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	V <sub>rd,c</sub> (kN/m)	A <sub>sw</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)
Muro base	0,50	0,55	39,1	15,70	0,314	30	1,636	0,401	205,88	-
Soleira	0,54	0,60	43,0	15,70	0,291	30	1,609	0,391	214,57	-

- Corte tipo pela zona 6:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção tipo da Zona 6.



**Figura 44 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa da zona 6**

A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se nos quadros abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

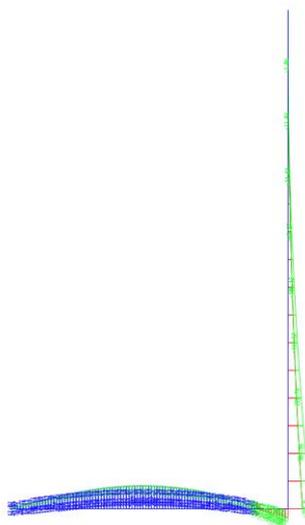
**Tabela 4-15 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa da zona 6**

Secção	d (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN/m)	$A_{sl}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$\rho$ (x100)	$\Theta$ (°)	k	$V_{min}$ (Mpa)	$V_{Rd,c}$ (kN/m)	$A_{sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)
Muro topo	0,99	1,10	264,1	31,40	0,317	30	1,449	0,335	364,89	-
Muro meio-vão	1,35	1,50	626,3	51,50	0,381	30	1,385	0,312	559,27	8,76
Muro meio-vão (reforço lateral)	4,05	4,50	629,2	51,50	0,127	30	1,222	0,259	1049,08	-
Muro base	2,88	3,20	677,2	51,50	0,179	30	1,264	0,272	784,14	-
Soleira	1,62	1,80	1105,1	51,50	0,318	30	1,351	0,301	648,54	10,06

Na parede a meio-vão adotaram-se estribos de 2 ramos de  $\varnothing 12//0,40//0,40$  m. Na soleira adotaram-se  $\varnothing 16//0,40//0,40$  m.

- Corte pelos muros de ala de saída esquerdo e direito:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de esforço transverso da secção dos muros de ala de saída esquerdo e direito.



**Figura 45 - Diagrama de esforço transverso da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo**

A verificação das armaduras de esforço transverso por metro apresenta-se nos quadros abaixo. Adota-se armadura quando  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

**Tabela 4-16 - Verificação das armaduras da secção tipo representativa dos muros de saída**

Secção	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	ρ (x100)	Θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	V <sub>Rd,c</sub> (kN/m)	A <sub>sw</sub> /s (cm <sup>2</sup> /m)
Muro base – muro esquerdo	0,99	1,10	305,9	26,65	0,269	30	1,449	0,335	376,80	-
Soleira – muro esquerdo	1,08	1,20	405,6	26,65	0,247	30	1,430	0,328	361,30	9,88
Muro base – muro direito	0,63	0,70	91,4	11,30	0,179	30	1,563	0,375	236,10	-
Soleira – muro direito	0,72	0,80	84,4	11,30	0,157	30	1,527	0,362	260,46	-

Na soleira do muro de ala de saída esquerdo adotou-se estribos de 2 ramos Ø10//0,40//0,40 m.

---

#### 4.1.5.3 Verificação da Segurança ao Arranque das Pregagens

Para avaliação da segurança ao arranque das pregagens comparou-se o valor majorado da máxima força de tração atuante nas pregagens com:

- o valor mínimo de resistência à tração do varão constituinte da pregagem;
- a resistência da selagem entre o varão e a calda de cimento;
- a resistência da selagem entre a calda de cimento e o terreno.

O valor de tração máxima atuante nas pregagens foi ainda comparado com o peso de rocha saturada, compreendida no volume de influência de cada pregagem,

- Tração máxima nas pregagens

$$P_{sd,m\acute{a}x, \text{ pregagens}} = 332,8 \text{ kN}$$

- Resistência do aço da pregagem
  - Aço do tipo A500 NR
  - Diâmetro do varão – Ø32 mm

$$Q_{rd,1} = \frac{(\pi \times 0,032) / 4 \times 500 \times 10^3}{1,15} = 349,7 \text{ kN}$$

- Resistência da selagem entre o varão e a calda de cimento

De acordo com o artigo 8.4.2 da NP EN 1992-1-1 temos, para varões de aderência normal, considerando más condições de selagem, por segurança, a seguinte resistência:

- Tensão de rotura da aderência –  $f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1,33 = 2,10 \text{ MPa}$
- Comprimento médio de selagem –  $L = 6,00 \text{ m}$

$$Q_{rd,2} = \pi \times \varnothing \times L \times f_{bd} = \pi \times 0,032 \times 6,00 \times 2,10 \times 10^3 = 1266,7 \text{ kN}$$

- Resistência da selagem entre a calda de cimento e o terreno
  - Tensão de aderência entre a calda de cimento e o terreno =  $300 \text{ kN/m}^2$
  - Diâmetro da furação –  $101,6 \text{ mm (4")}$

$$Q_{rd,3} = \pi \times 0,1016 \times 6,00 \times 300,0 / 1,40 = 410,4 \text{ kN}$$

- Peso do terreno saturado correspondente ao volume de influência de cada pregagem

$$Q_{rd,4} = 3,00 \times 5,00 \times 6,00 \times 25 = 2250,0 \text{ kN}$$

Como mínimo  $[Q_{rd,1}; Q_{rd,2}; Q_{rd,3}; Q_{rd,4}] = 349,7 \text{ kN} > P_{sd,m\acute{a}x, \text{ pregagens}}$ , logo, considera-se verificada a segurança ao arranque das pregagens,

#### 4.1.6 Estados Limites de Utilização

##### 4.1.6.1 Verificação da segurança à Fendilhação

O estado limite de abertura de fendas é verificado limitando-se o valor de abertura de fendas  $w_k$  a 0,1 mm, para todas as superfícies em contato com o terreno e/ou água, e a 0,3 mm, para as restantes superfícies, para as combinações quase permanentes de ações.

Os quadros seguintes apresentam o cálculo da abertura de fendas das secções mais condicionantes das seções de cálculo indicadas anteriormente.

- Corte pelos muros de ala da zona de entrada:

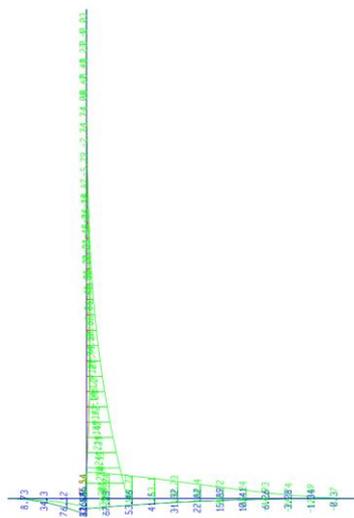
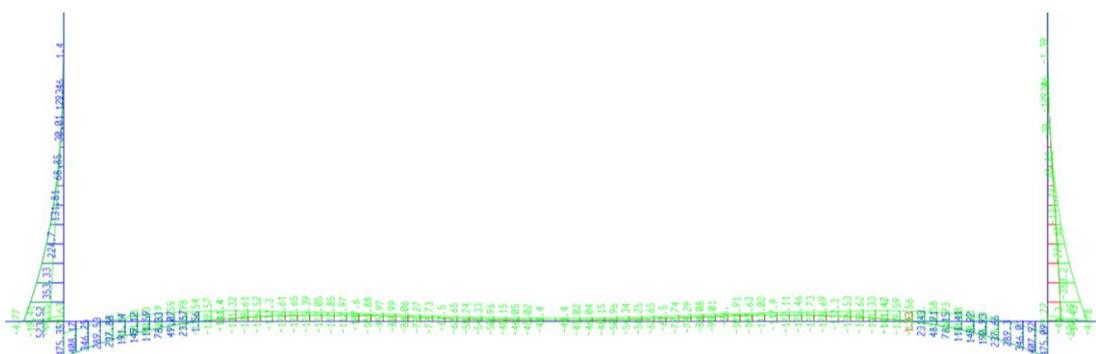


Figura 46 - Diagrama de momentos fletores ELS da seção tipo representativa dos muros de ala de entrada

**Tabela 4-17 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$W_{k,lim}$ (mm)	$W_k$ (mm)
Muro topo	-30,8	-54,9	0,7	Ø20//0,10	Ø12//0,10	0,1	0,0
Muro base	-334,9	-149,8	1,1	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10	0,1	0,0
Soleira	-216,2	138,9	1,0	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø20//0,10	0,1	0,0

- Corte tipo pela zona 1:



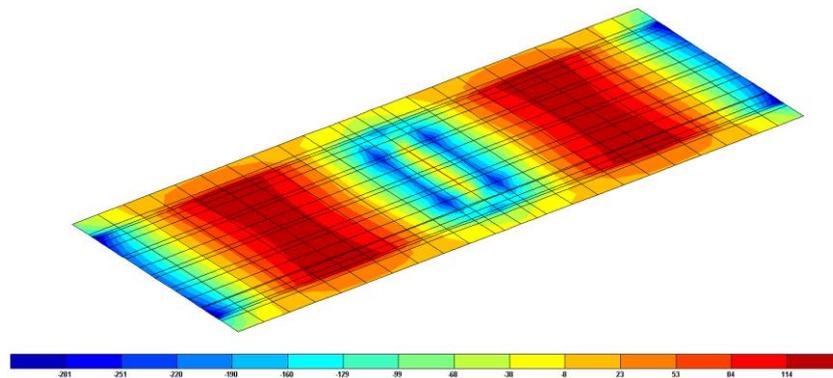
**Figura 47 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 1**

**Tabela 4-18 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 1**

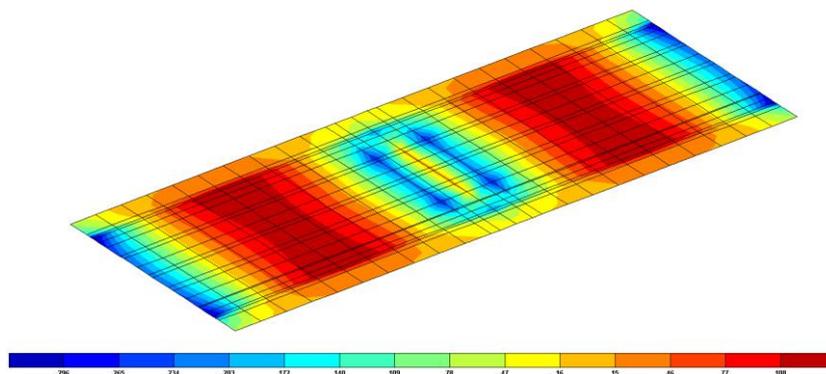
Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$W_{k,lim}$ (mm)	$W_k$ (mm)
Muro topo	-68,9	-56,4	0,7	Ø20//0,10	Ø12//0,10	0,1	0,0
Muro base	-523,5	-153,7	1,1	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10	0,1	0,0
Soleira	-475,4	-188,2	1,0	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø20//0,10	0,1	0,0

- Corte tipo pela zona 2:

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de momentos fletores da secção tipo da Zona 2.



**Figura 48 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 49 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 da soleira da zona 2 (kNm/m)**

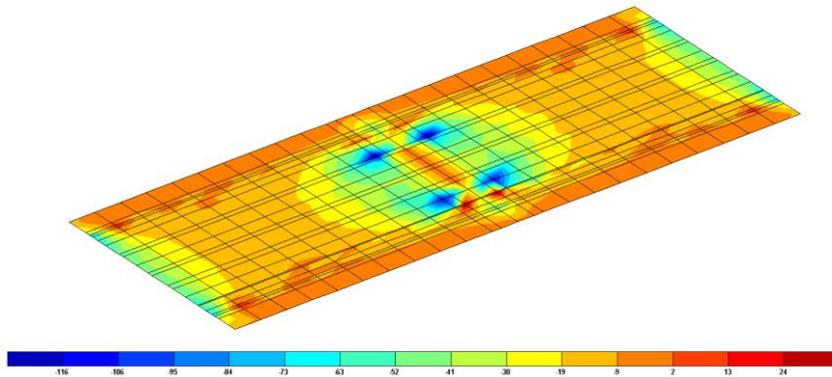


Figura 50 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m)

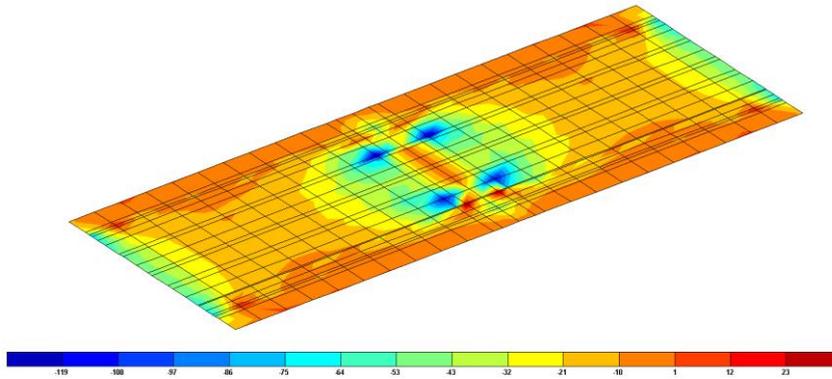


Figura 51 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 da soleira da zona 2 (kNm/m)

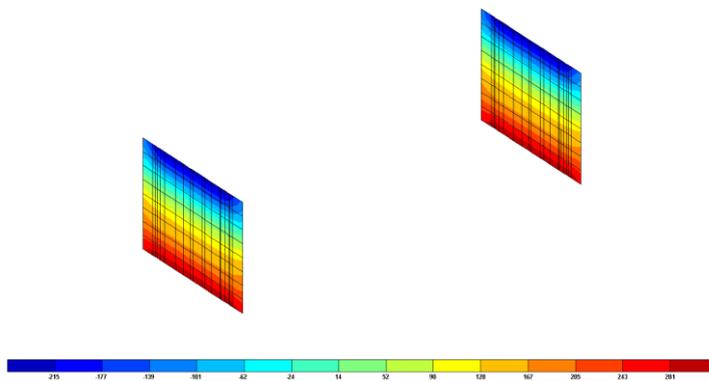
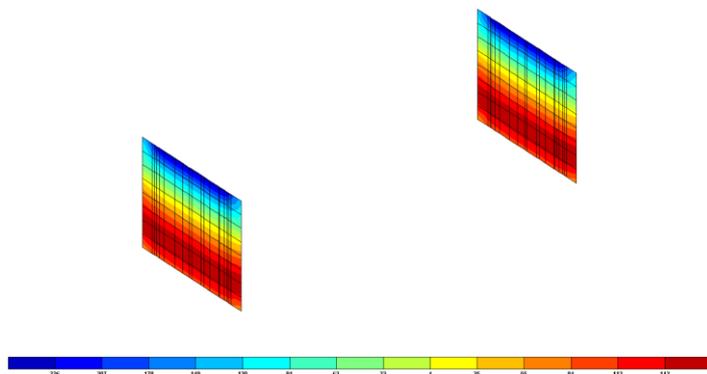
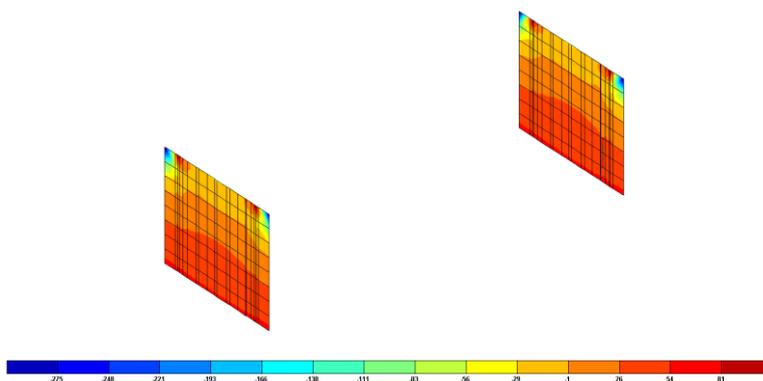


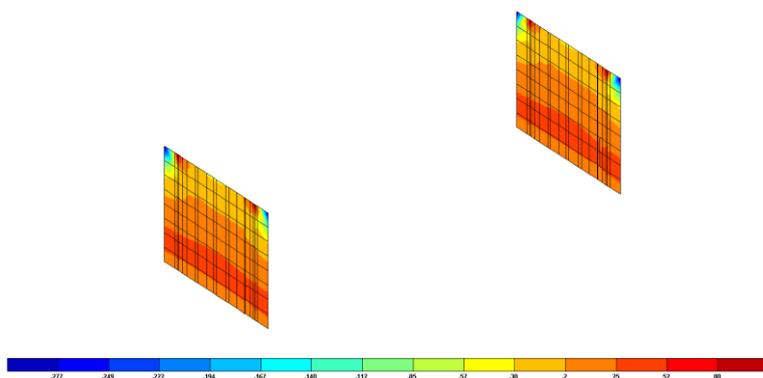
Figura 52 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)



**Figura 53 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 54 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)**



**Figura 55 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 dos muros laterais da zona 2 (kNm/m)**

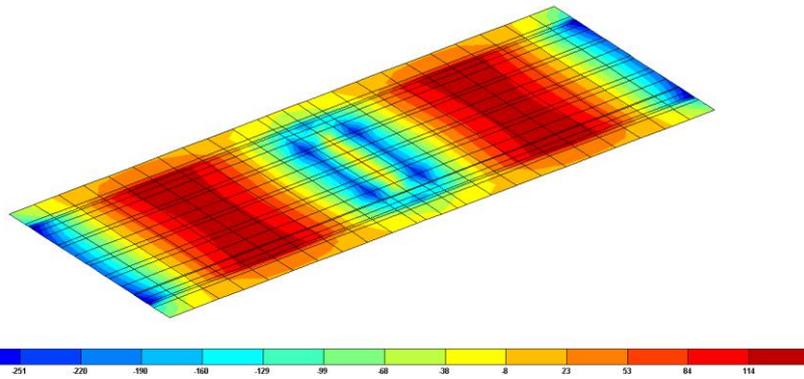


Figura 56 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)

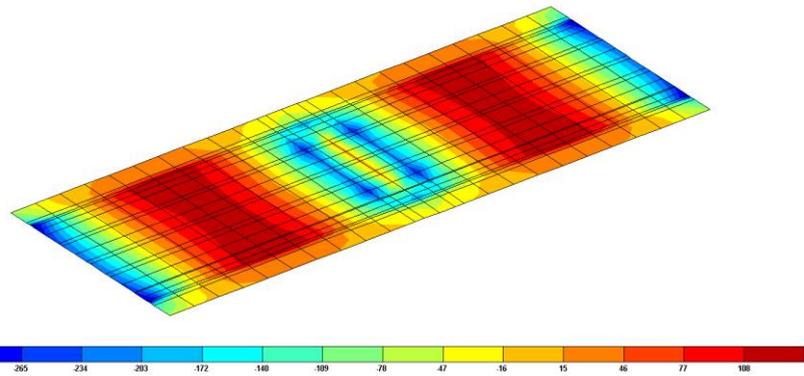


Figura 57 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M11 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)

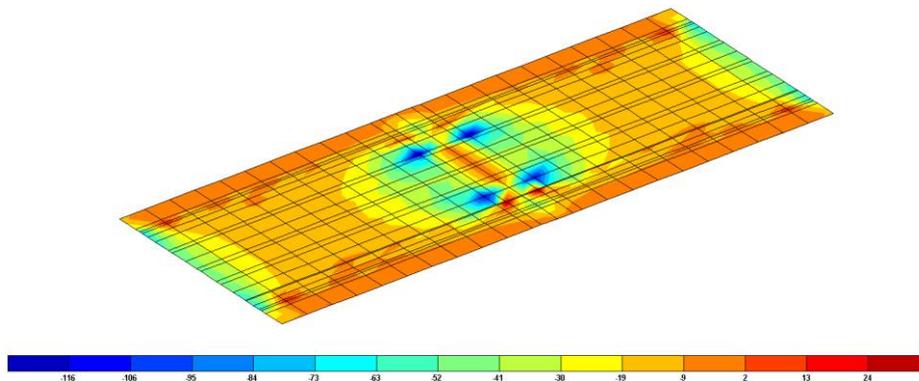
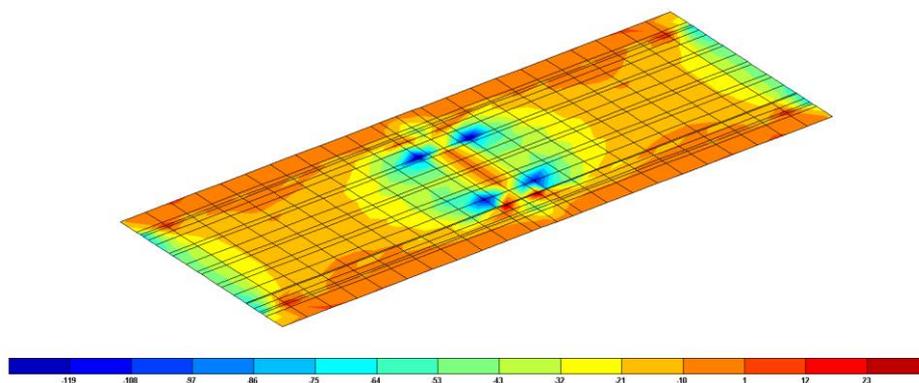
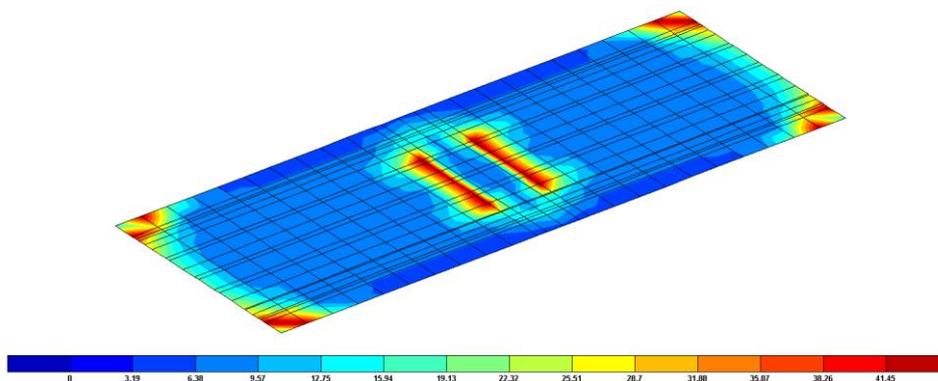


Figura 58 - Diagrama da envolvente máxima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)

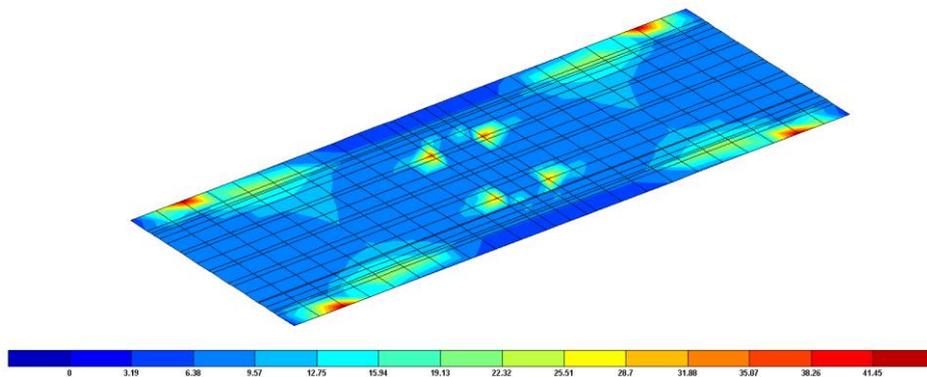


**Figura 59 - Diagrama da envolvente mínima de momentos fletores M22 do tabuleiro da zona 2 (kNm/m)**

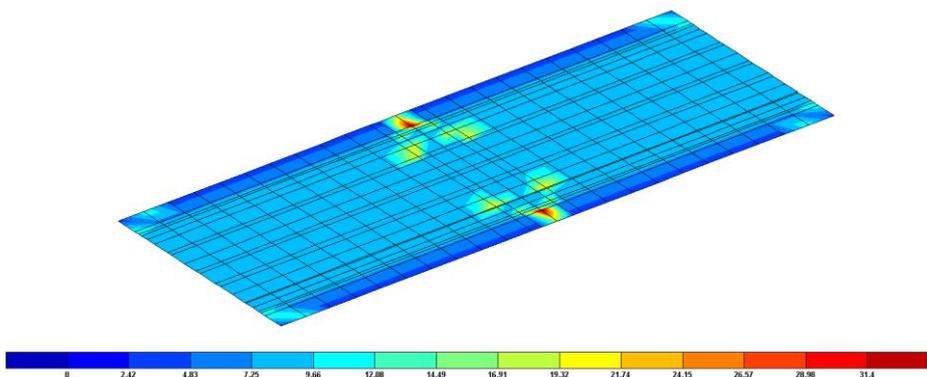
A verificação das armaduras de flexão para o estado limite de fendilhação apresenta-se nos mapas abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma.



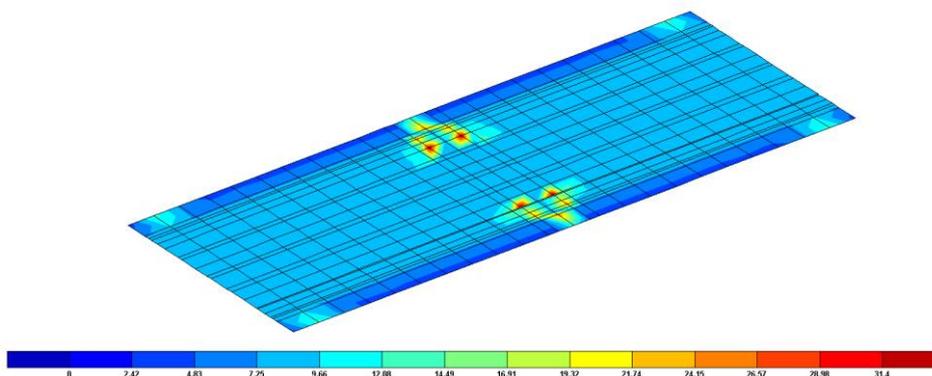
**Figura 60 – Verificação da abertura de fendas da soleira na direção transversal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)**



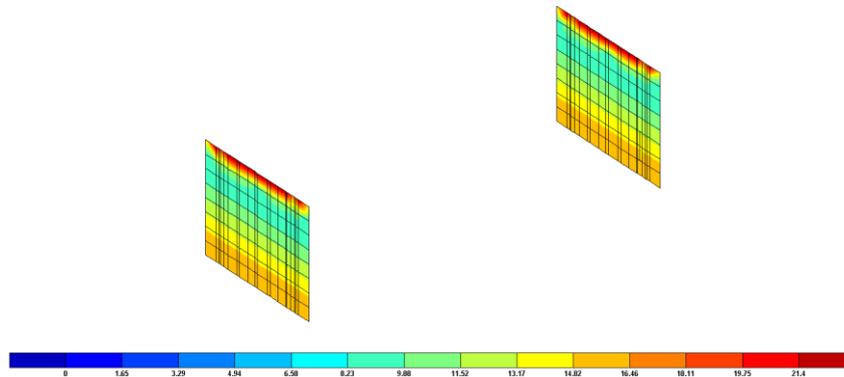
**Figura 61 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção transversal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



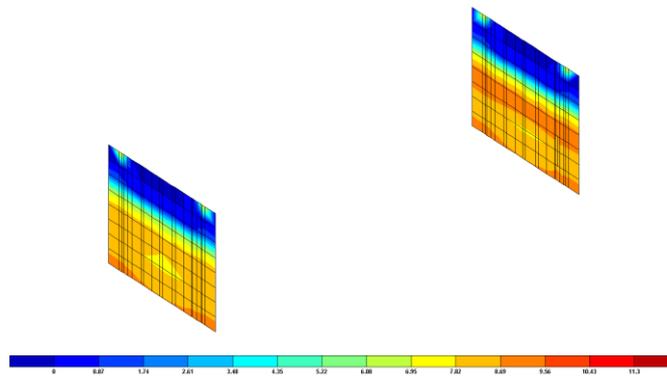
**Figura 62 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção longitudinal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)**



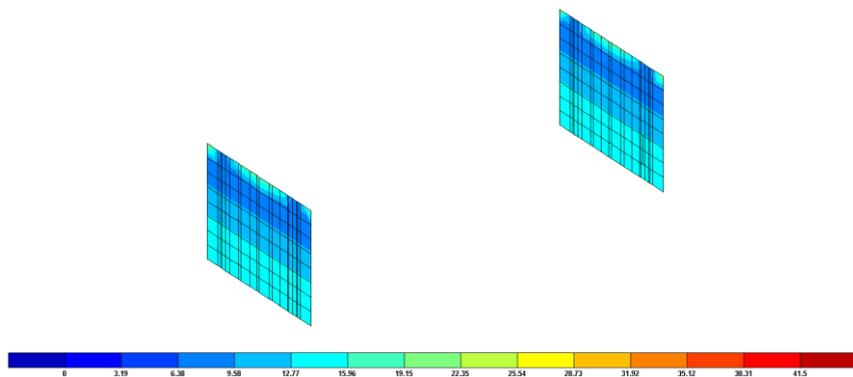
**Figura 63 - Verificação da abertura de fendas da soleira na direção longitudinal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



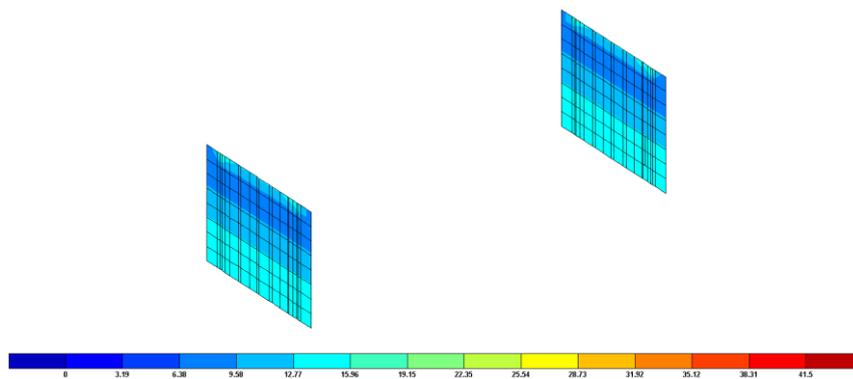
**Figura 64 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção horizontal na face exterior (em contato com o terreno) (cm<sup>2</sup>/m)**



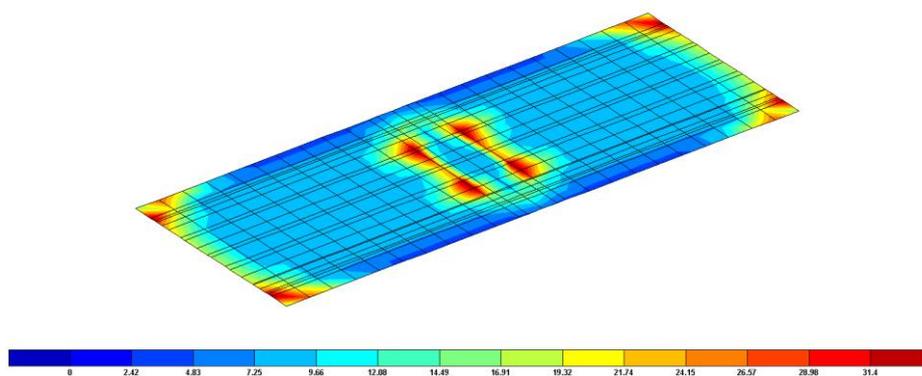
**Figura 65 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção horizontal na face interior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 66 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção vertical na face exterior (em contato com o terreno) (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 67 - Verificação da abertura de fendas dos muros laterais na direção vertical na face interior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 68 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção transversal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)**

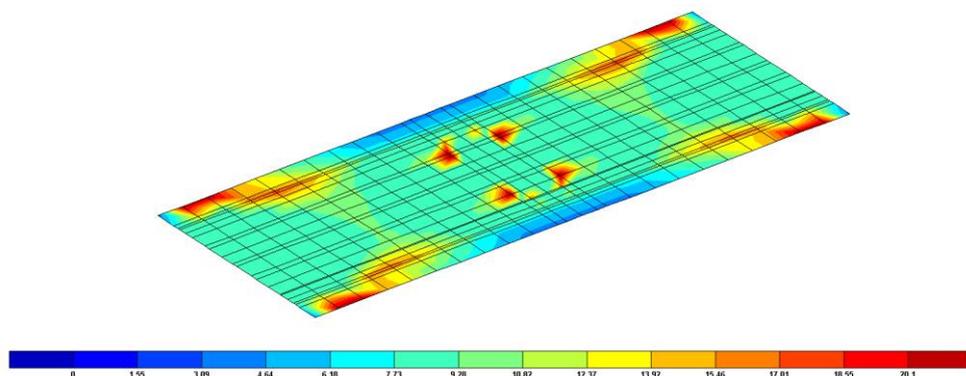


Figura 69 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção transversal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)

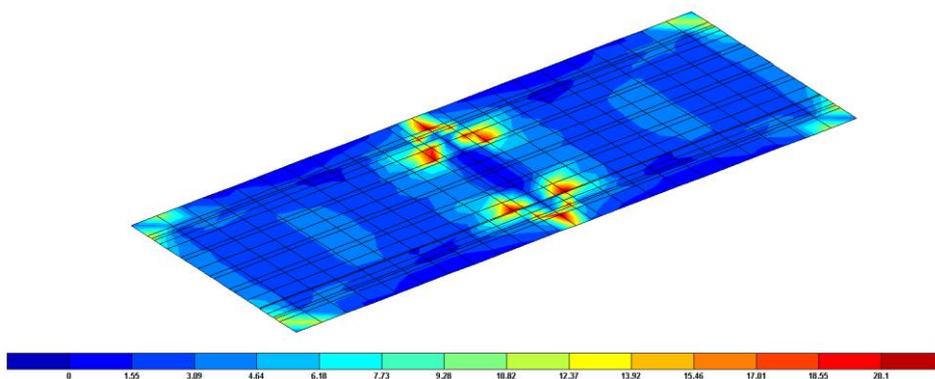


Figura 70 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção longitudinal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

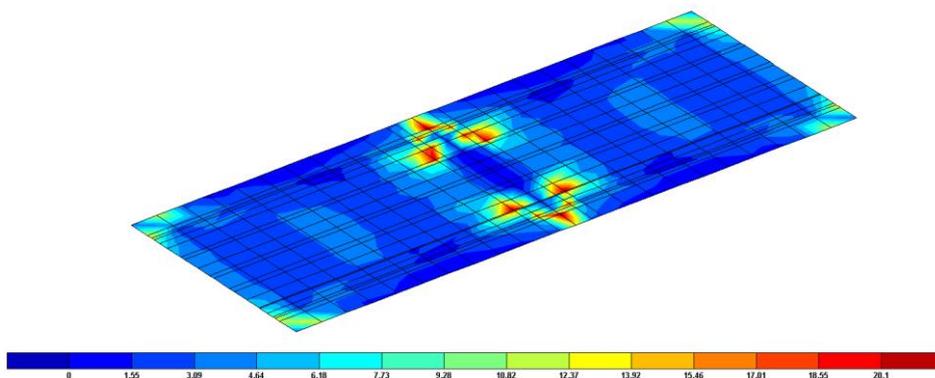


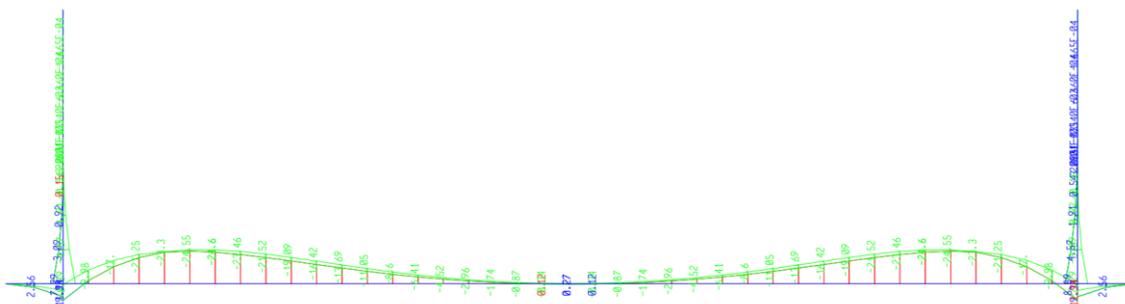
Figura 71 - Verificação da abertura de fendas do tabuleiro na direção longitudinal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)

A verificação da abertura de fendas para a laje de transição apresenta-se no quadro abaixo.

**Tabela 4-19 - Verificação da abertura de fendas da laje de transição**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$W_{k,lim}$ (mm)	$W_k$ (mm)
Laje transição apoio	-169,0	0,0	0,4	Ø16//0,10	Ø16//0,10	0,3	0,23
Laje transição meio-vão	-106,0	0,0	0,25	Ø16//0,10	Ø16//0,10	0,3	0,24

- Corte tipo pela zona 3:

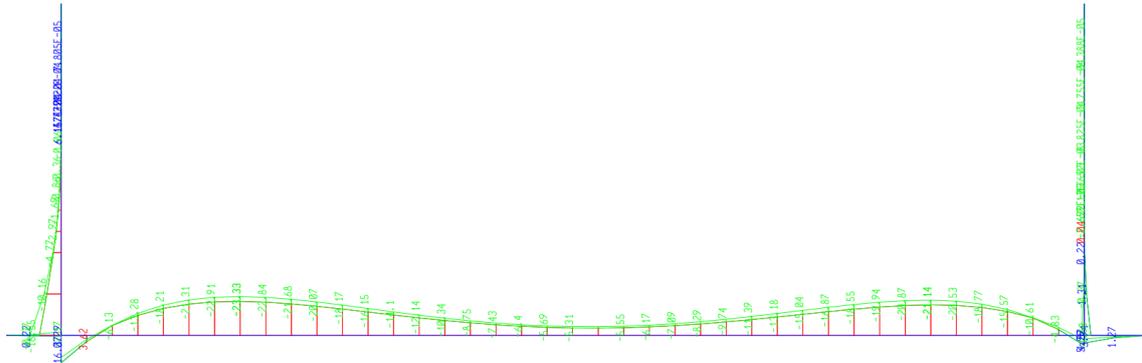


**Figura 72 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 3**

**Tabela 4-20 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 3**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$W_{k,lim}$ (mm)	$W_k$ (mm)
Muro base	-8,9	-54,5	0,7	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø12//0,10	0,10	0,00
Soleira	-27,7	-31,1	0,6	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	Ø20//0,10	0,10	0,00

- Corte tipo pela zona 4:



**Figura 73 - Diagrama de momentos fletores ELS da secção tipo representativa da zona 4**

**Tabela 4-21 - Verificação da abertura de fendas da secção tipo representativa da zona 4**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$w_{k,lim}$ (mm)	$w_k$ (mm)
Muro base	-27,9	-39,7	0,55	Ø12//0,20 + Ø16//0,20	Ø12//0,20	0,10	0,00
Soleira	24,9	-31,2	0,6	Ø12//0,20 + Ø16//0,20	Ø12//0,10	0,10	0,00

- Corte tipo pela zona 6:

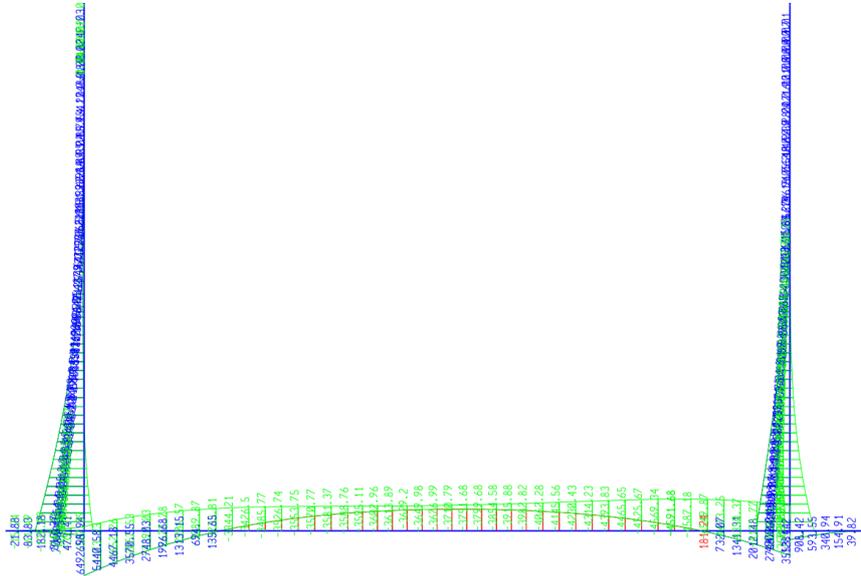
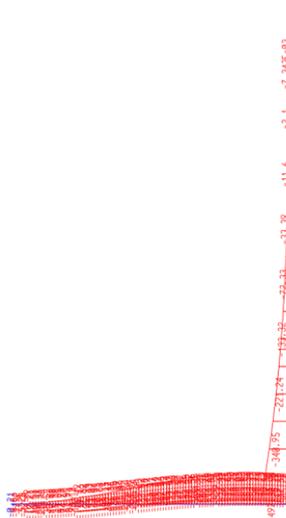


Figura 74 - Diagrama de momentos fletores ELS da seção tipo representativa da zona 6

Tabela 4-22 - Verificação da abertura de fendas da seção tipo representativa da zona 6

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$w_{k,lim}$ (mm)	$w_k$ (mm)
Muro topo	590,2	-155,0	1,1	Ø25//0,10	Ø16//0,10	0,10	0,00
Muro meio-vão	1114,9	-294,5	1,5	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10	0,10	0,00
Muro meio-vão (reforço lateral)	1476,6	-410,7	4,5	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10	0,10	0,00
Muro base	2353,2	-805,5	3,2	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø16//0,10	0,10	0,00
Soleira	1172,6	-677,3	1,8	Ø25//0,10 + Ø20//0,20	Ø20//0,10 + Ø16//0,20	0,10	0,00

- Corte pelos muros de ala de saída esquerdo e direito:



**Figura 75 - Diagrama de momentos fletores ELS da seção tipo representativa do muro de saída esquerdo**

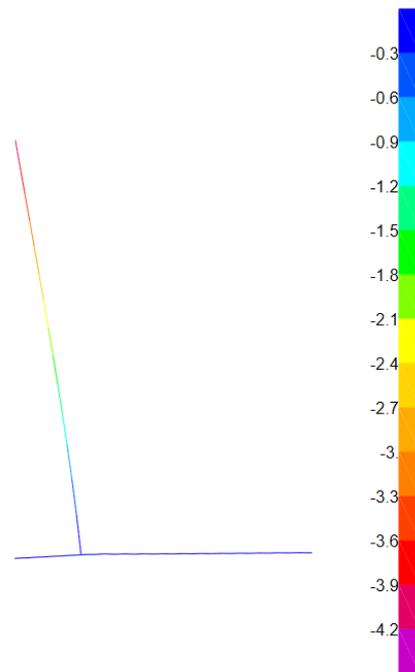
**Tabela 4-23 - Verificação da abertura de fendas da seção tipo representativa dos muros de saída**

Secção	$M_{Ed}$ (kNm/m)	$N_{Ed}$ (kN/m)	h (m)	$A_{sv,adopt}$	$A_{sh,adopt}$	$w_{k,lim}$ (mm)	$w_k$ (mm)
Muro base – muro esquerdo	-497,3	-171,5	1,1	Ø20//0,10	Ø12//0,10	0,10	0,00
Soleira – muro esquerdo	-553,6	182,7	1,2	Ø20//0,10	Ø16//0,10	0,10	0,00
Muro base – muro direito	-43,6	-56,4	0,7	Ø16//0,10	Ø12//0,10	0,10	0,00
Soleira – muro direito	-59,3	36,0	0,8	Ø16//0,10	Ø12//0,10	0,10	0,00

#### 4.1.6.2 Verificação da segurança à Deformação

A verificação das deformadas para a combinação quase-permanente é apresentada de seguida, indicando o valor do deslocamento nas secções mais condicionantes.

- Corte pelos muros de ala da zona de entrada:



**Figura 76 – Deformada da secção tipo representativa do muro de entrada (em mm)**

**Tabela 4-24 – Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa do muro de entrada**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro	7,5	14,70	60,00	OK

- Corte tipo pela zona 1:



**Figura 77 - Deformada da secção tipo representativa da zona 1 (em mm)**

**Tabela 4-25 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 1**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro	7,5	10,50	60,00	OK

- Corte tipo pela zona 2:

**Tabela 4-26 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 2**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Parede	7,5	9,45	30,00	OK
Tabuleiro*	13,1	10,15	13,10	OK

Secção	H (m)	$\delta_{cap}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Travessa	1,5	2,80	5,80	OK
Laje transição	5,0	10,85	40,00	OK

\*Deformada limitada a L/1000.

- Corte tipo pela zona 3:

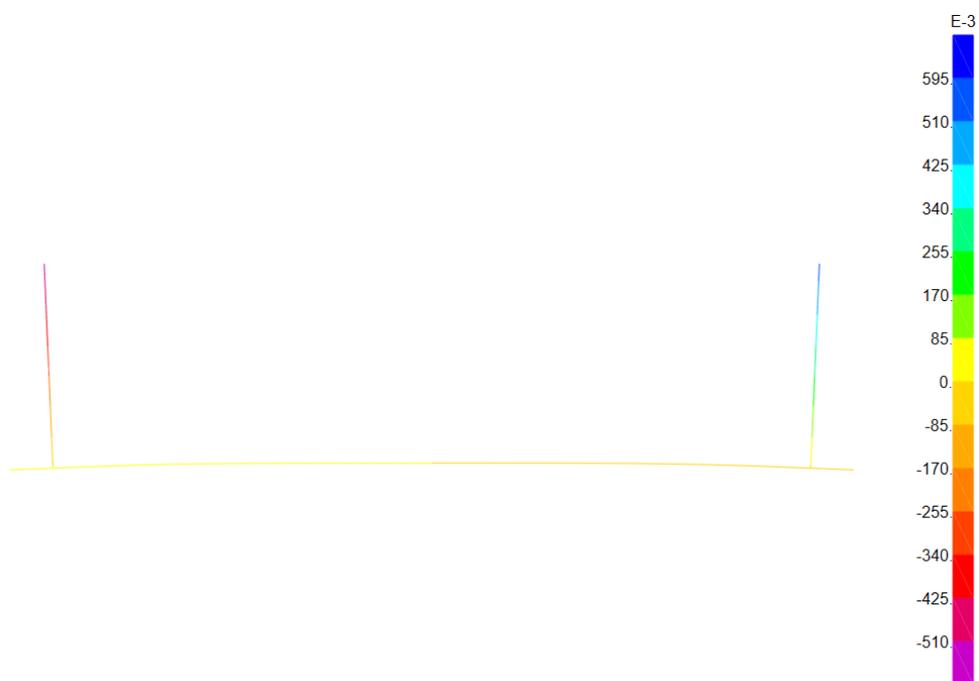
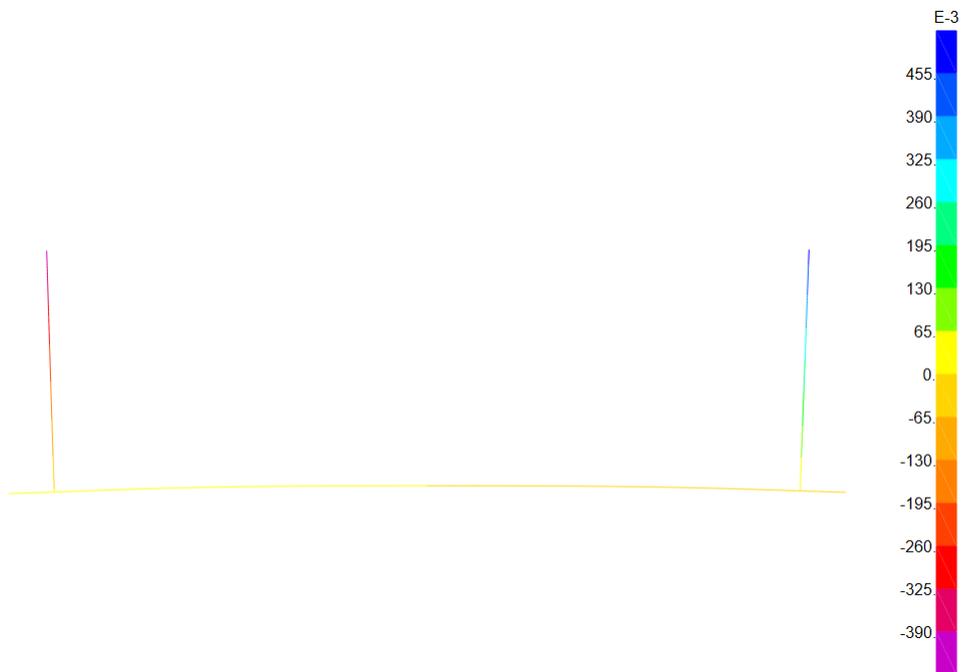


Figura 78 - Deformada da secção tipo representativa da zona 3 (em mm)

Tabela 4-27 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 3

Secção	H (m)	$\delta_{cap}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro	3,7	2,10	29,60	OK

- Corte tipo pela zona 4:

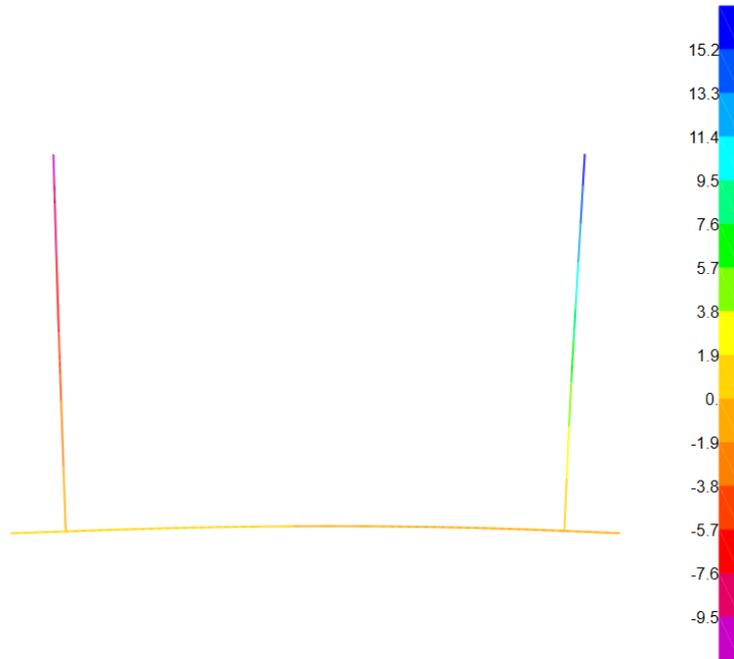


**Figura 79 - Deformada da secção tipo representativa da zona 4 (em mm)**

**Tabela 4-28 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 4**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro	3,7	1,40	29,60	OK

- Corte tipo pela zona 6:

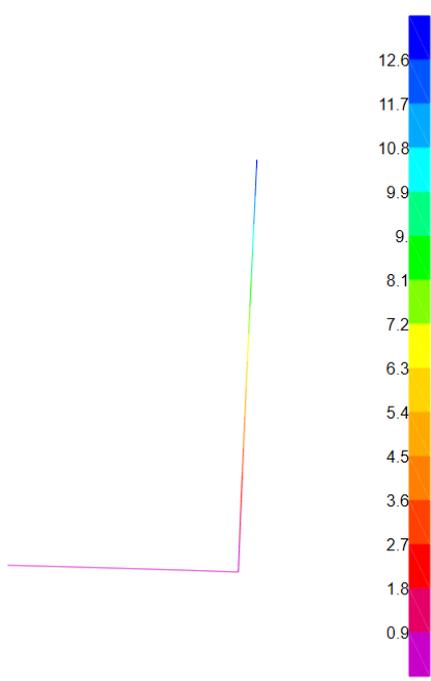


**Figura 80 - Deformada da secção tipo representativa da zona 6 (em mm)**

**Tabela 4-29 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa da zona 6**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro	11,9	22,40	95,20	OK

- Corte pelos muros de ala de saída esquerdo e direito:



**Figura 81 - Deformada da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo (em mm)**

**Tabela 4-30 - Verificação ao estado limite de deformação da secção tipo representativa do muro de saída esquerdo**

Secção	H (m)	$\delta_{cqp}$ (mm)	$\delta_{lim}$ (mm)	Verificação (L/250)
Muro esquerdo	8,1	14,70	64,80	OK
Muro direito	3,7	6,65	29,60	OK

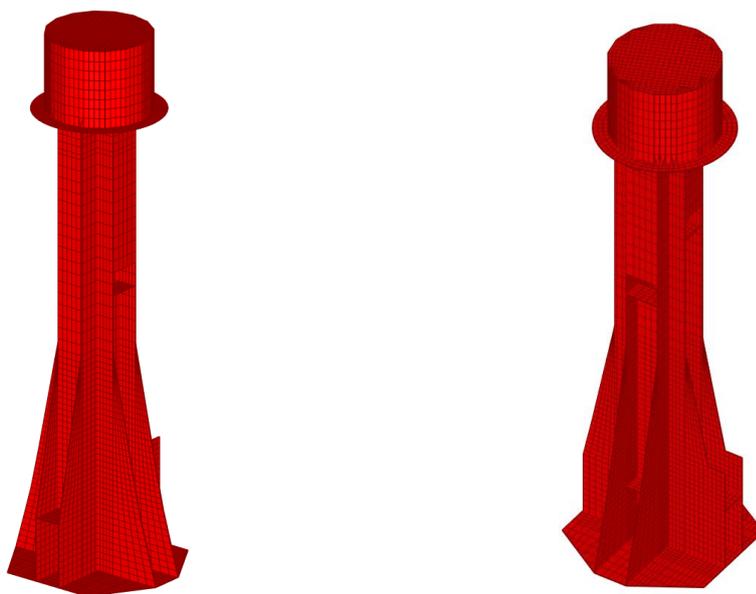
## 4.2 TORRE DE TOMADA DE ÁGUA

### 4.2.1 Introdução

O dimensionamento dos elementos estruturais que integram a torre de tomada de água foi efetuado recorrendo a um modelo tridimensional, elaborado a partir do programa de cálculo automático SAP2000. As lajes, paredes e contrafortes foram modeladas através de elementos do tipo *shell*. A todos estes elementos foram conferidas as propriedades

---

geométricas e elásticas do componente estrutural que modelam. Posteriormente, e para a análise dos esforços resultantes do modelo de cálculo, recorreu-se a pós-processadores desenvolvidos pela TPF e a tabelas ou métodos correntes da teoria das estruturas.



**Figura 82 – Modelo de cálculo da torre de tomada de água**

#### **4.2.2 Ações**

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais que constituem o descarregador de cheias foram as seguintes:

- Peso próprio das estruturas;
- Peso dos revestimentos e impermeabilizações;
- Sobrecarga de utilização (equipamentos);
- Ação do vento nas paredes da torre;
- Subpressões hidrostáticas;
- Peso da água sobre a sapata de fundação;
- Peso das terras sobre a sapata de fundação;
- Resultantes das ações aplicadas no passadiço de acesso;
- Ação sísmica.

Estas ações foram combinadas de acordo com o referido anteriormente para a verificação do betão armado.

Relativamente às verificações ao equilíbrio da obra como corpo rígido consideraram-se as situações condicionantes constantes do capítulo 3.

#### **4.2.3 Combinações de ações**

As ações foram combinadas de acordo com as combinações do capítulo 3.5, de forma a considerar os seguintes cenários de carregamento (quando aplicáveis):

- Condição de carregamento 1: albufeira vazia e torre sem água no interior;
- Condição de carregamento 2: albufeira com nível de água NMC e torre sem água no interior;
- Condição de carregamento 3: albufeira com nível de água NPA e torre sem água no interior com sismo (ascendente/descendente);
- Condição de carregamento 4: albufeira com nível de água NPA e torre com água no interior com sismo (ascendente/descendente).

#### **4.2.4 Estados Limites Últimos EQU**

A verificação da segurança ao equilíbrio da torre como corpo rígido foi feita analisando as relações entre os esforços estabilizantes e instabilizantes relativamente à flutuação, ao deslizamento e ao derrubamento da torre e respetiva sapata de fundação.

##### **4.2.4.1 Determinação dos esforços**

Nos

---

Tabela 4-31 ao Tabela 4-32 apresenta-se um resumo da contabilização dos pesos e ações que produzem os esforços a ter em conta na verificação da segurança à flutuação, derrubamento e deslizamento.

**Tabela 4-31 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (1/4)**

Estrutura	Descrição	Largura	Comprimento	Altura / Espessura	Raio / Raio	Raio interior	Área	Volume	Volume TOTAL	Peso PARCIAL	Peso TOTAL	Centro de Gravidade PARCIAL			Centro de Gravidade TOTAL			Momento relativo ao eixo x-x	Momento relativo ao eixo y-y	X <sub>centro</sub>	Y <sub>centro</sub>	Z <sub>centro</sub>				
												X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>	X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>									
"Sapata"	Sapata							845.90	1018.79	25494.75																
	Sapata fora do fuste			1.50				173.69																		
Maciço de descarga de	Maciço de descarga de fundo		19.50				44.38	865.41	865.41	31019.25		15.84	3.00	5.15	15.84	3.00	5.15	491944.92	279173.25							
	Fuste			37.70			42.98	1534.56							14.80	3.00	31.55									
"Fuste"	Centralones			0.95			288.24	273.63	2112.24	52806.00		14.37	3.01	10.30												
	Base fuste	7.6					42.5	323.00							13.40	3.00	10.30									
	Descontar anelamento da descarga de fundo	1.80						13.00				-23.40														
	Descontar anelamento da descarga de fundo	1.80						15.41				-34.94														
	Descontar compotas				0.40							5.78	-6.94													
	Descontar compotas				0.80							5.78	-13.87													
"Plataformas"	Plataformas existentes			0.60			16.00	13.20	22.73	566.20	118129.38	12.35	3.00	26.67	12.73	3.00	23.95	7231.76	5193.80	14.96	3.00	17.23				
	Plataformas trevos			0.30			2.94	3.53							14.80	3.00	47.85									
"Cachorro apoio passado"			5.40				3.44	22.81	22.81	570.25																
"Chandro"	Cachorro apoio passado		17.68				1.53	34.03		850.75																
"Laje cobertura"	Laje cobertura sala control			0.35	7.23		166.73	58.35	58.35	1458.87																
"Paredes reservatório"	Paredes reservatório			8.65			15.57	134.68	128.25	3206.20		13.93	3.00	54.93	13.93	3.00	54.93	20322.08	13123.84							
	Descontar aberturas	3.10	4.15	0.50								-6.43														
"Laje fundo sala"	Laje fundo sala control			0.50	7.60		181.46	30.73	86.20	2155.10		13.93	3.00	50.35	13.93	3.00	50.35	30020.61	19395.94							
	Descontar aberturas			0.50								3.05	-4.53													
												1766783.27			1063193.98		1766783.27 1063193.98									

**Tabela 4-32 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (2/4)**

Ação	Descrição	Largura	Comprimento	Altura / Espessura	Raio / Raio	Raio interior	Área	Volume	Volume TOTAL	Peso PARCIAL	Peso TOTAL	Centro de Gravidade PARCIAL			Centro de Gravidade TOTAL			Momento relativo ao eixo x-x	Momento relativo ao eixo y-y							
												X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>	X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>									
Peso da água sobre a sapata - NPA	Peso da água sobre a sapata - NPA			42.50			428.60	18215.50	15199.26		15192.64	15.20	3.00	23.30	15.39	3.00	23.30	2339591.86	1367918.99							
	Descontar fuste							-1594.56												14.80	3.00					
	Descontar centralones							-273.63												14.37	3.01					
	Descontar maciço base fuste e descarga fundo							-147.95												13.40	3.00					
Peso da água sobre a sapata - NMC	Peso da água sobre a sapata - NMC			45.13			428.60	19340.58	16324.34		163243.39	15.20	3.00	24.62	15.38	3.00	24.62	2510603.26	1469175.74							
	Descontar fuste							-1594.56												14.80	3.00					
	Descontar centralones							-273.63												14.37	3.01					
	Descontar maciço base fuste e descarga fundo							-147.95												13.40	3.00					
Peso de água no interior do fuste - NPA	Peso de água no interior do fuste			37.70			11.25	417.38	417.38		4173.75	14.20	3.00	29.8	14.20	3.00	29.80	59287.50	37563.75							
Subpressão - NPA	Subpressão - NPA			46.60			428.60	19972.76		199727.60	15.20	3.00	0.00	15.20	3.00	0.00	3035859.52	1797548.40								
Subpressão - NMC	Subpressão - NMC			49.00			428.60	21001.40		210014.00	15.20	3.00	0.00	15.20	3.00	0.00	3192212.80	1890126.00								

**Tabela 4-33 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (3/4)**

Ação	Altura / Espessura	Raio	Área	Volume	Peso	Coefficiente Sísmico	Força Sísmica horizontal	Força Sísmica vertical ascendente	Força Sísmica vertical descendente	X <sub>c</sub>	Y <sub>c</sub>	Z <sub>c</sub>	Momento relativo ao eixo x-x	Momento relativo ao eixo y-y
Sismo horizontal na estrutura					118129.38	0.110	12994.23			14.96	3.00	17.23	223883.18	223883.18
Sismo vertical ascendente na estrutura					118129.38	0.073		8662.82		14.96	3.00	17.23	129564.11	77968.00
Sismo vertical descendente na estrutura					118129.38	0.073		8662.82		14.96	3.00	17.23	129564.11	77968.00
Sismo horizontal na água dentro do fuste	37.70		11.25	417.38	4173.75	0.110	459.11			14.20	3.00	30.97	14218.71	14218.71
Sismo vertical ascendente na água dentro do fuste					4173.75	0.073		306.08		14.20	3.00	30.97	4347.75	2754.68
Sismo vertical descendente na água dentro do fuste					4173.75	0.073		306.08		14.20	3.00	30.97	4347.75	2754.68
Sismo horizontal na água exterior (método do cilindro equivalente)	37.70		54.23	2011.93	20119.33	0.110	2213.13			14.20	3.00	25.35	56102.75	56102.75
Sismo vertical ascendente na água exterior (método do cilindro)					20119.33	0.073		1475.42		14.20	3.00	25.35	20958.09	13278.76
Sismo vertical descendente na água exterior (método do cilindro)					20119.33	0.073		1475.42		14.20	3.00	25.35	20958.09	13278.76

**Tabela 4-34 – Verificação da segurança aos EQU da torre de tomada. Determinação dos esforços (4/4)**

Ação	Altura / Espessura	Raio	Área	Volume	Peso	Coefficiente Sísmico	Força Vertical	Força longitudinal	Força transversal	X <sub>G</sub>	Y <sub>G</sub>	Z <sub>G</sub>	Momento relativo ao eixo x-x	Momento relativo ao eixo y-y
Vento longitudinal fuste								387.90		14.80	9.00	31.55	12238.25	
Vento transversal fuste									387.90	14.80	9.00	31.55		12238.25
Vento longitudinal sala controlo								100.00		13.93	9.00	54.93	5493.00	
Vento transversal sala controlo									100.00	13.93	9.00	54.93		5493.00
Restante carga permanente laje fundo							181.46			13.93	9.00	50.35	2527.74	1633.14
Restante carga permanente laje cobertura							83.37			13.93	9.00	53.45	1161.34	750.33
Sobrecarga equipamento laje fundo							120.00			13.93	9.00	50.35	1671.60	1080.00
Reacções passado Gk							742.60			9.25	9.00	48.54	6869.05	6683.40
Reacções passado Qk							295.80		182.60	9.25	9.00	48.54	2736.15	-6201.20
Reacções passado Aed							40.20	86.80	37.80	9.25	9.00	48.54	-3841.42	-1473.01

#### 4.2.4.2 Verificação da segurança ao corte na fundação

No Tabela 4-35 e

Tabela 4-36 apresenta-se a verificação corte pela fundação para as combinações estáticas e sísmicas anteriormente descritas

Como pode ser constatado a segurança ao corte na fundação é verificada uma vez que os coeficientes obtidos para aquelas combinações são superiores à unidade.

**Tabela 4-35 – Verificação da segurança da torre de tomada ao corte na fundação (1/2)**

CORTE NA FUNDAÇÃO										
Combinação	Descrição	Peso Próprio da Estrutura	Peso água sobre a sapata	Peso da água no interior do fuste	Subpressão	Sismo horizontal na estrutura	Sismo vertical descendente na estrutura	Sismo vertical ascendente na estrutura	Sismo horizontal na água dentro do fuste	Sismo vertical descendente na água
Estática	Albufeira vazia e torre sem água no interior	107223.13								
	Albufeira no NMC e torre sem água no interior	107223.13	143162.68		-23105.40					
Sísmica (ascendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	119592.81	147818.89		-199727.60	12994.23		-8662.82		
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	119592.81	147818.89	4173.75	-199727.60	12994.23		-8662.82	493.11	
Sísmica (descendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	119592.81	147818.89		-199727.60	12994.23	8662.82			306.08
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	119592.81	147818.89	4173.75	-199727.60	12994.23	8662.82		493.11	306.08

**Tabela 4-36 - Verificação da segurança da torre de tomada ao corte na fundação (2/2)**

CORTE NA FUNDAÇÃO												
Sismo vertical ascendente na água	Sismo horizontal na água exterior	Sismo vertical descendente na água	Sismo vertical ascendente na água	Força horizontal vento	Força horizontal passado	Somatório de Forças Verticais	Somatório de Forças Horizontais	tg $\phi$ *	e'	A	Coefficiente de Segurança	Factor de Segurança
				731.85	273.90	107223.13	1005.75	0.60	64.00	428.60	<b>91.24</b>	> 1.00
				150.00	273.90	19370.40	423.90	0.60	64.00	428.60	<b>92.13</b>	> 1.00
-306.08	2213.13		-1475.42	100.00	269.40	57239.78	15576.76	0.60	64.00	428.60	<b>3.97</b>	> 1.00
-306.08	2213.13		-1475.42	100.00	269.40	61413.53	16035.87	0.60	64.00	428.60	<b>4.01</b>	> 1.00
	2213.13	1475.42		100.00	269.40	78128.41	15576.76	0.60	64.00	428.60	<b>4.77</b>	> 1.00
	2213.13	1475.42		100.00	269.40	82302.16	16035.87	0.60	64.00	428.60	<b>4.79</b>	> 1.00

#### 4.2.4.3 Verificação da segurança ao deslizamento

No Tabela 4-37 e Tabela 4-38 apresenta-se a verificação ao deslizamento para as combinações estáticas e sísmicas anteriormente descritas

Como pode ser constatado a segurança ao deslizamento é verificada uma vez que os coeficientes obtidos para aquelas combinações são superiores à unidade.

**Tabela 4-37 - Verificação da segurança da torre de tomada ao deslizamento (1/2)**

DESLIZAMENTO								
Combinação	Descrição	Peso Próprio da Estrutura	Peso água sobre a sapata	Peso da água no interior do fuste	Subpressão	Sismo horizontal na estrutura	Sismo vertical descendente na estrutura	Sismo vertical ascendente na estrutura
Estática	Albufera vazia e torre sem água no interior	107223.13						
	Albufera no NMC e torre sem água no interior	107223.13	143162.68		-231015.40			
Sísmica (ascendente)	Albufera no NPA e torre sem água no interior	119592.81	147818.89		-199727.60	12994.23		-8662.82
	Albufera no NPA e torre com água no interior	119592.81	147818.89	4173.75	-199727.60	12994.23		-8662.82
Sísmica (descendente)	Albufera no NPA e torre sem água no interior	119592.81	147818.89		-199727.60	12994.23	8662.82	
	Albufera no NPA e torre com água no interior	119592.81	147818.89	4173.75	-199727.60	12994.23	8662.82	

**Tabela 4-38- Verificação da segurança da torre de tomada ao deslizamento (2/2)**

DESLIZAMENTO													
Sismo horizontal na água dentro do	Sismo vertical descendente e na água	Sismo vertical ascendente na água	Sismo horizontal na água exterior	Sismo vertical descendente e na água	Sismo vertical ascendente na água	Força horizontal vento	Força horizontal passageiro	Somatório de Forças Verticais	Somatório de Forças Horizontais	tg $\phi$	Coeficiente de Segurança	Factor de Segurança	
						731.85	273.90	107223.13	1005.75	0.83	<b>88.32</b>	> 1.00	
						150.00	273.90	19370.40	423.90	0.83	<b>37.86</b>	> 1.00	
		-306.08	2213.13		-1475.42	100.00	269.40	57239.78	15576.76	0.83	<b>3.04</b>	> 1.00	
459.11		-306.08	2213.13		-1475.42	100.00	269.40	61413.53	16035.87	0.83	<b>3.17</b>	> 1.00	
	306.08		2213.13	1475.42		100.00	269.40	78128.41	15576.76	0.83	<b>4.16</b>	> 1.00	
459.11	306.08		2213.13	1475.42		100.00	269.40	82302.16	16035.87	0.83	<b>4.25</b>	> 1.00	

#### 4.2.4.4 Verificação da segurança ao derrubamento

No Tabela 4-39 a Tabela 4-42 apresenta-se a verificação ao derrubamento para as combinações estáticas e sísmicas anteriormente descritas. Verifica-se em torno da aresta lateral da fundação, paralela ao eixo longitudinal da torre (coincidente com o eixo da galeria da descarga de fundo) e, em torno da aresta lateral perpendicular ao eixo longitudinal da torre.

Como pode ser constatado a segurança ao derrubamento é verificada uma vez que os coeficientes obtidos para aquelas combinações são superiores à unidade.

**Tabela 4-39 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo X (1/2)**

DERRUBAMENTO EIXO X-X									
Combinação	Descrição	Peso Próprio da Estrutura	Peso água sobre a sapata	Peso da água no interior do fuste	Subpressão	Sismo horizontal na estrutura	Sismo vertical descendente na estrutura	Sismo vertical ascendente na estrutura	Sismo horizontal na água dentro do fuste
Estática	Albufeira vazia e torre sem água no interior	1590104.94							
	Albufeira no NMC e torre sem água no interior	1590104.94	2259542.94		-3511434.08				
Sísmica (ascendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	1766783.27	2339591.86		-3035859.52	223883.18		129564.11	
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	1766783.27	2339591.86	59287.50	-3035859.52	223883.18		129564.11	14218.71
Sísmica (descendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	1766783.27	2339591.86		-3035859.52	223883.18	129564.11		
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	1766783.27	2339591.86	59287.50	-3035859.52	223883.18	129564.11		14218.71

**Tabela 4-40 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo X (2/2)**

DERRUBAMENTO EIXO X-X											
Sismo vertical descendente na água	Sismo vertical ascendente na água	Sismo horizontal na água exterior	Sismo vertical descendente na água	Sismo vertical ascendente na água	Força horizontal vento	Forças passadiço	Forças verticais sala controlo	Momentos estabilizantes	Momentos instabilizantes	Coefficiente de Segurança	Factor de Segurança
					0.00	10286.37	5827.57	1606218.88	0.00	#DIV/0!	> 1.00
					0.00	10286.37	5827.57	3885761.82	3511434.08	1.10	> 1.00
		56102.75		20958.09	17731.25	5763.78	5360.68	4117499.59	3484098.89	1.18	> 1.00
	4347.75	56102.75		20958.09	17731.25	5763.78	5360.68	4176787.09	3502665.36	1.19	> 1.00
		56102.75	20958.09		17731.25	5763.78	5360.68	4268021.78	3333576.70	1.28	> 1.00
4347.75		56102.75	20958.09		17731.25	5763.78	5360.68	4331657.03	3347795.41	1.29	> 1.00

**Tabela 4-41 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo Y (1/2)**

DERRUBAMENTO EIXO Y-Y									
Combinação	Descrição	Peso Próprio da Estrutura	Peso água sobre a sapata	Peso da água no interior do fuste	Subpressão	Sismo horizontal na estrutura	Sismo vertical descendente na estrutura	Sismo vertical ascendente na estrutura	Sismo horizontal na água dentro do fuste
Estática	Albufeira vazia e torre sem água no interior	956879.99							
	Albufeira no NMC e torre sem água no interior	956879.99	1322258.16		-2079138.60				
Sísmica (ascendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	1063199.98	1367918.99		-1797548.40	223883.18		77968.00	
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	1063199.98	1367918.99	37563.75	-1797548.40	223883.18		77968.00	14218.71
Sísmica (descendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	1063199.98	1367918.99		-1797548.40	223883.18	77968.00		
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	1063199.98	1367918.99	37563.75	-1797548.40	223883.18	77968.00		14218.71

**Tabela 4-42 - Verificação da segurança da torre de tomada ao derrubamento segundo o eixo Y (2/2)**

DERRUBAMENTO EIXO Y-Y											
Sismo vertical descendente na água	Sismo vertical ascendente na água	Sismo horizontal na água exterior	Sismo vertical descendente na água	Sismo vertical ascendente na água	Força horizontal vento	Forças passadiço	Forças verticais sala controlo	Momentos estabilizantes	Momentos instabilizantes	Coefficiente de Segurança	Factor de Segurança
					0.00	-3286.75	3765.12	960645.11	3286.75	<b>292.28</b>	<b>&gt; 1.00</b>
					0.00	-3286.75	3765.12	2282903.27	2082425.35	<b>1.10</b>	<b>&gt; 1.00</b>
		56102.75		13278.76	17731.25	-990.82	3463.47	2434582.44	2187503.15	<b>1.11</b>	<b>&gt; 1.00</b>
	2754.68	56102.75		13278.76	17731.25	-990.82	3463.47	2472146.19	2204476.54	<b>1.12</b>	<b>&gt; 1.00</b>
		56102.75	13278.76		17731.25	-990.82	3463.47	2525829.20	2096256.40	<b>1.20</b>	<b>&gt; 1.00</b>
2754.68		56102.75	13278.76		17731.25	-990.82	3463.47	2566147.62	2110475.11	<b>1.22</b>	<b>&gt; 1.00</b>

#### 4.2.4.5 Verificação da segurança à flutuação

No Tabela 4-43 apresenta-se a verificação à flutuação para as combinações estáticas e sísmicas anteriormente descritas

Como pode ser constatado a segurança à flutuação é verificada uma vez que os coeficientes obtidos para aquelas combinações são superiores à unidade.

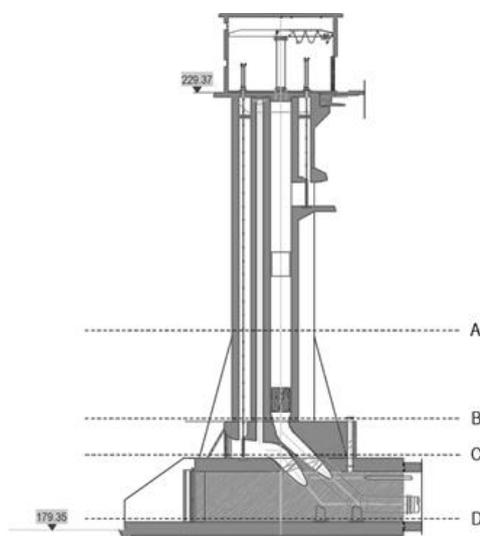
**Tabela 4-43 - Verificação da segurança da torre de tomada à flutuação**

FLUTUAÇÃO									
Combinação	Descrição	Peso Próprio da Estrutura + RCP + SC	Peso água sobre a sapata	Subpressão	Sismo	Ações Estabilizantes	Ações Instabilizantes	Coefficiente de Segurança	Factor de Segurança
Estática	Albufeira vazia e torre sem água no interior	107223.13	0.00	0.00	0.00	107223.13	0.00	$\infty$	> 1.00
	Albufeira no NMC e torre sem água no interior	107223.13	143162.68	231015.40	0.00	250385.80	231015.40	1.08	> 1.00
Sísmica (ascendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	119532.81	147818.89	199727.60	10138.24	267411.70	209865.84	1.27	> 1.00
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	119532.81	151932.64	199727.60	10444.31	271585.45	210171.91	1.29	> 1.00
Sísmica (descendente)	Albufeira no NPA e torre sem água no interior	119532.81	147818.89	199727.60	10138.24	277549.93	199727.60	1.39	> 1.00
	Albufeira no NPA e torre com água no interior	119532.81	151932.64	199727.60	10444.31	282029.76	199727.60	1.41	> 1.00

#### 4.2.5 Estados Limites Últimos STR

##### 4.2.5.1 Fuste

A verificação do fuste foi feita através do dimensionamento de várias secções representativas da variação ao longo de toda a altura deste elemento estrutural, como se verifica da figura Figura 83.



**Figura 83 – Identificação das secções do fuste analisadas**

Nos quadros que se seguem, apresentam-se os esforços para cada uma das secções de cálculo consideradas, para os 3 cenários de carregamento condicionantes:

**Tabela 4-44 – Esforços de cálculo para o cenário com albufera vazia**

Secção	Combinação		V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
SECÇÃO A ALBUFEIRA VAZIA	ENV_ELU	Max	889,30	893,53	-45687,90	13183,04	16017,73
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-62349,17	-7505,82	-1610,10
	ENV_SIS	Max	4651,75	4087,38	-42998,65	90370,27	91331,87
	ENV_SIS	Min	-4651,75	-4087,38	-48892,36	-71953,30	-92602,27
SECÇÃO B ALBUFEIRA VAZIA	ENV_ELU	Max	1353,68	1362,88	-67998,63	-921,93	21421,58
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-92468,65	-34635,42	-12945,80
	ENV_SIS	Max	5455,23	4819,77	-64463,42	140467,37	152499,48
	ENV_SIS	Min	-5455,23	-4819,77	-72049,04	-143145,00	-171792,75
SECÇÃO C ALBUFEIRA VAZIA	ENV_ELU	Max	1581,43	1606,90	-82032,50	-868,25	57,81
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-111414,38	-42157,04	-52076,21
	ENV_SIS	Max	5748,71	5447,57	-78060,68	163896,00	150749,57
	ENV_SIS	Min	-5748,71	-5447,57	-86519,52	-166574,41	-227936,79
SECÇÃO D ALBUFEIRA VAZIA	ENV_ELU	Max	1612,05	1638,70	-102166,51	-784,77	-12696,13
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-138595,28	-54254,96	-85471,38
	ENV_SIS	Max	6101,14	6001,49	-97633,30	199950,60	167671,92
	ENV_SIS	Min	-6101,14	-6001,49	-107214,91	-202629,73	-294286,68

**Tabela 4-45 – Esforços de cálculo para o cenário com albufeira no NMC**

Secção	Combinação		V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
SECÇÃO A ALBUFEIRA NMC	ENV_ELU	Max	251,18	258,77	-45687,90	13182,99	7640,01
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-62349,17	1029,26	-1604,92
	ENV_SIS	Max	4651,61	4087,29	-42997,94	90367,43	91332,04
	ENV_SIS	Min	-4651,61	-4087,29	-48893,07	-71950,44	-92592,16
SECÇÃO B ALBUFEIRA NMC	ENV_ELU	Max	251,19	258,77	-67998,63	-921,93	770,64
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-92468,65	-13767,26	-12926,35
	ENV_SIS	Max	5454,77	4819,39	-64462,31	140464,61	152505,32
	ENV_SIS	Min	-5454,77	-4819,39	-72050,14	-143142,23	-171777,31
SECÇÃO C ALBUFEIRA NMC	ENV_ELU	Max	251,19	258,77	-82032,50	-868,21	-26742,44
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-111414,38	-15083,74	-52052,05
	ENV_SIS	Max	5748,10	5446,20	-78059,38	163892,46	150757,18
	ENV_SIS	Min	-5748,10	-5446,20	-86520,82	-166570,86	-227917,96
SECÇÃO D ALBUFEIRA NMC	ENV_ELU	Max	251,19	258,78	-122854,51	-784,81	-44865,27
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-166524,08	-16999,80	-79141,40
	ENV_SIS	Max	6099,08	5999,99	-118319,72	199944,82	172346,96
	ENV_SIS	Min	-6099,08	-5999,99	-127904,50	-202624,10	-289595,64

**Tabela 4-46 – Esforços de cálculo para o cenário com albufeira NMC e com água no interior do fuste**

Secção	Combinação		V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	N (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
SECÇÃO A ALBUFEIRA NMC + ÁGUA INTERIOR	ENV_ELU	Max	251,19	258,77	-45687,90	13182,99	7630,22
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-62349,17	1029,26	-1610,22
	ENV_SIS	Max	4651,61	4087,29	-42997,94	90367,43	91326,69
	ENV_SIS	Min	-4651,61	-4087,29	-48893,06	-71950,44	-92597,50
SECÇÃO B ALBUFEIRA NMC + ÁGUA INTERIOR	ENV_ELU	Max	251,19	258,77	-67998,63	-925,40	759,58
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-92468,65	-13767,31	-12946,68
	ENV_SIS	Max	5454,77	4819,39	-64462,32	140464,61	152494,17
	ENV_SIS	Min	-5454,77	-4819,39	-72050,14	-143142,24	-171788,45
SECÇÃO C ALBUFEIRA NMC + ÁGUA INTERIOR	ENV_ELU	Max	251,19	258,77	-82032,50	-868,22	-26756,13
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-111414,38	-15083,82	-52077,27
	ENV_SIS	Max	5748,10	5446,20	-78059,38	163892,46	150743,37
	ENV_SIS	Min	-5748,10	-5446,20	-86520,82	-166570,87	-227931,77
SECÇÃO D ALBUFEIRA NMC + ÁGUA INTERIOR	ENV_ELU	Max	251,19	258,78	-131494,51	-784,84	-61092,49
	ENV_ELU	Min	0,00	-11,36	-178188,08	-17000,38	-101057,90
	ENV_SIS	Max	6099,08	5999,99	-126959,72	199944,78	156119,25
	ENV_SIS	Min	-6099,08	-5999,99	-136544,50	-202624,14	-305823,36

#### 4.2.5.1.1 Verificação da segurança à Flexão

Nas figuras seguintes apresenta-se a verificação à flexão composta desviada para cada uma das secções referidas anteriormente e para todas as combinações de esforços apresentadas.

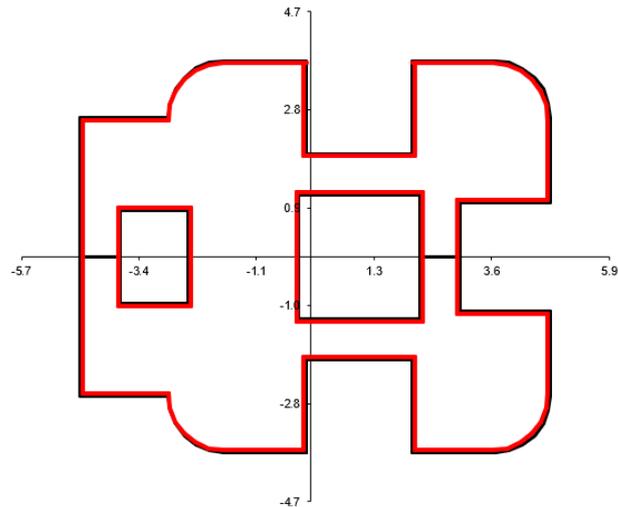


Figura 84 – Geometria da secção A

#### FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO A - COMB. ESTÁTICAS

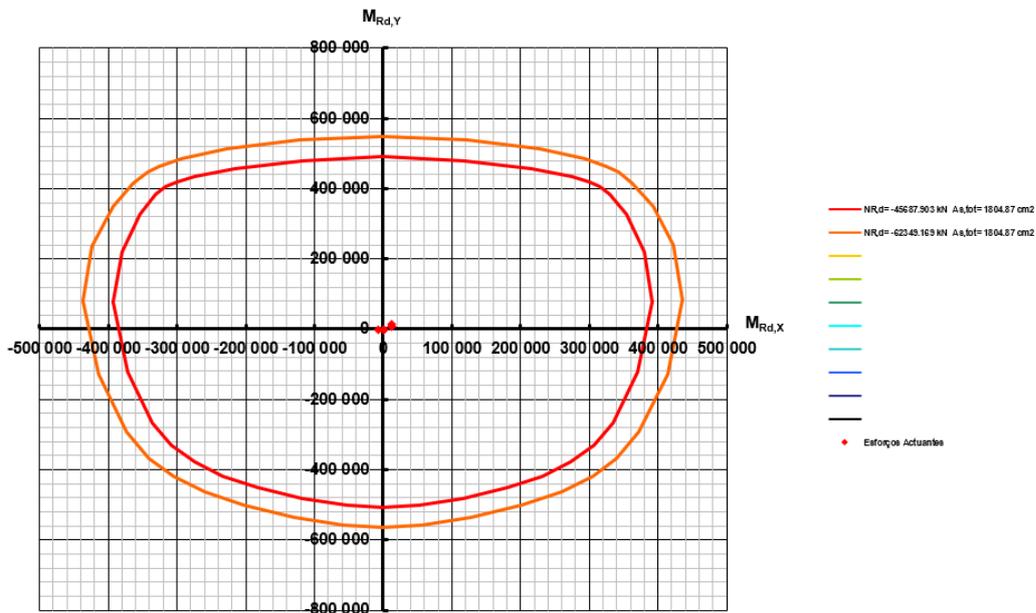
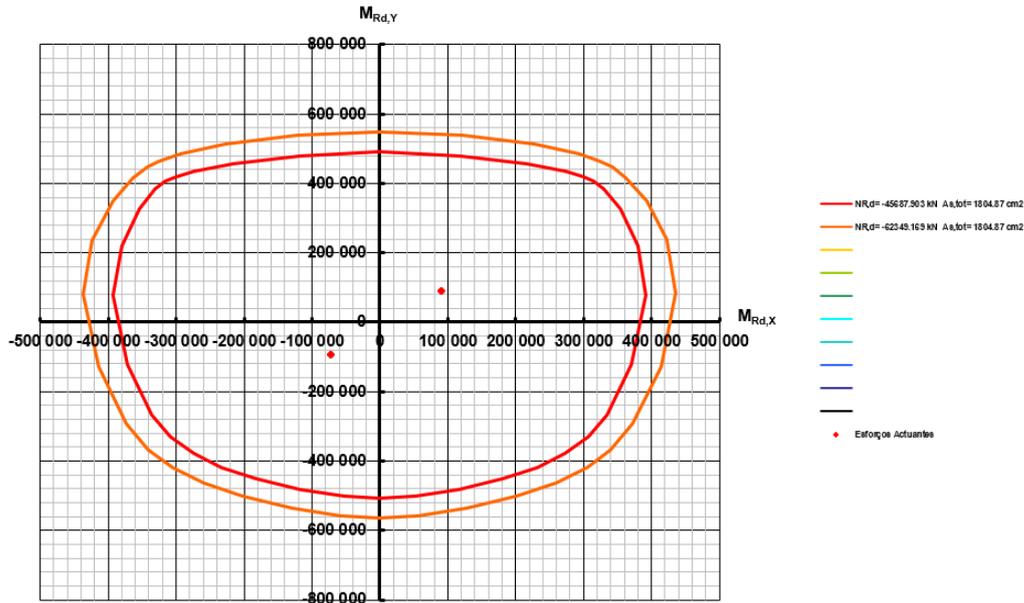


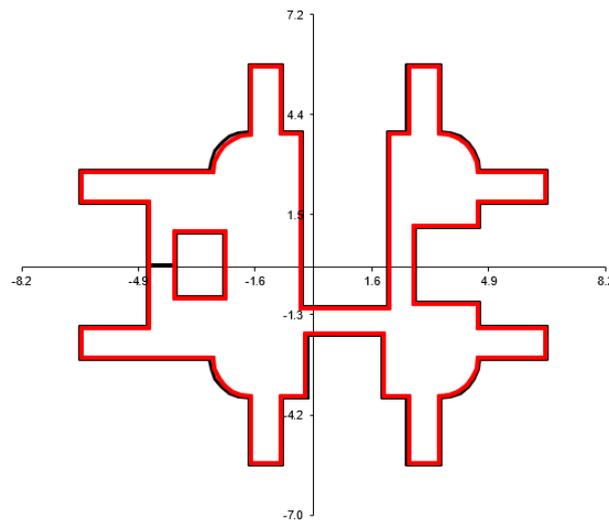
Figura 85 – Verificação da secção A à flexão composta desviada. Combinações estáticas

**FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO A - COMB. DINÂMICAS**



**Figura 86 - Verificação da secção A à flexão composta desviada. Combinações sísmicas**

Para a secção A e secções do fuste acima desta, adotou-se armadura vertical  $\varnothing 20//0.10$ .



**Figura 87 - Geometria da secção B**

## FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO B - COMB. ESTÁTICAS

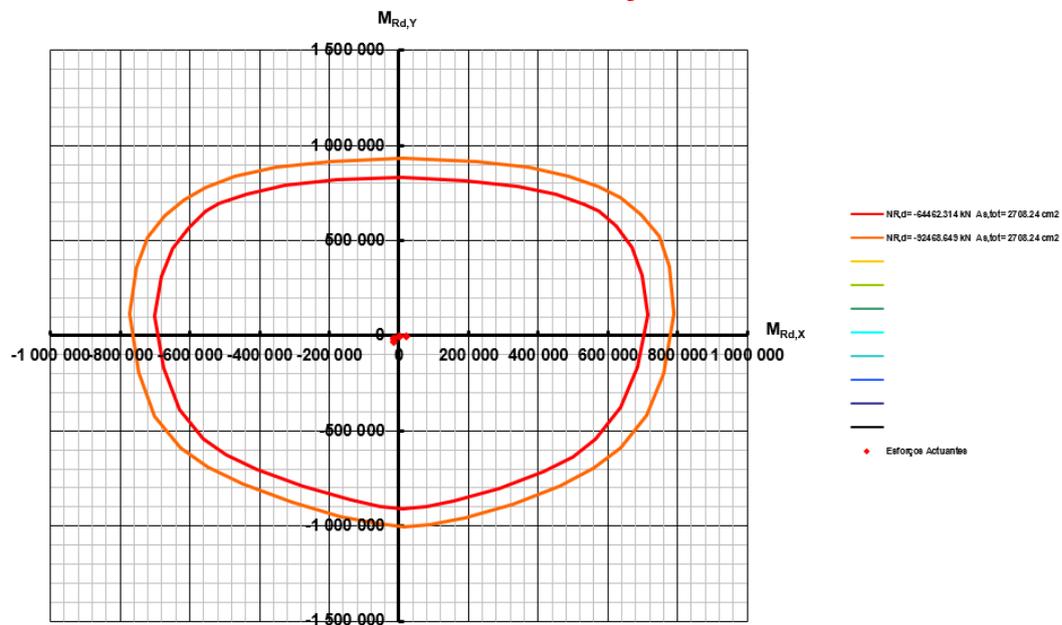


Figura 88 - Verificação da secção B à flexão composta desviada. Combinações estáticas

### FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO B - COMB. DINÂMICAS

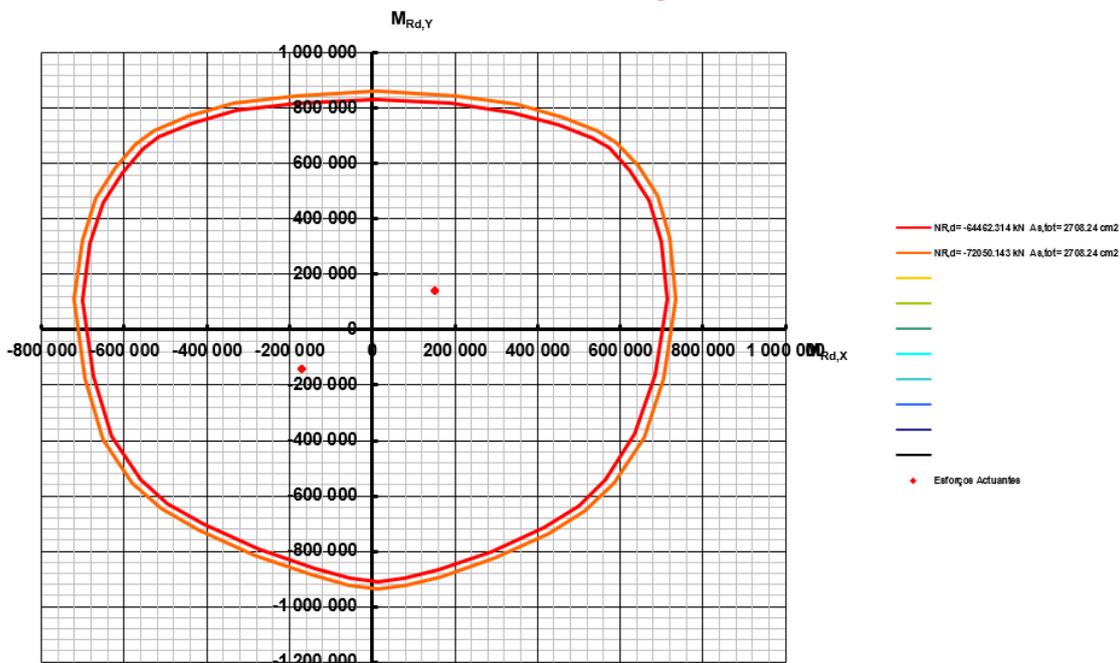


Figura 89 - Verificação da secção B à flexão composta desviada. Combinações sísmicas

Para as secções entre a secção B e A, adotou-se armadura vertical  $\varnothing 20//0,10$ .

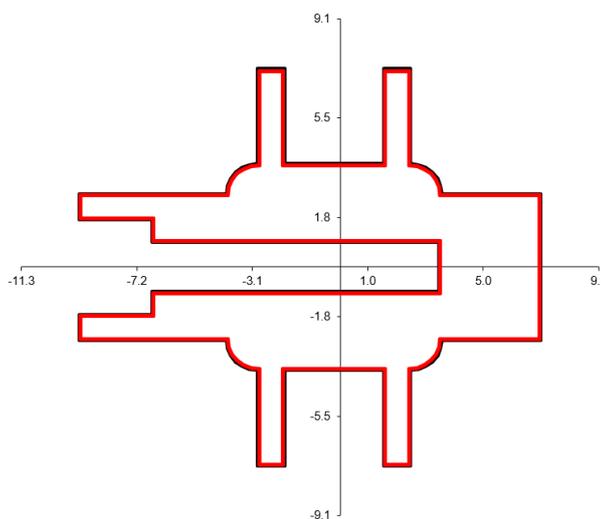


Figura 90 - Geometria da secção C

### FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO C - COMB. ESTÁTICAS

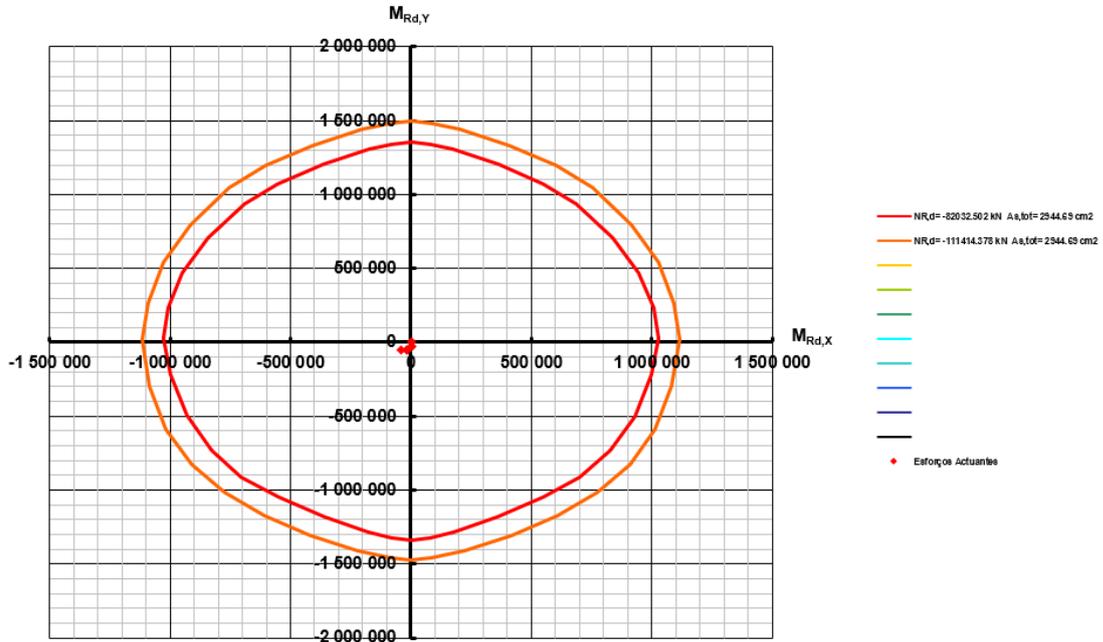


Figura 91 - Verificação da secção C à flexão composta desviada. Combinações estáticas

### FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO C - COMB. DINÂMICAS

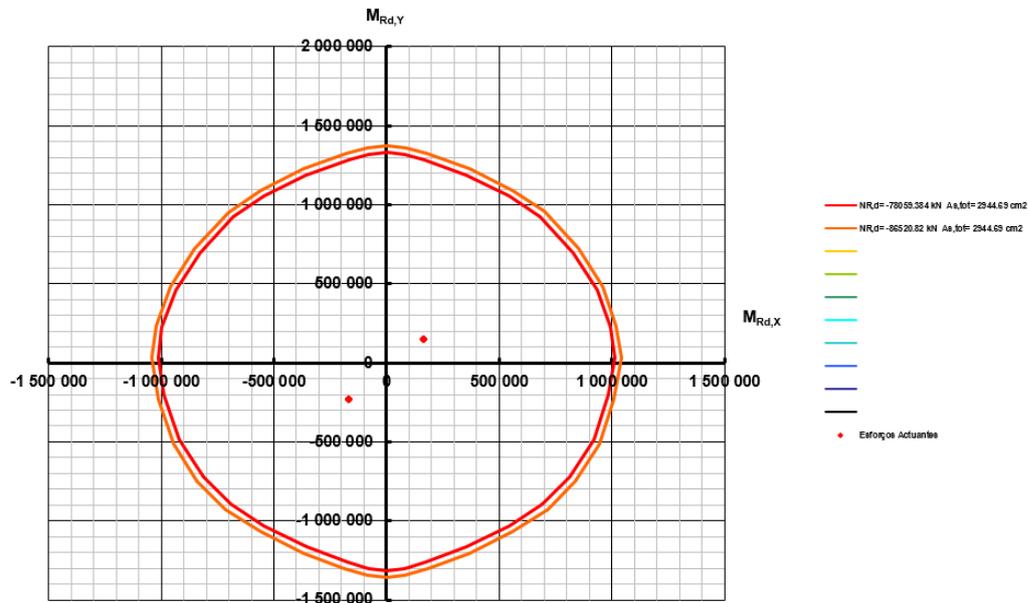


Figura 92 - Verificação da secção C à flexão composta desviada. Combinações sísmicas

Para as secções entre a secção C e B, adotou-se armadura vertical  $\varnothing 20//0.10$ .

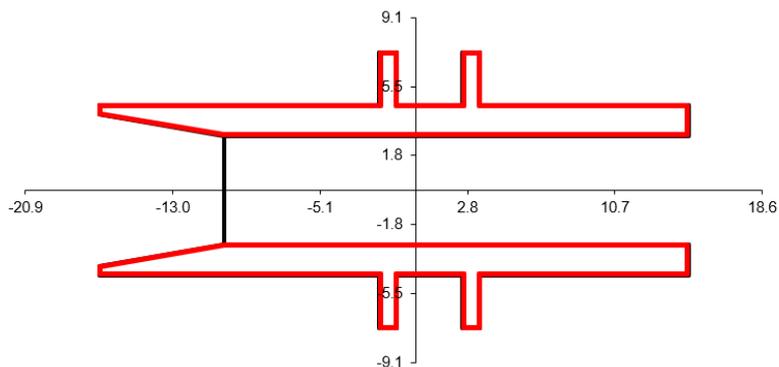


Figura 93 – Geometria da secção D

**FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO D - COMB. ESTÁTICAS**

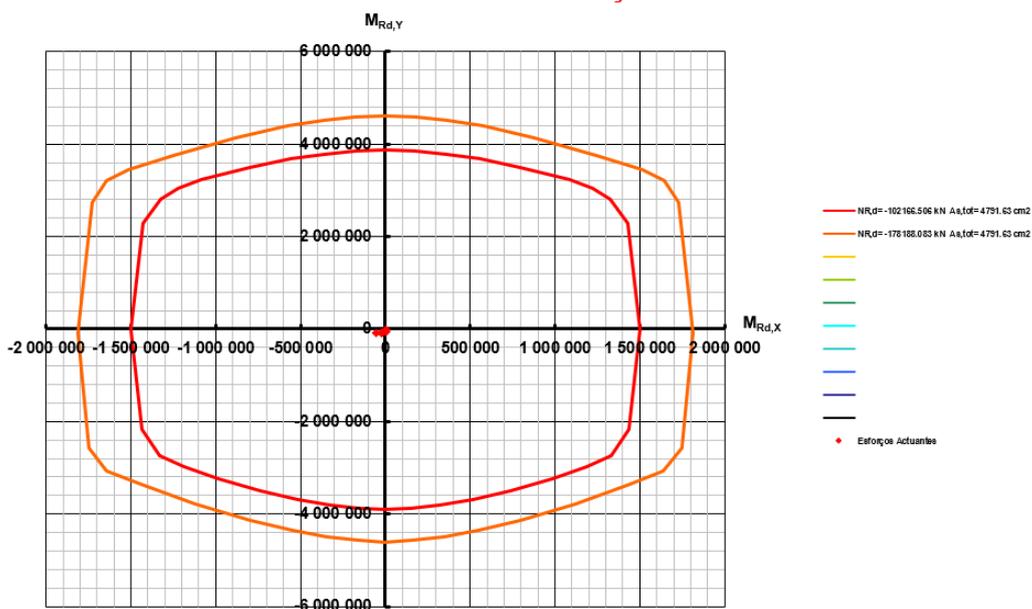


Figura 94 - Verificação da secção D à flexão composta desviada. Combinações estáticas

### FLEXÃO COMPOSTA DESVIADA - SECÇÃO D - COMB. DINÂMICAS

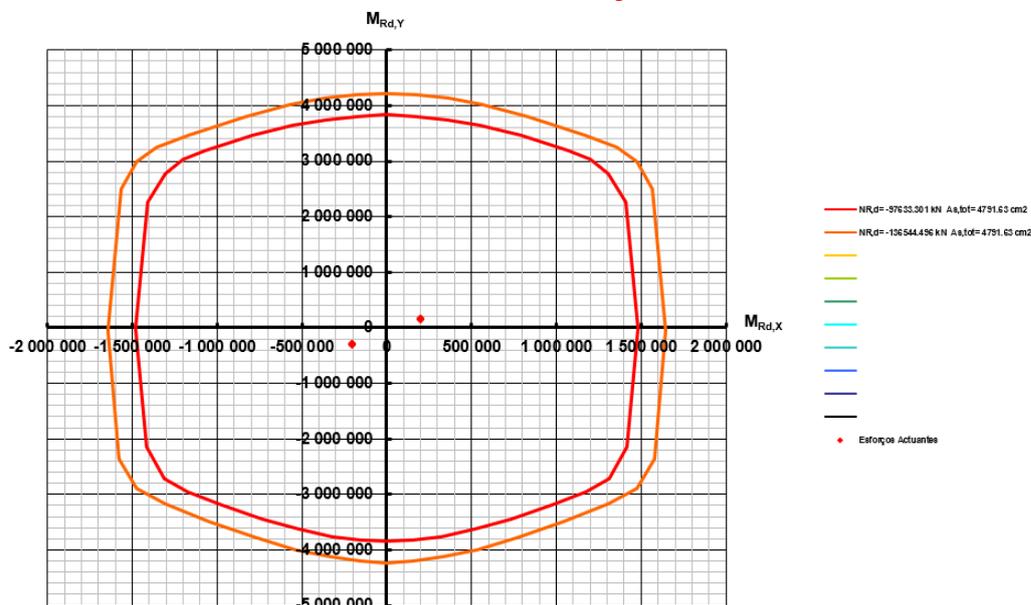


Figura 95 - Verificação da secção D à flexão composta desviada. Combinações sísmicas

Para as secções entre a secção D e C (acima da sapata), adotou-se armadura vertical  $\varnothing 20//0.10$ .

#### 4.2.5.1.2 Verificação de Segurança ao Esforço Transverso

Dada a complexa configuração da secção transversal do fuste, as verificações de esforço transverso foram feitas considerando bandas resistentes equivalentes na secção.

Adotou-se como armadura principal de esforço transverso 4 estribos de 2 ramos  $\varnothing 16//0.10$  com armadura secundária  $\varnothing 12//0.20$  e  $\varnothing 10//0.20$ .

Apresenta-se apenas a verificação da secção A, representativa da secção corrente do fuste.

Como pode ser constatado a partir do

Tabela 4-47, a verificação da armadura de esforço transverso é condicionada pela armadura mínima ( $66,60 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), inferior à armadura principal prevista nas peças desenhadas ( $80,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), pelo que se considera verificada a segurança.

**Tabela 4-47 – Verificação de segurança da torre ao esforço transverso**

Dados Gerais										Dados Específicos																																							
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td rowspan="4" style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Materiais</td> <td>Betão</td> <td>C30/37</td> <td>Aço</td> <td>A500</td> </tr> <tr> <td>f<sub>ck</sub> (kPa)</td> <td>30 000</td> <td>f<sub>yk</sub> (kPa)</td> <td>500 000</td> </tr> <tr> <td>f<sub>cd</sub> (kPa)</td> <td>20 000</td> <td>f<sub>yd</sub> (kPa)</td> <td>435 000</td> </tr> <tr> <td>f<sub>ctm</sub> (kPa)</td> <td>2 900</td> <td>A<sub>sw,min</sub> (%)</td> <td>0.088</td> </tr> </table>										Materiais	Betão	C30/37	Aço	A500	f <sub>ck</sub> (kPa)	30 000	f <sub>yk</sub> (kPa)	500 000	f <sub>cd</sub> (kPa)	20 000	f <sub>yd</sub> (kPa)	435 000	f <sub>ctm</sub> (kPa)	2 900	A <sub>sw,min</sub> (%)	0.088	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>v</td> <td>0.53</td> <td>Cr<sub>d,c</sub></td> <td>0.12</td> </tr> <tr> <td>v<sub>1</sub></td> <td>0.53</td> <td>k<sub>1</sub></td> <td>0.15</td> </tr> </table>										v	0.53	Cr <sub>d,c</sub>	0.12	v <sub>1</sub>	0.53	k <sub>1</sub>	0.15					
Materiais	Betão	C30/37	Aço	A500																																													
	f <sub>ck</sub> (kPa)	30 000	f <sub>yk</sub> (kPa)	500 000																																													
	f <sub>cd</sub> (kPa)	20 000	f <sub>yd</sub> (kPa)	435 000																																													
	f <sub>ctm</sub> (kPa)	2 900	A <sub>sw,min</sub> (%)	0.088																																													
v	0.53	Cr <sub>d,c</sub>	0.12																																														
v <sub>1</sub>	0.53	k <sub>1</sub>	0.15																																														
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="10">Resultados</td> </tr> <tr> <td colspan="10">Armadura de esforço transverso</td> </tr> <tr> <td colspan="10">Transversal</td> </tr> </table>										Resultados										Armadura de esforço transverso										Transversal																			
Resultados																																																	
Armadura de esforço transverso																																																	
Transversal																																																	
Dados e Esforços / Secção										Armadura																																							
Arm. Flexão										Armadura																																							
Elem/Sec / Comb	ΣD <sub>w</sub> (m)	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kNm)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (x100)	θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	σ <sub>cp</sub> (Kpa)	V <sub>Ed,c</sub> (kN)	α <sub>cw</sub>	V <sub>Ed,max</sub> (kN)	A <sub>sw,s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw,t/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>Ed,s</sub> (kN)	V <sub>Ed</sub> (kN)																															
<b>ENVOLV. ELU ESTÁTICAS</b>																																																	
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	22.80	889.3	179.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	22.80	0.0	0.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	22.80	251.2	178.8	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	22.80	0.0	0.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	22.80	251.2	178.8	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	4 651.7	4 291.7	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	-4 651.7	-4 291.7	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	4 651.6	4 294.5	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	-4 651.6	-4 294.4	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	4 651.6	4 294.5	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	22.80	-4 651.6	-4 294.4	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	893.5	179.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	-11.4	0.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	258.8	178.8	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	-11.4	0.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	258.8	178.8	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_ELU	7.60	2.43	14.96	-11.4	0.0	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	4 087.4	4 291.7	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	-4 087.4	-4 291.7	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	4 087.3	4 294.5	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	-4 087.3	-4 294.4	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	4 087.3	4 294.5	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															
SEC A ENV_SIS	7.60	2.43	14.96	-4 087.3	-4 294.4	477.28	0.258	30.0	1.287	0.280	0.0	5 644.6	1.00	76 002.3	66.60	80.40	13 248.1	13 248.1																															

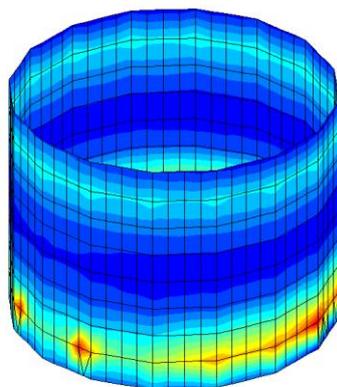
#### 4.2.5.2 Compartimento superior

Apresentam-se graficamente a envolvente máxima e mínima das várias combinações de ações/esforços consideradas para a verificação e dimensionamento de armaduras dos elementos estruturais do compartimento superior.

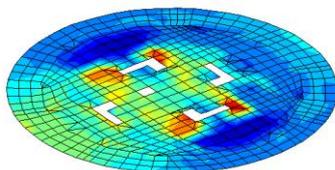
As envolventes são apresentadas utilizando o programa de cálculo *ArmaLajes*, desenvolvido na TPF.

Saliente-se que embora não se representem os esforços F12 e M12, pelo facto de não serem no presente caso preponderantes para o dimensionamento, estes são contabilizados automaticamente pelo programa de cálculo das armaduras (*ArmaLajes*).

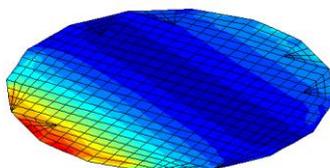
A direção longitudinal das lajes corresponde à direção paralela ao eixo de desenvolvimento da galeria e descarga de fundo. Por sua vez, a direção transversal corresponde à direção perpendicular ao eixo de desenvolvimento da galeria e descarga de fundo.



**Figura 96 – Envoltória máxima do diagrama de esforços F11 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 97 - Envoltória máxima do diagrama de esforços F11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 98 - Envoltória máxima do diagrama de esforços F11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)**

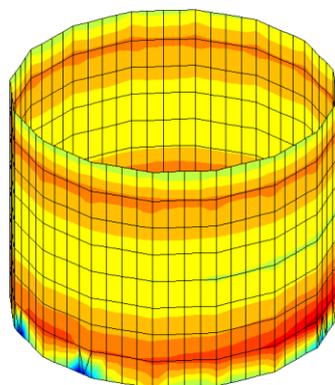


Figura 99 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços F11 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)

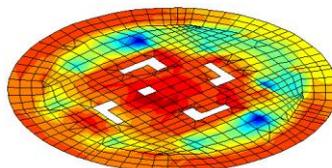


Figura 100 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços F11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)

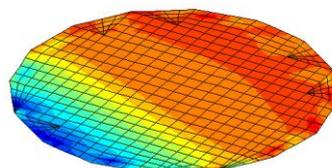
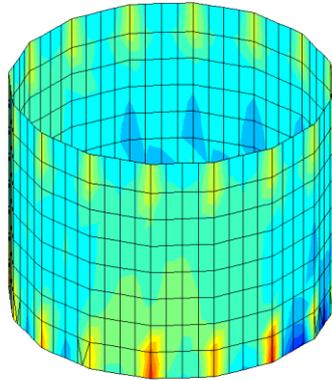
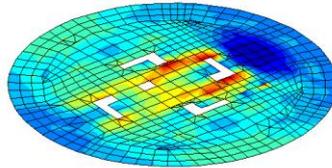


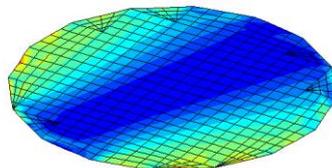
Figura 101 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços F11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)



**Figura 102 - Envolvente máxima do diagrama de esforços F22 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 103 - Envolvente máxima do diagrama de esforços F22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 104 - Envolvente máxima do diagrama de esforços F22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)**

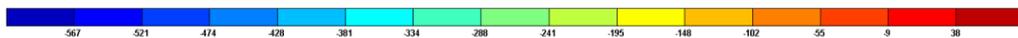
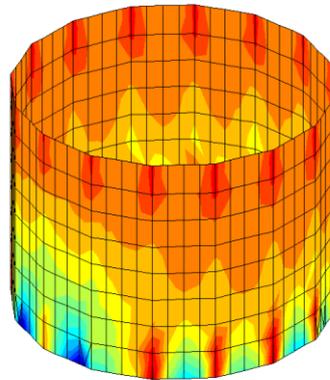


Figura 105 - Envoltória mínima do diagrama de esforços F22 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)

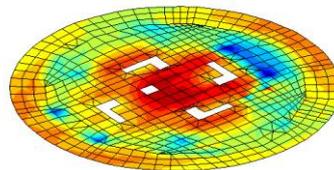


Figura 106 - Envoltória mínima do diagrama de esforços F22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)

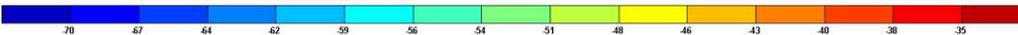
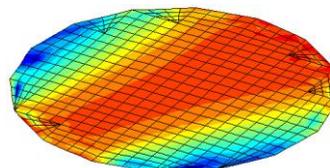
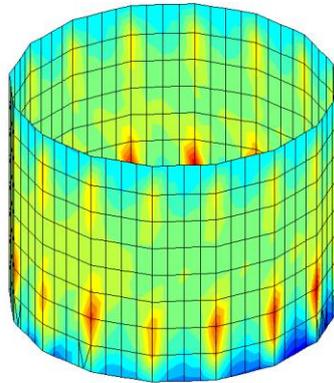
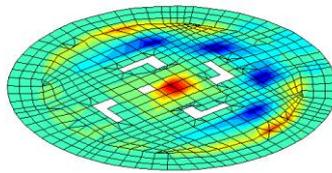


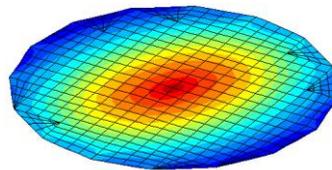
Figura 107 - Envoltória mínima do diagrama de esforços F22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)



**Figura 108 - Envolve máxima do diagrama de esforços M11 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m)**



**Figura 109 - Envolve máxima do diagrama de esforços M11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m)**



**Figura 110 - Envolve máxima do diagrama de esforços M11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m)**

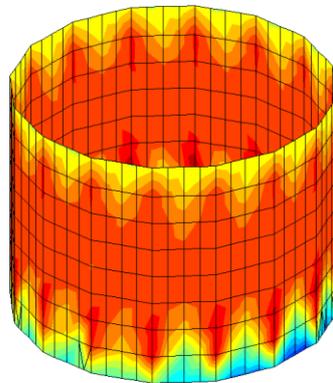


Figura 111 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços M11 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m)

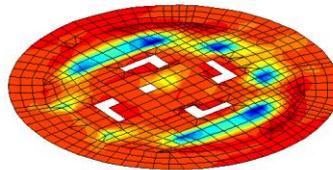


Figura 112 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços M11 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m)

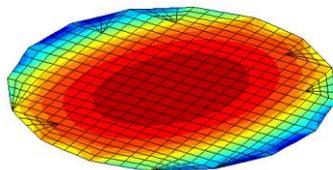
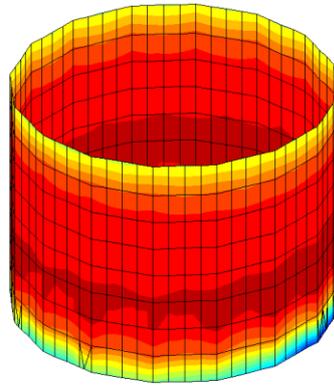
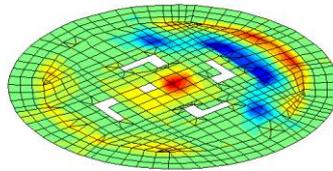


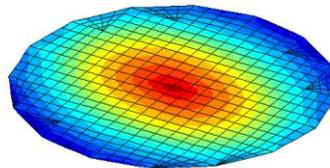
Figura 113 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços M11 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m)



**Figura 114 - Envoltura máxima do diagrama de esforços M22 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m)**



**Figura 115 - Envoltura máxima do diagrama de esforços M22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m)**



**Figura 116 - Envoltura máxima do diagrama de esforços M22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m)**

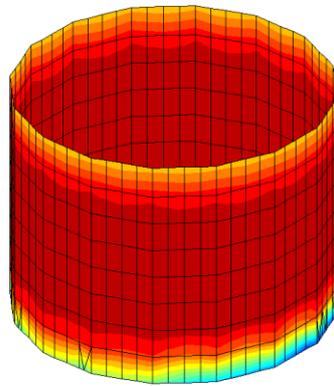


Figura 117 - Envoltória mínima do diagrama de esforços M22 das paredes do compartimento superior da torre (kNm/m)

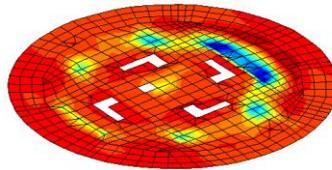


Figura 118 - Envoltória mínima do diagrama de esforços M22 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kNm/m)

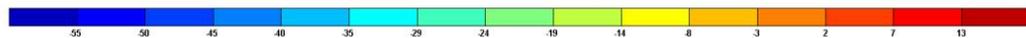
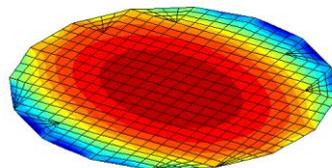
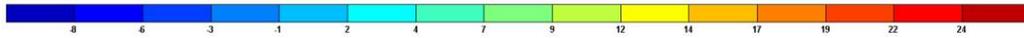
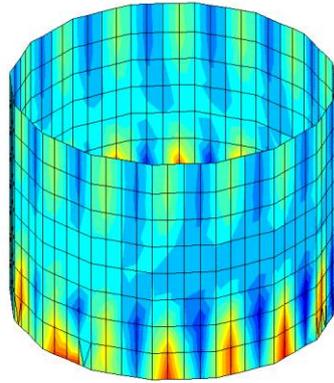
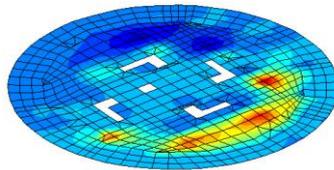


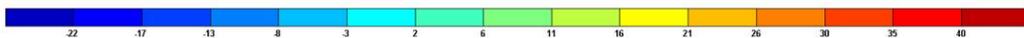
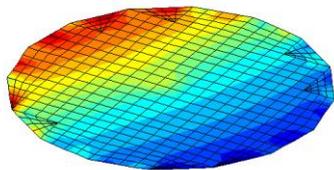
Figura 119 - Envoltória mínima do diagrama de esforços M22 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kNm/m)



**Figura 120 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V13 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 121 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V13 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 122 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V13 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)**

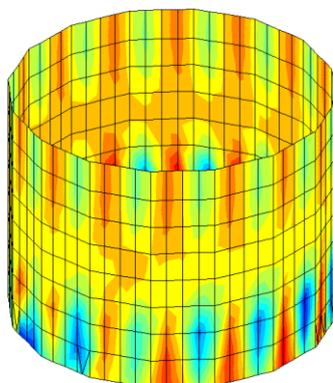


Figura 123 - Envoltória mínima do diagrama de esforços V13 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)

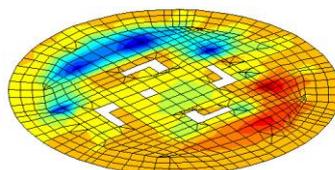


Figura 124 - Envoltória mínima do diagrama de esforços V13 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)

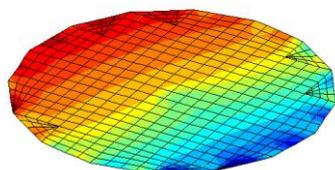
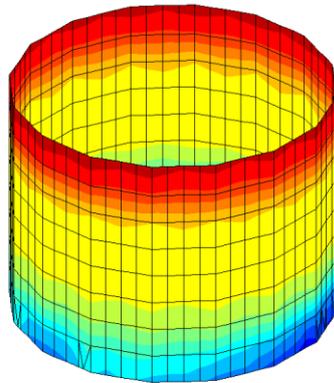
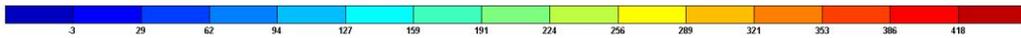
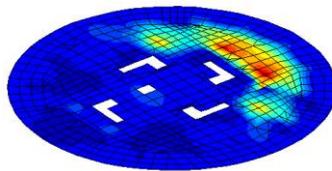


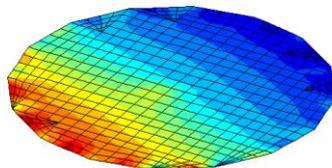
Figura 125 - Envoltória mínima do diagrama de esforços V13 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)



**Figura 126 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V23 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 127 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V23 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)**



**Figura 128 - Envoltiva máxima do diagrama de esforços V23 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)**

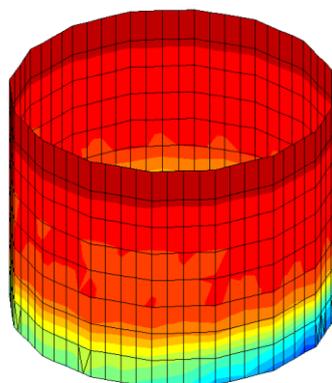


Figura 129 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços V23 das paredes do compartimento superior da torre (kN/m)

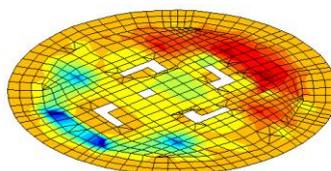


Figura 130 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços V23 da laje de fundo do compartimento superior da torre (kN/m)

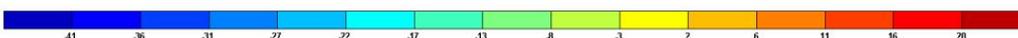
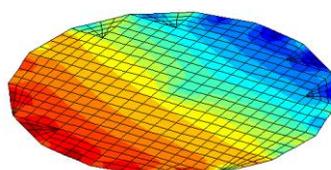
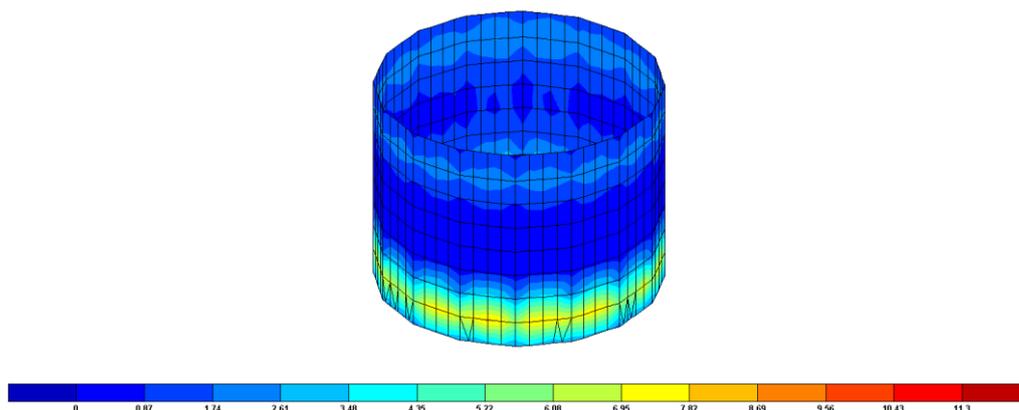


Figura 131 - Envoltiva mínima do diagrama de esforços V23 da laje de cobertura do compartimento superior da torre (kN/m)

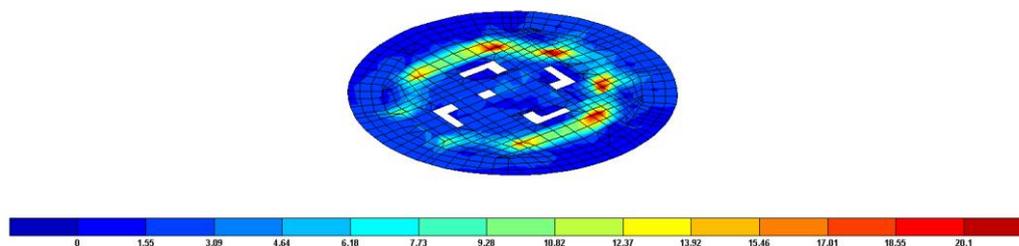
---

#### 4.2.5.2.1 Verificação da Segurança à Flexão

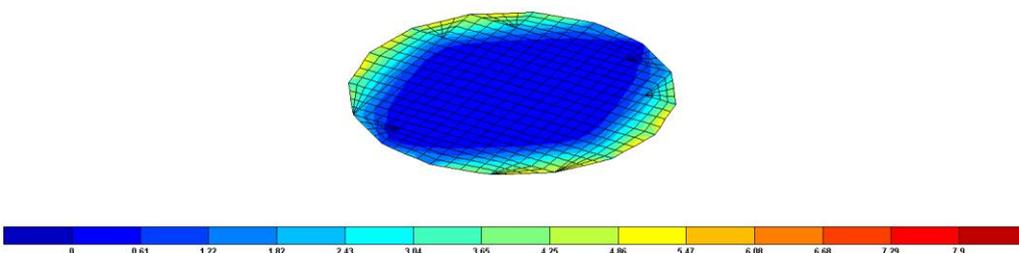
A verificação das armaduras de flexão apresenta-se nos mapas abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela EN 1992-1-1.



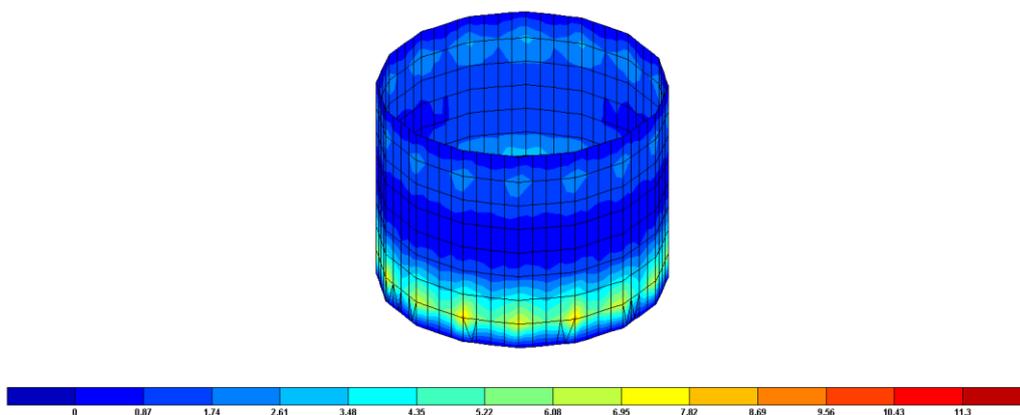
**Figura 132 – Diagrama de armaduras verticais da face exterior das paredes do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



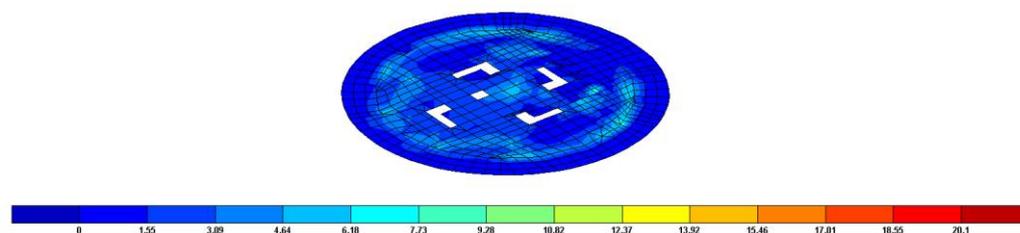
**Figura 133 - Diagrama de armaduras longitudinais da face superior da laje de fundo do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



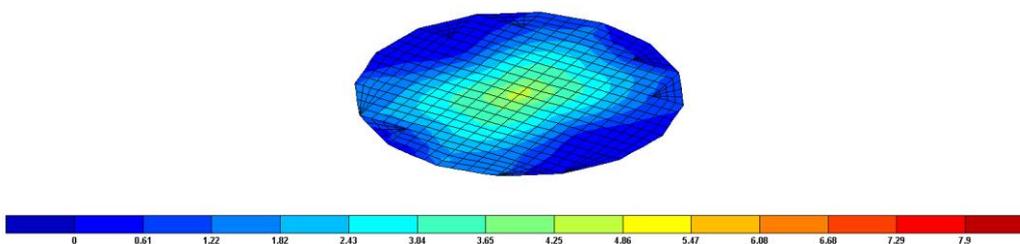
**Figura 134 - Diagrama de armaduras longitudinais da face superior da laje de cobertura do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



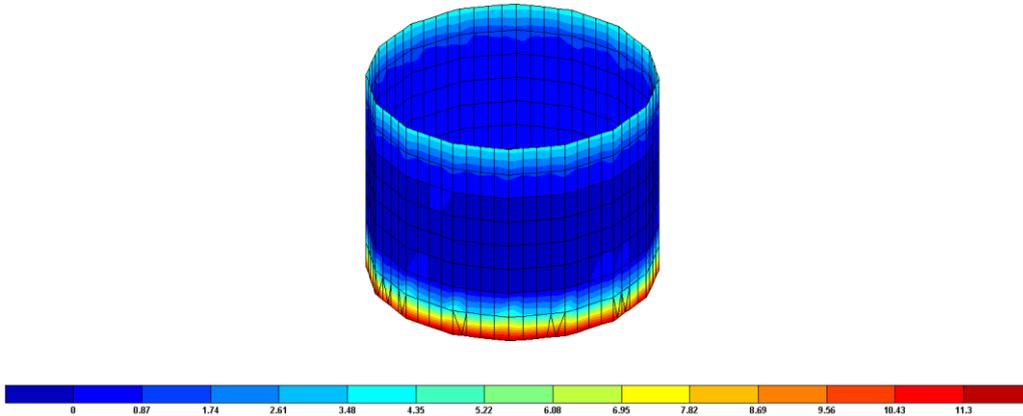
**Figura 135 - Diagrama de armaduras verticais da face interior das paredes do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



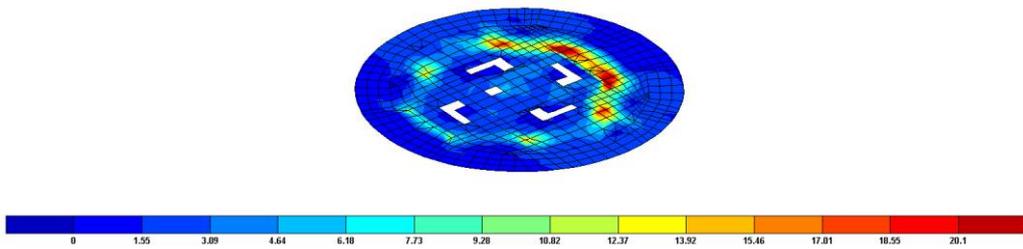
**Figura 136 - Diagrama de armaduras longitudinais da face inferior da laje de fundo do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



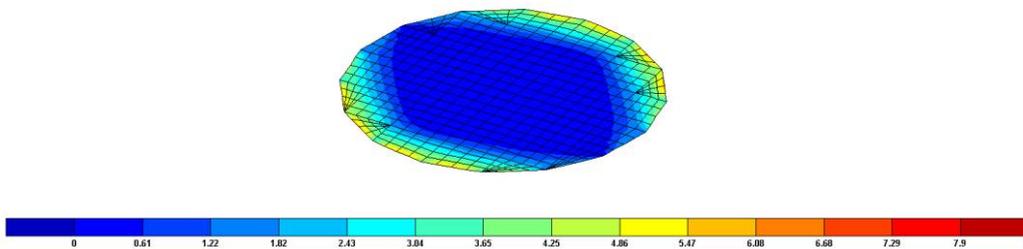
**Figura 137 - Diagrama de armaduras longitudinais da face inferior da laje de cobertura do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



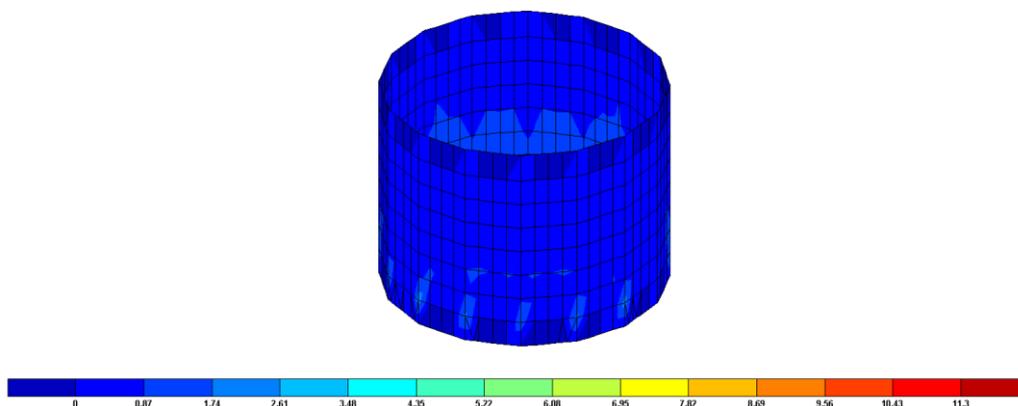
**Figura 138 - Diagrama de armaduras horizontais da face exterior das paredes do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



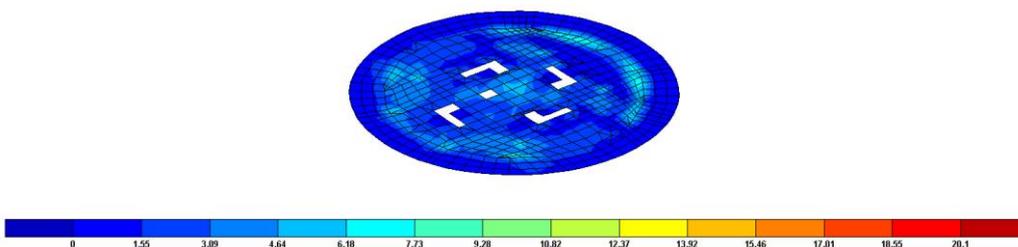
**Figura 139 - Diagrama de armaduras transversais da face superior da laje de fundo do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



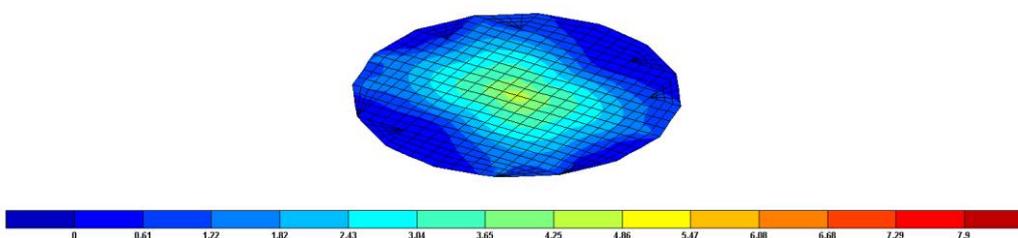
**Figura 140 - Diagrama de armaduras transversais da face superior da laje de cobertura do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 141 - Diagrama de armaduras horizontais da face interior das paredes do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 142 - Diagrama de armaduras transversais da face inferior da laje de fundo do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 143 - Diagrama de armaduras transversais da face inferior da laje de cobertura do compartimento superior (cm<sup>2</sup>/m)**

A armadura de flexão adotada para os diferentes elementos estruturais do compartimento superior é a seguinte:

Paredes: #Ø12//0,10 m nas duas faces.

---

Laje de fundo: #Ø16//0,10 m na face superior; #Ø16//0,10 m na face inferior ( $esp_{laje}=1,15$  m) e #Ø12//0,10 m na restante área.

Laje de cobertura: #Ø10//0,10 m nas duas faces.

#### 4.2.5.2 Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Para as paredes e laje de cobertura, verifica-se que  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  não sendo necessário adotar armadura de esforço transverso.

Para a laje de fundo, adotou-se armadura de esforço transverso igual a  $2RØ10//0,20//0,20$  m nas zonas em que  $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ .

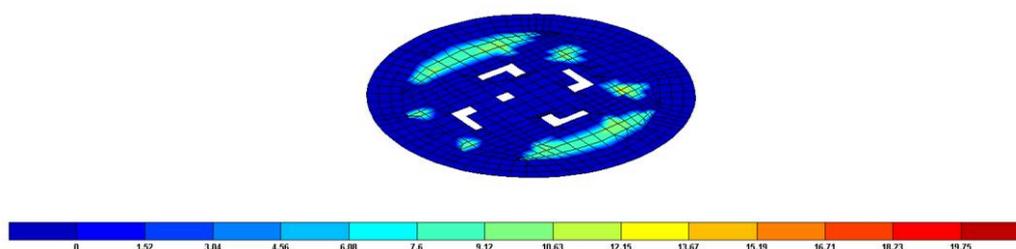


Figura 144 - Diagrama de armaduras de esforço transverso na direção longitudinal da laje de fundo do compartimento superior ( $cm^2/m$ )

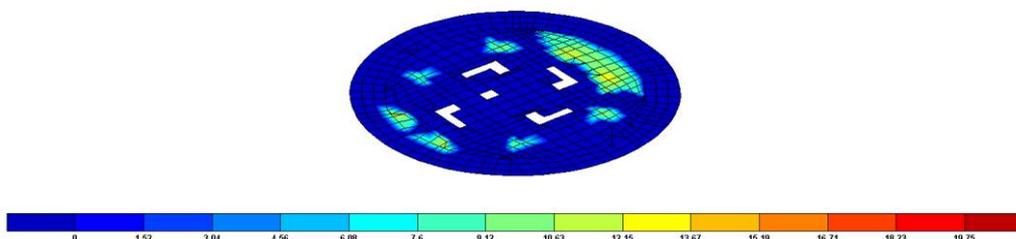


Figura 145 - Diagrama de armaduras de esforço transverso na direção transversal da laje de fundo do compartimento superior ( $cm^2/m$ )

#### 4.2.5.3 Sapata

##### 4.2.5.3.1 Verificação da Segurança à Flexão

A verificação de segurança do terreno de fundação compreende a verificação da capacidade resistente do solo.

A capacidade resistente do solo de fundação foi determinada com base no método analítico preconizado no Anexo D da NP EN 1997-1, para as combinações fundamentais STR/GEO e para a combinação sísmica.

Foram adotados os coeficientes parciais relativos à abordagem de cálculo 1, na qual se incluem as Combinações 1 e 2.

- Combinação 1: A1 + M1 + R1
- Combinação 2: A2 + M2 + R1

Na análise sísmica das fundações foi considerado um coeficiente de comportamento unitário. Para isso, de acordo com o EC8, os esforços sísmicos foram multiplicados pelo coeficiente de comportamento,  $q = 1.50$ .

Nos quadros seguintes apresenta-se a verificação da capacidade resistente do solo de fundação da torre de tomada para as várias combinações e situações de cálculo.

Apresenta-se ainda o dimensionamento das armaduras da sapata.

**Tabela 4-48 – Dimensionamento da sapata da torre (1/10)**

SAPATAS. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EN 1997-1: 2010		Elemento Estrutural: Torre de Tomada de Água																																																																																																															
Projeto / Obra: Aproveitamento hidráulico do Crato		Elemento Estrutural: Torre de Tomada de Água																																																																																																															
Cenário: Sem água na albufeira		Resumo dos Resultados / Verificações																																																																																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="2">Parâmetros Solo</th> <th colspan="2">Sapata</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>\Phi</math> [graus]</td><td>35</td><td>L (x) [m]</td><td>19.50</td></tr> <tr><td><math>c'</math> [kPa]</td><td>0</td><td>B (y) [m]</td><td>18.00</td></tr> <tr><td><math>\alpha</math> [graus]</td><td>0</td><td>H sapata [m]</td><td>4.10</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Prof. média base [m]</td><td>7.80</td></tr> <tr><td></td><td></td><td><math>\gamma_{sat}</math> solo [kN/m<sup>3</sup>]</td><td>20.00</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>d [m]</td><td>3.69</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Dist cg-base [m]</td><td>2.05</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Classe do Betão</td><td>C30/37</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Tipo de Aço</td><td>A500</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Rigidez - Dir. x</td><td>✓</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Rigidez - Dir. y</td><td>✓</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>Peso [kN]</td><td>35977.50</td></tr> <tr><td></td><td></td><td>l água [kN]</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>		Parâmetros Solo		Sapata		$\Phi$ [graus]	35	L (x) [m]	19.50	$c'$ [kPa]	0	B (y) [m]	18.00	$\alpha$ [graus]	0	H sapata [m]	4.10			Prof. média base [m]	7.80			$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00			d [m]	3.69			Dist cg-base [m]	2.05			Classe do Betão	C30/37			Tipo de Aço	A500			Rigidez - Dir. x	✓			Rigidez - Dir. y	✓			Peso [kN]	35977.50			l água [kN]	0.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="2">Verificação da Segurança</th> <th colspan="2">L contacto</th> <th colspan="2">Armaduras [cm<sup>2</sup>/m]</th> </tr> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="2">Combinações Estáticas</th> <th colspan="2">Combinações Estáticas</th> <th>Face Inf</th> <th>Face Sup</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Resistência (Rd/Vd<math>\geq</math>1)</td> <td>16.34</td> <td>L/L mín</td> <td>0.98</td> <td>As/s (x)</td> <td>61.95</td> </tr> <tr> <td>Assentam. (Rd/Vd<math>\geq</math>3)</td> <td>36.84</td> <td>B/B mín</td> <td>0.97</td> <td>As/s (y)</td> <td>65.65</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4.53</td> </tr> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="2">Combinações Dinâmicas</th> <th colspan="2">Combinações Dinâmicas</th> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Resistência (Rd/Vd<math>\geq</math>1)</td> <td>15.23</td> <td>L/L mín</td> <td>0.82</td> <td>As/s (x)</td> <td>48.44</td> </tr> <tr> <td>Assentam. (Rd/Vd<math>\geq</math>2)</td> <td>21.96</td> <td>B/B mín</td> <td>0.75</td> <td>As/s (y)</td> <td>51.34</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>16.27</td> </tr> </tbody> </table>		Verificação da Segurança		L contacto		Armaduras [cm <sup>2</sup> /m]		Combinações Estáticas		Combinações Estáticas		Face Inf	Face Sup	Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	16.34	L/L mín	0.98	As/s (x)	61.95	Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 3)	36.84	B/B mín	0.97	As/s (y)	65.65						4.53	Combinações Dinâmicas		Combinações Dinâmicas				Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	15.23	L/L mín	0.82	As/s (x)	48.44	Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 2)	21.96	B/B mín	0.75	As/s (y)	51.34						16.27
Parâmetros Solo		Sapata																																																																																																															
$\Phi$ [graus]	35	L (x) [m]	19.50																																																																																																														
$c'$ [kPa]	0	B (y) [m]	18.00																																																																																																														
$\alpha$ [graus]	0	H sapata [m]	4.10																																																																																																														
		Prof. média base [m]	7.80																																																																																																														
		$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00																																																																																																														
		d [m]	3.69																																																																																																														
		Dist cg-base [m]	2.05																																																																																																														
		Classe do Betão	C30/37																																																																																																														
		Tipo de Aço	A500																																																																																																														
		Rigidez - Dir. x	✓																																																																																																														
		Rigidez - Dir. y	✓																																																																																																														
		Peso [kN]	35977.50																																																																																																														
		l água [kN]	0.00																																																																																																														
Verificação da Segurança		L contacto		Armaduras [cm <sup>2</sup> /m]																																																																																																													
Combinações Estáticas		Combinações Estáticas		Face Inf	Face Sup																																																																																																												
Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	16.34	L/L mín	0.98	As/s (x)	61.95																																																																																																												
Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 3)	36.84	B/B mín	0.97	As/s (y)	65.65																																																																																																												
					4.53																																																																																																												
Combinações Dinâmicas		Combinações Dinâmicas																																																																																																															
Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	15.23	L/L mín	0.82	As/s (x)	48.44																																																																																																												
Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 2)	21.96	B/B mín	0.75	As/s (y)	51.34																																																																																																												
					16.27																																																																																																												
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="2">Pilar</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td><math>L_{eq}</math> [m]</td><td>9.35</td></tr> <tr><td><math>B_{eq}</math> [m]</td><td>7.60</td></tr> <tr><td>Área sem Vazam [m<sup>2</sup>]</td><td>62.40</td></tr> <tr><td>Área efetiva betão [m<sup>2</sup>]</td><td>47.94</td></tr> <tr><td>H água acima base fund [m]</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>		Pilar		$L_{eq}$ [m]	9.35	$B_{eq}$ [m]	7.60	Área sem Vazam [m <sup>2</sup> ]	62.40	Área efetiva betão [m <sup>2</sup> ]	47.94	H água acima base fund [m]	0.00	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th colspan="3">Verificação por tensões admissíveis</th> </tr> <tr style="background-color: #003366; color: white;"> <th>Comparar com as comb. características</th> <th colspan="2">Comparar com as comb. últimas e sísmicas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tensão admissível relatório (kPa)</td> <td>10000.00</td> <td>Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)</td> <td>15000.00</td> </tr> <tr> <td>Tensão máxima característica (kPa)</td> <td>371.60</td> <td>Tensão máxima ELU (kPa)</td> <td>657.03</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tensão máxima sísmica (kPa)</td> <td>509.22</td> </tr> </tbody> </table>		Verificação por tensões admissíveis			Comparar com as comb. características	Comparar com as comb. últimas e sísmicas		Tensão admissível relatório (kPa)	10000.00	Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)	15000.00	Tensão máxima característica (kPa)	371.60	Tensão máxima ELU (kPa)	657.03			Tensão máxima sísmica (kPa)	509.22																																																																																
Pilar																																																																																																																	
$L_{eq}$ [m]	9.35																																																																																																																
$B_{eq}$ [m]	7.60																																																																																																																
Área sem Vazam [m <sup>2</sup> ]	62.40																																																																																																																
Área efetiva betão [m <sup>2</sup> ]	47.94																																																																																																																
H água acima base fund [m]	0.00																																																																																																																
Verificação por tensões admissíveis																																																																																																																	
Comparar com as comb. características	Comparar com as comb. últimas e sísmicas																																																																																																																
Tensão admissível relatório (kPa)	10000.00	Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)	15000.00																																																																																																														
Tensão máxima característica (kPa)	371.60	Tensão máxima ELU (kPa)	657.03																																																																																																														
		Tensão máxima sísmica (kPa)	509.22																																																																																																														
Hterra+desf sobre sapata [m]		3.70																																																																																																															

**Tabela 4-49 - Dimensionamento da sapata da torre (2/10).**

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1													
Comb	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
ELU_1	Max	-218952.0	-150.7	6.8	1095.0	17420.6	1.35	1109.0	17111.6	-226049.9	150.9	0.0	0.1
ELU_2	Max	-218952.0	-150.7	6.8	1679.2	16790.6	1.35	1693.2	16481.6	-226049.9	150.9	0.0	0.1
ELU_3	Max	-218952.0	0.0	-155.3	10597.6	26243.4	1.35	10279.3	26243.4	-226049.9	155.3	0.0	0.1
ELU_4	Max	-218952.0	0.0	-155.3	11181.8	25613.4	1.35	10863.5	25613.4	-226049.9	155.3	0.0	0.1
ELU_5	Max	-218788.0	-150.7	6.8	1656.5	17390.0	1.35	1670.5	17081.0	-225885.9	150.9	0.0	0.1
ELU_6	Max	-218788.0	0.0	-155.3	11159.0	26212.7	1.35	10840.7	26212.7	-225885.9	155.3	0.0	0.1
ELU_7	Max	-73226.5	0.0	0.0	900.1	18301.9	1.35	900.1	18301.9	-80324.4	0.0	0.0	0.2
ELU_8	Max	-73226.5	0.0	0.0	1483.3	17672.5	1.35	1483.3	17672.5	-80324.4	0.0	0.0	0.2
ELU_9	Max	-73062.4	0.0	0.0	1460.7	18271.2	1.35	1460.7	18271.2	-80160.3	0.0	0.0	0.2
ELU_10	Max	-218817.0	-251.2	11.4	828.7	12064.5	1.35	851.9	11549.5	-225914.9	251.4	0.0	0.1
ELU_11	Max	-218817.0	-251.2	11.4	1412.8	11434.4	1.35	1436.1	10919.5	-225914.9	251.4	0.0	0.0
ELU_12	Max	-218817.0	0.0	-258.8	16666.2	26769.0	1.35	16135.7	26769.0	-225914.9	258.8	0.1	0.1
ELU_13	Max	-218817.0	0.0	-258.8	17250.3	26139.0	1.35	16719.9	26139.0	-225914.9	258.8	0.1	0.1
ELU_14	Max	-218653.0	-251.2	11.4	1390.2	12033.9	1.35	1413.5	11518.9	-225750.9	251.4	0.0	0.1
ELU_15	Max	-218653.0	0.0	-258.8	17227.5	26738.3	1.35	16697.0	26738.3	-225750.9	258.8	0.1	0.1
ELU_16	Max	-72556.0	-251.2	11.4	795.6	5345.0	1.35	818.8	4830.0	-79653.9	251.4	0.0	0.1
ELU_17	Max	-72556.0	0.0	-258.8	16613.1	20036.8	1.35	16082.6	20036.8	-79653.9	258.8	0.2	0.3

Tabela 4-50 - Dimensionamento da sapata da torre (3/10)

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
ELU_1	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	347.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_2	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	347.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_3	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	344.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_4	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	344.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_5	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	347.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_6	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	344.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_7	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.5	1.0	341.7	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_8	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.6	1.0	341.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_9	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.5	1.0	341.5	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_10	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_11	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_12	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	343.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_13	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	343.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_14	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_15	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.8	1.0	343.8	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_16	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.3	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
ELU_17	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.1	1.0	17.5	1.0	334.1	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0

Tabela 4-51 - Dimensionamento da sapata da torre (4/10)

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1

Comb	StepType	Armaduras [cm <sup>2</sup> /m]																	
		Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	it	(R/A') [kPa]	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	As/s (x)	As/s (y)	As/s (x)	As/s (y)
ELU_1	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13759.4	4786516.0	226049.9	21.2	61.3	64.9	0.0	0.0
ELU_2	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13761.5	4787479.3	226049.9	21.2	61.3	64.9	0.0	0.0
ELU_3	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13732.6	4735787.4	226049.9	21.0	61.8	65.5	0.0	0.0
ELU_4	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13734.8	4736745.0	226049.9	21.0	61.8	65.5	0.0	0.0
ELU_5	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13759.6	4785397.7	225885.9	21.2	61.2	64.9	0.0	0.0
ELU_6	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13732.8	4734640.7	225885.9	21.0	61.8	65.5	0.0	0.0
ELU_7	Max	1.5	0.7	1.5	46.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13668.5	4670798.6	80324.4	58.1	20.9	22.1	0.6	4.5
ELU_8	Max	1.5	0.7	1.5	42.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13674.5	4673553.9	80324.4	58.2	20.9	22.1	0.8	4.3
ELU_9	Max	1.5	0.7	1.5	11.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13668.8	4667501.5	80160.3	58.2	20.8	22.1	0.8	4.5
ELU_10	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13764.9	4802168.0	225914.9	21.3	61.1	64.7	0.0	0.0
ELU_11	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13767.0	4803128.7	225914.9	21.3	61.0	64.7	0.0	0.0
ELU_12	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13720.3	4717621.3	225914.9	20.9	61.9	65.7	0.0	0.0
ELU_13	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13722.5	4718572.4	225914.9	20.9	61.9	65.7	0.0	0.0
ELU_14	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13765.1	4801056.3	225750.9	21.3	61.0	64.7	0.0	0.0
ELU_15	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13720.5	4716462.2	225750.9	20.9	61.9	65.6	0.0	0.0
ELU_16	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13703.7	4772565.1	79653.9	59.9	20.3	21.5	1.4	2.3
ELU_17	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13578.1	4536771.5	79653.9	57.0	21.1	22.4	3.7	4.5

**Tabela 4-52 - Dimensionamento da sapata da torre (5/10)**

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB2: A2+M2+R1

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
GEO_1	Max	-124342.0	-130.6	5.9	664.1	11288.1	1.00	676.2	11020.3	-127290.9	130.8	0.0	0.1
GEO_2	Max	-124342.0	-130.6	5.9	1169.6	10742.6	1.00	1181.7	10474.9	-127290.9	130.8	0.0	0.1
GEO_3	Max	-124342.0	0.0	-134.6	8889.6	18928.1	1.00	8613.8	18928.1	-127290.9	134.6	0.1	0.1
GEO_4	Max	-124342.0	0.0	-134.6	9395.1	18382.6	1.00	9119.2	18382.6	-127290.9	134.6	0.1	0.1
GEO_5	Max	-124207.0	-130.6	5.9	1150.0	11259.4	1.00	1162.1	10991.6	-127155.9	130.8	0.0	0.1
GEO_6	Max	-124207.0	0.0	-134.6	9375.4	18899.4	1.00	9099.5	18899.4	-127155.9	134.6	0.1	0.1
GEO_7	Max	-124342.0	0.0	0.0	1010.0	18928.1	1.00	1010.0	18928.1	-127290.9	0.0	0.0	0.1
GEO_8	Max	-124342.0	0.0	0.0	1515.5	18382.7	1.00	1515.5	18382.7	-127290.9	0.0	0.0	0.1
GEO_9	Max	-124207.0	0.0	0.0	1495.9	18899.4	1.00	1495.9	18899.4	-127155.9	0.0	0.0	0.1
GEO_10	Max	-124225.0	-217.7	9.8	433.6	6649.8	1.00	453.7	6203.5	-127173.9	217.9	0.0	0.0
GEO_11	Max	-124225.0	-217.7	9.8	939.0	6104.4	1.00	959.2	5658.1	-127173.9	217.9	0.0	0.0
GEO_12	Max	-124225.0	0.0	-224.3	14142.6	19383.1	1.00	13682.9	19383.1	-127173.9	224.3	0.1	0.2
GEO_13	Max	-124225.0	0.0	-224.3	14648.1	18837.6	1.00	14188.3	18837.6	-127173.9	224.3	0.1	0.1
GEO_14	Max	-124090.0	-217.7	9.8	919.4	6621.2	1.00	939.6	6174.9	-127038.9	217.9	0.0	0.0
GEO_15	Max	-124090.0	0.0	-224.3	14628.3	19354.3	1.00	14168.6	19354.3	-127038.9	224.3	0.1	0.2
GEO_16	Max	-123761.0	-217.7	9.8	919.5	7698.8	1.00	939.6	7252.5	-126709.9	217.9	0.0	0.1
GEO_17	Max	-123761.0	0.0	-224.3	14628.0	20431.7	1.00	14168.2	20431.7	-126709.9	224.3	0.1	0.2

**Tabela 4-53 - Dimensionamento da sapata da torre (6/10)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
GEO_1	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	347.4	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_2	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	347.5	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_3	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.7	1.0	342.8	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_4	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.7	1.0	342.8	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_5	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	347.3	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_6	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.7	1.0	342.7	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_7	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.7	1.0	344.9	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_8	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.7	1.0	344.9	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_9	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.7	1.0	344.8	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_10	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	349.0	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_11	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	349.0	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_12	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	341.2	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_13	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	341.3	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_14	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.8	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_15	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	341.1	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_16	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	348.5	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0
GEO_17	Max	29.3	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	340.8	16.9	28.4	17.8	1.0	1.0

Tabela 4-54 - Dimensionamento da sapata da torre (7/10)

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	(R/A)	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	Face Interior		Face Superior	
																As/s (x)	As/s (y)	As/s (x)	As/s (y)
GEO_1	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6114.9	2124524.4	127290.9	16.7	34.8	36.9	0.0	0.0
GEO_2	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6116.3	2125159.3	127290.9	16.7	34.8	36.9	0.0	0.0
GEO_3	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6098.6	2090636.5	127290.9	16.4	35.3	37.4	0.0	0.0
GEO_4	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6100.0	2091265.7	127290.9	16.4	35.3	37.4	0.0	0.0
GEO_5	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6115.0	2123773.4	127155.9	16.7	34.8	36.9	0.0	0.0
GEO_6	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6098.8	2089857.7	127155.9	16.4	35.3	37.4	0.0	0.0
GEO_7	Max	1.4	0.7	1.5	-21.9	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6108.7	2106997.6	127290.9	16.6	35.1	37.2	0.0	0.0
GEO_8	Max	1.4	0.7	1.5	21.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6110.0	2107637.6	127290.9	16.6	35.1	37.2	0.0	0.0
GEO_9	Max	1.4	0.7	1.5	-7.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6108.8	2106234.7	127155.9	16.6	35.1	37.2	0.0	0.0
GEO_10	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6117.9	2134967.0	127173.9	16.8	34.7	36.7	0.0	0.0
GEO_11	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6119.3	2135599.4	127173.9	16.8	34.6	36.7	0.0	0.0
GEO_12	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6090.8	2078486.7	127173.9	16.3	35.4	37.6	0.0	0.0
GEO_13	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6092.2	2079109.5	127173.9	16.3	35.4	37.6	0.0	0.0
GEO_14	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6118.1	2134222.4	127038.9	16.8	34.6	36.7	0.0	0.0
GEO_15	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6091.0	2077695.7	127038.9	16.4	35.4	37.5	0.0	0.0
GEO_16	Max	1.4	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6115.5	2131264.6	126709.9	16.8	34.6	36.6	0.0	0.0
GEO_17	Max	1.4	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	6088.3	2074642.0	126709.9	16.4	35.4	37.5	0.0	0.0

Tabela 4-55 - Dimensionamento da sapata da torre (8/10)

SISMO (parcela sísmica multiplicada por 1.5 - coeficiente de comportamento)

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
SIS_1	Max	-126552.0	6205.8	1614.0	62326.1	262023.7	1.00	65634.8	274745.5	-129500.9	6412.2	0.5	2.1
SIS_1	Min	-121565.0	-6205.8	-1614.0	-59932.2	-222544.1	1.00	-63240.9	-235265.9	-124513.9	6412.2	0.5	2.2
SIS_2	Max	-129504.0	6680.3	1840.7	51204.0	216732.1	1.00	54977.5	230426.8	-132452.9	6929.3	0.4	1.7
SIS_2	Min	-118613.0	-6680.3	-1840.7	-48810.2	-177252.5	1.00	-52583.7	-190947.2	-121561.9	6929.3	0.5	1.9
SIS_3	Max	-126176.0	1892.0	5369.9	204918.5	92493.5	1.00	215926.9	96372.0	-129124.9	5693.5	1.7	0.7
SIS_3	Min	-121940.0	-1892.0	-5369.9	-202524.7	-53013.9	1.00	-213533.0	-56892.4	-124888.9	5693.5	1.7	0.8
SIS_4	Max	-128939.0	2146.8	6105.8	167744.9	79242.8	1.00	180261.8	83643.7	-131887.9	6472.2	1.4	0.6
SIS_4	Min	-119177.0	-2146.8	-6105.8	-165351.0	-39763.2	1.00	-177867.9	-44164.1	-122125.9	6472.2	1.5	0.7
SIS_5	Max	-126552.0	6205.8	1614.0	62637.2	261688.0	1.00	65945.8	274409.9	-129500.9	6412.2	0.5	2.1
SIS_5	Min	-121565.0	-6205.8	-1614.0	-59621.2	-222879.7	1.00	-62929.9	-235601.6	-124513.9	6412.2	0.5	2.2
SIS_6	Max	-129504.0	6680.3	1840.7	51515.1	216396.4	1.00	55288.6	230091.1	-132452.9	6929.3	0.4	1.7
SIS_6	Min	-118613.0	-6680.3	-1840.7	-48499.1	-177588.1	1.00	-52272.6	-191282.8	-121561.9	6929.3	0.5	1.9
SIS_7	Max	-126176.0	1892.0	5369.9	205229.6	92157.9	1.00	216237.9	96036.4	-129124.9	5693.5	1.7	0.7
SIS_7	Min	-121940.0	-1892.0	-5369.9	-202213.6	-53349.6	1.00	-213222.0	-57228.1	-124888.9	5693.5	1.7	0.8
SIS_8	Max	-128939.0	2146.8	6105.8	168055.9	78907.1	1.00	180572.8	83308.1	-131887.9	6472.2	1.4	0.6
SIS_8	Min	-119177.0	-2146.8	-6105.8	-165039.9	-40098.8	1.00	-177556.9	-44499.8	-122125.9	6472.2	1.5	0.7
SIS_9	Max	-126472.0	6205.8	1614.0	62625.1	262005.2	1.00	65933.8	274727.0	-129420.9	6412.2	0.5	2.1
SIS_9	Min	-121485.0	-6205.8	-1614.0	-59633.3	-222562.6	1.00	-62942.0	-235284.4	-124433.9	6412.2	0.5	2.2
SIS_10	Max	-129424.0	6680.3	1840.7	51503.0	216713.6	1.00	55276.5	230408.3	-132372.9	6929.3	0.4	1.7
SIS_10	Min	-118533.0	-6680.3	-1840.7	-48511.2	-177271.0	1.00	-52284.7	-190965.7	-121481.9	6929.3	0.5	1.9
SIS_11	Max	-126096.0	1892.0	5369.9	205217.5	92475.0	1.00	216225.8	96353.5	-129044.9	5693.5	1.7	0.7
SIS_11	Min	-121860.0	-1892.0	-5369.9	-202225.7	-53032.4	1.00	-213234.0	-56910.9	-124808.9	5693.5	1.7	0.8
SIS_12	Max	-128859.0	2146.8	6105.8	168043.8	79224.3	1.00	180560.7	83625.3	-131807.9	6472.2	1.4	0.6
SIS_12	Min	-119097.0	-2146.8	-6105.8	-165052.0	-39781.7	1.00	-177568.9	-44182.6	-122045.9	6472.2	1.5	0.7

**Tabela 4-56 - Dimensionamento da sapata da torre (9/10)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
SIS_1	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.8	0.8	254.3	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_1	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.6	0.8	250.6	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_2	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.7	1.0	14.5	0.8	271.1	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_2	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	264.2	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_3	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.2	0.8	16.5	0.9	266.7	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_3	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.5	0.9	264.0	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_4	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.8	0.9	16.7	0.9	280.5	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_4	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	275.2	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_5	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.8	0.8	254.3	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_5	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.6	0.8	250.7	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_6	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.7	1.0	14.5	0.8	271.1	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_6	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	264.3	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_7	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.2	0.8	16.5	0.9	266.7	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_7	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.5	0.9	264.0	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_8	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.8	0.9	16.7	0.9	280.5	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_8	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	275.2	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_9	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.8	0.8	254.2	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_9	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.6	0.8	250.5	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_10	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.7	1.0	14.5	0.8	271.0	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_10	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	264.1	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_11	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.1	0.8	16.5	0.9	266.6	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_11	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.5	0.9	263.9	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_12	Max	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.8	0.9	16.7	0.9	280.4	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0
SIS_12	Min	32.5	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	275.1	24.5	37.0	29.9	1.0	1.0

**Tabela 4-57 - Dimensionamento da sapata da torre (10/10)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iy	(R/A')	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	Face Inferior		Face Superior	
																As/s (x)	As/s (y)	As/s (x)	As/s (y)
SIS_1	Max	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7754.9	1972180.9	129500.9	15.2	48.4	51.3	0.0	15.0
SIS_1	Min	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7682.1	1925296.0	124513.9	15.5	47.2	50.0	0.0	16.3
SIS_2	Max	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7895.4	2140433.0	132452.9	16.2	46.5	49.3	0.0	9.6
SIS_2	Min	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7746.7	2046833.2	121561.9	16.8	43.7	46.3	0.0	12.7
SIS_3	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8598.2	2293005.6	129124.9	17.8	46.1	48.8	8.2	0.0
SIS_3	Min	1.6	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8566.0	2261412.7	124888.9	18.1	45.0	47.7	9.6	0.0
SIS_4	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8544.3	2396923.7	131887.9	18.2	44.7	47.4	2.5	0.0
SIS_4	Min	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8463.8	2329187.9	122125.9	19.1	42.2	44.7	5.9	0.0
SIS_5	Max	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7756.4	1972792.1	129500.9	15.2	48.4	51.3	0.0	15.0
SIS_5	Min	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7683.7	1925929.8	124513.9	15.5	47.2	50.0	0.0	16.2
SIS_6	Max	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7896.8	2141026.3	132452.9	16.2	46.5	49.3	0.0	9.6
SIS_6	Min	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7748.2	2047475.9	121561.9	16.8	43.7	46.3	0.0	12.7
SIS_7	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8599.5	2293388.0	129124.9	17.8	46.1	48.8	8.3	0.0
SIS_7	Min	1.6	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8567.3	2261800.9	124888.9	18.1	45.0	47.7	9.6	0.0
SIS_8	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8545.5	2397323.7	131887.9	18.2	44.7	47.4	2.6	0.0
SIS_8	Min	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8465.1	2329604.9	122125.9	19.1	42.2	44.7	5.9	0.0
SIS_9	Max	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7754.0	1971062.5	129420.9	15.2	48.4	51.3	0.0	15.1
SIS_9	Min	1.4	0.8	1.4	75.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7681.2	1924124.1	124433.9	15.5	47.2	50.0	0.0	16.3
SIS_10	Max	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7894.6	2139379.0	132372.9	16.2	46.5	49.3	0.0	9.6
SIS_10	Min	1.4	0.8	1.4	74.6	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	7745.7	2045664.6	121481.9	16.8	43.7	46.3	0.0	12.7
SIS_11	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8597.8	2291864.9	129044.9	17.8	46.0	48.8	8.3	0.0
SIS_11	Min	1.6	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8565.6	2260223.3	124808.9	18.1	45.0	47.6	9.7	0.0
SIS_12	Max	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8543.9	2395850.0	131807.9	18.2	44.7	47.4	2.6	0.0
SIS_12	Min	1.5	0.7	1.6	19.4	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	8463.3	2328006.1	122045.9	19.1	42.1	44.7	5.9	0.0

Constata-se que, para todas as combinações, a capacidade resistente do solo de fundação  $R_d$  (kN) é superior ao esforço atuante,  $V_d$  (kN), ficando garantida a segurança.

Face aos valores de armadura indicados, adotou-se a seguinte armadura na sapata: #Ø25//0,10 m (49,1 cm<sup>2</sup>/m) na face superior e #Ø32//0,10 m na face inferior (80,4 cm<sup>2</sup>/m).

---

## 4.2.6 Estados Limites de Utilização

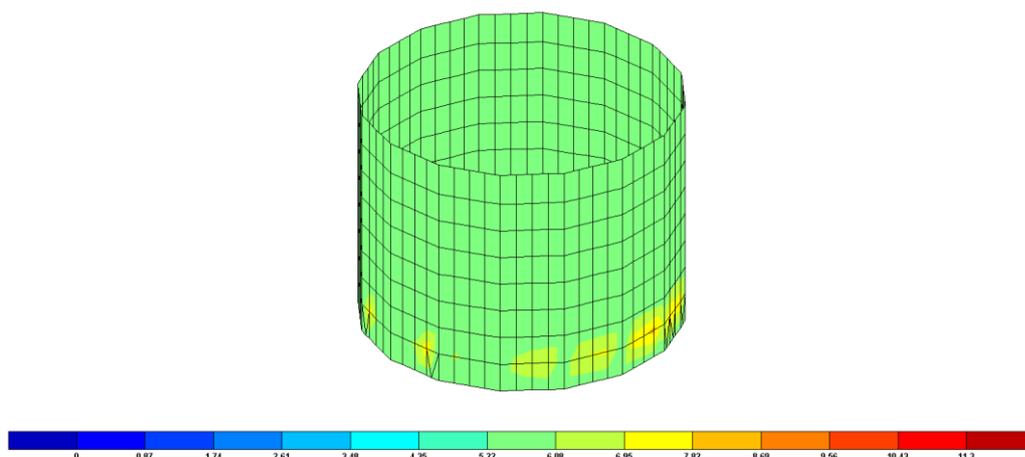
### 4.2.6.1 Compartimento superior

#### 4.2.6.1.1 Verificação da segurança à Fendilhação

O estado limite de abertura de fendas é verificado limitando-se o valor de abertura de fendas  $w_k$  a 0,1 mm, para todas as superfícies em contato com o terreno e/ou água, e a 0,3 mm, para as restantes superfícies, para as combinações quase permanentes de ações.

A verificação das armaduras de flexão para o estado limite de fendilhação apresenta-se nos mapas abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura estipulados pela norma EN 1992-1-1.

A direção longitudinal das lajes corresponde à direção paralela ao eixo de desenvolvimento da galeria e descarga de fundo. Por sua vez, a direção transversal corresponde à direção perpendicular ao eixo de desenvolvimento da galeria e descarga de fundo.



**Figura 146 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção vertical na face exterior (cm<sup>2</sup>/m)**

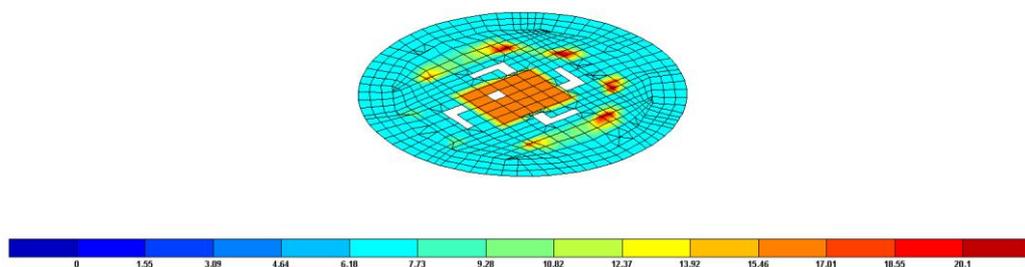


Figura 147 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento superior na direção longitudinal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

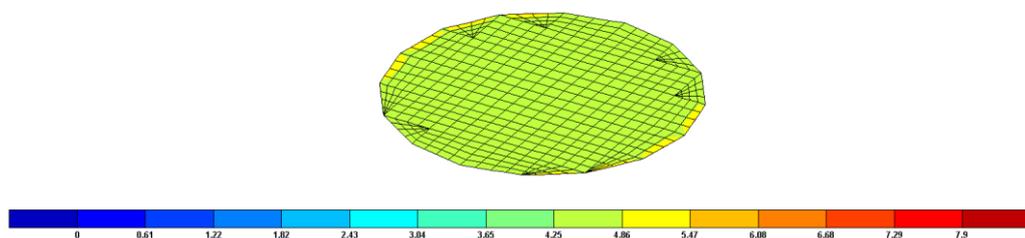


Figura 148 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento superior na direção longitudinal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

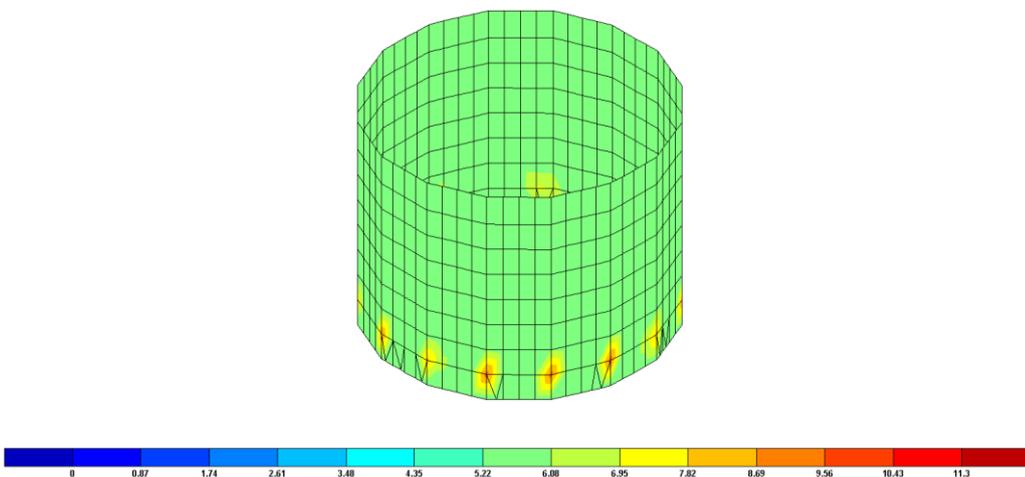
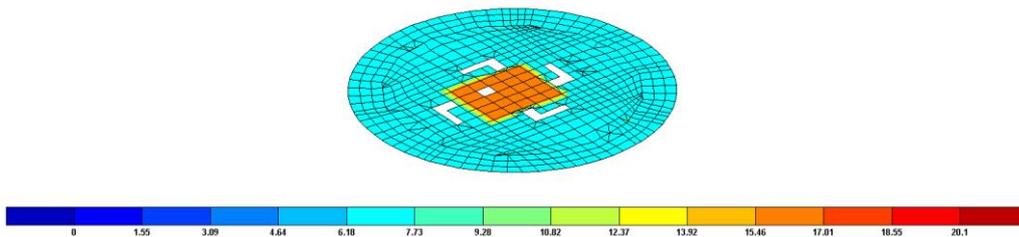
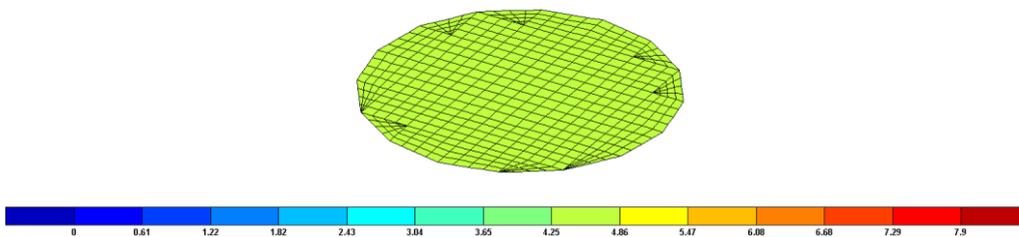


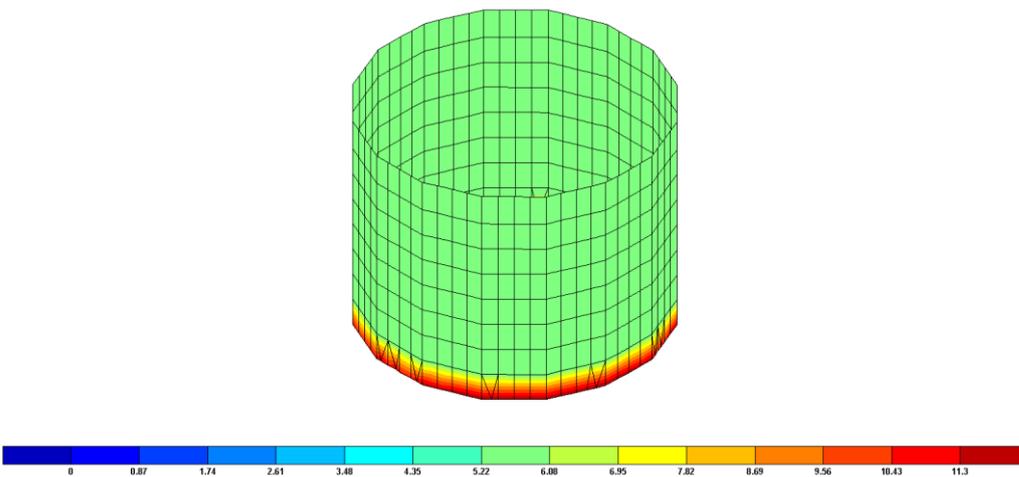
Figura 149 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção vertical na face interior (cm<sup>2</sup>/m)



**Figura 150 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento superior na direção longitudinal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 151 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento superior na direção longitudinal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 152 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção horizontal na face exterior (cm<sup>2</sup>/m)**

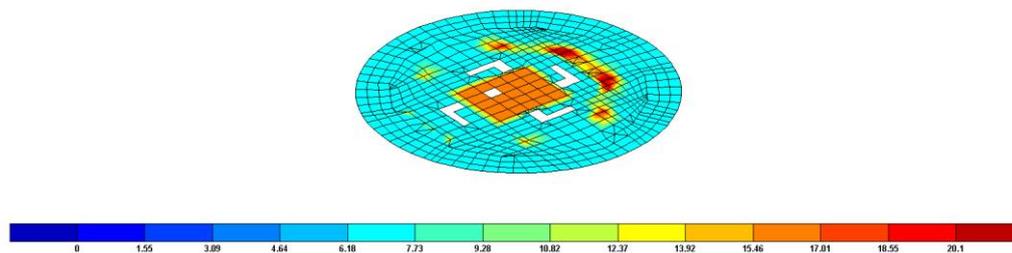


Figura 153 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento inferior na direção transversal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

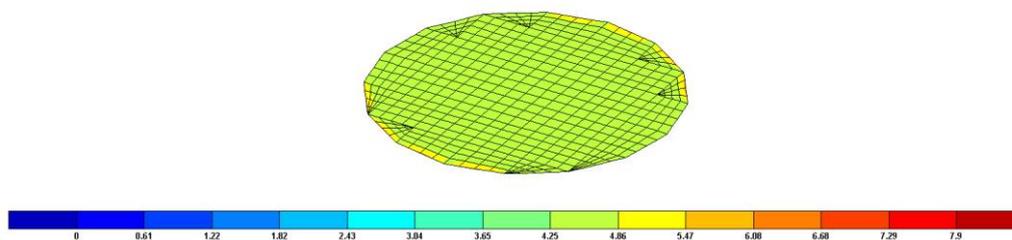


Figura 154 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento inferior na direção transversal na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

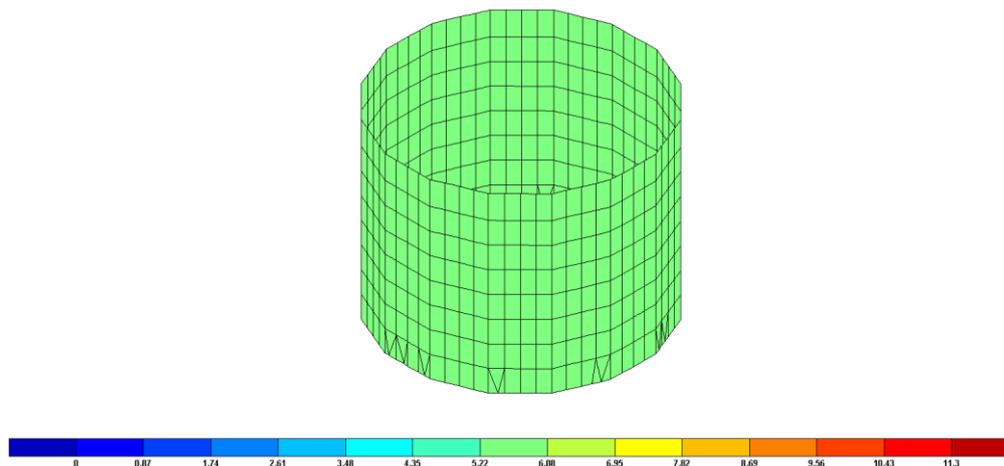


Figura 155 - Verificação da abertura de fendas das paredes do compartimento superior na direção horizontal na face interior (cm<sup>2</sup>/m)

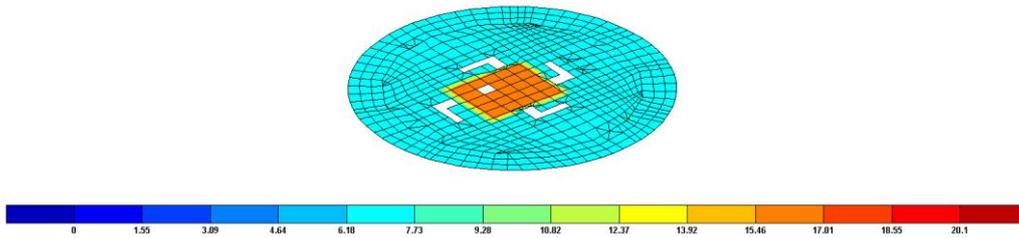


Figura 156 - Verificação da abertura de fendas da laje de fundo do compartimento inferior na direção transversal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)

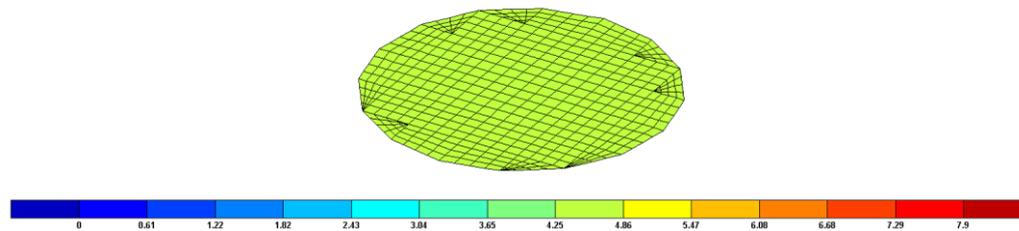


Figura 157 - Verificação da abertura de fendas da laje de cobertura do compartimento inferior na direção transversal na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)

#### 4.2.6.2 Sapata

##### 4.2.6.2.1 Verificação da segurança aos Assentamentos

A verificação de segurança do terreno de fundação compreende a verificação da capacidade resistente do solo, como já foi apresentado anteriormente, para as combinações característica e sísmica.

Tabela 4-58 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (1/7)

SAPATAS. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EN 1997-1: 2010		Elemento Estrutural: Torre de Tomada de Água																																																																																																															
Projeto / Obra: Aproveitamento hidráulico do Crato		Elemento Estrutural: Torre de Tomada de Água																																																																																																															
Cenário: Sem água na albufeira		Resumo dos Resultados / Verificações																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Parâmetros Solo</th> <th colspan="2">Sapata</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>\Phi'</math> [graus]</td> <td>35</td> <td>L (x) [m]</td> <td>19.50</td> </tr> <tr> <td>c' [kPa]</td> <td>0</td> <td>B (y) [m]</td> <td>18.00</td> </tr> <tr> <td><math>\alpha</math> [graus]</td> <td>0</td> <td>H sapata [m]</td> <td>4.10</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Prof. média base [m]</td> <td>7.80</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td><math>\gamma_{sat}</math> solo [kN/m<sup>3</sup>]</td> <td>20.00</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>d [m]</td> <td>3.69</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Dist cg-base [m]</td> <td>2.05</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Classe do Betão</td> <td>C30/37</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tipo de Aço</td> <td>A500</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Rigidez - Dir. x</td> <td>✓</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Rigidez - Dir. y</td> <td>✓</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Peso [kN]</td> <td>35977.50</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>l água [kN]</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>		Parâmetros Solo		Sapata		$\Phi'$ [graus]	35	L (x) [m]	19.50	c' [kPa]	0	B (y) [m]	18.00	$\alpha$ [graus]	0	H sapata [m]	4.10			Prof. média base [m]	7.80			$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00			d [m]	3.69			Dist cg-base [m]	2.05			Classe do Betão	C30/37			Tipo de Aço	A500			Rigidez - Dir. x	✓			Rigidez - Dir. y	✓			Peso [kN]	35977.50			l água [kN]	0.00	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verificação da Segurança</th> <th colspan="2">L contacto</th> <th colspan="2">Armaduras (cm<sup>2</sup>/m)</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Combinções Estáticas</th> <th colspan="2">Combinções Estáticas</th> <th>Face Inf</th> <th>FaceSup</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Resistência (Rd/Vd<math>\geq</math>1)</td> <td>16.34</td> <td>L/L min</td> <td>0.98</td> <td>As/s (x)</td> <td>61.95</td> </tr> <tr> <td>Assentam. (Rd/Vd<math>\geq</math>3)</td> <td>36.84</td> <td>B/B min</td> <td>0.97</td> <td>As/s (y)</td> <td>65.65</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>4.53</td> </tr> <tr> <th colspan="2">Combinções Dinâmicas</th> <th colspan="2">Combinções Dinâmicas</th> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Resistência (Rd/Vd<math>\geq</math>1)</td> <td>15.23</td> <td>L/L min</td> <td>0.82</td> <td>As/s (x)</td> <td>48.44</td> </tr> <tr> <td>Assentam. (Rd/Vd<math>\geq</math>2)</td> <td>21.96</td> <td>B/B min</td> <td>0.75</td> <td>As/s (y)</td> <td>51.34</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>16.27</td> </tr> </tbody> </table>		Verificação da Segurança		L contacto		Armaduras (cm <sup>2</sup> /m)		Combinções Estáticas		Combinções Estáticas		Face Inf	FaceSup	Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	16.34	L/L min	0.98	As/s (x)	61.95	Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 3)	36.84	B/B min	0.97	As/s (y)	65.65						4.53	Combinções Dinâmicas		Combinções Dinâmicas				Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	15.23	L/L min	0.82	As/s (x)	48.44	Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 2)	21.96	B/B min	0.75	As/s (y)	51.34						16.27
Parâmetros Solo		Sapata																																																																																																															
$\Phi'$ [graus]	35	L (x) [m]	19.50																																																																																																														
c' [kPa]	0	B (y) [m]	18.00																																																																																																														
$\alpha$ [graus]	0	H sapata [m]	4.10																																																																																																														
		Prof. média base [m]	7.80																																																																																																														
		$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	20.00																																																																																																														
		d [m]	3.69																																																																																																														
		Dist cg-base [m]	2.05																																																																																																														
		Classe do Betão	C30/37																																																																																																														
		Tipo de Aço	A500																																																																																																														
		Rigidez - Dir. x	✓																																																																																																														
		Rigidez - Dir. y	✓																																																																																																														
		Peso [kN]	35977.50																																																																																																														
		l água [kN]	0.00																																																																																																														
Verificação da Segurança		L contacto		Armaduras (cm <sup>2</sup> /m)																																																																																																													
Combinções Estáticas		Combinções Estáticas		Face Inf	FaceSup																																																																																																												
Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	16.34	L/L min	0.98	As/s (x)	61.95																																																																																																												
Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 3)	36.84	B/B min	0.97	As/s (y)	65.65																																																																																																												
					4.53																																																																																																												
Combinções Dinâmicas		Combinções Dinâmicas																																																																																																															
Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	15.23	L/L min	0.82	As/s (x)	48.44																																																																																																												
Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 2)	21.96	B/B min	0.75	As/s (y)	51.34																																																																																																												
					16.27																																																																																																												
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Pilar</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>L<sub>pl</sub> (x) [m]</td> <td>9.35</td> </tr> <tr> <td>B<sub>pl</sub> (y) [m]</td> <td>7.60</td> </tr> <tr> <td>Área sem Vazam [m<sup>2</sup>]</td> <td>62.40</td> </tr> <tr> <td>Área efetiva betão [m<sup>2</sup>]</td> <td>47.94</td> </tr> <tr> <td>H água acima base fund [m]</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>		Pilar		L <sub>pl</sub> (x) [m]	9.35	B <sub>pl</sub> (y) [m]	7.60	Área sem Vazam [m <sup>2</sup> ]	62.40	Área efetiva betão [m <sup>2</sup> ]	47.94	H água acima base fund [m]	0.00	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Verificação por tensões admissíveis</th> </tr> <tr> <th colspan="2">Comparar com as comb. características</th> <th colspan="2">Comparar com as comb. últimas e sísmicas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Tensão admissível relatório (kPa)</td> <td>10000.00</td> <td>Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)</td> <td>15000.00</td> </tr> <tr> <td>Tensão máxima característica (kPa)</td> <td>371.60</td> <td>Tensão máxima ELU (kPa)</td> <td>657.03</td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td>Tensão máxima sísmica (kPa)</td> <td>509.22</td> </tr> </tbody> </table>		Verificação por tensões admissíveis		Comparar com as comb. características		Comparar com as comb. últimas e sísmicas		Tensão admissível relatório (kPa)	10000.00	Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)	15000.00	Tensão máxima característica (kPa)	371.60	Tensão máxima ELU (kPa)	657.03			Tensão máxima sísmica (kPa)	509.22																																																																																
Pilar																																																																																																																	
L <sub>pl</sub> (x) [m]	9.35																																																																																																																
B <sub>pl</sub> (y) [m]	7.60																																																																																																																
Área sem Vazam [m <sup>2</sup> ]	62.40																																																																																																																
Área efetiva betão [m <sup>2</sup> ]	47.94																																																																																																																
H água acima base fund [m]	0.00																																																																																																																
Verificação por tensões admissíveis																																																																																																																	
Comparar com as comb. características		Comparar com as comb. últimas e sísmicas																																																																																																															
Tensão admissível relatório (kPa)	10000.00	Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)	15000.00																																																																																																														
Tensão máxima característica (kPa)	371.60	Tensão máxima ELU (kPa)	657.03																																																																																																														
		Tensão máxima sísmica (kPa)	509.22																																																																																																														
Hterra+desf sobre sapata [m] 3.70		não interessa aqui																																																																																																															

**Tabela 4-59 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (2/7)**

ASSENTAMENTOS (1)													
CARACTERISTICAS													
OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
CARACT_1	Max	-124208.0	-100.5	4.5	856.1	13398.2	1.00	865.4	13192.2	-127156.9	100.6	0.0	0.1
CARACT_2	Max	-124208.0	0.0	-103.5	7183.3	19275.1	1.00	6971.1	19275.1	-127156.9	103.5	0.1	0.2
CARACT_3	Max	-124208.0	-100.5	4.5	1244.9	12978.7	1.00	1254.2	12772.7	-127156.9	100.6	0.0	0.1
CARACT_4	Max	-124208.0	0.0	-103.5	7572.1	18855.5	1.00	7359.9	18855.5	-127156.9	103.5	0.1	0.1
CARACT_5	Max	-124118.0	-167.5	7.6	678.7	9830.3	1.00	694.3	9487.0	-127066.9	167.6	0.0	0.1
CARACT_6	Max	-124118.0	0.0	-172.5	11224.0	19625.1	1.00	10870.4	19625.1	-127066.9	172.5	0.1	0.2
CARACT_7	Max	-124118.0	-167.5	7.6	1067.5	9410.8	1.00	1083.1	9067.5	-127066.9	167.6	0.0	0.1
CARACT_8	Max	-124118.0	0.0	-172.5	11612.9	19205.5	1.00	11259.2	19205.5	-127066.9	172.5	0.1	0.2

**Tabela 4-60 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (3/7)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
CARACT_1	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	346.7	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_2	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.7	1.0	343.1	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_3	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.8	1.0	346.7	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_4	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.4	1.0	17.7	1.0	343.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_5	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	347.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_6	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	341.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_7	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.5	1.0	17.9	1.0	347.9	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
CARACT_8	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	19.3	1.0	17.7	1.0	342.0	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0

**Tabela 4-61 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (4/7)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	(R/A')	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd
CARACT_1	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13736.2	4762493.1	127156.9	37.45
CARACT_2	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13704.5	4702660.5	127156.9	36.98
CARACT_3	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13738.7	4763637.4	127156.9	37.46
CARACT_4	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13707.0	4703796.8	127156.9	36.99
CARACT_5	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13742.7	4780989.3	127066.9	37.63
CARACT_6	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13689.9	4681269.1	127066.9	36.84
CARACT_7	Max	1.5	0.7	1.5	-87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13745.2	4782130.0	127066.9	37.63
CARACT_8	Max	1.5	0.7	1.5	0.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	13692.5	4682396.4	127066.9	36.85

**Tabela 4-62 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (5/7)**

**SISMO (parcela sísmica multiplicada por 1.5 - coeficiente de comportamento)**

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
SIS_1	Max	-124721.0	6108.0	1608.6	62818.4	261318.5	1.00	66116.0	273839.8	-127669.9	6316.2	0.5	2.1
SIS_1	Min	-119858.0	-6108.0	-1608.6	-60450.0	-209801.4	1.00	-63747.6	-223232.7	-122806.9	6316.2	0.5	2.2
SIS_2	Max	-127620.0	6549.7	1823.4	51784.8	215345.1	1.00	55522.7	228771.9	-130568.9	6798.8	0.4	1.8
SIS_2	Min	-116959.0	-6549.7	-1823.4	-49416.4	-163828.0	1.00	-53154.3	-177254.8	-119907.9	6798.8	0.5	1.9
SIS_3	Max	-124380.0	1860.8	5348.1	206558.7	96481.8	1.00	217522.3	100296.4	-127328.9	5662.6	1.7	0.8
SIS_3	Min	-120199.0	-1860.8	-5348.1	-204190.3	-44964.7	1.00	-215154.0	-48779.4	-123147.9	5662.6	1.8	0.8
SIS_4	Max	-127110.0	2097.4	6037.1	169616.1	82937.9	1.00	181992.1	87237.6	-130058.9	6391.1	1.4	0.7
SIS_4	Min	-117469.0	-2097.4	-6037.1	-167247.7	-31420.8	1.00	-179623.7	-35720.5	-120417.9	6391.1	1.5	0.7
SIS_5	Max	-124721.0	6108.0	1608.6	63129.4	260982.8	1.00	66427.0	273504.1	-127669.9	6316.2	0.5	2.1
SIS_5	Min	-119858.0	-6108.0	-1608.6	-60139.0	-210137.2	1.00	-63436.6	-222658.5	-122806.9	6316.2	0.5	2.2
SIS_6	Max	-127620.0	6549.7	1823.4	52095.8	215009.3	1.00	55833.7	228436.2	-130568.9	6798.8	0.4	1.7
SIS_6	Min	-116959.0	-6549.7	-1823.4	-49105.4	-164163.7	1.00	-52843.3	-177590.6	-119907.9	6798.8	0.5	1.9
SIS_7	Max	-124380.0	1860.8	5348.1	206869.7	96146.1	1.00	217833.3	99960.7	-127328.9	5662.6	1.7	0.8
SIS_7	Min	-120199.0	-1860.8	-5348.1	-203879.3	-45300.5	1.00	-214843.0	-49115.1	-123147.9	5662.6	1.8	0.8
SIS_8	Max	-127110.0	2097.4	6037.1	169927.1	82602.1	1.00	182303.1	86901.9	-130058.9	6391.1	1.4	0.7
SIS_8	Min	-117469.0	-2097.4	-6037.1	-166936.7	-31756.5	1.00	-179312.7	-36056.3	-120417.9	6391.1	1.5	0.7
SIS_9	Max	-124641.0	6108.0	1608.6	63117.3	261300.0	1.00	66414.9	273821.3	-127589.9	6316.2	0.5	2.1
SIS_9	Min	-119778.0	-6108.0	-1608.6	-60151.1	-209819.9	1.00	-63448.7	-223341.2	-122726.9	6316.2	0.5	2.2
SIS_10	Max	-127540.0	6549.7	1823.4	52083.7	215326.6	1.00	55821.6	228753.4	-130488.9	6798.8	0.4	1.8
SIS_10	Min	-116879.0	-6549.7	-1823.4	-49117.4	-163846.5	1.00	-52855.4	-177273.3	-119827.9	6798.8	0.5	1.9
SIS_11	Max	-124300.0	1860.8	5348.1	206857.7	96463.3	1.00	217821.3	100277.9	-127248.9	5662.6	1.7	0.8
SIS_11	Min	-120119.0	-1860.8	-5348.1	-203891.4	-44983.2	1.00	-214855.0	-48797.9	-123067.9	5662.6	1.8	0.8
SIS_12	Max	-127030.0	2097.4	6037.1	169915.0	82919.4	1.00	182291.1	87219.1	-129978.9	6391.1	1.4	0.7
SIS_12	Min	-117389.0	-2097.4	-6037.1	-166948.8	-31439.3	1.00	-179324.8	-35739.0	-120337.9	6391.1	1.5	0.7

**Tabela 4-63– Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (6/7)**

Comb	StepType	$\Phi'$	c'	$\gamma_d$	qd	$\alpha$	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	N $\gamma$	bc	bq
SIS_1	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.7	0.8	253.1	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_1	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.5	0.8	249.5	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_2	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.5	0.8	270.3	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_2	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	263.5	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_3	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.1	0.8	16.4	0.9	264.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_3	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.4	0.9	261.4	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_4	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.7	0.9	16.7	0.9	278.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_4	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	272.7	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_5	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.7	0.8	253.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_5	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.5	0.8	249.5	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_6	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.5	0.8	270.4	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_6	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	263.5	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_7	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.1	0.8	16.4	0.9	264.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_7	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.4	0.9	261.4	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_8	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.7	0.9	16.7	0.9	278.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_8	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	272.7	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_9	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.5	0.9	13.7	0.8	253.0	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_9	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.4	0.9	13.5	0.8	249.3	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_10	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.5	0.8	270.2	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_10	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	18.6	1.0	14.2	0.8	263.3	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_11	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.1	0.8	16.4	0.9	264.0	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_11	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.0	0.8	16.4	0.9	261.3	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_12	Max	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.7	0.9	16.7	0.9	278.1	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0
SIS_12	Min	35.0	0.0	20.0	156.0	0.0	16.5	0.8	16.6	0.9	272.6	33.3	46.1	45.2	1.0	1.0

**Tabela 4-64 – Verificação da capacidade resistente do solo da sapata da torre (7/7)**

Comb	StepType	Sq	S $\gamma$	Sc	$\theta$	mB	mL	m	ic	iq	i $\gamma$	(R/A')	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd
SIS_1	Max	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11072.8	2803066.9	127669.9	21.96
SIS_1	Min	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	10966.4	2735644.6	122806.9	22.28
SIS_2	Max	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11296.8	3053977.6	130568.9	23.39
SIS_2	Min	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11080.0	2919098.7	119907.9	24.34
SIS_3	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12289.8	3246506.5	127328.9	25.50
SIS_3	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12241.3	3199904.7	123147.9	25.98
SIS_4	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12226.6	3401674.5	130058.9	26.15
SIS_4	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12106.6	3301674.0	120417.9	27.42
SIS_5	Max	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11075.1	2803969.1	127669.9	21.96
SIS_5	Min	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	10968.7	2736579.4	122806.9	22.28
SIS_6	Max	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11299.0	3054854.0	130568.9	23.40
SIS_6	Min	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11082.3	2920047.0	119907.9	24.35
SIS_7	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12291.8	3247068.1	127328.9	25.50
SIS_7	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12243.3	3200474.8	123147.9	25.99
SIS_8	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12228.4	3402263.0	130058.9	26.16
SIS_8	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12108.5	3302287.3	120417.9	27.42
SIS_9	Max	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11071.5	2801428.6	127589.9	21.96
SIS_9	Min	1.4	0.8	1.4	75.2	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	10965.0	2733929.0	122726.9	22.28
SIS_10	Max	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11295.7	3052433.5	130488.9	23.39
SIS_10	Min	1.4	0.8	1.5	74.4	1.6	1.4	1.6	0.9	0.9	0.9	11078.6	2917388.5	119827.9	24.35
SIS_11	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12289.2	3244827.2	127248.9	25.50
SIS_11	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12240.6	3198154.0	123067.9	25.99
SIS_12	Max	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12225.9	3400093.3	129978.9	26.16
SIS_12	Min	1.6	0.7	1.6	19.2	1.5	1.5	1.5	0.9	0.9	0.9	12105.8	3299934.0	120337.9	27.42

### 4.3 PASSADIÇO DE ACESSO À TORRE DE TOMADA DE ÁGUA

#### 4.3.1 Introdução

A solução estrutural proposta consiste em três pórticos de um vão em betão armado pré-esforçado longitudinalmente, cada um com 32,10 m de extensão, medidos entre eixos dos apoios, e simplesmente apoiado nos mesmos.

O tabuleiro é constituído por 2 alinhamentos de vigas pré-fabricadas, em betão armado pré-esforçado, com 1,30 m de altura. As vigas têm geometria em “T”, estando afastadas de 1,30 m entre eixos. A laje, com uma altura total de 0,20 m é constituída por pré-lajes com 0,065 m de espessura e com os restantes 0,135 m betonados *in-situ*. O tabuleiro é simplesmente apoiado nos encontros e pilares.

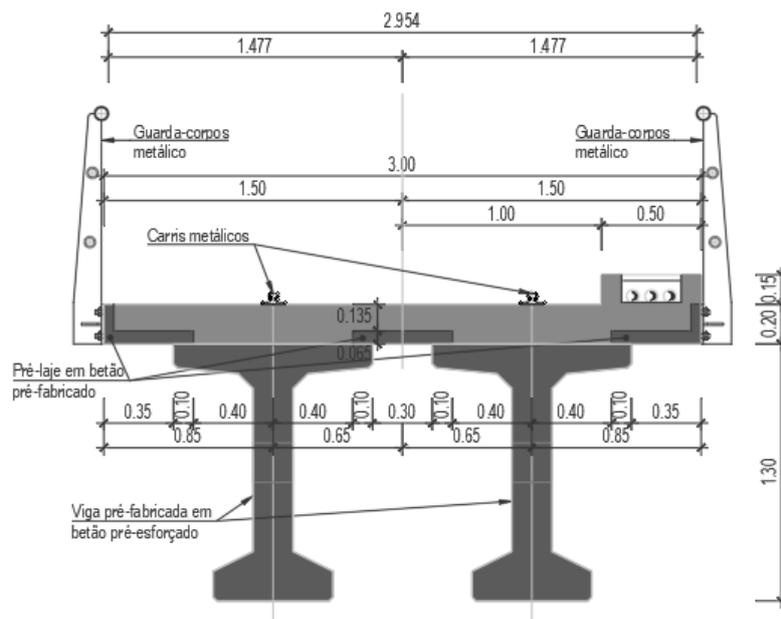


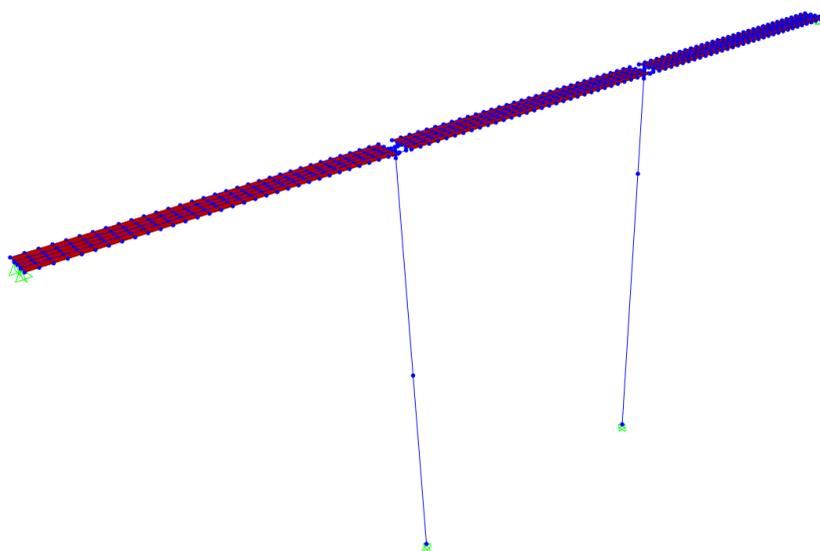
Figura 158 – Geometria da secção transversal do tabuleiro do passadiço

A amarração das vigas pré-fabricadas nas carlingas de extremidade do tabuleiro é garantida com armadura passiva. As carlingas têm 0,60 m de largura e cerca de 1,15 m de altura no eixo do tabuleiro, estando as faces inferiores mais desfavoráveis localizadas a cerca de 0,25 m acima da cota de apoio das vigas.

---

Cada alinhamento transversal de apoio do tabuleiro nos encontros possui dois aparelhos de apoio em neoprene cintado, sendo os batentes responsáveis por impedir aos movimentos nas duas direções.

A análise do passadiço foi realizada com base num modelo tridimensional feito no programa de cálculo SAP2000. Neste modelo foi possível modelar as vigas, a laje do tabuleiro, as carlingas e os pilares. Dadas as características dos aparelhos de apoio, estes foram modelados através de *links*.



**Figura 159 – Modelo de cálculo do passadiço**

#### **4.3.2 Ações**

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais que constituem o passadiço de acesso à torre de tomada foram as seguintes:

- Peso próprio das estruturas;
- Peso dos revestimentos e impermeabilizações;
- Sobrecarga de utilização;
- Sobrecarga rodoviária (passagem de equipamento);
- Ação do vento no tabuleiro e pilares;
- Subpressões hidrostáticas;
- Peso da água sobre a sapata de fundação;
- Peso das terras sobre a sapata de fundação;

- Retração;
- Variação de temperatura.
- Ação sísmica.

Estas ações foram combinadas de acordo com o referido anteriormente para a verificação do betão armado.

#### **4.3.3 Combinações de ações**

As ações foram combinadas de acordo com as combinações do capítulo 3.5, de forma a considerar os seguintes cenários de carregamento (quando aplicáveis):

- Condição de carregamento 1: albufeira vazia e pilares sem água no interior;
- Condição de carregamento 2: albufeira com nível de água NMC e pilares sem água no interior;
- Condição de carregamento 3: albufeira com nível de água NPA e pilares sem água no interior com sismo (ascendente/descendente);
- Condição de carregamento 4: albufeira com nível de água NPA e pilares com água no interior com sismo (ascendente/descendente).
- Condição de carregamento 5: fase construtiva com albufeira vazia (pilares em consola).

#### **4.3.4 Estados Limites Últimos STR**

##### **4.3.4.1 Pré-lajes**

A verificação das pré-lajes foi efetuada através da seguinte folha de calculo desenvolvida na TPF:

Tabela 4-65 – Dimensionamento das pré-lajes (1/5)

DADOS						
GEOMETRIA						
Braço treliça z (m)	Passo treliça pa (m)	Largura treliça a (m)	$\alpha$ (°)	$\beta$ (°)	Nº treliças	Afast. (m)
0,100	0,200	0,150	45,00	53,13	3	0,600
Larg. pré-laje (m)	Espess. pré-laje (m)	Espess. média final da laje - vão (m)	Espess. média final laje - consola (m)	Vão livre laje (m)	Vão entre eixos (m)	
1,800	0,065	0,200	0,200	0,400	0,300	
Entregas da pré-laje (m)	Dist entre eixo entregas (m)	Comp consola ao eixo do apoio (m)	Faseamento de betonagem		F.S. derrubamento	
0,100	0,900	0,800	Do vão para a consola		4,20	

MATERIAIS / REFORÇOS										
BETÃO					AÇO					
Elemento	Classe	$F_{cd}$	$E_m$	Classe	$F_{yk}$	$\phi$ As,sup	$\phi$ As,inf	$\phi$ As,diag	Atravessa o apoio?	Posição Arm. (mm)
PRÉ-LAJES	C30/37	20 000	33,0	A500	435 000	10	10	8		
B. COMPLEM.	C30/37	20 000	33,0	Armadura Ref. no		8	10	As,ref (cm2)	4,71	Sim

NERVURAS		PRÉ-ESFORÇO (VÃO)			
All. Tot Nervuras (m)	$\Sigma$ Larg. Nervuras (m)	Armadura de Pré-Esforço na Pré-laje	Classe	Perdas Totais Ct. Prazo	
No vão					
Na consola		Posição Cordões (mm)	Asp (cm2)	$F_{p,yd}$ (kPa)	Po (kN)
					Po'28 (kN)

Tabela 4-66 – Dimensionamento das pré-lajes (2/5)

CRITÉRIOS PARA VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA						
Estados Limites Últimos (Fase construção)	ACÇÕES		FACTORES COMBINAÇÃO			
	Sq montagem (kN/m <sup>2</sup> )	Sq extrem. consola (kN)	PP		SQ	
	2.00	1.00	$\gamma_{pp,tav.}$	$\gamma_{pp,dest.}$	$\gamma_{sq,tav.}$	$\gamma_{sq,dest.}$
			1.00	1.20	0.00	1.20
Estados Limites Utilização e de Equilíbrio	Sq montagem (EL Deformação e Equilíbrio) (kN/m <sup>2</sup> )	Flechas, t=∞ para (0+φ).f <sub>1,pp</sub> +(1+φ).f <sub>1,rcp</sub> +f <sub>1,env(SQ)</sub> (mm)			Wk,∞ vão final devido a R.C.P. e ψ.Env(SQ) (mm)	
		Vão	Consola			
	1.00	0.70	0.70	0.00		

Tabela 4-67 – Dimensionamento das pré-lajes (3/5)

RESULTADOS					
ESFORÇOS / PRÉ-LAJE					
Máximo Mom Pos. M+,k (kNm)	Máximo Mom Pos. Cálç. M+,d (kNm)	Máximo Mom Neg. Cálç. M-,d (kNm)	Esf Trsv em A [Vsd,A] (kN)	Esf Trsv em B [Vsd,B] (kN)	Esf Trsv em C [Vsd,C] (kN)
0.32	0.45	-0.28	4.10	-2.16	-6.80

**Tabela 4-68 – Dimensionamento das pré-lajes (4/5).**

E.L.ÚLTIMOS - VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS SUPERIORES							
Meio vão (Compressão)	$\sigma_c, sd$ (MPa)	$L_o$ [0,80xL] ou [0,10xL <sub>tot</sub> ] (m)	$\chi$ (factor encurv.)	$\sigma'_c, sd$ (MPa)	As,calc (cm <sup>2</sup> /prlj)	As,adopt (cm <sup>2</sup> /prlj)	Verif
	-5.05	0.16	0.54	-9.35	0.05	2.36	ok! ("f.s."=46.52)
Apoio (Tração)	$\sigma_t, sd$ (MPa)	$L_o$ [0,80 x L] (m)	$\chi$ (factor encurv.)	$\sigma'_t, sd$ (MPa)	As,calc (cm <sup>2</sup> /prlj)	As,adopt (cm <sup>2</sup> /prlj)	Verif
	11.74	--	1.00	11.74	0.06	2.36	ok! ("f.s."=37.04)
E.L.ÚLTIMOS - VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS INFERIORES							
Meio vão (Tração)	$\sigma_c, sd$ (MPa)	$L_o$ [0,80 x L] (m)	$\chi$ (factor encurv.)	$\sigma'_c, sd$ (MPa)	As,calc (cm <sup>2</sup> /prlj)	As,adopt (cm <sup>2</sup> /prlj)	Verif
	0.06	--	1.00	0.06	0.00	9.42	ok! ("f.s."=14136.09)
Apoio (Compressão)	$\sigma_t, sd$ (MPa)	$L_o$ [0,80 x L] (m)	$\chi$ (factor encurv.)	$\sigma'_t, sd$ (MPa)	As,calc (cm <sup>2</sup> /prlj)	As,adopt (cm <sup>2</sup> /prlj)	Verif
	-5.87	0.16	0.54	-10.88	0.12	9.42	ok! ("f.s."=79.99)
E.L.ÚLTIMOS - VERIFICAÇÃO DAS ARMADURAS DIAGONAIS							
Apoio (Compressão)	F <sub>c, sd</sub> (kN)	$L_o$ [0,80 x L] (m)	$\chi$ (factor encurv.)	F' <sub>c, sd</sub> (kN)	As,calc (cm <sup>2</sup> /prlj)	As,adopt (cm <sup>2</sup> /prlj)	Verif
	12.03	0.08	0.79	15.31	0.35	3.02	ok! ("f.s."=8.57)
E.L.ÚLTIMOS - VER. SEG. ESF. RASANTE (CONSIDERANDO SUPERFÍCIE DE INTERACÇÃO RUGOSA) (EC2)							
Vão - Apoios	Esf Trsv Final V <sub>sd, final</sub> (kN/m)	V <sub>E, di</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	As, treliças (cm <sup>2</sup> /m/prlj)	As <sub>Ref, adopt</sub> (cm <sup>2</sup> /m/prlj)	V <sub>R, di</sub> (kN)	Verif	
	27.60	183.08	15.08	0.00	855.10	ok!	("f.s."=4.67)

**Tabela 4-69 – Dimensionamento das pré-lajes (5/5)**

E.L.UTILIZAÇÃO - VERIFICAÇÃO DA DEFORMAÇÃO									
CURTO PRAZO						LONGO PRAZO			
Meio vão	contra-flecha (<0) (mm)	$\delta_{pre-treliças}$ (mm)	$\delta_{betonagem 1^a\ fase}$ (mm)	$\delta_{betonagem 2^a\ fase}$ (mm)	$\delta_{tot, inicial}$ (mm)	$L_{vão} / \delta_{tot, inicial}$	$\delta_{ppr+cp+q, t=100}$ (mm)	$L_{vão} / \delta_{tot, t=100}$	
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	416685	0.7	713	
Consola	contra-flecha (<0) (mm)	$\delta_{pre-treliças}$ (mm)	$\delta_{betonagem 1^a\ fase}$ (mm)	$\delta_{betonagem 2^a\ fase}$ (mm)	$\delta_{tot, inicial}$ (mm)	$L_{consola} / \delta_{tot, inicial}$	$\delta_{ppr+cp+q, t=100}$ (mm)	$L_{consola} / \delta_{tot, t=100}$	
	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	12399	0.7	481	
E.L.UTILIZAÇÃO - VERIFICAÇÃO DA FENDILHAÇÃO									
CURTO PRAZO					LONGO PRAZO				
Meio vão	Afast. Varões (Calculado) (mm)	Afast. Varões (Imposto) (m)	$\sigma_s$ (MPa)	$\epsilon_{sm}$ (%)	$s_{rm}$ (m)	$w_m$ (mm)	$w_{K, inicial}$ (mm)	$w_{K, cpr+q, t=100}$ (mm)	$w_{K, tot, 100}$ (mm)
	0.113	0.150	3.3	1.59E-05	0.22	0.00	0.01	--	--
VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DA PRÉ-LAJE NA DIRECÇÃO TRANSVERSAL (FASE DE BETONAGEM)									
Vãos interiores	L <sub>máx, calc</sub> (m)	Momento Cálc. M <sub>+d</sub> (kNm)	$\sigma_{d, f, t, betonagem}$ (kPa)	f <sub>ctm</sub> (kPa)	Verif	Esforço Transv. V <sub>sd, d</sub> (kNm)	Esf. Trsv. Resist. V <sub>cd</sub> (kNm)	Verif	
	0.45	0.306	241.6	2800.0	ok!	3.4	46.8	ok!	
Consola	L <sub>calc</sub> (m)	Momento Cálc. M <sub>-d</sub> (kNm)	$\sigma_{d, f, t, betonagem}$ (MPa)	f <sub>ctm</sub> (MPa)	Verif	Esforço Transv. V <sub>sd, d</sub> (kNm)	Esf. Trsv. Resist. V <sub>cd</sub> (kNm)	Verif	
	0.23	-0.383	302.0	2800.0	ok!	3.4	46.8	ok!	

### 4.3.4.2 Tabuleiro

#### 4.3.4.2.1 Verificação da Segurança à Flexão

- Análise longitudinal

Apresenta-se o diagrama de momentos fletores resultante da envolvente de combinações de estado limite último para as vigas pré-fabricadas. Devido à simetria da estrutura e das condições de apoio e carregamento, os diagramas são iguais para todas as vigas.



Figura 160 – Diagrama de momentos fletores ULS das vigas pré-fabricadas

A verificação ao Estado Limite Último de Flexão foi realizada considerando a secção final solidarizada e admitindo o pré-esforço do lado da resistência.

A avaliação da capacidade resistente garantida pelo pré-esforço bem como a armadura ordinária a meio vão será calculada pelo fornecedor, respeitando os seguintes esforços:

- $M^+_{PPVIGA} (1/2 \text{ vão}) = 1458,8 \text{ kNm}$
- $M^+_{ULS} (1/2 \text{ vão}) = 5506,6 \text{ kNm}$

Para a armadura ordinária a dispor nos apoios:

$$M^-_{Ed} = 10,0 \text{ kNm}$$

$$F_c = 0,85 \times f_{cd,viga} \times 0,8x \times b_{viga} = 3,7 \text{ kN}$$

$$b_{viga} = 0,60 \text{ m (} b_{eff,homogeneizado} \text{)}$$

$$F_p = A_p \times f_{pd} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_c \times (d_s - 0,4x) - F_p \times (d_s - d_p) \rightarrow x = 0,00045 \text{ m}$$

$$A_s = 0,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 17,07 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,adopt} = 18,97 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Ø}16//0,20 + \text{Ø}12//0,20$$

- Análise transversal

Assim, a análise dos esforços na direção transversal na laje é feita diretamente através do programa de cálculo *ArmaLajes*, indicando-se nas figuras seguintes os momentos M22 (momento em torno do eixo longitudinal) para a envolvente de combinações de estados limites últimos.

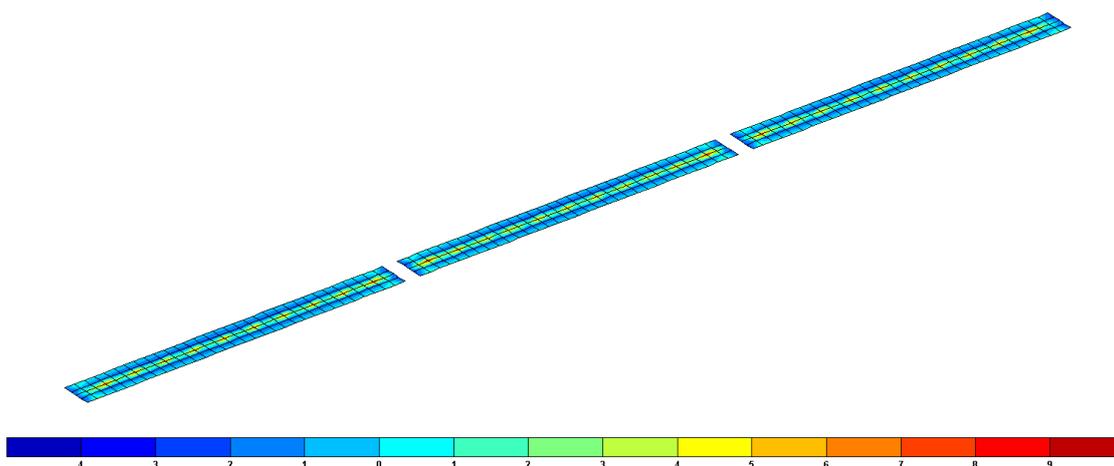


Figura 161 – Envolve máxima do diagrama de momentos fletores M22 do passadiço

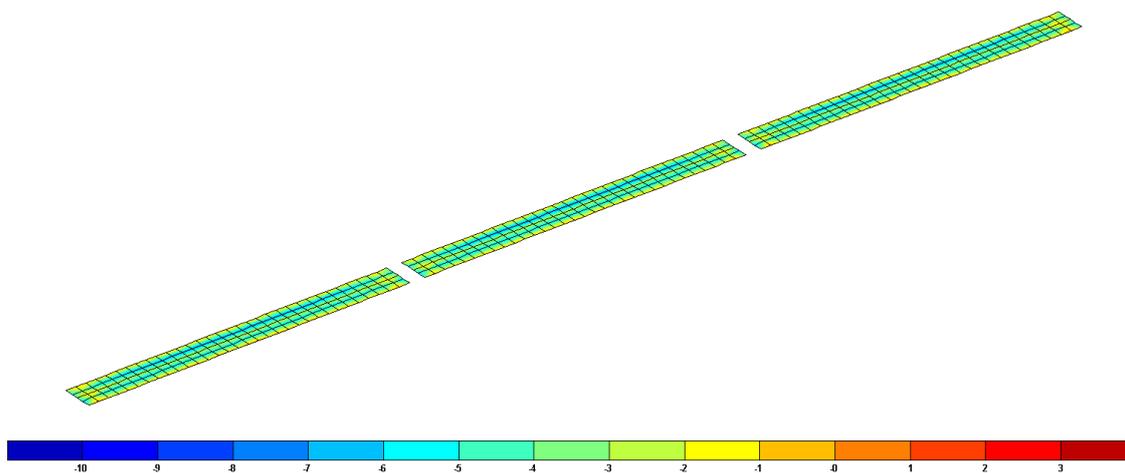


Figura 162 - Envolve mínima do diagrama de momentos fletores M22 do passadiço

Para a análise transversal da laje, avaliaram-se as zonas de momentos positivos (zonas entre almas de vigas pré-fabricadas) e negativos (secções de apoio, em que o apoio é

formado pela alma da viga pré-fabricada) onde apenas se considera a resistência da laje, não se considerando a ligação estrutural entre os banzos superiores das vigas pré-fabricadas e a laje do tabuleiro para as zonas de apoio (mais condicionante). Assim, adotou-se uma armadura superior igual a Ø12//0,20 m e inferior igual a Ø10//0,20 m.

#### 4.3.4.2.2 Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

- Análise longitudinal

Apresenta-se o diagrama de esforço transverso resultante da envolvente de combinações de estado limite último para as vigas pré-fabricadas. Devido à simetria da estrutura e das condições de apoio e carregamento, os diagramas são iguais para todas as vigas.

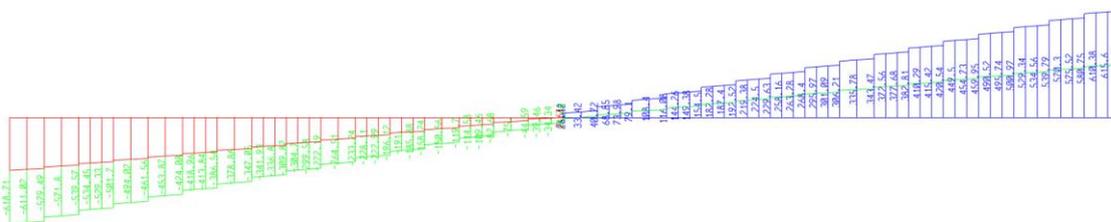


Figura 163 - Diagrama de esforço transverso ULS das vigas pré-fabricadas

A verificação ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi realizada considerando a secção final solidarizada e admitindo o pré-esforço do lado da resistência.

A avaliação da capacidade resistente garantida pelas vigas pré-fabricadas bem como a armadura a adotar será calculada pelo fornecedor, respeitando os seguintes esforços:

- $V_{PPVIGA}$  (apoio) = 183,0 kN
- $V_{ULS}$  (apoio) = 605,8 kN

- Análise transversal

Da mesma forma que para a verificação ao estado limite último de flexão, recorreu-se ao programa de cálculo *ArmaLajes* para a verificação da segurança ao esforço transverso.

Apresentam-se os diagramas de esforço transverso V13 e V23, constatando-se que  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$ , dispensando a necessidade de adotar armadura de esforço transverso.

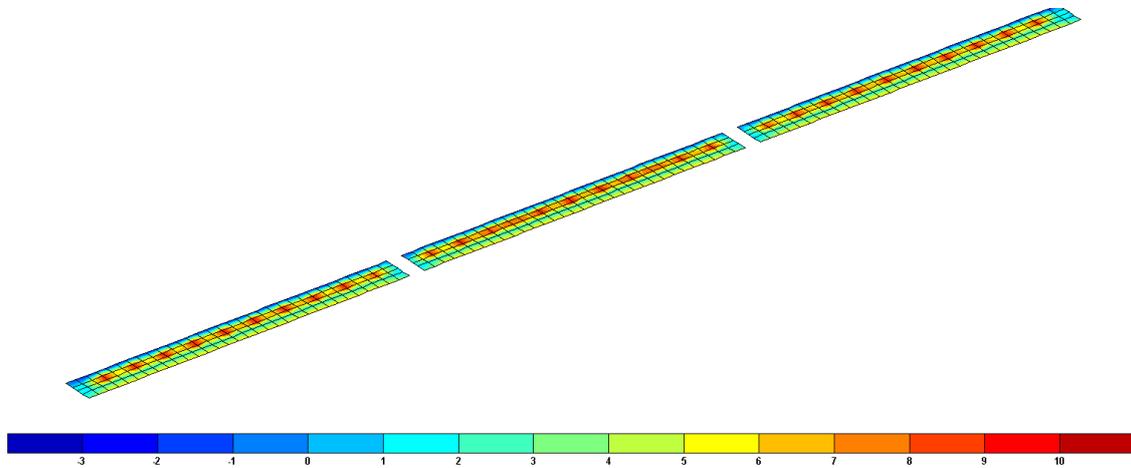


Figura 164 – Diagrama de esforço transversal V13 do passadiço (kN/m)

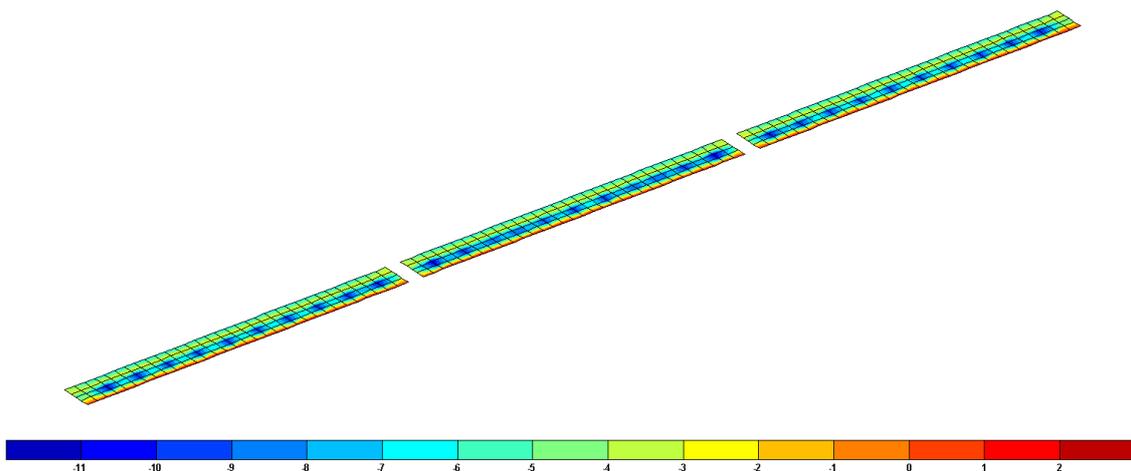


Figura 165 – Diagrama de esforço transversal V23 do passadiço (kN/m)

#### 4.3.4.2.3 Verificação da Segurança da junta Viga-Tabuleiro

- Análise longitudinal

A verificação da segurança na interface Viga-Tabuleiro foi mais uma vez efetuada segundo as indicações da NP EN 1992-1-1:

$$v_{Edi} = v_{Rdi}$$

$$v_{Edi} = \beta V_{Ed}/(z b_i)$$

$$v_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha)$$

Considerou-se:

$$\beta = b_i = 1,0$$

$$z = h_{viga} + h_{tabuleiro} - rec$$

Admitiu-se ainda, pelo lado da segurança, que a ligação apresentava rugosidade lisa. Assim:

$$c = 0,40 \text{ e } \mu = 0,70$$

Considerou-se ainda que  $\sigma_n = 0$  e que  $f_{ctd} = 2,70/1,5 = 1,80 \text{ MPa}$ .

Para além dos estribos que se prolongam desde a alma da viga, deve adicionar-se um reforço para garantir a segurança da ligação. Esse reforço deve resistir a um esforço máximo nos apoios de 604,5 kN. Mais uma vez, os cálculos efetuados serão efetuados pelo fornecedor, ficando assim garantida a resistência da ligação entre a viga pré-fabricada e a laje do tabuleiro e, assim, é validada a hipótese de se admitir a secção solidarizada a resistir aos estados limites últimos.

#### 4.3.4.3 Carlingas

##### 4.3.4.3.1 Verificação da Segurança à Flexão

Apresenta-se na Figura 166 o diagrama de momentos fletores na carlinga devido à envolvente de combinações de estados limites últimos.

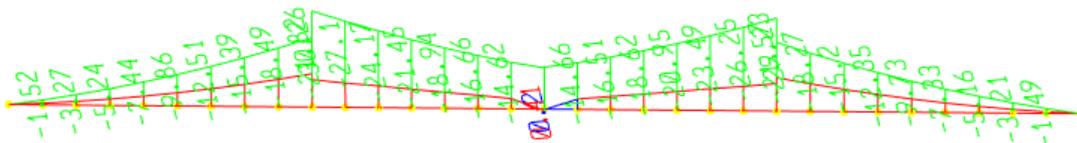


Figura 166 - Diagrama de momentos fletores ULS das carlingas

Adotou-se 6Φ16 para a armadura superior e 3Φ25 para a armadura inferior da carlinga.

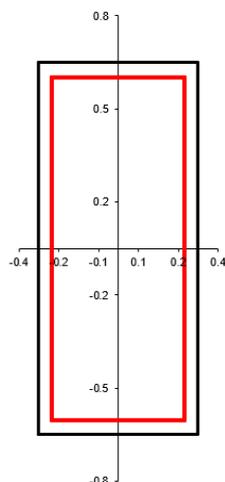


Figura 167 – Geometria das carlingas

Na figura seguinte, apresenta-se o diagrama de resistência à flexão composta das carlingas, encontrando-se assinalados os pontos de coordenadas ( $M_{Sd}$ ) representativos dos momentos fletores condicionantes obtidos.

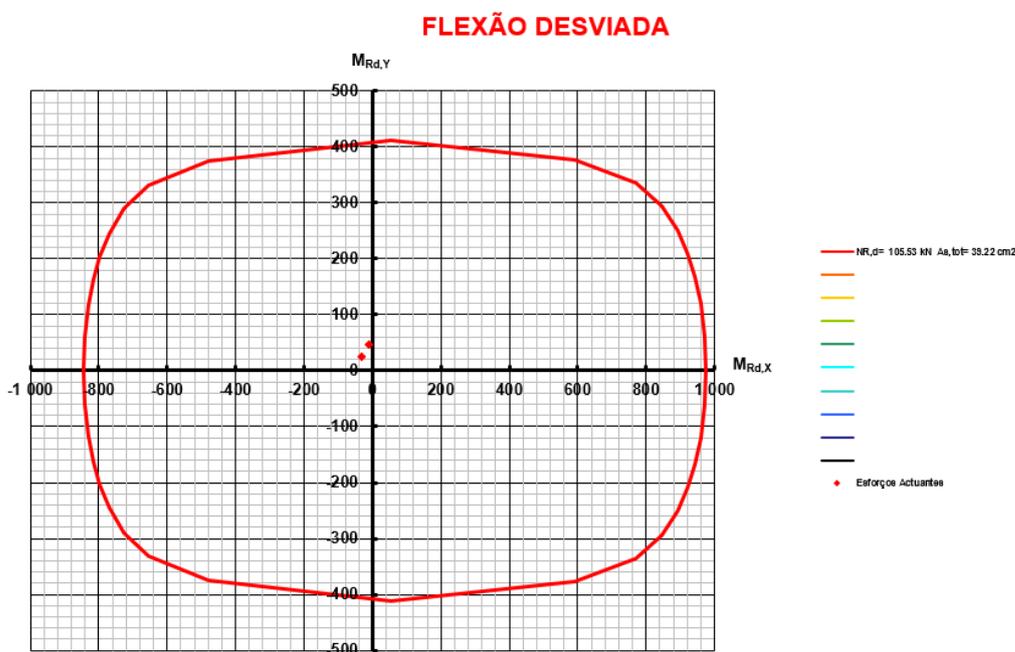


Figura 168 – Dimensionamento à flexão composta desviada das carlingas

Observando a envolvente de resistência, verifica-se que  $M_{Ed} < M_{Rd}$ .

#### 4.3.4.3.2 Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Apresenta-se na Figura 169 o diagrama de esforço transverso na carlinga devido à envolvente de combinações de estados limites últimos.

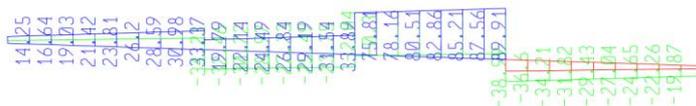


Figura 169 - Diagrama de esforço transverso das carlingas

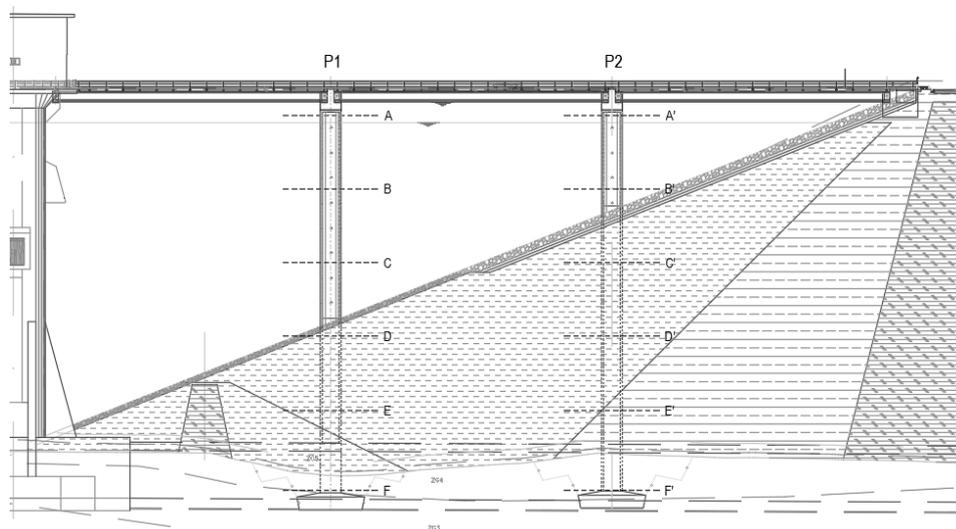
Tabela 4-70 – Dimensionamento ao esforço transverso das carlingas

DIMENSIONAMENTO AO ESFORÇO TRANSVERSO E À TORÇÃO (NP EN 1992-1-1: 2010)												v.2013.03a																								
Projeto/Obra: Aproveitamento hidráulico para fins múltiplos do Crato						Elemento Carlinga																														
Dados																																				
<table border="1"> <tr> <th rowspan="4">Materiais</th> <th colspan="2">Betão</th> <th colspan="2">Aço</th> <th colspan="2">A500</th> </tr> <tr> <td>fck (kPa)</td> <td>30 000</td> <td>fyk (kPa)</td> <td>500 000</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fd (kPa)</td> <td>20 000</td> <td>fyd (kPa)</td> <td>435 000</td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>fctm (kPa)</td> <td>2 900</td> <td>A<sub>st,rel</sub> (%)</td> <td>0,088</td> <td></td> <td></td> </tr> </table>														Materiais	Betão		Aço		A500		fck (kPa)	30 000	fyk (kPa)	500 000			fd (kPa)	20 000	fyd (kPa)	435 000			fctm (kPa)	2 900	A <sub>st,rel</sub> (%)	0,088
Materiais	Betão		Aço		A500																															
	fck (kPa)	30 000	fyk (kPa)	500 000																																
	fd (kPa)	20 000	fyd (kPa)	435 000																																
	fctm (kPa)	2 900	A <sub>st,rel</sub> (%)	0,088																																
Dados específicos																																				
<table border="1"> <tr> <td><math>\nu</math></td> <td>0,53</td> <td>Crd.c</td> <td>0,12</td> </tr> <tr> <td><math>\nu_1</math></td> <td>0,53</td> <td>k1</td> <td>0,15</td> </tr> </table>												$\nu$	0,53	Crd.c	0,12	$\nu_1$	0,53	k1	0,15																	
$\nu$	0,53	Crd.c	0,12																																	
$\nu_1$	0,53	k1	0,15																																	
Resultados																																				
Armadura de esforço transverso																																				
Transversal																																				
Esforços/secções												Armadura																								
Elem/Sec /Comb	$\Sigma h_p$ (m)	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN)	A <sub>sv</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (x100)	$\theta$ (°)	k	V <sub>Rd1</sub> (Mpa)	V <sub>Ed2</sub> (kN)	$\alpha_{cr}$	V <sub>Rd2,180</sub> (kN)	A <sub>sv,180</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	L <sub>inf</sub> (m)	A <sub>sv,180,inf</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sv,180</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>Rd1</sub> (kN)	V <sub>Rd2</sub> (kN)																		
																			V <sub>Rd1</sub> (kN)	V <sub>Rd2</sub> (kN)																
Carlinga Apoio ENV_ELU	0,60	1,17	0,75	52,4	12,06	0,171	30,0	1,413	0,322	226,7	1,00	2 898,9	5,26	1,00	5,26	11,30	899,6	899,6																		
Carlinga Apoio ENV_ELU	1,25	0,53	0,75	51,1	12,43	0,188	30,0	1,615	0,394	259,8	1,00	2 716,1	10,95	1,00	10,95	11,30	404,6	404,6																		

Adotou-se para as carlingas estribos de 2 ramos  $\Phi 12//0.20$  m.

#### 4.3.4.4 Pilares

A verificação dos pilares P1 e P2 foi feita através do dimensionamento de várias secções ao longo de toda a altura destes elementos estruturais, como se verifica da figura Figura 170.



**Figura 170 – Identificação dos pilares e secções consideradas para a verificação da segurança**

Nos quadros que se seguem, apresentam-se os esforços para cada uma das secções de cálculo consideradas nos dois pilares, para os cenários de carregamento condicionantes.

Estes valores foram obtidos tendo em conta o acréscimo dos momentos devido a imperfeições geométricas e efeitos de segunda ordem (estes últimos são desprezáveis).

**Tabela 4-71 – Esforços condicionantes para o pilar P1 para combinações estáticas**

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	
P1	A	Albufeira NMC	ENV_FUND	-2500,4	18,6	0,0	159,3	55,4	
	A		ENV_FUND	-3017,7	1,1	-2,5	89,0	-66,8	
	B		ENV_FUND	-3055,6	3,2	0,0	346,2	32,6	
	B		ENV_FUND	-3572,9	-20,4	-40,0	95,6	-69,4	
	C		ENV_FUND	-3640,1	3,2	0,0	932,3	406,6	
	C		ENV_FUND	-4157,4	-60,0	-79,6	95,5	-80,9	
	D		ENV_FUND	-4523,4	28,0	61,8	1463,2	869,5	
	D		ENV_FUND	-5040,7	-5,0	5,8	80,4	-76,6	
	E		ENV_FUND	-5834,3	58,9	97,0	471,2	305,8	
	E		ENV_FUND	-6351,5	-4,8	5,0	18,7	-19,4	
	F		ENV_FUND	-7082,7	47,9	77,1	-20,7	19,3	
	F		ENV_FUND	-7600,0	-3,6	3,6	-343,4	-197,5	
	A		Albufeira Vazia	ENV_FUND	-2458,9	18,7	0,0	159,4	55,1
	A			ENV_FUND	-2976,6	1,2	-2,5	89,2	-70,3
B	ENV_FUND	-3014,0		3,4	0,0	346,5	29,2		

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
	B		ENV_FUND	-3531,7	-20,3	-40,0	95,6	-72,5
	C		ENV_FUND	-3598,3	3,4	0,0	932,6	401,6
	C		ENV_FUND	-4116,0	-59,9	-79,6	95,6	-85,5
	D		ENV_FUND	-4481,5	27,7	61,8	1463,5	864,7
	D		ENV_FUND	-4999,1	-5,3	5,8	80,4	-81,4
	E		ENV_FUND	-5792,4	58,6	97,0	471,2	304,5
	E		ENV_FUND	-6310,0	-5,1	5,0	18,7	-20,7
	F		ENV_FUND	-7040,8	47,7	77,1	-20,7	20,5
	F		ENV_FUND	-7558,5	-3,8	3,6	-343,5	-196,3
	A		Pilar Isolado	ENV_FUND	-29,7	0,0	2,4	0,0
	A	ENV_FUND		-29,7	-2,4	0,0	-0,6	0,0
	B	ENV_FUND		-593,3	0,0	47,2	0,0	234,6
	B	ENV_FUND		-593,3	-47,2	0,0	-234,6	0,0
	C	ENV_FUND		-1186,5	0,0	94,3	0,0	938,5
	C	ENV_FUND		-1186,5	-94,3	0,0	-938,5	0,0
	D	ENV_FUND		-1779,8	0,0	141,5	0,0	2111,7
	D	ENV_FUND		-1779,8	-141,5	0,0	-2111,7	0,0
	E	ENV_FUND		-2373,0	0,0	188,7	0,0	3754,2
	E	ENV_FUND		-2373,0	-188,7	0,0	-3754,2	0,0
	F	ENV_FUND		-2966,3	0,0	235,8	0,0	5865,9
	F	ENV_FUND		-2966,3	-235,8	0,0	-5865,9	0,0

**Tabela 4-72 – Esforços condicionantes para o pilar P1 para combinações sísmicas**

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
P1	A	Albufeira NMC	ENV_SIS	-1634,5	43,9	71,5	61,4	44,4
	A		ENV_SIS	-1659,0	-41,6	-71,5	-61,4	-46,2
	B		ENV_SIS	-2045,7	69,4	94,5	778,4	482,7
	B		ENV_SIS	-2070,4	-67,1	-94,5	-778,4	-506,3
	C		ENV_SIS	-2478,6	98,2	120,9	1779,8	1235,1
	C		ENV_SIS	-2503,4	-95,8	-120,9	-1779,8	-1281,5
	D		ENV_SIS	-3132,9	81,9	117,3	2370,5	1741,6
	D		ENV_SIS	-3157,7	-84,9	-117,3	-2370,5	-1797,5
	E		ENV_SIS	-4103,9	114,4	154,8	718,8	541,3
	E		ENV_SIS	-4128,7	-118,0	-154,8	-718,8	-557,3
	F		ENV_SIS	-5028,7	90,3	121,3	569,0	428,6
	F		ENV_SIS	-5053,5	-93,0	-121,3	-569,0	-415,0
	A		Albufeira Vazia	ENV_SIS	-1606,7	41,2	59,4	43,9

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
	A		ENV_SIS	-1625,1	-38,7	-59,4	-43,9	-36,7
	B		ENV_SIS	-2017,9	50,9	70,1	648,4	416,1
	B		ENV_SIS	-2036,3	-48,4	-70,1	-648,4	-442,3
	C		ENV_SIS	-2450,7	62,1	76,0	1367,1	921,2
	C		ENV_SIS	-2469,1	-59,6	-76,0	-1367,1	-972,0
	D		ENV_SIS	-3105,2	60,3	89,4	1704,3	1203,5
	D		ENV_SIS	-3123,6	-63,6	-89,4	-1704,3	-1264,4
	E		ENV_SIS	-4076,9	78,5	110,5	498,4	362,8
	E		ENV_SIS	-4095,4	-82,4	-110,5	-498,4	-380,2
	F		ENV_SIS	-5002,4	61,5	85,7	413,4	304,5
	F		ENV_SIS	-5020,8	-64,5	-85,7	-413,4	-289,6
	A		Pilar Isolado	ENV_SIS	-22,0	2,2	2,2	1,1
	A	ENV_SIS		-22,0	-2,2	-2,2	-1,1	-1,1
	B	ENV_SIS		-439,4	42,9	43,0	280,1	280,1
	B	ENV_SIS		-439,4	-42,9	-43,0	-280,1	-280,1
	C	ENV_SIS		-878,9	41,4	41,4	657,0	657,0
	C	ENV_SIS		-878,9	-41,4	-41,4	-657,0	-657,0
	D	ENV_SIS		-1318,3	52,5	52,5	931,6	931,6
	D	ENV_SIS		-1318,3	-52,5	-52,5	-931,6	-931,6
	E	ENV_SIS		-1757,8	81,9	81,9	1406,3	1406,3
	E	ENV_SIS		-1757,8	-81,9	-81,9	-1406,3	-1406,3
	F	ENV_SIS		-2197,2	93,5	93,5	1990,1	1990,1
F	ENV_SIS	-2197,2		-93,5	-93,5	-1990,1	-1990,1	

**Tabela 4-73 – Esforços condicionantes para o pilar P2 para combinações estáticas**

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
P2	A	Albufeira NMC	ENV_FUND	-2557,6	-1,8	0,0	0,5	169,2
	A		ENV_FUND	-3074,8	-1,8	0,0	0,5	327,6
	B		ENV_FUND	-3043,4	-13,6	-5,4	0,0	96,5
	B		ENV_FUND	-3560,7	-41,7	-33,5	0,0	96,5
	C		ENV_FUND	-4129,2	27,3	29,6	0,5	391,6
	C		ENV_FUND	-4646,4	21,0	20,7	0,5	96,3
	D		ENV_FUND	-5449,2	5,1	4,7	0,5	-3,9
	D		ENV_FUND	-5966,5	1,9	1,5	0,5	-4,4
	E		ENV_FUND	-6706,4	-1,2	6,6	0,0	61,8
	E		ENV_FUND	-7223,6	0,1	3,0	0,0	9,6
	F		ENV_FUND	-7963,6	0,2	0,4	0,0	-13,8

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
	F	Albufeira Vazia	ENV_FUND	-8480,8	0,0	-0,1	0,0	-36,4
	A		ENV_FUND	-2516,1	-2,0	0,0	0,5	169,1
	A		ENV_FUND	-3033,7	-13,8	-5,4	0,0	96,5
	B		ENV_FUND	-3001,8	-2,0	0,0	0,5	327,6
	B		ENV_FUND	-3519,4	-41,9	-33,5	0,0	96,5
	C		ENV_FUND	-4088,3	27,4	29,5	0,5	391,6
	C		ENV_FUND	-4605,8	-1,0	6,6	0,0	61,8
	D		ENV_FUND	-5409,3	21,1	20,7	0,5	96,3
	D		ENV_FUND	-5926,9	0,2	2,8	0,0	9,6
	E		ENV_FUND	-6667,4	5,1	4,7	0,5	-3,9
	E		ENV_FUND	-7185,0	0,2	0,4	0,0	-13,8
	F		ENV_FUND	-7925,5	1,9	1,5	0,5	-4,4
	F		ENV_FUND	-8443,1	0,0	-0,1	0,0	-36,4
	A		Pilar Isolado	ENV_FUND	-29,7	0,0	2,4	0,0
	A	ENV_FUND		-29,7	-2,4	0,0	0,0	-0,6
	B	ENV_FUND		-593,3	0,0	47,2	0,0	0,0
	B	ENV_FUND		-593,3	-47,2	0,0	0,0	-234,6
	C	ENV_FUND		-1186,5	0,0	94,3	0,0	0,0
	C	ENV_FUND		-1186,5	-94,3	0,0	0,0	-938,5
	D	ENV_FUND		-1779,8	0,0	141,5	0,0	0,0
	D	ENV_FUND		-1779,8	-141,5	0,0	0,0	-2111,7
	E	ENV_FUND		-2373,0	0,0	188,7	0,0	0,0
	E	ENV_FUND		-2373,0	-188,7	0,0	0,0	-3754,2
	F	ENV_FUND	-2966,3	0,0	235,8	0,0	0,0	
F	ENV_FUND	-2966,3	-235,8	0,0	0,0	-5865,9		

**Tabela 4-74 – Esforços condicionantes para o pilar P2 para combinações sísmicas**

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)
P2	A	Albufeira NMC	ENV_SIS	-1677,1	60,6	47,9	24,9	95,9
	A		ENV_SIS	-1701,0	-63,5	-47,9	-24,9	-95,9
	B		ENV_SIS	-2036,9	67,0	55,2	24,9	516,7
	B		ENV_SIS	-2061,0	-69,9	-55,2	-24,9	-516,7
	C		ENV_SIS	-2841,2	58,2	45,5	24,9	585,3
	C		ENV_SIS	-2865,3	-55,7	-45,5	-24,9	-585,3
	D		ENV_SIS	-3818,9	39,0	30,8	24,9	141,0
	D		ENV_SIS	-3843,1	-37,4	-30,8	-24,9	-141,0
	E		ENV_SIS	-4750,2	8,5	6,8	24,9	21,7

Pilar	Secção	Cenário	Combinação	N (kN)	V <sub>x</sub> (kN)	V <sub>y</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kNm)	M <sub>y</sub> (kNm)	
	E		ENV_SIS	-4774,4	-8,2	-6,8	-24,9	-21,7	
	F		ENV_SIS	-5681,4	2,7	2,2	24,9	54,4	
	F		ENV_SIS	-5705,6	-2,6	-2,2	-24,9	-54,4	
	A	Albufeira Vazia	ENV_SIS	-1647,4	53,944	43,086	24,3849	88,0515	
	A		ENV_SIS	-1669,01	-57,081	-43,086	-24,3849	-88,0516	
	B		ENV_SIS	-2007,16	56,11	45,05	24,3849	447,2062	
	B		ENV_SIS	-2028,78	-59,246	-45,05	-24,3849	-447,206	
	C		ENV_SIS	-2811,91	50,488	38,91	24,3849	491,3043	
	C		ENV_SIS	-2833,56	-47,747	-38,91	-24,3849	-491,304	
	D		ENV_SIS	-3790,44	33,462	25,748	24,3849	115,8717	
	D		ENV_SIS	-3812,11	-31,675	-25,748	-24,3849	-115,872	
	E		ENV_SIS	-4722,37	7,211	5,549	24,3849	18,8842	
	E		ENV_SIS	-4744,05	-6,836	-5,549	-24,3849	-18,8842	
	F		ENV_SIS	-5654,3	2,231	1,703	24,3849	44,7981	
	F		ENV_SIS	-5675,99	-2,122	-1,703	-24,3849	-44,7981	
	A		Pilar Isolado	ENV_SIS	-22,0	2,2	2,2	0,0	1,1
	A			ENV_SIS	-22,0	-2,2	-2,2	0,0	-1,1
	B	ENV_SIS		-439,4	42,9	43,0	0,0	280,1	
	B	ENV_SIS		-439,4	-42,9	-43,0	0,0	-280,1	
	C	ENV_SIS		-878,9	41,4	41,4	0,0	657,0	
	C	ENV_SIS		-878,9	-41,4	-41,4	0,0	-657,0	
	D	ENV_SIS		-1318,3	52,5	52,5	0,0	931,6	
	D	ENV_SIS		-1318,3	-52,5	-52,5	0,0	-931,6	
	E	ENV_SIS		-1757,8	81,9	81,9	0,0	1406,3	
E	ENV_SIS	-1757,8		-81,9	-81,9	0,0	-1406,3		
F	ENV_SIS	-2197,2		93,5	93,5	0,0	1990,1		
F	ENV_SIS	-2197,2		-93,5	-93,5	0,0	-1990,1		

#### 4.3.4.4.1 Verificação da Segurança à Flexão

Nas figuras seguintes apresenta-se a verificação à flexão composta desviada para a secção mais condicionante (secção F) em ambos os pilares.

### FLEXÃO DESVIADA - PILAR P1 - SECÇÃO F - COMB. ESTÁTICA

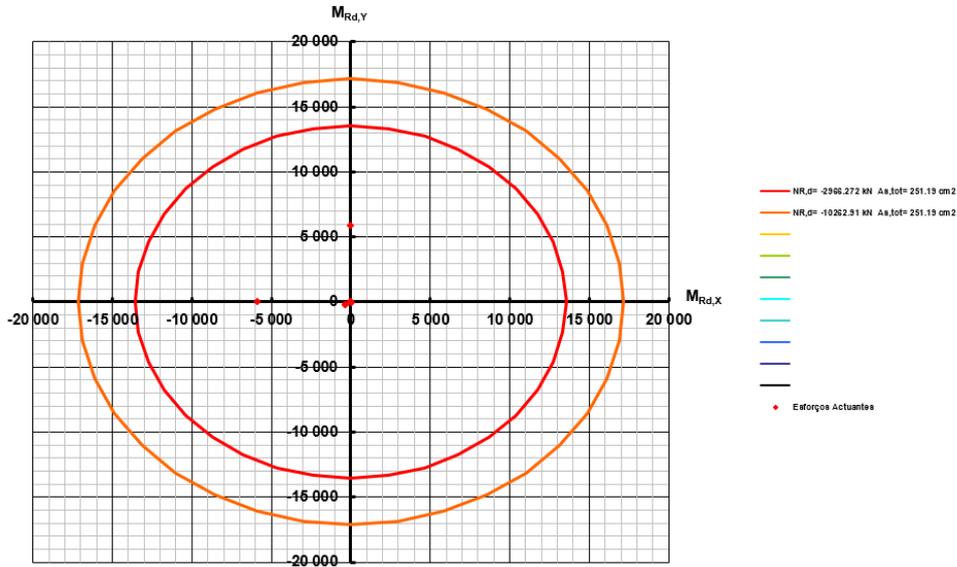


Figura 171 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P1 para combinações estáticas

### FLEXÃO DESVIADA - PILAR P1 - SECÇÃO F - COMB. DINÂMICA

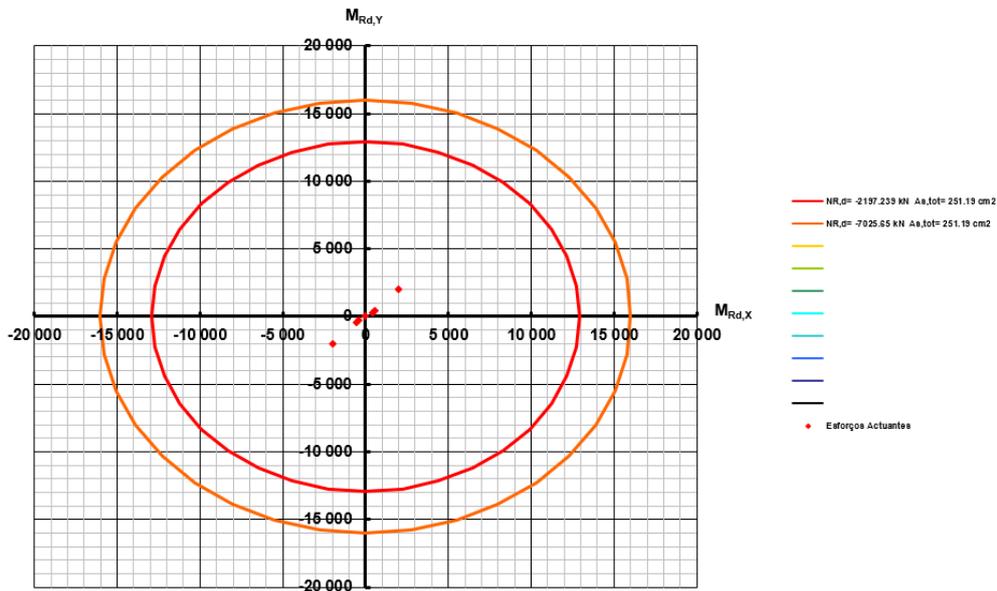


Figura 172 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P1 para combinações sísmicas

### FLEXÃO DESVIADA - PILAR P2 - SECÇÃO F' - COMB. ESTÁTICA

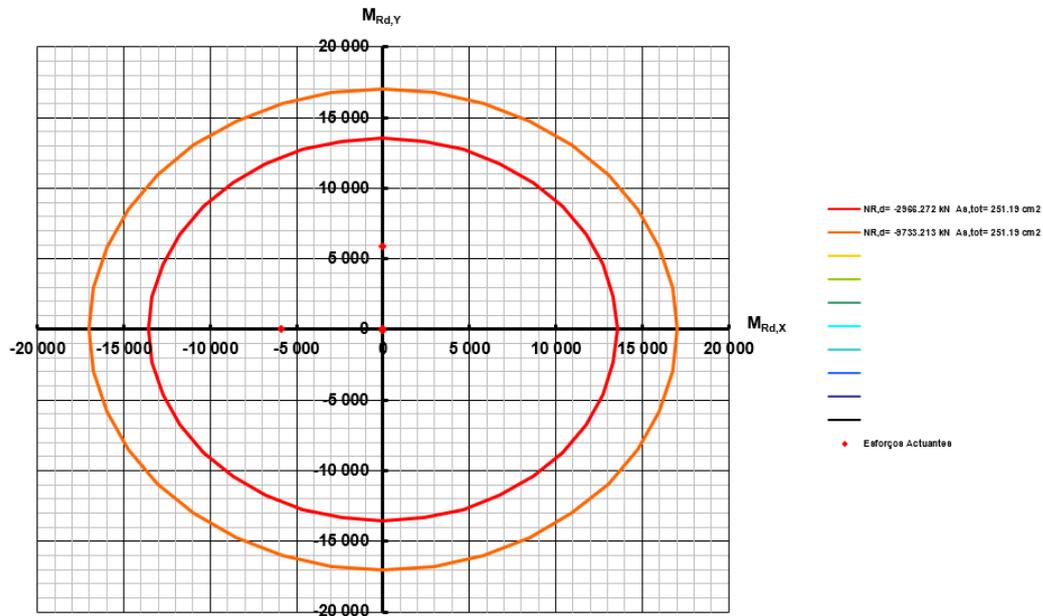


Figura 173 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P2 para combinações estáticas

### FLEXÃO DESVIADA - PILAR P2 - SECÇÃO F' - COMB. DINÂMICA

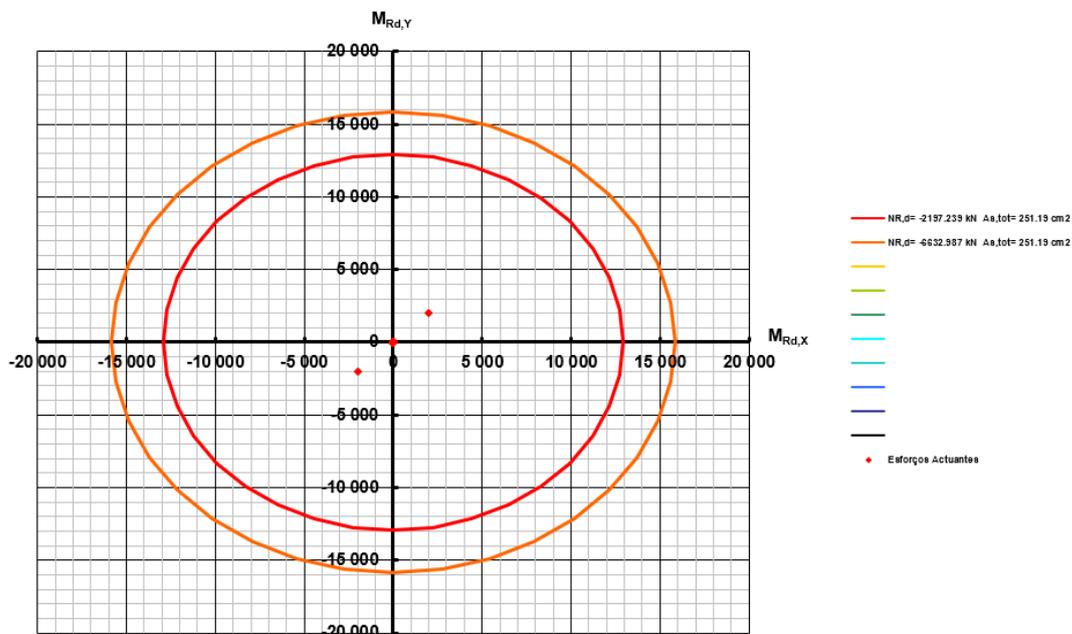


Figura 174 – Verificação à flexão composta desviada do pilar P2 para combinações sísmicas

Adotou-se uma armadura vertical (principal) de 80Ø20 (40Ø20 por face).

#### 4.3.4.4.2 Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Apresenta-se no Tabela 4-75 a verificação da segurança de esforço transverso nos pilares devido à envolvente de combinações de estados limites últimos.

Tabela 4-75 – Dimensionamento ao esforço transverso dos pilares P1 e P2

Dados Gerais		Dados Específicos																		
Materiais	Betão	C30/37	Aço	A500																
	f <sub>ck</sub> (kPa)	30 000	f <sub>yk</sub> (kPa)	500 000																
	f <sub>cd</sub> (kPa)	20 000	f <sub>yd</sub> (kPa)	435 000																
	f <sub>ctm</sub> (kPa)	2 900	A <sub>sv,min</sub> (%)	0.088																
v		0.53	Crd,c		0.12															
v <sub>1</sub>		0.53	k <sub>1</sub>		0.15															
Resultados		Armadura de esforço transverso																		
Armadura de esforço transverso		Transversal																		
Dados e Esforços / Secção										Arm. Flexão				Armadura						
Elem/Sec /Comb	Σb <sub>v</sub> (m)	d (m)	A <sub>c</sub> (m <sup>2</sup> )	V <sub>Ed</sub> (kN)	T <sub>Ed</sub> (kNm)	A <sub>d</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (x100)	θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	σ <sub>cp</sub> (Kpa)	V <sub>rd,c</sub> (kN)	α <sub>crw</sub>	V <sub>rd,max</sub> (kN)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw,est/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>rd,s</sub> (kN)	V <sub>Rd</sub> (kN)		
ENVOLV. ELU ESTÁTICAS																				
P1	E	ENV_EST	0.50	1.61	1.77	97.0	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P1	F	ENV_EST	0.50	1.61	1.77	235.8	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	45.20	3 302.6	3 302.6
P1	E	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	154.0	-14.4	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P1	E	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	110.5	12.7	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P1	F	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	93.5	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	45.20	3 302.6	3 302.6
P2	B'	ENV_EST	0.50	1.61	1.77	41.7	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P2	B'	ENV_EST	0.50	1.61	1.77	41.9	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P2	F'	ENV_EST	0.50	1.61	1.77	235.8	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	45.20	3 302.6	3 302.6
P2	B'	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	69.7	-24.8	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P2	B'	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	59.2	-24.4	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	22.60	2 459.7	2 459.7
P2	F'	ENV_SIS	0.50	1.61	1.77	93.5	0.0	251.19	2.000	30.0	1.353	0.302	0.0	510.1	1.00	3 302.6	4.38	45.20	3 302.6	3 302.6

Adotou-se para os pilares cintas Ø12//0,20 m e Ø12//0,10 m junto aos topos e base.

#### 4.3.4.5 Sapatas

##### 4.3.4.5.1 Verificação da Segurança à Flexão

A verificação de segurança do terreno de fundação compreende a verificação da capacidade resistente do solo.

A capacidade resistente do solo de fundação foi determinada com base no método analítico preconizado no Anexo D da NP EN 1997-1, para as combinações fundamentais STR/GEO e para a combinação sísmica.

Foram adotados os coeficientes parciais relativos à abordagem de cálculo 1, na qual se incluem as Combinações 1 e 2.

- Combinação 1: A1 + M1 + R1

– Combinação 2: A2 + M2 + R1

Na análise sísmica das fundações foi considerado um coeficiente de comportamento unitário. Para isso, de acordo com o EC8, os esforços sísmicos foram multiplicados pelo coeficiente de comportamento,  $q = 1,50$ .

Nos quadros seguintes apresenta-se a verificação da capacidade resistente do solo de fundação da torre de tomada para as várias combinações e situações de cálculo.

Apresenta-se ainda o dimensionamento das armaduras da sapata.

**Tabela 4-76 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (1/9)**

SAPATAS. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EN 1997-1: 2010													
Projeto / Obra: Aproveitamento hidráulico do Crato							Elemento Estrutural: PILAR						
Cenário: Com água na albufeira							Resumo dos Resultados / Verificações						
Parâmetros Solo			Sapata				Verificação da Segurança			L contacto		Armaduras [cm <sup>2</sup> /m]	
$\Phi^i$ [graus]	36		L [x] [m]	7.50		Combinações Estáticas	Combinações Estáticas		Face Inf	FaceSup			
$c^i$ [kPa]	0		B [y] [m]	7.50		Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	L'/L mín	1.00	As/s (x)	9.63	4.51		
$\alpha$ [graus]	0		H sapata [m]	1.50		Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 3)	B'/B mín	1.00	As/s (y)	9.63	4.52		
			Prof. média base [m]	37.00		Combinações Dinâmicas			Combinações Dinâmicas				
			$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	23.50		Resistência (Rd/Vd $\geq$ 1)	L'/L mín	1.00	As/s (x)	6.48	0.00		
			d [m]	1.35		Assentam. (Rd/Vd $\geq$ 2)	B'/B mín	1.00	As/s (y)	6.48	0.00		
			Dist cg-base [m]	0.75		Verificação por tensões admissíveis							
			Classe do Betão	C30/37		Comparar com as comb. características		Comparar com as comb. últimas e sísmicas					
			Tipo de Aço	A500		Tensão admissível relatório (kPa)	3000.00	Tensão admissível relatório*1.5 (kPa)				4500.00	
			Rigidez - Dir. x	✓		Tensão máxima característica (kPa)	535.17	Tensão máxima ELU (kPa)				741.59	
			Rigidez - Dir. y	✓		Tensão máxima sísmica (kPa)						526.30	
			Peso [kN]	2109.38									
			Ígua (kN)	2839.41									
			Hterra+des sobre sapata [m]	35.00									
CAPACIDADE RESISTENTE (1)													
ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1													
Comb	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
COMB_FUND_SOB-1	Max	-8480.8	1.2	0.1	4.4	25.1	1.35	4.4	26.1	-41706.2	1.2	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-1	Min	-8396.9	1.1	0.1	4.4	21.1	1.35	4.4	21.9	-41622.3	1.2	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-2	Max	-8480.8	0.1	-0.9	21.8	4.6	1.35	21.1	4.7	-41706.2	0.9	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-2	Min	-8396.8	0.0	-0.9	21.8	0.6	1.35	21.1	0.6	-41622.2	0.9	0.0	0.0
COMB_FUND_W-2	Max	-8022.4	0.1	-1.5	36.4	3.6	1.35	35.2	3.7	-41247.8	1.5	0.0	0.0
COMB_FUND_W-2	Min	-7963.6	0.0	-1.5	36.4	0.7	1.35	35.2	0.8	-41189.0	1.5	0.0	0.0
COMB_FUND_W-1	Max	-8022.4	1.9	0.1	7.3	37.8	1.35	7.3	39.2	-41247.8	1.9	0.0	0.0
COMB_FUND_W-1	Min	-7963.7	1.9	0.1	7.3	34.9	1.35	7.3	36.3	-41189.1	1.9	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-3	Max	-8480.8	1.2	0.1	4.4	25.1	1.35	4.4	26.1	-41706.2	1.2	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-3	Min	-8396.8	1.1	0.1	4.4	21.1	1.35	4.4	21.9	-41622.2	1.2	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-4	Max	-8480.7	0.1	-0.9	21.8	4.6	1.35	21.1	4.7	-41706.1	0.9	0.0	0.0
COMB_FUND_SOB-4	Min	-8396.8	0.0	-0.9	21.8	0.6	1.35	21.1	0.6	-41622.2	0.9	0.0	0.0
COMB_FUND_W-4	Max	-8022.3	0.1	-1.5	36.4	3.6	1.35	35.2	3.7	-41247.7	1.5	0.0	0.0
COMB_FUND_W-4	Min	-7963.6	0.0	-1.5	36.4	0.7	1.35	35.2	0.8	-41189.0	1.5	0.0	0.0
COMB_FUND_W-3	Max	-8022.4	1.9	0.1	7.3	37.8	1.35	7.3	39.2	-41247.8	1.9	0.0	0.0
COMB_FUND_W-3	Min	-7963.6	1.9	0.1	7.3	34.9	1.35	7.3	36.3	-41189.0	1.9	0.0	0.0

**Tabela 4-77 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (2/9)**

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
COMB_FUND_SOB-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-2	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-2	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-2	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-2	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-3	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-3	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-4	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_SOB-4	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-4	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-4	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-3	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_FUND_W-3	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0

**Tabela 4-78 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (3/9)**

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB1: A1+M1+R1

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	[R/A'] [kPa]	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	Armaduras [cm2/m]			
																Face Inferior		Face Superior	
																As/s (x)	As/s (y)	As/s (x)	As/s (y)
COMB_FUND_SOB-1	Max	1.6	0.7	1.6	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31830.8	1790132.3	41706.2	42.9	9.6	9.6	3.8	3.9
COMB_FUND_SOB-1	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31830.8	1790131.2	41622.3	43.0	9.5	9.5	3.9	4.0
COMB_FUND_SOB-2	Max	1.6	0.7	1.6	-9.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790360.1	41706.2	42.9	9.6	9.6	3.9	3.8
COMB_FUND_SOB-2	Min	1.6	0.7	1.6	-2.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790359.5	41622.2	43.0	9.5	9.5	4.0	3.9
COMB_FUND_W-2	Max	1.6	0.7	1.6	-4.3	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.2	1790222.3	41247.8	43.4	9.1	9.1	4.4	4.4
COMB_FUND_W-2	Min	1.6	0.7	1.6	-1.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.2	1790221.7	41189.0	43.5	9.0	9.0	4.5	4.5
COMB_FUND_W-1	Max	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.1	1789846.1	41247.8	43.4	9.1	9.1	4.4	4.4
COMB_FUND_W-1	Min	1.6	0.7	1.6	87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.1	1789844.9	41189.1	43.5	9.0	9.0	4.5	4.5
COMB_FUND_SOB-3	Max	1.6	0.7	1.6	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31830.8	1790132.3	41706.2	42.9	9.6	9.6	3.8	3.9
COMB_FUND_SOB-3	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31830.8	1790131.2	41622.2	43.0	9.5	9.5	3.9	4.0
COMB_FUND_SOB-4	Max	1.6	0.7	1.6	-9.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790360.1	41706.1	42.9	9.6	9.6	3.9	3.8
COMB_FUND_SOB-4	Min	1.6	0.7	1.6	-2.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790359.5	41622.2	43.0	9.5	9.5	4.0	3.9
COMB_FUND_W-4	Max	1.6	0.7	1.6	-4.3	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.2	1790222.3	41247.7	43.4	9.1	9.1	4.4	4.4
COMB_FUND_W-4	Min	1.6	0.7	1.6	-1.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.2	1790221.7	41189.0	43.5	9.0	9.0	4.5	4.5
COMB_FUND_W-3	Max	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.1	1789846.1	41247.8	43.4	9.1	9.1	4.4	4.4
COMB_FUND_W-3	Min	1.6	0.7	1.6	87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.1	1789844.9	41189.0	43.5	9.0	9.0	4.5	4.5

**Tabela 4-79 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (4/9)**

ABORDAGEM DE CÁLCULO 1, COMB2: A2+M2+R1

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
COMB_GEO_SOB-1	Max	-6303.0	1.1	0.0	3.8	21.3	1.00	3.8	22.1	-30178.2	1.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-1	Min	-6238.6	1.0	0.0	3.8	18.2	1.00	3.8	18.9	-30113.9	1.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-2	Max	-6303.0	0.1	-0.8	18.9	3.5	1.00	18.3	3.6	-30178.2	0.8	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-2	Min	-6238.6	0.0	-0.8	18.9	0.4	1.00	18.3	0.4	-30113.9	0.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-2	Max	-5951.2	0.1	-1.3	31.5	2.7	1.00	30.5	2.8	-29826.5	1.3	0.0	0.0
COMB_GEO_W-2	Min	-5906.5	0.0	-1.3	31.5	0.5	1.00	30.5	0.6	-29781.7	1.3	0.0	0.0
COMB_GEO_W-1	Max	-5951.3	1.7	0.1	6.3	32.3	1.00	6.3	33.6	-29826.5	1.7	0.0	0.0
COMB_GEO_W-1	Min	-5906.5	1.6	0.1	6.3	30.2	1.00	6.3	31.4	-29781.8	1.7	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-3	Max	-6302.9	1.1	0.0	3.8	21.3	1.00	3.8	22.1	-30178.2	1.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-3	Min	-6238.6	1.0	0.0	3.8	18.2	1.00	3.8	18.9	-30113.8	1.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-4	Max	-6302.9	0.1	-0.8	18.9	3.5	1.00	18.3	3.6	-30178.2	0.8	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-4	Min	-6238.6	0.0	-0.8	18.9	0.4	1.00	18.3	0.4	-30113.8	0.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-4	Max	-5951.2	0.1	-1.3	31.5	2.7	1.00	30.5	2.8	-29826.5	1.3	0.0	0.0
COMB_GEO_W-4	Min	-5906.4	0.0	-1.3	31.5	0.5	1.00	30.5	0.6	-29781.7	1.3	0.0	0.0
COMB_GEO_W-3	Max	-5951.2	1.7	0.1	6.3	32.3	1.00	6.3	33.6	-29826.5	1.7	0.0	0.0
COMB_GEO_W-3	Min	-5906.4	1.6	0.1	6.3	30.2	1.00	6.3	31.4	-29781.7	1.7	0.0	0.0

**Tabela 4-80 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (5/9)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
COMB_GEO_SOB-1	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-1	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-2	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-2	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-2	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-2	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-1	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-1	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-3	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-3	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-4	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_SOB-4	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-4	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-4	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-3	Max	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0
COMB_GEO_W-3	Min	30.2	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	18.8	30.5	20.6	1.0	1.0

**Tabela 4-81 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (6/9)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	R/A'	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	Face Inferior		Face Superior	
																As/s (x)	As/s (y)	As/s (x)	As/s (y)
COMB_GEO_SOB-1	Max	1.5	0.7	1.5	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14803.6	832514.7	30178.2	27.6	7.2	7.2	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-1	Min	1.5	0.7	1.5	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14803.6	832514.1	30113.9	27.6	7.1	7.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-2	Max	1.5	0.7	1.5	-7.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.2	832633.2	30178.2	27.6	7.2	7.2	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-2	Min	1.5	0.7	1.5	-2.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.2	832632.8	30113.9	27.6	7.1	7.1	0.0	0.0
COMB_GEO_W-2	Max	1.5	0.7	1.5	-3.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.3	832552.8	29826.5	27.9	6.8	6.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-2	Min	1.5	0.7	1.5	-1.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.3	832552.5	29781.7	28.0	6.7	6.7	0.0	0.0
COMB_GEO_W-1	Max	1.5	0.7	1.5	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14802.7	832356.7	29826.5	27.9	6.8	6.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-1	Min	1.5	0.7	1.5	87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14802.7	832356.0	29781.8	27.9	6.7	6.7	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-3	Max	1.5	0.7	1.5	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14803.6	832514.6	30178.2	27.6	7.2	7.2	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-3	Min	1.5	0.7	1.5	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14803.6	832514.0	30113.8	27.6	7.1	7.1	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-4	Max	1.5	0.7	1.5	-7.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.2	832633.2	30178.2	27.6	7.2	7.2	0.0	0.0
COMB_GEO_SOB-4	Min	1.5	0.7	1.5	-2.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.2	832632.8	30113.8	27.6	7.1	7.1	0.0	0.0
COMB_GEO_W-4	Max	1.5	0.7	1.5	-3.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.3	832552.8	29826.5	27.9	6.8	6.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-4	Min	1.5	0.7	1.5	-1.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14805.3	832552.5	29781.7	28.0	6.7	6.7	0.0	0.0
COMB_GEO_W-3	Max	1.5	0.7	1.5	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14802.7	832356.7	29826.5	27.9	6.8	6.8	0.0	0.0
COMB_GEO_W-3	Min	1.5	0.7	1.5	87.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	14802.7	832356.0	29781.7	27.9	6.7	6.7	0.0	0.0

**Tabela 4-82 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (7/9)**

SISMO (parcela sísmica multiplicada por 1.5 - coeficiente de comportamento)

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras	Força Horiz T=01	exc (L)	exc (B)
COMB_SISMO1X	Max	-5705.4	2.6	0.7	17.7	67.7	1.00	18.2	69.6	-29580.7	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO1X	Min	-5681.6	-2.5	-0.7	-17.7	-64.9	1.00	-18.2	-66.8	-29556.9	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Max	-5704.8	2.0	0.5	13.6	52.3	1.00	14.0	53.8	-29580.1	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Min	-5682.3	-1.9	-0.5	-13.6	-49.5	1.00	-14.0	-51.0	-29557.5	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Max	-5703.1	0.9	2.1	53.6	23.5	1.00	55.2	24.2	-29578.3	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Min	-5684.0	-0.8	-2.1	-53.6	-20.7	1.00	-55.2	-21.4	-29559.2	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Max	-5702.9	0.7	1.6	41.2	18.5	1.00	42.4	19.0	-29578.1	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Min	-5684.2	-0.6	-1.6	-41.2	-15.7	1.00	-42.4	-16.1	-29559.4	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Max	-5705.4	2.6	0.7	17.7	67.7	1.00	18.2	69.6	-29580.7	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Min	-5681.6	-2.5	-0.7	-17.7	-64.9	1.00	-18.2	-66.8	-29556.8	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Max	-5704.8	2.0	0.5	13.6	52.3	1.00	14.0	53.8	-29580.0	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Min	-5682.2	-1.9	-0.5	-13.6	-49.5	1.00	-14.0	-51.0	-29557.5	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Max	-5703.1	0.9	2.1	53.6	23.5	1.00	55.2	24.2	-29578.3	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Min	-5683.9	-0.8	-2.1	-53.6	-20.7	1.00	-55.2	-21.4	-29559.2	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Max	-5702.8	0.7	1.6	41.2	18.5	1.00	42.4	19.0	-29578.1	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Min	-5684.2	-0.6	-1.6	-41.2	-15.7	1.00	-42.4	-16.1	-29559.4	1.8	0.0	0.0

**Tabela 4-83 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (8/9)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
COMB_SISMO1X	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1X	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2X	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2X	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1X-1	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1X-1	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2X-1	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2X-1	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y-1	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y-1	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y-1	Max	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y-1	Min	33.4	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	27.5	40.2	35.0	1.0	1.0

**Tabela 4-84 – Dimensionamento das sapatas dos pilares do passadiço (9/9)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iy	R/A'	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd	Face Inferior		Face Superior	
																As/s [x]	As/s [y]	As/s [x]	As/s [y]
COMB_SISMO1X	Max	1.6	0.7	1.6	75.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22558.4	1267905.0	29580.7	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1X	Min	1.6	0.7	1.6	74.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22558.4	1267903.8	29556.9	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Max	1.6	0.7	1.6	75.2	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22560.1	1268227.2	29580.1	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Min	1.6	0.7	1.6	74.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22560.0	1268226.4	29557.5	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Max	1.6	0.7	1.6	23.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.6	1268351.7	29578.3	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Min	1.6	0.7	1.6	20.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.6	1268351.1	29559.2	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Max	1.6	0.7	1.6	23.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.8	1268569.9	29578.1	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Min	1.6	0.7	1.6	20.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.8	1268569.4	29559.4	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Max	1.6	0.7	1.6	75.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22558.4	1267905.0	29580.7	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Min	1.6	0.7	1.6	74.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22558.4	1267903.8	29556.8	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Max	1.6	0.7	1.6	75.2	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22560.1	1268227.2	29580.0	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Min	1.6	0.7	1.6	74.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22560.0	1268226.4	29557.5	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Max	1.6	0.7	1.6	23.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.6	1268351.7	29578.3	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Min	1.6	0.7	1.6	20.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.6	1268351.1	29559.2	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Max	1.6	0.7	1.6	23.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.8	1268569.9	29578.1	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Min	1.6	0.7	1.6	20.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	22564.8	1268569.4	29559.4	42.9	6.5	6.5	0.0	0.0

Constata-se que, para todas as combinações, a capacidade resistente do solo de fundação  $R_d$  (kN) é superior ao esforço atuante,  $V_d$  (kN), ficando garantida a segurança.

Face aos valores de armadura indicados, adotou-se a seguinte armadura na sapata: #Ø16//0,10 (20,1 cm<sup>2</sup>/m) na face superior e #Ø20//0,10 na face inferior (31,4 cm<sup>2</sup>/m).

#### 4.3.4.6 Encontro e apoio na torre de tomada

O encontro é do tipo aparente, maciço, assentando o estribo diretamente na fundação.

O encontro é fundado diretamente através de uma sapata contínua. A sapata do encontro apresenta uma espessura de 1,70 m, com comprimento de 4,20 m e 4,00 m de largura na base.

Fez-se uma breve verificação da segurança aos estados limites de equilíbrio, verificando-se a estabilidade do encontro e das tensões de contato.

Adicionalmente, apresenta-se o cálculo simplificado do cachorro de apoio ao passadiço da torre de tomada.

#### 4.3.4.6.1 Verificação da Segurança à Flexão

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de flexão na sapata, recorreu-se a um modelo simples de escoras e tirantes.

Para metade do encontro:

$$R_d = 747,7 \text{ kN}$$

$$F_t = (R_d / 0,85d) \times (x - 0,25b) = 695,6 \text{ kN}$$

$$A_s = 8,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,adopt} = 20,1 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}16//0,10 \text{ m}$$

Adotou-se assim uma armadura de Ø16//0,10 m para a face inferior na direção longitudinal (coincidente com o eixo do passadiço) e Ø12//0,10 m na direção perpendicular. Para a face superior adotou-se #Ø12//0,10 m. Nas paredes laterais do encontro, adotou-se uma armadura vertical Ø12//0,10 m e horizontal Ø12//0,20 m (condicionado pela armadura mínima).

Considerou-se ainda uma armadura de carga concentrada em ambas as direções de Ø12//0,10 m.

De igual forma, para o cachorro de apoio da torre de tomada, recorreu-se a um modelo simples de escoras e tirantes e obteve-se a seguinte armadura:

$$R_d = 775,0 \text{ kN}$$

$$F_t = (R_d / 0,85d) \times (x - 0,25b) = 564,0 \text{ kN}$$

$$A_s = 13,0 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s,adopt} = 31,4 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}20//0,10 \text{ m}$$

Adotou-se assim uma armadura de Ø20//0,10 m para a direção principal (coincidente com o eixo do passadiço) e Ø16//0,10 m na direção perpendicular. Considerou-se ainda uma armadura de carga concentrada em ambas as direções de Ø12//0,10 m.

#### 4.3.4.7 Aparelhos de apoio

Conforme referido anteriormente, foram adotados aparelhos de apoio em neoprene cintado.

As forças a introduzir nos aparelhos de apoio, quer verticais quer horizontais, foram obtidas a partir dos valores das reações do modelo global da estrutura, calculados para as combinações características e sísmicas. As reações devidas ao sismo foram as elásticas, ou seja, considerou-se um coeficiente de comportamento unitário.

Os deslocamentos foram obtidos nos elementos que simulam os aparelhos de apoio, sendo o deslocamento final obtido por:

$$\delta = \text{máx} \{ \delta_{\text{retrac+fluência}} + \delta_{\text{vut}}; \delta_{\text{retrac+fluência}} + \delta_{\text{frenagem}} + \Psi_2 \times \delta_{\text{vut}}; \delta_{\text{retrac+fluência}} + \delta_{\text{sismo}} + \Psi_2 \times \delta_{\text{vut}} \}$$

É de referir que, de acordo com a EN1998-2, os deslocamentos sísmicos de cálculo,  $\delta_{\text{sismo}}$ , foram deduzidos a partir dos deslocamentos,  $d_{Ee}$ , determinados a partir de uma análise sísmica linear por espectros de resposta, isto é:

$$\delta_{\text{sismo}} = \pm \eta \mu_d d_{Ee}$$
$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} = 1, \xi = 5\%, \mu_d = q = 1,50$$

##### 4.3.4.7.1 Esforços e deslocamentos

As reações verticais e horizontais condicionantes, consideradas no dimensionamento dos aparelhos de apoio, encontram-se indicadas no quadro seguinte.

Tabela 4-85 – Reações verticais e horizontais nos aparelhos de apoio

Aparelho Apoio	Reacções verticais (kN)		Reacções horizontais (kN)			
	R <sub>max</sub>	R <sub>min</sub>	F <sub>long,est</sub>	F <sub>transv,est</sub>	F <sub>long,sis</sub>	F <sub>transv,sis</sub>
1	525	426	-	-	21	28
2	527	427	-	-	46	20
3	525	427	-	-	21	28
4	525	424	-	-	46	20
5	525	424	-	-	25	33
6	525	424	-	-	20	32
7	527	427	-	-	25	33
8	527	427	-	-	20	33
9	529	427	-	-	45	19
10	527	423	-	-	45	19
11	527	427	-	-	28	25

Aparelho Apoio	Reacções verticais (kN)		Reacções horizontais (kN)			
	R <sub>max</sub>	R <sub>min</sub>	F <sub>long,est</sub>	F <sub>transv,est</sub>	F <sub>long,sis</sub>	F <sub>transv,sis</sub>
12	527	427	-	-	28	25

Nos quadros seguintes, estão indicados os valores parciais dos deslocamentos longitudinais e transversais nos encontros, para cada uma das ações que deram origem aos deslocamentos máximos.

**Tabela 4-86 – Deslocamentos parciais nos aparelhos de apoio na direção longitudinal**

Aparelho Apoio	Deslocamentos parciais - direção longitudinal (mm)				
	ret + flu	vut+	vut-	frenagem	sismo
1	-1.3	2.2	-1.7	0	7.06
2	-1.3	2.2	-1.7	0	21.2
3	-1.3	2.2	-1.7	0	7.06
4	-1.3	2.2	-1.7	0	21.2
5	-1.3	2.2	-1.7	0	6.5
6	-1.3	2.2	-1.7	0	1.3
7	-1.3	2.2	-1.7	0	21.1
8	-1.3	2.2	-1.7	0	21.1
9	-1.3	2.2	-1.7	0	12.2
10	-1.3	2.2	-1.7	0	12.2
11	-1.3	2.2	-1.7	0	6.5
12	-1.3	2.2	-1.7	0	1.3

**Tabela 4-87 – Deslocamentos parciais nos aparelhos de apoio na direção transversal**

Aparelho Apoio	Deslocamentos parciais - direção transversal (mm)				
	ret + flu	vut+	vut-	frenagem	sismo
1	-0.12	0.09	-0.07	0	12.5
2	-0.12	0.09	-0.07	0	8.4
3	-0.12	0.09	-0.07	0	12.5
4	-0.12	0.09	-0.07	0	8.4
5	-0.12	0.09	-0.07	0	10.8
6	-0.12	0.09	-0.07	0	10.6
7	-0.12	0.09	-0.07	0	8.5
8	-0.12	0.09	-0.07	0	8.5
9	-0.12	0.09	-0.07	0	11.1
10	-0.12	0.09	-0.07	0	11.1
11	-0.12	0.09	-0.07	0	10.8

Aparelho Apoio	Deslocamentos parciais - direção transversal (mm)				
	ret + flu	vut+	vut-	frenagem	sismo
12	-0.12	0.09	-0.07	0	10.6

#### 4.3.4.7.2 Verificação da Segurança dos Aparelhos de Apoio

- Carga Axial Máxima

Os aparelhos de apoio a adotar serão em neoprene cintado e possuirão as características seguintes:

- Diâmetro: 250 mm;
- Carga axial admissível: 735 kN;
- Módulo de elasticidade: 600 N/mm<sup>2</sup>;
- Módulo de distorção: 0,9 N/mm<sup>2</sup>;
- Nº chapas: 5;
- Deslocamento admissível: 31,5 mm;
- Altura total: 63 mm.

Verificou-se posteriormente que se cumpre a tensão mínima de 5 N/mm<sup>2</sup> para que se desenvolva a resistência por atrito.

- Deslocamentos máximos

Os aparelhos de apoio deverão assegurar deslocamentos longitudinais e transversais máximos de acordo com os valores apresentados no quadro seguinte.

**Tabela 4-88 - Deslocamentos combinados condicionantes nos aparelhos de apoio**

Aparelho Apoio	Deslocamentos totais (mm)	
	Longitudinal	Transversal
1	5	12
2	19	8
3	5	12
4	19	8
5	4	11
6	-1	10
7	19	8
8	19	8
9	10	11
10	10	11

Aparelho Apoio	Deslocamentos totais (mm)	
	Longitudinal	Transversal
11	4	11
12	-1	10

### 4.3.5 Estados Limites de Utilização

#### 4.3.5.1 Tabuleiro

##### 4.3.5.1.1 Verificação da Segurança à Descompressão e Compressão, Fendilhação e Deformação

- Análise longitudinal

A análise longitudinal do tabuleiro em relação aos estados limites de utilização irá ser realizada com vista a garantir o estado limite de descompressão e de compressão máxima do betão (para a combinação quase-permanente), o estado limite de abertura de fendas (para a combinação frequente) e o estado limite de deformação.

No que toca ao estado limite de descompressão, a EN1992-2 estabelece que este estado é verificado se a parte tracionada da secção se encontra a uma distância superior a 100 mm da armadura de pré-esforço.

Relativamente à compressão máxima do betão, de acordo com a EN1992-1-1, a compressão máxima do betão não deverá exceder  $0,6 f_{ck}(t)$  no momento da aplicação do pré-esforço. Contudo, a mesma norma indica também que tensão de compressão deve ser inferior  $0,45 f_{ck}(t)$ , tanto na idade do primeiro carregamento como para as cargas permanentes, de forma a evitar-se a consideração da não-linearidade da fluência.

Quanto à deformação, a flecha a  $\frac{1}{2}$  vão provocada pela combinação quase-permanente irá ser limitada a  $L/750$ . O acréscimo de deformação devido às sobrecargas irá ser limitado a  $L/1000$ .

A verificação será efetuada pelo fornecedor e deverá respeitar os seguintes esforços de cálculo:

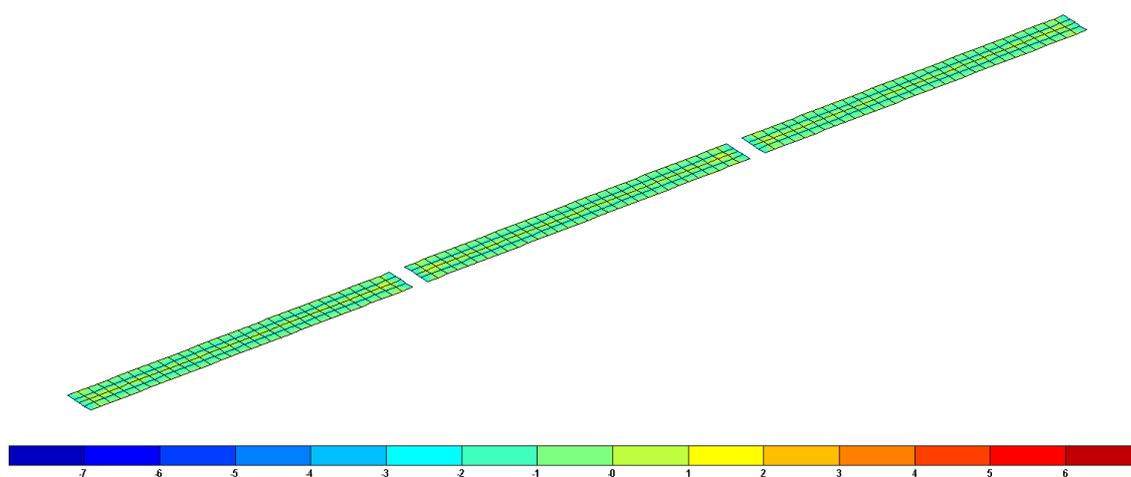
- $M^+_{\text{quase-permanentes}} (1/2 \text{ vão}) = 2855,4 \text{ kNm}$
- $M^+_{\text{frequentes}} (1/2 \text{ vão}) = 3281,4 \text{ kNm}$
- $M^+_{\text{raras}} (1/2 \text{ vão}) = 3950,0 \text{ kNm}$

- Análise transversal

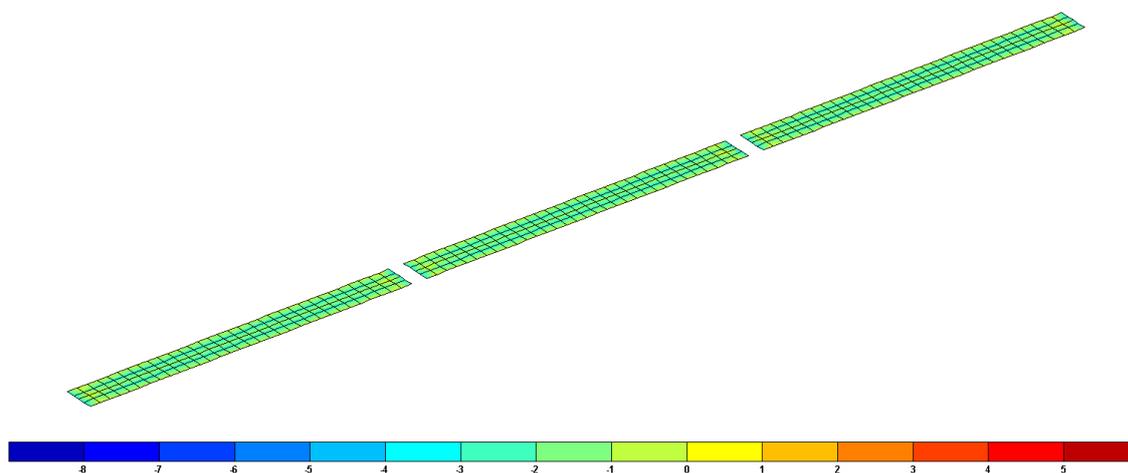
---

Sendo a laje do tabuleiro um elemento não pré-esforçado, de acordo com a NP EN 1992-1-1, a abertura característica de fendas para a combinação quase permanente deve ser limitada a 0,3 mm.

Apresenta-se na Figura 175 e Figura 176 os momentos fletores em torno do eixo longitudinal para a combinação quase permanente.



**Figura 175 – Envolvente máxima dos momentos fletores M22 do tabuleiro (kN.m/m)**



**Figura 176 - Envolvente mínima dos momentos fletores M22 do tabuleiro (kN.m/m)**

A verificação das armaduras de flexão para o estado limite de fendilhação apresenta-se nos mapas abaixo, respeitando os valores máximos e mínimos de armadura vertical (principal) e horizontal (secundária) estipulados pela norma.

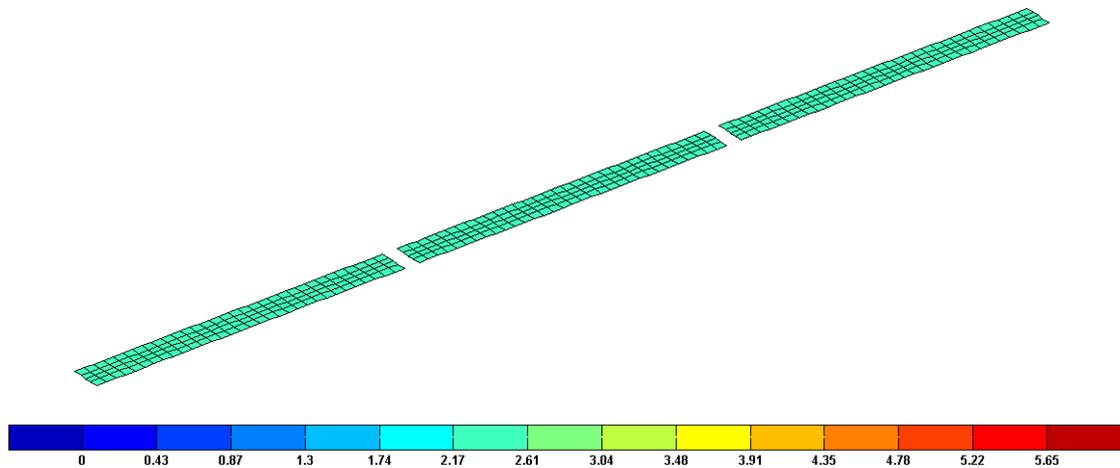


Figura 177 – Diagrama de armaduras na face superior na direção transversal do tabuleiro (cm<sup>2</sup>/m)

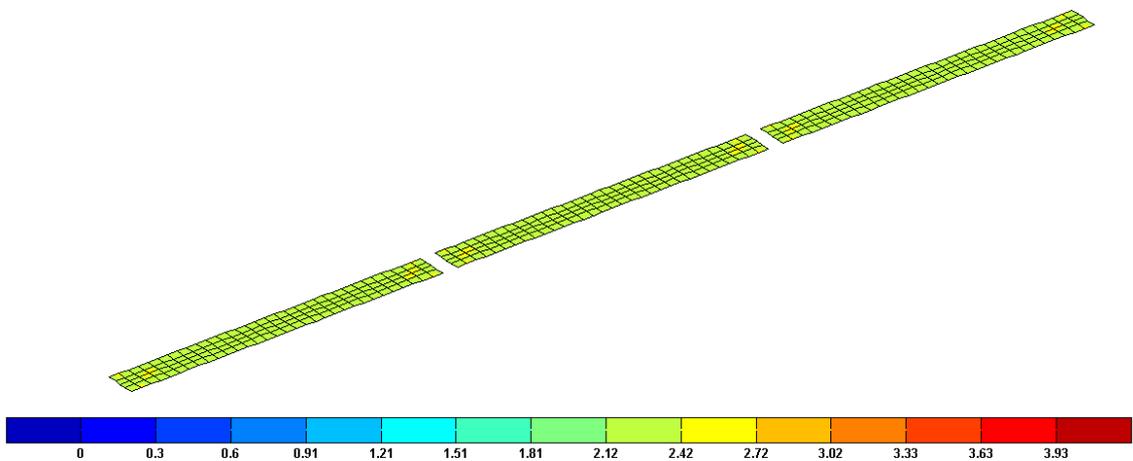


Figura 178 - Diagrama de armaduras na face inferior na direção transversal do tabuleiro (cm<sup>2</sup>/m)

#### 4.3.5.2 Carlingas

##### 4.3.5.2.1 Verificação da Segurança Fendilhação

De acordo com a NP EN 1992-1-1, avaliou-se a fendilhação para a combinação quase permanente de ações, sendo o valor da abertura de fendas inferior a 0,3 mm.

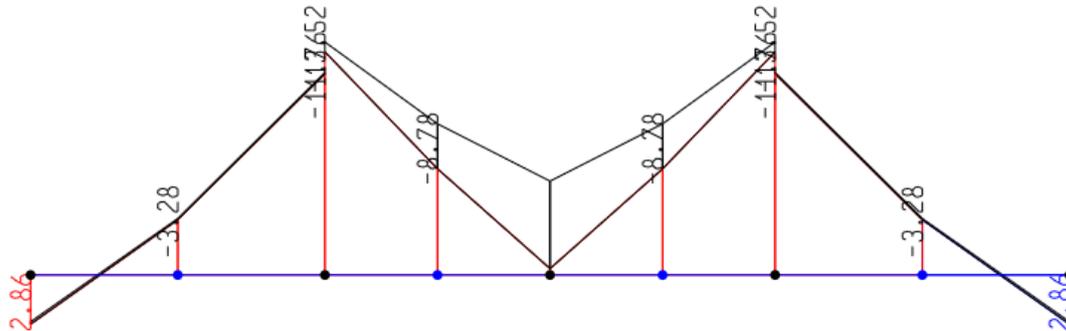


Figura 179 – Diagrama de momentos fletores ELS das carlingas (kN.m)

Verifica-se que para o momento máximo resultante da combinação quase permanente não ocorre fendilhação.

LARGURA DE FENDAS EM SECÇÕES DE BETÃO ARMADO (NP EN 1992-1-1: 2010) v2013.01

Obra: Aproveitamento Hidráulico do Crato Elemento / Secção: Carlinga

**Dados**

**Armaduras da secção**

	n <sub>s</sub>	Ø	af.	n <sub>t</sub>	Ø	af.	As
	var	(mm)	(m)	var	(mm)	(m)	(cm <sup>2</sup> )
As'	3	25					14.73
As	6	16					12.06

Em regime elástico (secção não fendilhada):

A <sub>ef</sub> (m <sup>2</sup> )	0.766
x <sub>G</sub> (m)	0.62
I <sub>G</sub> (m <sup>4</sup> )	0.103

M<sub>crit</sub> = 492.3  
Não há fendilhação

**Resultados**

Para a secção fendilhada

M (kN.m)	-16.0
N (kN)	79.0
h (m)	1.25
b (m)	0.60
c (m)	0.05
d' (m)	0.07
d (m)	1.18
Ø (mm)	6
s (m)	0.100
E <sub>i</sub> (GPa)	200
Betão	C30/37
Φ(∞,t <sub>0</sub> )	2.50
E <sub>cm</sub> (GPa)	33.0
E <sub>ca</sub> (GPa)	13.2
σ <sub>wp</sub>	15.15
f <sub>ctm</sub> (kPa)	2900

**Varões de Aço**

Alta aderência

Aderência normal

**Ações**

Curta duração

Longa duração

k <sub>1</sub>	0.60
k <sub>1</sub>	0.80
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425

Posição do e. neutro: -

x (m)	Extensões (mm)	ε <sub>c,sup</sub>	ε <sub>s</sub>	ε <sub>c,inf</sub>	Tensões (MPa)	σ <sub>c,max</sub>	σ <sub>s</sub>	σ <sub>tp</sub>
-	-	-	-	-	-	-	-	-

Largura da fenda

5(c+f/2)	-
k <sub>2</sub>	-
S <sub>p,max</sub> (m)	-
A <sub>c,eff</sub> (m <sup>2</sup> )	-
ρ <sub>p,eff</sub>	-
ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	-

↓

w <sub>k</sub> (mm)	0.000
---------------------	-------

Figura 180 – Verificação da abertura de fendas das carlingas

### 4.3.5.3 Sapatas

#### 4.3.5.3.1 Verificação da segurança aos Assentamentos

A verificação de segurança do terreno de fundação compreende a verificação da capacidade resistente do solo, como já foi apresentado anteriormente, para as combinações característica e sísmica.

**Tabela 4-89 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (1/7)**

SAPATAS. DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NP EN 1997-1: 2010		Elemento Estrutural: PILAR	
Projeto / Obra: Aproveitamento hidráulico do Crato		Resumo dos Resultados / Verificações	
Cenário:	Com água na albufeira		
Parâmetros Solo			
$\Phi'$ [graus]	36		
$c'$ [kPa]	0		
$\alpha$ [graus]	0		
Pilar			
$L_{pil}$ [m]	2.50		
$B_{pil}$ [m]	2.50		
Área sem Vazam [m <sup>2</sup> ]	4.91		
Área efetiva betão [m <sup>2</sup> ]	1.77		
Háguas acima base fund [m]	46.25		
Hterra+desf sobre sapata [m]	35.00		
Sapata			
L (x) [m]	7.50		
B (y) [m]	7.50		
H sapata [m]	1.50		
Prof. média base [m]	37.00		
$\gamma_{sat}$ solo [kN/m <sup>3</sup> ]	23.50		
d [m]	1.35		
Dist cg-base [m]	0.75		
Classe do Betão	C30/37		
Tipo de Aço	A500		
Rigidez - Dir. x	✓		
Rigidez - Dir. y	✓		
Peso [kN]	2109.38		
Água [kN]	2839.41		
		Verificação da Segurança	
		L contacto	
		Armaduras [cm <sup>2</sup> /m]	
		Face Inf	
		FaceSup	
		Combinções Estáticas	
		Combinções Estáticas	
		Combinções Dinâmicas	
		Combinções Dinâmicas	
		Resistência [Rd/Vd≥1]	
		Assentam. [Rd/Vd≥3]	
		Resistência [Rd/Vd≥1]	
		Assentam. [Rd/Vd≥2]	
		Comparar com as comb. características	
		Comparar com as comb. últimas e sísmicas	
		Tensão admissível relatorio [kPa]	
		Tensão admissível relatorio*1.5 [kPa]	
		Tensão máxima característica [kPa]	
		Tensão máxima ELU [kPa]	
		Tensão máxima sísmica [kPa]	

**Tabela 4-90 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (2/7)**

ASSENTAMENTOS (1)													
CARACTERISTICAS													
OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2+ V3xdist.	M3+ V2xdist.	P+ Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
COMB_CARACT_SOB-1	Max	-6222.4	0.8	0.0	2.9	16.9	1.00	2.9	17.5	-30097.6	0.8	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-1	Min	-6166.4	0.8	0.0	2.9	14.2	1.00	2.9	14.8	-30041.7	0.8	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-2	Max	-6222.4	0.1	-0.6	14.5	3.2	1.00	14.1	3.3	-30097.6	0.6	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-2	Min	-6166.4	0.0	-0.6	14.5	0.5	1.00	14.1	0.5	-30041.7	0.6	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-1	Max	-5916.8	1.3	0.1	4.8	25.3	1.00	4.9	26.3	-29792.1	1.3	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-1	Min	-5877.6	1.2	0.1	4.8	23.4	1.00	4.9	24.4	-29752.9	1.3	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-2	Max	-5916.8	0.1	-1.0	24.2	2.5	1.00	23.5	2.6	-29792.0	1.0	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-2	Min	-5877.6	0.0	-1.0	24.2	0.6	1.00	23.5	0.7	-29752.9	1.0	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-3	Max	-6222.4	0.8	0.0	2.9	16.9	1.00	2.9	17.5	-30097.6	0.8	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-3	Min	-6166.4	0.8	0.0	2.9	14.2	1.00	2.9	14.8	-30041.7	0.8	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-4	Max	-6222.3	0.1	-0.6	14.5	3.2	1.00	14.1	3.3	-30097.6	0.6	0.0	0.0
COMB_CARACT_SOB-4	Min	-6166.4	0.0	-0.6	14.5	0.5	1.00	14.1	0.5	-30041.6	0.6	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-3	Max	-5916.8	1.3	0.1	4.8	25.3	1.00	4.9	26.3	-29792.0	1.3	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-3	Min	-5877.6	1.2	0.1	4.8	23.4	1.00	4.9	24.4	-29752.9	1.3	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-4	Max	-5916.8	0.1	-1.0	24.2	2.5	1.00	23.5	2.6	-29792.0	1.0	0.0	0.0
COMB_CARACT_W-4	Min	-5877.6	0.0	-1.0	24.2	0.6	1.00	23.5	0.7	-29752.8	1.0	0.0	0.0

**Tabela 4-91 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (3/7)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
COMB_CARACT_SOB-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-2	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-2	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-2	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-2	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-3	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-3	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-4	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_SOB-4	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-3	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-3	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-4	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_CARACT_W-4	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0

**Tabela 4-92 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (4/7)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	(R/A')	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd
COMB_CARACT_SOB-1	Max	1.6	0.7	1.6	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31831.0	1790169.0	30097.6	59.48
COMB_CARACT_SOB-1	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31831.0	1790168.0	30041.7	59.59
COMB_CARACT_SOB-2	Max	1.6	0.7	1.6	-9.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790379.8	30097.6	59.49
COMB_CARACT_SOB-2	Min	1.6	0.7	1.6	-3.3	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790379.3	30041.7	59.60
COMB_CARACT_W-1	Max	1.6	0.7	1.6	87.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.4	1789905.1	29792.1	60.08
COMB_CARACT_W-1	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.4	1789904.1	29752.9	60.16
COMB_CARACT_W-2	Max	1.6	0.7	1.6	-4.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.1	1790252.8	29792.0	60.09
COMB_CARACT_W-2	Min	1.6	0.7	1.6	-2.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.1	1790252.3	29752.9	60.17
COMB_CARACT_SOB-3	Max	1.6	0.7	1.6	87.7	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31831.0	1790168.9	30097.6	59.48
COMB_CARACT_SOB-3	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31831.0	1790168.0	30041.7	59.59
COMB_CARACT_SOB-4	Max	1.6	0.7	1.6	-9.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790379.8	30097.6	59.49
COMB_CARACT_SOB-4	Min	1.6	0.7	1.6	-3.3	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31833.9	1790379.3	30041.6	59.60
COMB_CARACT_W-3	Max	1.6	0.7	1.6	87.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.4	1789905.1	29792.0	60.08
COMB_CARACT_W-3	Min	1.6	0.7	1.6	87.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31829.4	1789904.1	29752.9	60.16
COMB_CARACT_W-4	Max	1.6	0.7	1.6	-4.6	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.1	1790252.8	29792.0	60.09
COMB_CARACT_W-4	Min	1.6	0.7	1.6	-2.0	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31834.1	1790252.3	29752.8	60.17

**Tabela 4-93 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (5/7)**

SISMO (parcela sísmica multiplicada por 1.5 - coeficiente de comportamento)

OutputCase	StepType	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]	Coef. Par.	M2 + V3xdist.	M3 + V2xdist.	P + Ppsapata + Pterras [kN]	Força Horiz [kN]	exc (L)	exc (B)
COMB_SISMO1X	Max	-5705.4	2.6	0.7	17.7	67.7	1.00	18.2	69.6	-29580.7	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO1X	Min	-5681.6	-2.5	-0.7	-17.7	-64.9	1.00	-18.2	-66.8	-29556.9	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Max	-5704.8	2.0	0.5	13.6	52.3	1.00	14.0	53.8	-29580.1	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO2X	Min	-5682.3	-1.9	-0.5	-13.6	-49.5	1.00	-14.0	-51.0	-29557.5	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Max	-5703.1	0.9	2.1	53.6	23.5	1.00	55.2	24.2	-29578.3	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y	Min	-5684.0	-0.8	-2.1	-53.6	-20.7	1.00	-55.2	-21.4	-29559.2	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Max	-5702.9	0.7	1.6	41.2	18.5	1.00	42.4	19.0	-29578.1	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y	Min	-5684.2	-0.6	-1.6	-41.2	-15.7	1.00	-42.4	-16.1	-29559.4	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Max	-5705.4	2.6	0.7	17.7	67.7	1.00	18.2	69.6	-29580.7	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO1X-1	Min	-5681.6	-2.5	-0.7	-17.7	-64.9	1.00	-18.2	-66.8	-29556.8	2.7	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Max	-5704.8	2.0	0.5	13.6	52.3	1.00	14.0	53.8	-29580.0	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO2X-1	Min	-5682.2	-1.9	-0.5	-13.6	-49.5	1.00	-14.0	-51.0	-29557.5	2.1	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Max	-5703.1	0.9	2.1	53.6	23.5	1.00	55.2	24.2	-29578.3	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO1Y-1	Min	-5683.9	-0.8	-2.1	-53.6	-20.7	1.00	-55.2	-21.4	-29559.2	2.3	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Max	-5702.8	0.7	1.6	41.2	18.5	1.00	42.4	19.0	-29578.1	1.8	0.0	0.0
COMB_SISMO2Y-1	Min	-5684.2	-0.6	-1.6	-41.2	-15.7	1.00	-42.4	-16.1	-29559.4	1.8	0.0	0.0

**Tabela 4-94 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (6/7)**

Comb	StepType	Φ'	c'	γd	qd	α	L'	L'/L	B'	B'/B	A'	Nq	Nc	Nγ	bc	bq
COMB_SISMO1X	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1X	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2X	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2X	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1X-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1X-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2X-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2X-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO1Y-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y-1	Max	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0
COMB_SISMO2Y-1	Min	36.0	0.0	13.5	499.5	0.0	7.5	1.0	7.5	1.0	56.2	37.8	50.6	53.4	1.0	1.0

**Tabela 4-95 – Verificação da capacidade resistente do solo de fundação das sapatas dos pilares P1 e P2 do passadiço (7/7)**

Comb	StepType	Sq	Sy	Sc	θ	mB	mL	m	ic	iq	iγ	(R/A')	Rd [kN]	Vd [kN]	Rd/Vd
COMB_SISMO1X	Max	1.6	0.7	1.6	75.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31823.4	1788650.7	29580.7	60.47
COMB_SISMO1X	Min	1.6	0.7	1.6	74.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31823.4	1788649.0	29556.9	60.52
COMB_SISMO2X	Max	1.6	0.7	1.6	75.2	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31825.8	1789108.5	29580.1	60.48
COMB_SISMO2X	Min	1.6	0.7	1.6	74.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31825.8	1789107.3	29557.5	60.53
COMB_SISMO1Y	Max	1.6	0.7	1.6	23.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.5	1789298.3	29578.3	60.49
COMB_SISMO1Y	Min	1.6	0.7	1.6	20.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.5	1789297.4	29559.2	60.53
COMB_SISMO2Y	Max	1.6	0.7	1.6	23.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.8	1789605.3	29578.1	60.50
COMB_SISMO2Y	Min	1.6	0.7	1.6	20.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.8	1789604.6	29559.4	60.54
COMB_SISMO1X-1	Max	1.6	0.7	1.6	75.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31823.4	1788650.7	29580.7	60.47
COMB_SISMO1X-1	Min	1.6	0.7	1.6	74.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31823.4	1788649.0	29556.8	60.52
COMB_SISMO2X-1	Max	1.6	0.7	1.6	75.2	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31825.8	1789108.5	29580.0	60.48
COMB_SISMO2X-1	Min	1.6	0.7	1.6	74.4	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31825.8	1789107.3	29557.5	60.53
COMB_SISMO1Y-1	Max	1.6	0.7	1.6	23.1	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.5	1789298.3	29578.3	60.49
COMB_SISMO1Y-1	Min	1.6	0.7	1.6	20.8	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.5	1789297.4	29559.2	60.53
COMB_SISMO2Y-1	Max	1.6	0.7	1.6	23.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.8	1789605.3	29578.1	60.50
COMB_SISMO2Y-1	Min	1.6	0.7	1.6	20.5	1.5	1.5	1.5	1.0	1.0	1.0	31832.8	1789604.6	29559.4	60.54

---

## 4.4 GALERIA DE TOMADA DE ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO

### 4.4.1 Introdução

Para o dimensionamento transversal da galeria consideraram-se três secções representativas das diferentes condições de carregamento ao longo de todo o desenvolvimento longitudinal da galeria da descarga de fundo (ver Figura 181).

As três situações consideradas foram:

- secção A: Localizada a 2/3 da distância da saída da torre de tomada de água ao eixo do núcleo da barragem;
- secção B: No eixo do núcleo da barragem;
- secção C: Localizada a 1/3 da distância do eixo do núcleo da barragem ao pé da barragem a jusante;
- secção Construtiva: Localizada no eixo do núcleo da barragem.

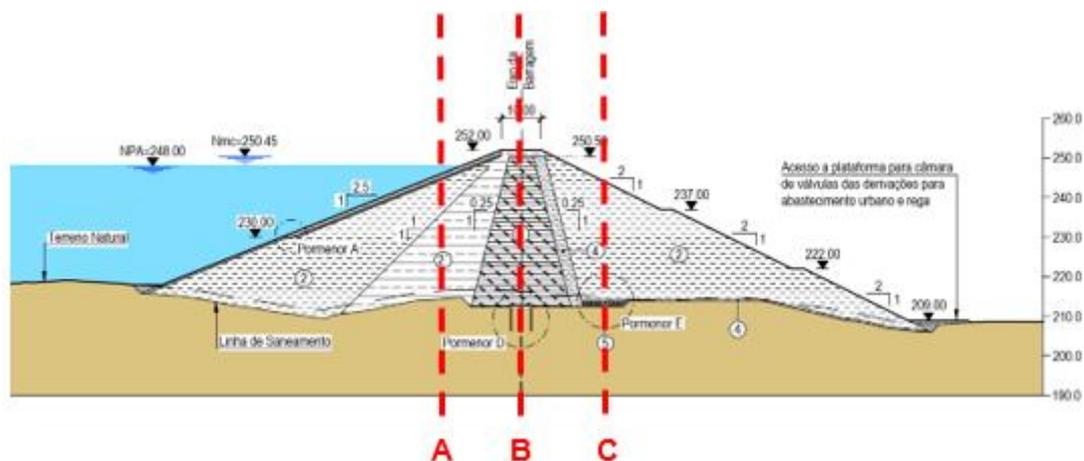


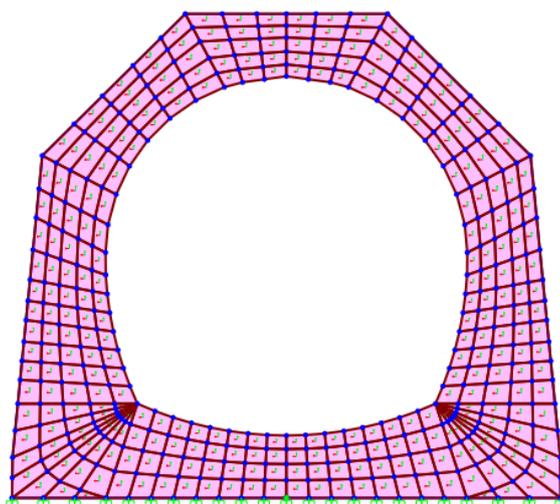
Figura 181 - Secções de cálculo condicionantes

As 3 secções são representativas das condições de carga condicionantes:

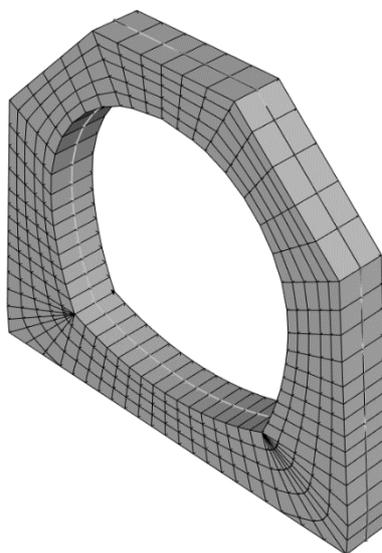
- Condição de carga da secção A: nível de água no NMC e com uma altura de 32 m de aterro.
- Condição de carga da secção B: nível de água no NMC e altura de solo mais elevado (42 m).
- Condição de carga da secção C: nível de água correspondente a 30% da altura do NMC, com respetiva redução de subpressões e altura de aterro acima igual a 36 m.

- Fase construtiva: sem água na barragem e altura de solo mais elevado (42 m).

Nas seguintes figuras apresenta-se o modelo de cálculo bidimensional de elementos finitos, realizado com recurso ao programa SAP2000.



**Figura 182 - Modelo bidimensional não linear da galeria**



**Figura 183 - Modelo bidimensional não linear da galeria**

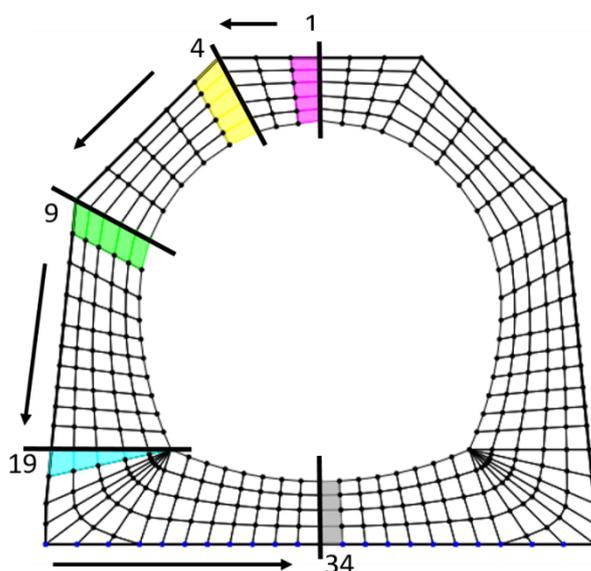
O modelo plano tem uma largura de influência de 1 m, considerando as características dos materiais constituintes. A galeria é em betão armado de classe C30/37 ( $E=33$  GPa) e o

---

maciço considerado para a fundação tem uma tensão admissível de 900 kPa e  $E=240$  MPa. Apesar de a galeria atravessar duas zonas geotécnicas diferentes considerou-se para o cálculo a zona com características mais baixas.

A ligação aos elementos que simulam o maciço da fundação é feita através de elementos não lineares (“links”) que apenas funcionam à compressão.

Os esforços em cada secção foram determinados a partir do integral das tensões ocorrentes nos cortes indicados na seguinte figura.



**Figura 184 - Modelo bidimensional, cortes transversais de cálculo**

#### **4.4.2 Ações**

Para o cálculo, foram consideradas as seguintes ações permanentes:

- Peso específico do betão armado – 25 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico da água – 10 kN/ m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado dos maciços estabilizadores – 23,5 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado do maciço em saibros – 22,5 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado do núcleo – 23 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado dos filtros e drenos – 22 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado do enrocamento de proteção – 23,5 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico saturado do enrocamento de pé de jusante – 23,5 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico da cortina de estanqueidade – 23 kN/m<sup>3</sup>

- Peso específico do maciço ZG4 – 24 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do maciço ZG3 – 26 kN/m<sup>3</sup>

#### 4.4.3 Combinações de ações

#### 4.4.4 Estados Limites Últimos EQU

Para o estado limite de equilíbrio fez-se uma verificação ao Estado Limite de Flutuação, com maior detalhe na seguinte tabela:

**Tabela 4-96 - Verificação ao Estado Limite de Flutuação**

Descrição	Peso próprio da estrutura	Peso do solo sobre a estrutura	Peso da água sobre a estrutura	Subpressão	Ações Estabilizantes (x0.9)	Ações Instabilizantes (x1.1)	Coefficiente de Segurança	Fator de Segurança
Albuferia no NMC e galeria vazia no interior	9120.00	10443.65	42804.00	50686.20	56130.89	55754.82	1.01	>1

Devido à longa extensão da galeria, as verificações ao Estado Limite Último de deslizamento e derrubamento não são consideradas.

#### 4.4.5 Estados Limites Últimos STR

Para garantir a segurança das secções, foram efetuadas as verificações à Flexão Composta e ao Esforço Transverso.

##### 4.4.5.1 Verificação da Segurança à Flexão

Nas tabelas seguintes apresentam-se os esforços e armaduras necessárias à verificação da segurança, para cada situação de cálculo e secções condicionantes.

**Tabela 4-97 - Verificação da segurança ao ELU de flexão**

Secção A	b (m)	h (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> /m)
SA_1	1,00	1,00	2514	706	14,20
SA_9	1,00	1,30	3524	-1089	18,73
SA_19	1,00	1,90	3041	-563	27,79
SA_26	1,00	1,70	3173	-1749	24,77
SA_34	1,00	1,20	2551	1524	17,22

Secção B	b (m)	h (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> /m)
----------	-------	-------	----------------------	-----------------------	-------------------------

SB_1	1,00	1,00	2772	983	14,20
SB_9	1,00	1,30	4087	-1402	18,73
SB_19	1,00	1,90	3550	-668	27,79
SB_26	1,00	1,70	3483	-1907	24,77
SB_34	1,00	1,20	2757	1906	17,22

Secção C	b (m)	h (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> /m)
SC_1	1,00	1,00	1536	968	14,20
SC_9	1,00	1,30	2741	-1202	18,73
SC_19	1,00	1,90	2496	-491	27,79
SC_26	1,00	1,70	2087	-1099	24,77
SC_34	1,00	1,20	1575	1576	17,22

Secção Fase Construtiva	b (m)	h (m)	N <sub>Ed</sub> (kN)	M <sub>Ed</sub> (kNm)	As (cm <sup>2</sup> /m)
SConst_1	1,00	1,00	1607	1749	22,47
SConst_9	1,00	1,30	3597	-1982	19,35
SConst_19	1,00	1,90	3363	-705	27,79
SConst_26	1,00	1,70	2144	-1101	24,77
SConst_34	1,00	1,20	1450	2498	29,31

#### 4.4.5.2 Verificação da Segurança ao Esforço Transverso

Tabela 4-98 - Verificação de segurança ao ELU de esforço transverso

Secção	V <sub>Ed</sub> (kN)	N <sub>Ek</sub> (kN)	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)
SA_6	1133	2879	17,09
SA_8	1205	3335	18,18
SA_10	1381	3435	20,84
SA_11	1711	3363	25,81
SA_12	1524	3452	23,00
SA_14	1270	3621	19,16
SA_15	1485	3648	15,43
SA_16	1564	3715	15,07

<b>Secção</b>	<b>V<sub>Ed</sub> (kN)</b>	<b>N<sub>Ek</sub> (kN)</b>	<b>Asw/s (cm<sup>2</sup>/m)</b>
SA_17	1760	3758	15,64
SA_18	1993	3809	16,29
SB_6	1423	3266	21,47
SB_7	1366	3536	20,61
SB_8	1495	3847	22,56
SB_9	1224	4087	18,47
SB_10	1652	3992	24,93
SB_11	2009	3916	30,31
SB_12	1761	4026	26,57
SB_13	1306	4180	19,70
SB_14	1417	4222	21,38
SB_15	1645	4253	17,09
SB_16	1714	4328	16,52
SB_17	1922	4376	17,08
SB_18	2170	4433	17,73
SC_5	925	1902	13,96
SC_6	1153	2020	17,39
SC_7	1122	2265	16,93
SC_8	1191	2528	17,97
SC_10	1216	2702	18,35
SC_11	1412	2675	21,30
SC_12	1191	2772	17,97
SConst_3	954	1882	14,40
SConst_5	1515	2215	22,86
SConst_6	1825	2434	27,54
SConst_7	1794	2840	27,08
SConst_8	1856	3253	28,00
SConst_9	1512	3597	17,01
SConst_10	1759	3569	26,55
SConst_11	1942	3559	29,31
SConst_12	1561	3713	23,56

---

## 4.4.6 Estados Limites de Utilização

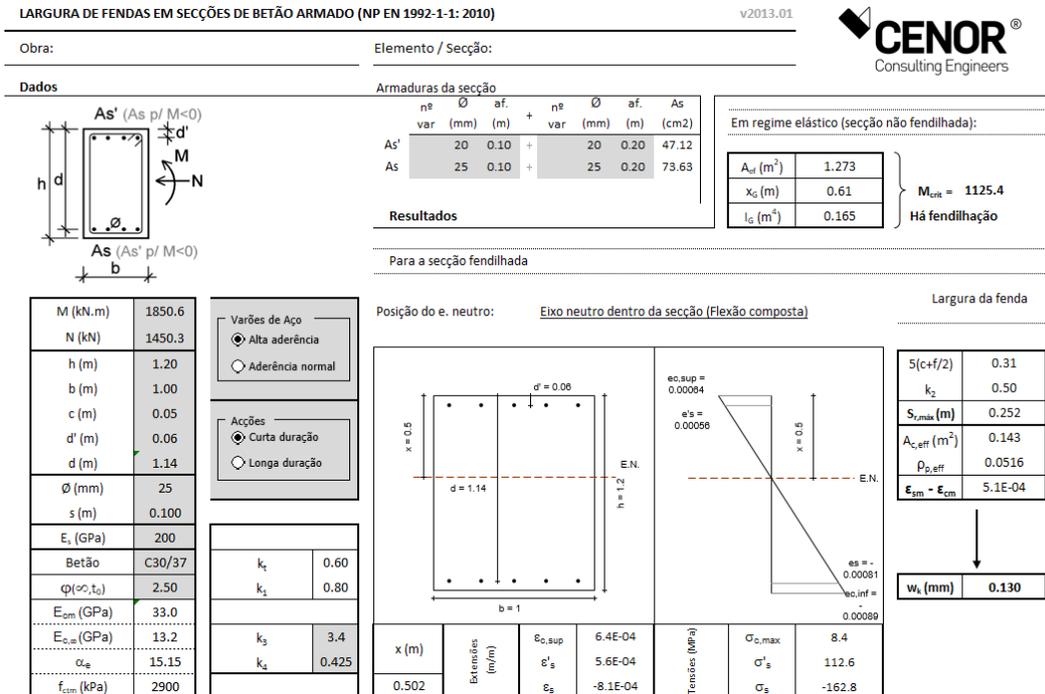
### 4.4.6.1 Verificação da Segurança à Fendilhação

Na verificação do comportamento em serviço da galeria, a qual não terá água no interior, sendo a descarga de fundo e o abastecimento de água assegurados por condutas metálicas apoiadas em berços, procurou-se sobretudo garantir a não existência teórica de fissuração, adotando armaduras e disposições construtivas para esse fim.

1. Consideraram-se armaduras longitudinais com diâmetro e espaçamento que procurarão controlar as tensões longitudinais no betão e no aço de modo a limitar a dimensão de eventuais fissurações resultantes das ações endógenas resultantes da cura do próprio betão. Estas armaduras asseguram simultaneamente o adequado comportamento longitudinal da galeria em zonas de deformações/assentamentos, quer sejam os devidos a diferentes condições geológicas quer sejam devidos a transições entre zonas diferentes da obra;
2. As juntas serão munidas de lâminas water-stop, em PVC, as quais deverão assegurar a resistência a uma pressão equivalente a 50 m.c.a. Nas zonas da galeria localizadas a montante do núcleo central do corpo da barragem, as juntas serão munidas de sistema duplo de estanqueidade através da colocação de duas lâminas water-stop de PVC. Nas zonas da galeria a jusante, as juntas serão munidas apenas com uma lâmina de water-stop.

Para o cálculo transversal a abertura de fendas está limitada, na fase de exploração, a 0,1 mm na face exterior e 0,3 mm na face interior. Na fase construtiva, como há passagem de água no interior da galeria, limitou-se as fendas interiores a 0,1 mm na zona de contacto com o escoamento. Este cálculo condicionou a adoção da disposição de armaduras final.

Nas seguintes tabelas apresenta-se um exemplo de cálculo para a abertura de fendas e as aberturas máximas para os cortes mais condicionantes de cada secção.



**Figura 185 - Cálculo da abertura de fendas a meio vão da laje de fundação da galeria**

**Tabela 4-99 - Abertura de fendas nos cortes condicionantes de cada secção**

Secção A	N <sub>EK</sub> (kN)	M <sub>EK</sub> (kNm)	wk
SA_1	2514	523	<0,3
SA_9	3524	-807	<0,1
SA_19	3041	-417	<0,1
SA_26	3173	-1295	<0,1
SA_34	2551	1129	<0,1

Secção B	N <sub>EK</sub> (kN)	M <sub>EK</sub> (kNm)	wk
SB_1	2772	728	<0,3
SB_9	4087	-1039	<0,1
SB_19	3550	-495	<0,1
SB_26	3483	-1413	<0,1
SB_34	2757	1412	<0,1

---

Secção C	N <sub>EK</sub> (kN)	M <sub>EK</sub> (kNm)	wk
SC_1	1536	717	<0,3
SC_9	2741	-891	<0,1
SC_19	2496	-364	<0,1
SC_26	2087	-814	<0,1
SC_34	1575	1167	<0,1

Secção Const	N <sub>EK</sub> (kN)	M <sub>EK</sub> (kNm)	wk
SConst_1	1607	1296	<0,3
SConst_9	3597	-1468	<0,1
SConst_19	3363	-522	<0,1
SConst_26	2144	-816	<0,1
SConst_34	1450	1851	0,13 (≈ 0,1)

Para a disposição final de armadura principal considerou-se para a face superior da soleira uma camada de varões Ø25//0,10 m, com uma camada de reforço de Ø25//0,20m. A face inferior tem a mesma disposição de armaduras, mas com varões de diâmetro igual a 20 mm. Nas restantes secções da galeria considerou-se para as faces exterior e interior Ø20//0,10 m, com um reforço na face interior da cobertura igual Ø20//0,20 m. Para a armadura secundária (longitudinal) optou-se por varões Ø16//0,10 m na soleira e nas restantes secções varões Ø12//0,10 m. Para a armadura transversal considerou-se nas zonas condicionantes estribos com 2 ramos de Ø12//0,20 m (5 ramos por metro) e na zona da cobertura, afastamentos de 0,40 m.

A seguinte imagem apresenta a disposição de armaduras considerada:

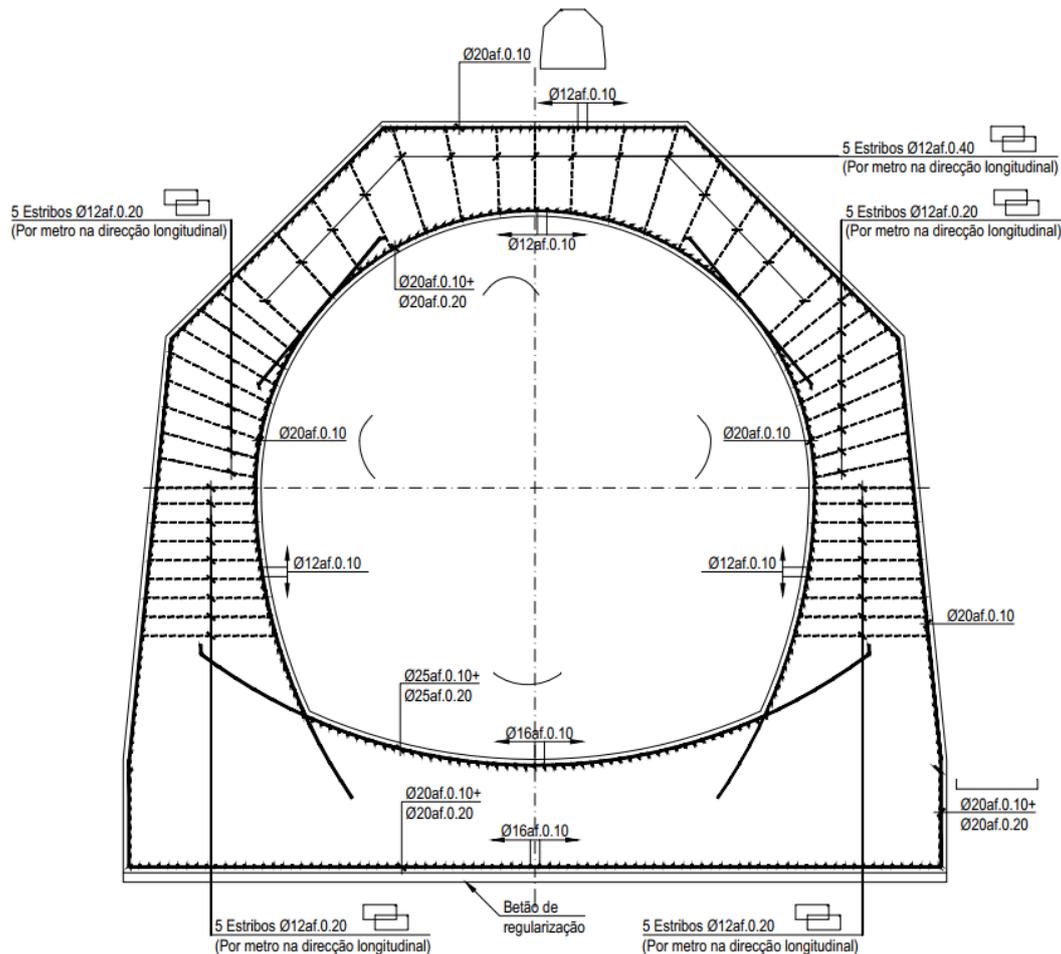


Figura 186 - Corte Transversal tipo da galeria de desvio provisório

## 4.5 OBRA DE SAÍDA DA DESCARGA DE FUNDO

### 4.5.1 Introdução

O dimensionamento dos elementos estruturais que integram a obra de saída da descarga de fundo foi efetuado através de um modelo tridimensional de elementos finitos, elaborado a partir do programa de cálculo automático SAP2000.

As lajes e as paredes foram modeladas por meio de elementos do tipo placa e as vigas através de elementos do tipo barra, com as propriedades geométricas e elásticas do componente estrutural que modelam.

---

O terreno de fundação foi simulado através de molas com um módulo de reação vertical de  $K_s = 200\ 000\ \text{kN/m}^3$ .

Posteriormente, e para a análise dos esforços resultantes do modelo de cálculo, recorreu-se a pós-processadores desenvolvidos na TPF e a tabelas/métodos correntes da teoria das estruturas.

Nos vários subcapítulos é apresentado o modelo de cálculo adotado e é efetuada a verificação de segurança das secções.

#### **4.5.2 Ações**

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais que constituem a obra de saída da descarga de fundo foram as seguintes:

- Peso próprio das estruturas;
- Pressão hidrostática;
- Subpressões;
- Impulso de terras;
- Sobrecargas rodoviárias;
- Impulso devido às sobrecargas rodoviárias;
- Peso da água sobre a sapata de fundação;
- Ação sísmica.

#### **4.5.3 Combinações de ações**

Foram consideradas as combinações explanadas no capítulo 3.5.

#### **4.5.4 Estados Limites Últimos EQU**

##### **4.5.4.1 Introdução**

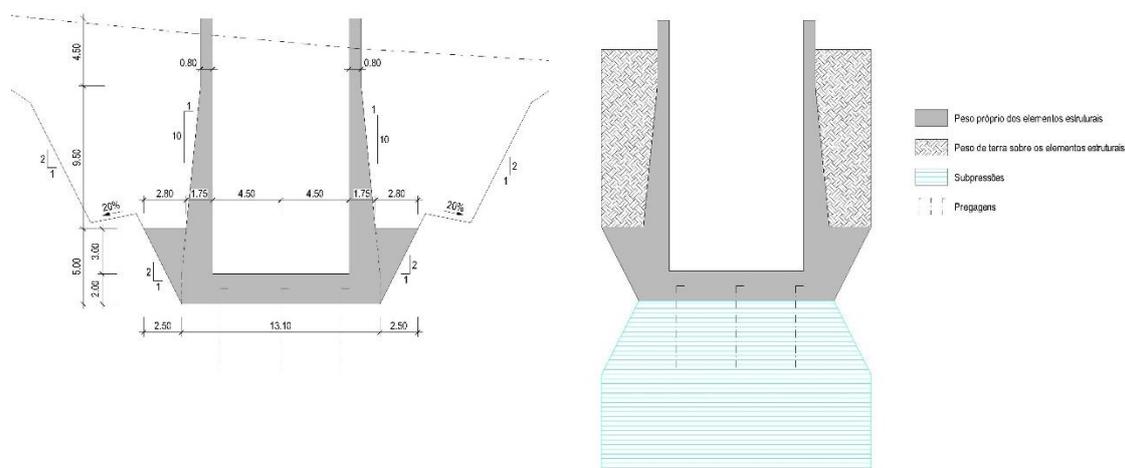
Tendo em conta a implantação da obra de saída da descarga de fundo, que se encontra limitada lateralmente pelo maciço rochoso, apenas se apresenta a verificação de segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação, atendendo à impossibilidade de derrubamento e deslizamento da mesma.

A verificação de segurança foi efetuada para a secção mais desfavorável da bacia de dissipação da obra de saída, considerando que toda a superfície inferior da laje está sujeita à ação da subpressão e não considerando água sobre a sua face superior.

Os cálculos foram realizados por metro linear e para o nível de água situado à cota 198,50.

#### 4.5.4.2 Verificação da segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação

Na figura seguinte apresenta-se um esquema com as ações consideradas no cálculo da estabilidade da bacia da obra de saída.



**Figura 187 - Ações consideradas no cálculo da estabilidade da bacia de dissipação da obra de saída**

- Cálculo das ações estabilizantes

- Peso próprio dos elementos estruturais:  $82,35 \times 25,0 = 2\,058,8 \text{ kN/m}$
- Peso de terra sobre os elementos estruturais:  $81,0 \times 20,0 = 1\,620,0 \text{ kN/m}$
- Pregagens (ver capítulo 4.1.5.3)\*  $3 \times 307,8 / 3,00 = 307,8 \text{ kN/m}$

$$\Sigma \text{ Ações estabilizantes: } \quad 3\,986,6 \text{ kN/m}$$

\* valor para um comprimento médio de selagem de 4,50 m.

- Cálculo das ações instabilizantes

- Subpressões:  $195,6 \times 10,0 = 1\,956,0 \text{ kN/m}$

$$\Sigma \text{ Ações instabilizantes: } \quad 1\,956,0 \text{ kN/m}$$

- Verificação da segurança

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = 1,50 \times 1\,956,0 = 2\,934,0 \text{ kN/m}$$

$$G_{stb,d} + R_d = 0,90 \times 3\,986,6 = 3\,587,9 \text{ kN/m}$$

$$V_{dst,d} = 2\,934,0 \text{ kN/m} \leq G_{stb,d} + R_d = 3\,587,9 \text{ kN/m}$$

Conclui-se, deste modo, que se encontra verificada a segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação da bacia de dissipação da obra de saída.

#### 4.5.5 Estados Limites Últimos STR

##### 4.5.5.1 Características geométricas

Para a verificação da segurança estrutural foram consideradas duas secções de cálculo distintas, correspondentes ao conjunto de secções mais condicionantes.

- Bacia de dissipação da obra de saída (zona corrente):

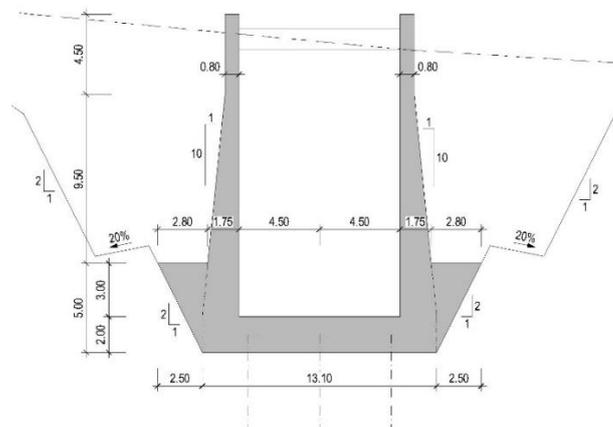


Figura 188 - Secção da bacia de dissipação da obra de saída (zona corrente)

- Bacia de dissipação da obra de saída (travessia rodoviária):

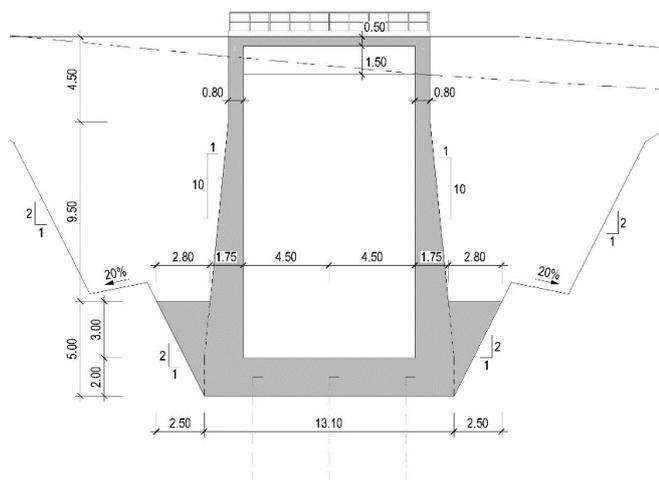


Figura 189 - Secção da bacia de dissipação da obra de saída (travessia rodoviária)

#### 4.5.5.2 Modelos de cálculo

Para as secções de cálculo consideradas foi efetuado o seguinte modelo de cálculo.

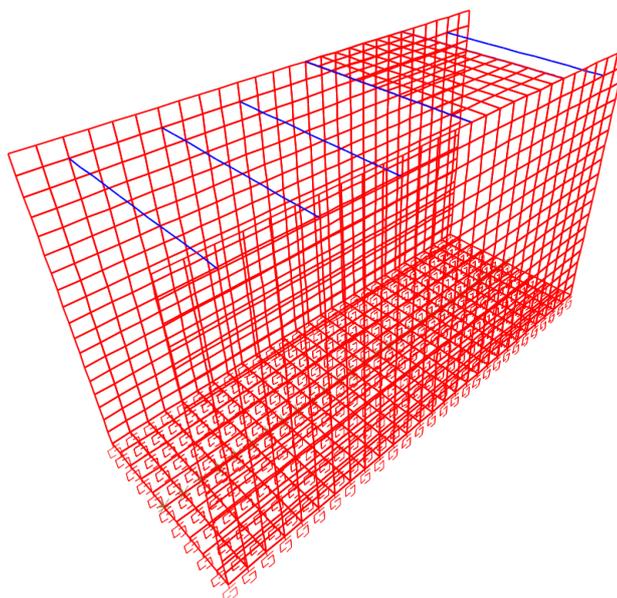


Figura 190 - Modelo de cálculo da bacia de dissipação da obra de saída

### 4.5.5.3 Esforços de cálculo

Apresentam-se nas figuras seguintes os momentos fletores e os esforços transversos para a envolvente das combinações de estados limites últimos.

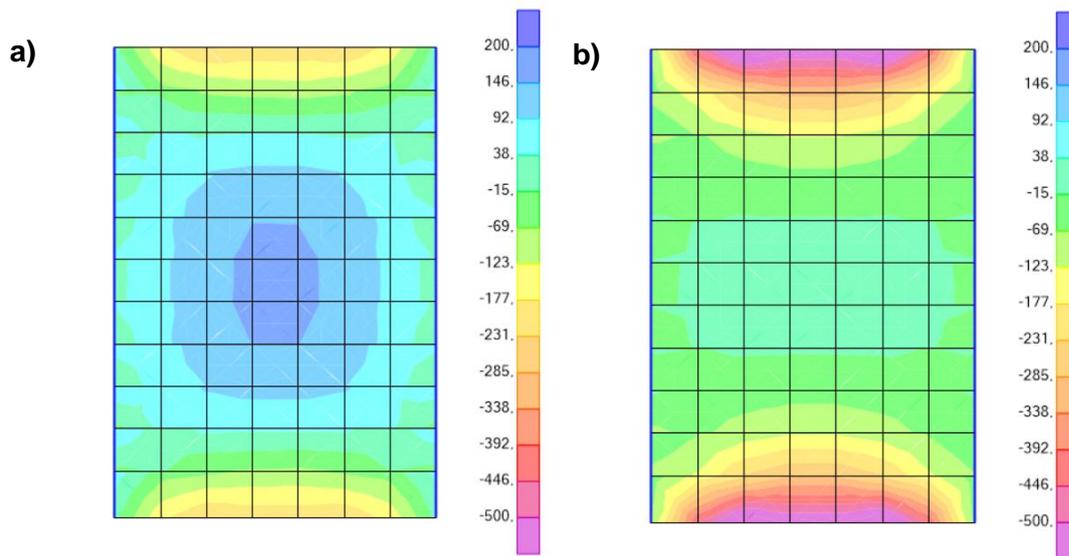
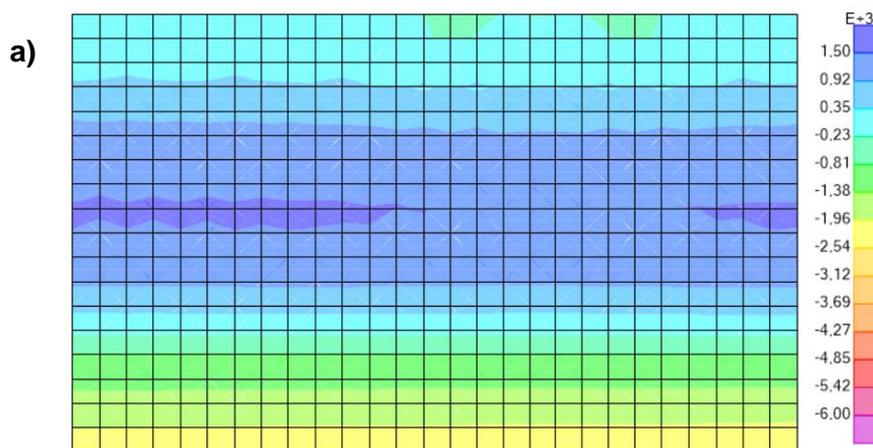


Figura 191 - Laje superior. Estado Limite Último. Momentos fletores. a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kNm/m]



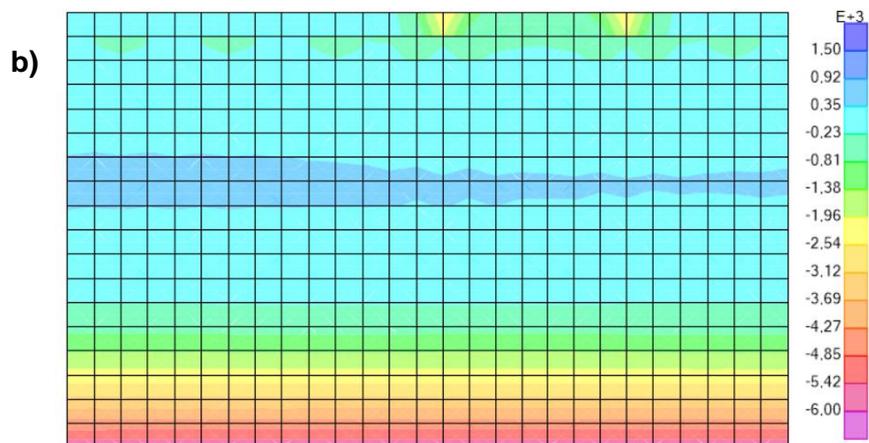


Figura 192 - Paredes. Estado Limite Último. Momentos fletores.  
a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kNm/m]

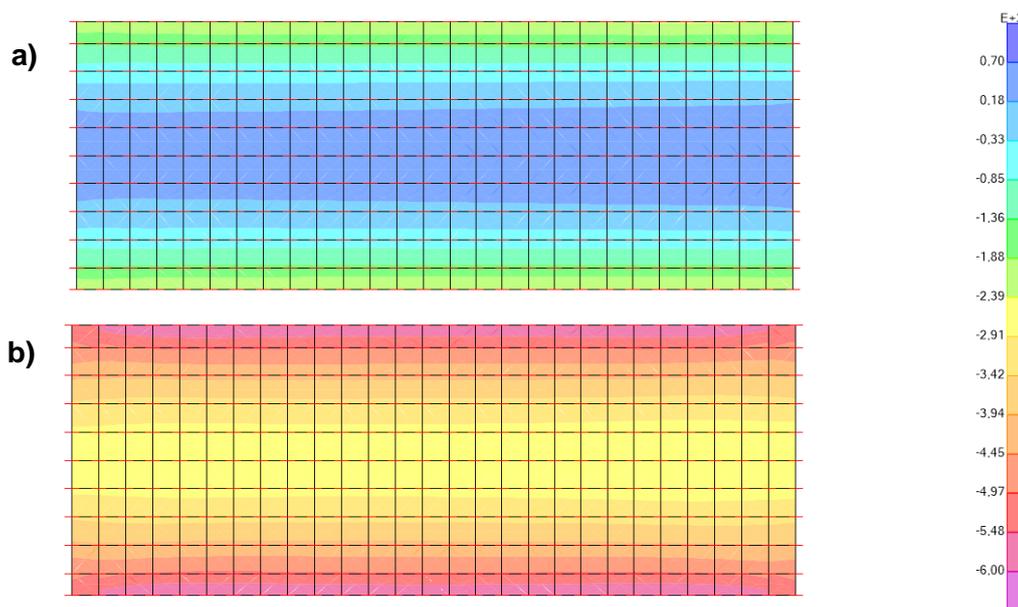


Figura 193 - Laje de soleira. Estado Limite Último. Momentos fletores.  
a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kNm/m]

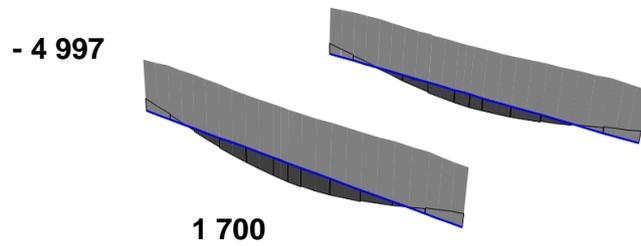


Figura 194 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Momentos fletores [kNm]

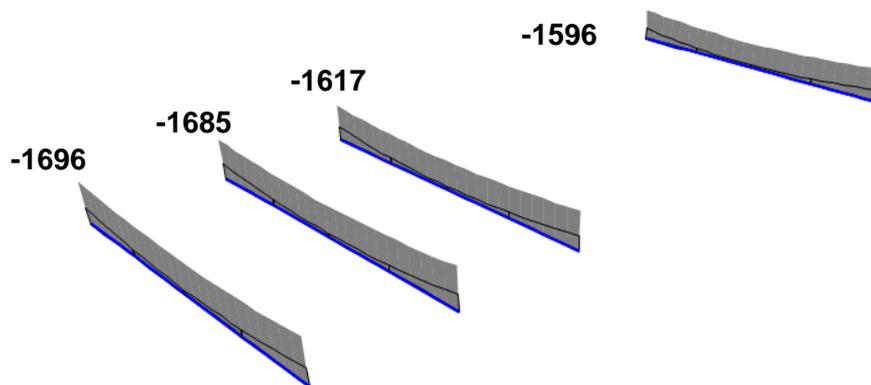


Figura 195 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Estado Limite Último. Momentos fletores [kNm]

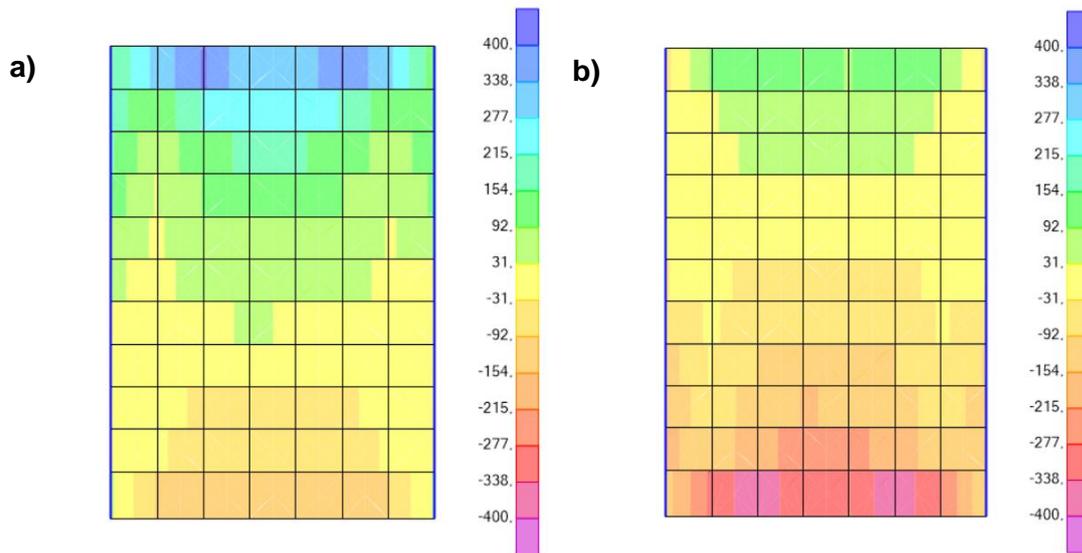
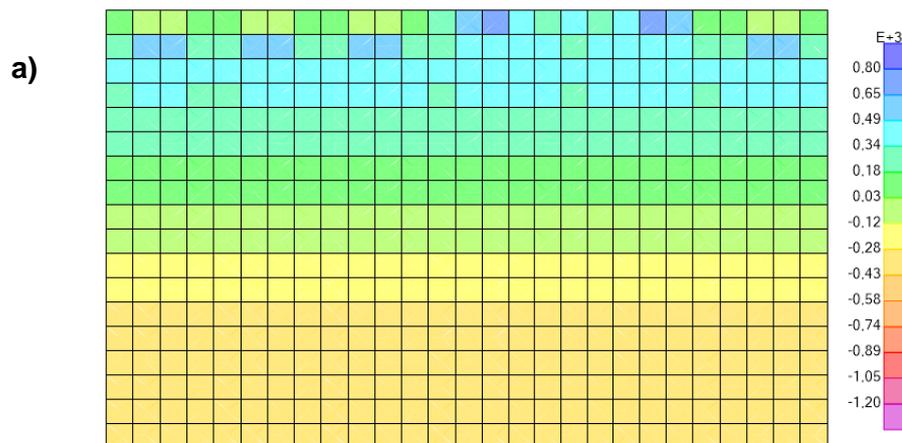


Figura 196 - Laje superior. Estado Limite Último. Esforços transversos.  
a) Envoltória máxima. b) Envoltória mínima [kN/m].



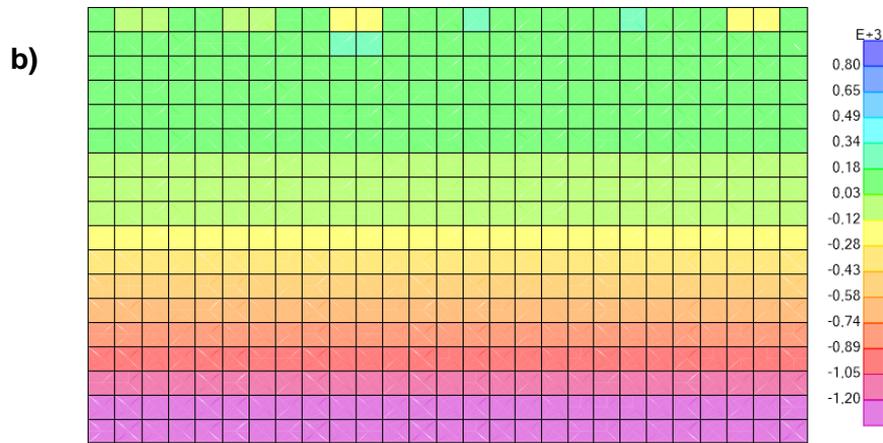


Figura 197 - Paredes. Estado Limite Último. Esfuerzos transversos. a) Envolverte máxima. b) Envolverte mínima [kN/m]

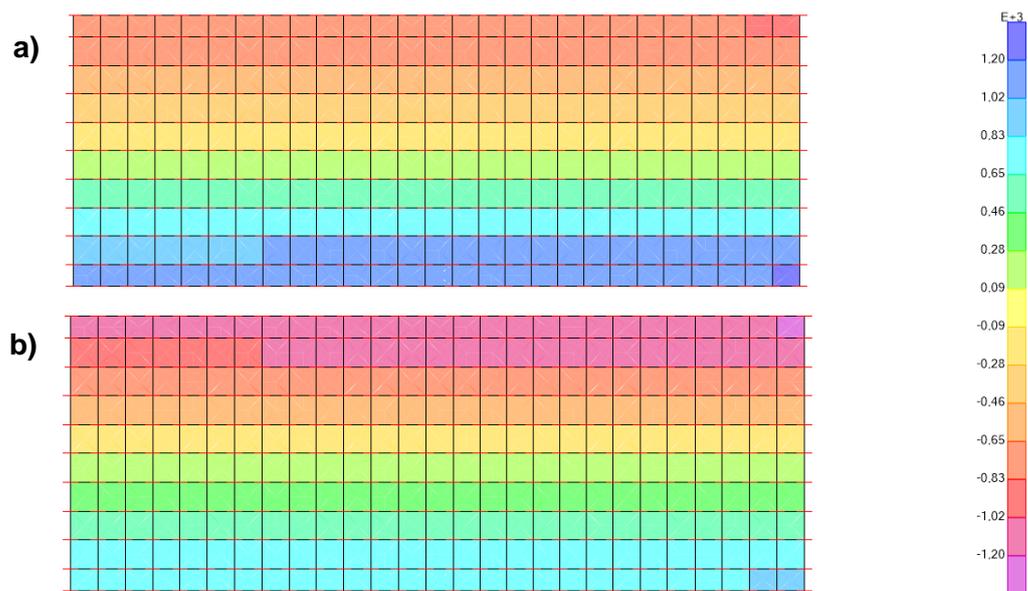


Figura 198 - Laje de soleira. Estado Limite Último. a) Envolverte máxima. b) Envolverte mínima [kN/m]

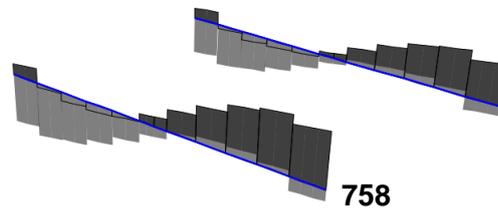


Figura 199 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Esforços transversos [kN]

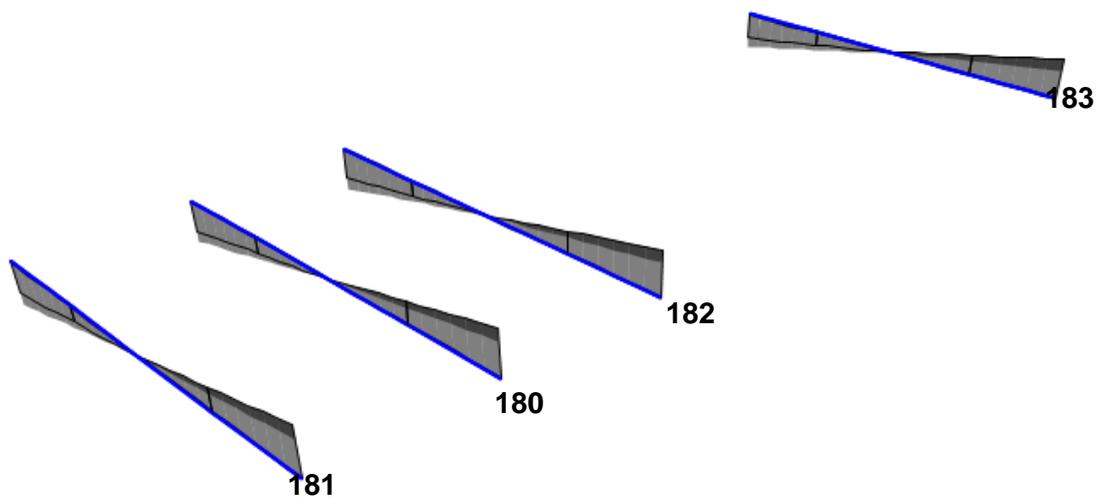


Figura 200 - Viga de travamento de 0,80 x 1,20. Estado Limite Último. Esforços transversos [kN]

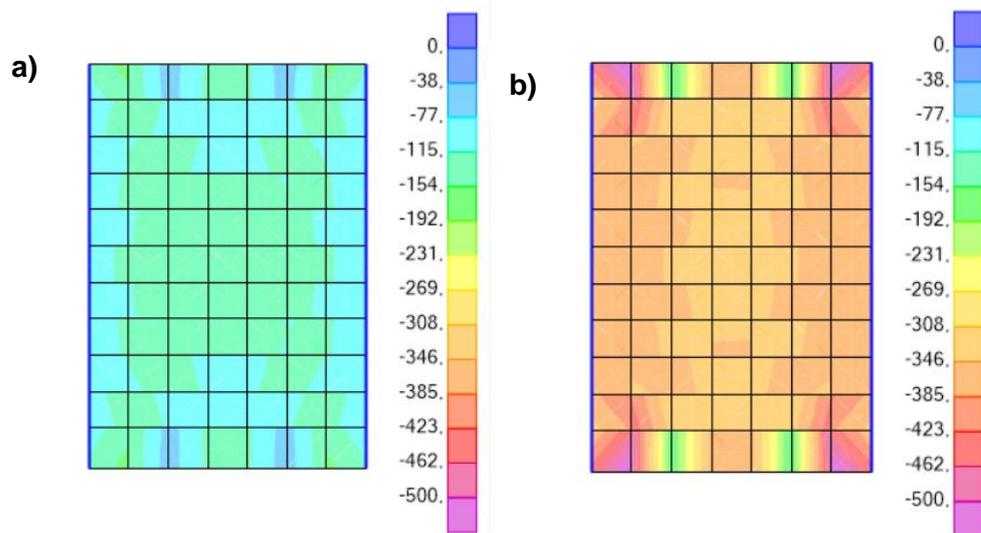
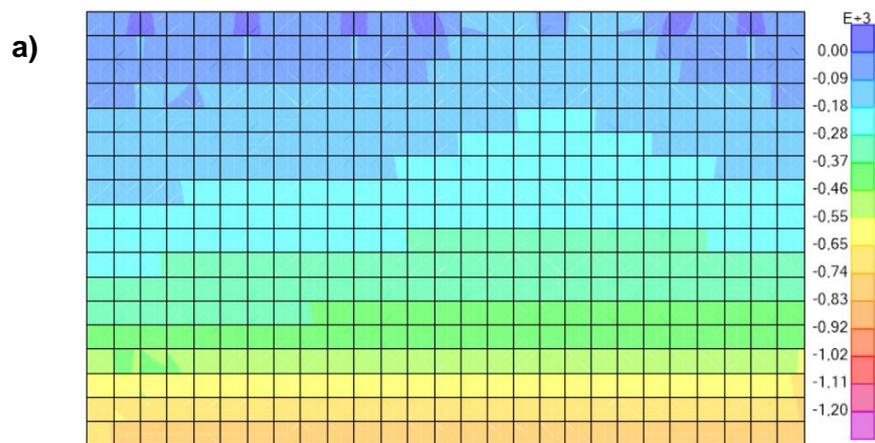


Figura 201 - Laje superior. Estado Limite Último. Esforços normais. a) Envoltiva máxima.  
b) Envoltiva mínima [kN/m]



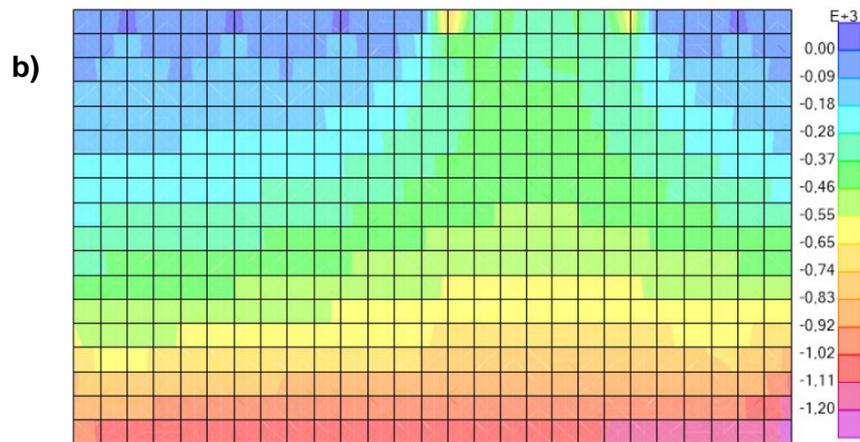


Figura 202 - Paredes. Estado Limite Último. Esforços normais.  
a) Envoltente máxima. b) Envoltente mínima [kN/m]

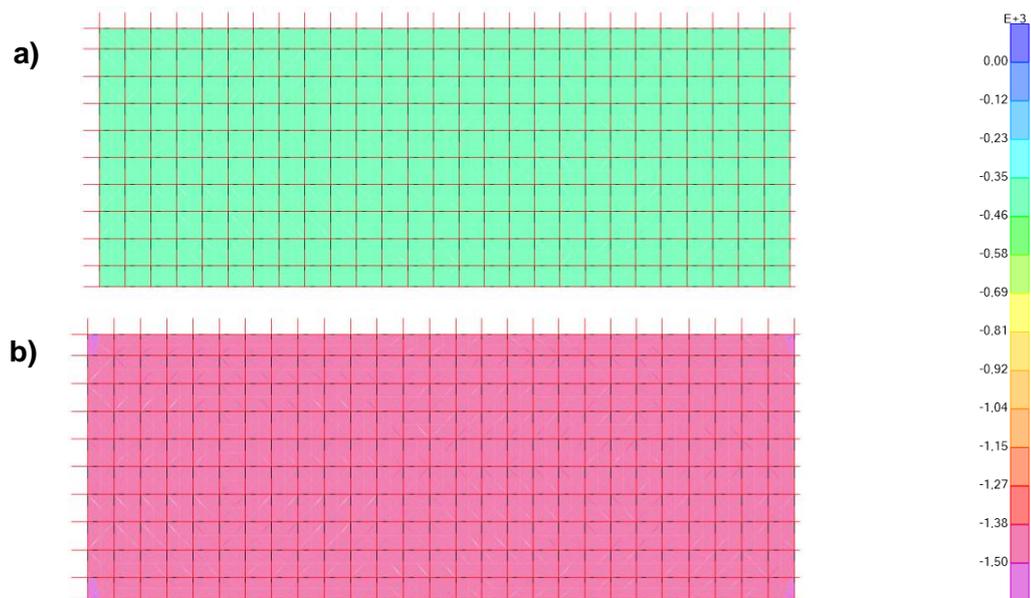


Figura 203 - Laje de soleira. Estado Limite Último. Esforços normais. a) Envoltente máxima.  
b) Envoltente mínima [kN/m]

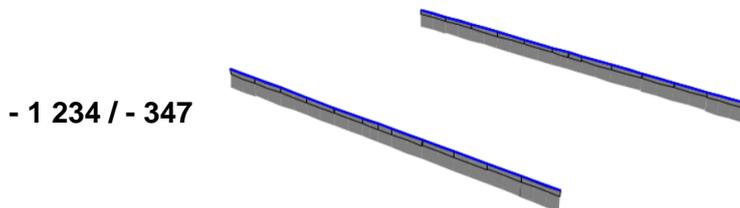


Figura 204 - Viga de 0,80 x 2,00. Estado Limite Último. Esforços normais [kN].

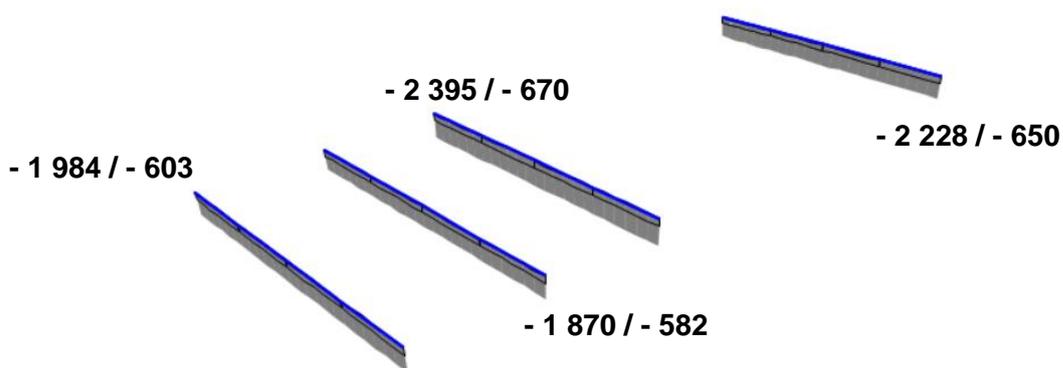


Figura 205 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Estado Limite Último. Esforços normais [kN]

#### 4.5.5.4 Verificação da segurança à Flexão

De seguida, apresentam-se os esforços nas secções condicionantes, realiza-se a verificação de segurança ao estado limite último de flexão e indica-se a armadura adotada.

Tabela 4-100 - Secção corrente. Verificação ao estado limite último de flexão

Elemento estrutural	$M_{Ed}$ (kNm/m)	b (m)	h (m)	$\mu$	$\omega$	$A_s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{s,adop}$
Laje superior	-628	1,00	0,50	0,162	0,188	38,13	Φ25//0,10
	158	1,00	0,50	0,041	0,042	8,59	Φ16//0,10
Paredes	975	1,00	0,80	0,094	0,100	33,13	Φ25//0,10
	1 342	1,00	0,95	0,089	0,094	37,59	Φ25//0,10
	- 1 397	1,00	1,75	0,025	0,025	19,53	Φ25//0,10
	- 6 046	1,00	3,05	0,034	0,035	47,81	Φ25//0,10 + Φ25//0,10

Elemento estrutural	M <sub>Ed</sub> (kNm/m)	b (m)	h (m)	μ	ω	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>s,adop</sub>
Laje de Soleira	- 6 046	1,00	2,00	0,082	0,089	78,33	Φ25//0,10 + Φ25//0,10
	657	1,00	2,00	0,009	0,009	7,94	Φ25//0,10
Viga 0,80x2,00	- 4 997	0,80	2,00	0,085	0,090	63,26	15Φ25
	1 700	0,80	2,00	0,029	0,029	20,72	9Φ25
Viga Trv 0,80x1,20	1 696	0,80	1,20	0,085	0,089	36,80	9Φ25

#### 4.5.5.5 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação ao estado limite último de esforço transverso foi realizada segundo a NP EN 1992.

No quadro seguinte apresenta-se a verificação ao esforço transverso das secções mais condicionantes.

**Tabela 4-101 - Verificação ao estado limite último de esforço transverso**

Elemento	Σb <sub>w</sub> (m)	d (m)	V <sub>Ed</sub> (kN/m)	A <sub>sl</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ (x100)	θ (°)	k	v <sub>min</sub> (Mpa)	V <sub>Rd,c</sub> (kN/m)	V <sub>Rd,max</sub> (kN/m)	A <sub>sw/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	A <sub>sw,ef/s</sub> (cm <sup>2</sup> /m)	V <sub>Rd,s</sub> (kN/m)	V <sub>Rd</sub> (kN/m)
Laje superior	1,00	0,44	<b>236,0</b>	49,09	1,116	40,0	1,674	0,415	<b>284,9</b>	2 059,1	-	-	-	<b>284,9</b>
Parede	1,00	0,72	<b>387,0</b>	49,09	0,682	40,0	1,527	0,362	<b>360,8</b>	3 369,5	11,52	28,27	949,8	<b>949,8</b>
	1,00	1,67	<b>870,4</b>	49,09	0,294	40,0	1,346	0,299	<b>557,3</b>	7 815,3	11,17	28,27	2 203,1	<b>2 203,1</b>
Soleira	1,00	1,92	<b>826,0</b>	98,17	0,511	40,0	1,323	0,292	<b>757,2</b>	8 985,2	9,22	28,27	2 532,9	<b>2 532,9</b>
Viga 0,80x2,00	0,80	1,92	<b>758,0</b>	73,63	0,479	40,0	1,323	0,292	<b>592,9</b>	7 188,2	8,45	31,42	2 814,3	<b>2 814,3</b>
Viga Trv 0,80x1,20	0,80	1,12	<b>183,0</b>	44,18	0,493	40,0	1,423	0,325	<b>375,5</b>	4 193,1	7,01	15,71	820,8	<b>820,8</b>

Nas paredes e na laje de soleira adotou-se uma armadura de Ø12//0,20//0,20 m para as zonas em que V<sub>Ed</sub> > V<sub>Rd,c</sub>. Relativamente às vigas, considerou-se uma armadura de 4RØ10//0,10 m na travessia rodoviária e uma armadura de 4RØ10//0,20 m nos travamentos.

---

#### 4.5.5.6 Verificação da Segurança ao Arranque das Pregagens

Não foram registadas trações nas pregagens pelo que, se encontra verificada a segurança ao arranque das pregagens:

$$[Q_{rd,1}; Q_{rd,2}; Q_{rd,3}; Q_{rd,4}] = 307,8 \text{ kN} > P_{sd,m\acute{a}x, \text{pregagens}}$$

#### 4.5.6 Estados Limites de Utilização

##### 4.5.6.1 Esforços

Apresentam-se nas figuras seguintes os momentos fletores para a envolvente das combinações quase-permanentes.

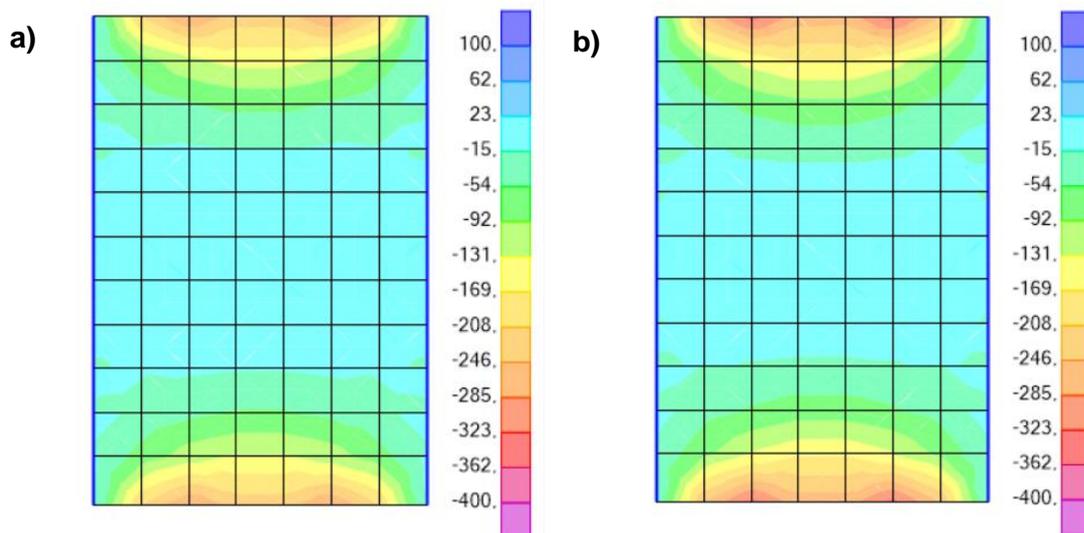


Figura 206 - Laje superior. Combinação quase-permanente. Momentos fletores.  
a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kNm/m]

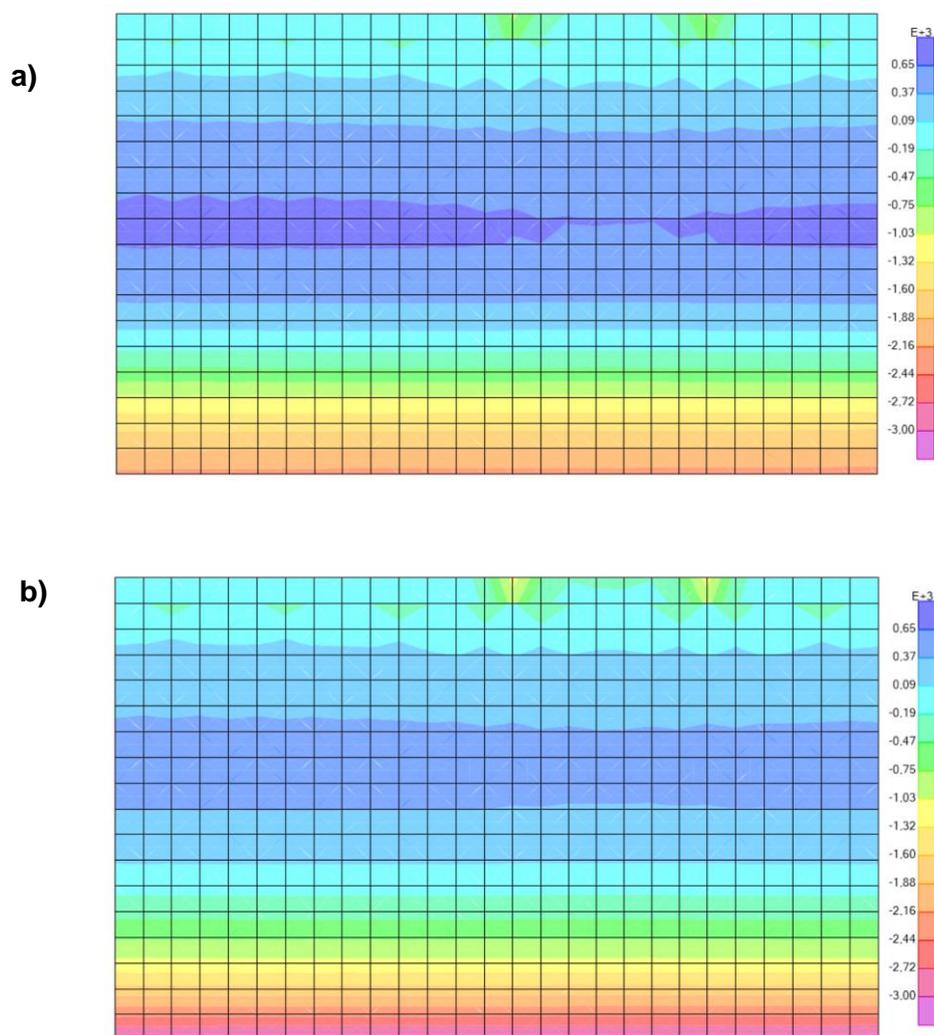


Figura 207 - Paredes. Combinação quase-permanente. Momentos fletores.  
a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kNm/m]

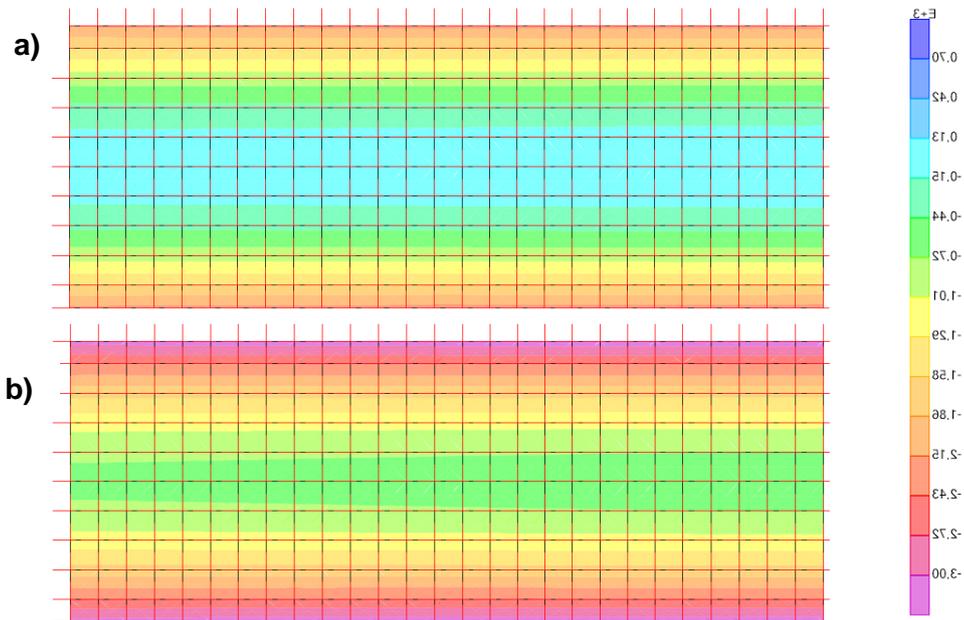


Figura 208 - Laje de soleira. Combinação quase-permanente. Momentos fletores.  
 a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kNm/m]

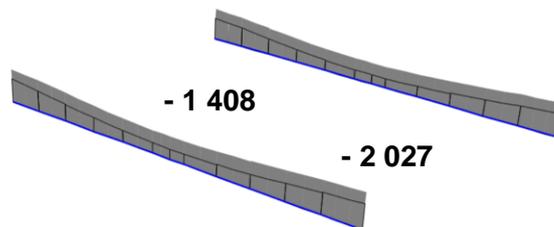


Figura 209 - Viga de 0,80x2,00. Combinação quase-permanente. Momentos fletores [kNm]

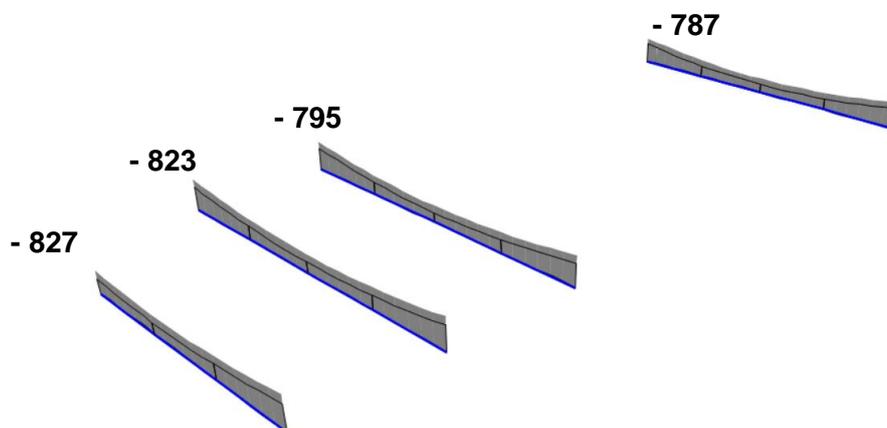


Figura 210 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Combinação quase-permanente. Momentos fletores [kNm]

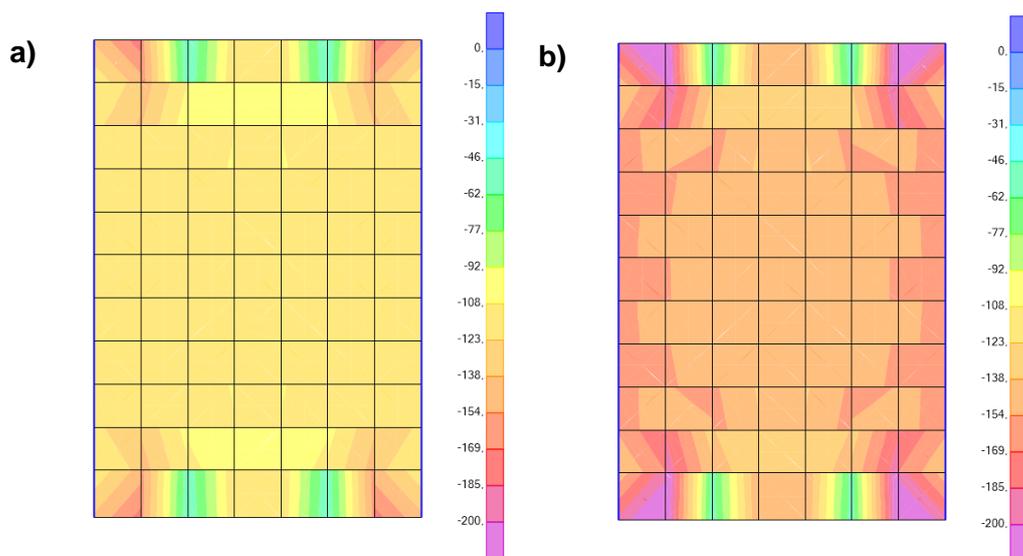
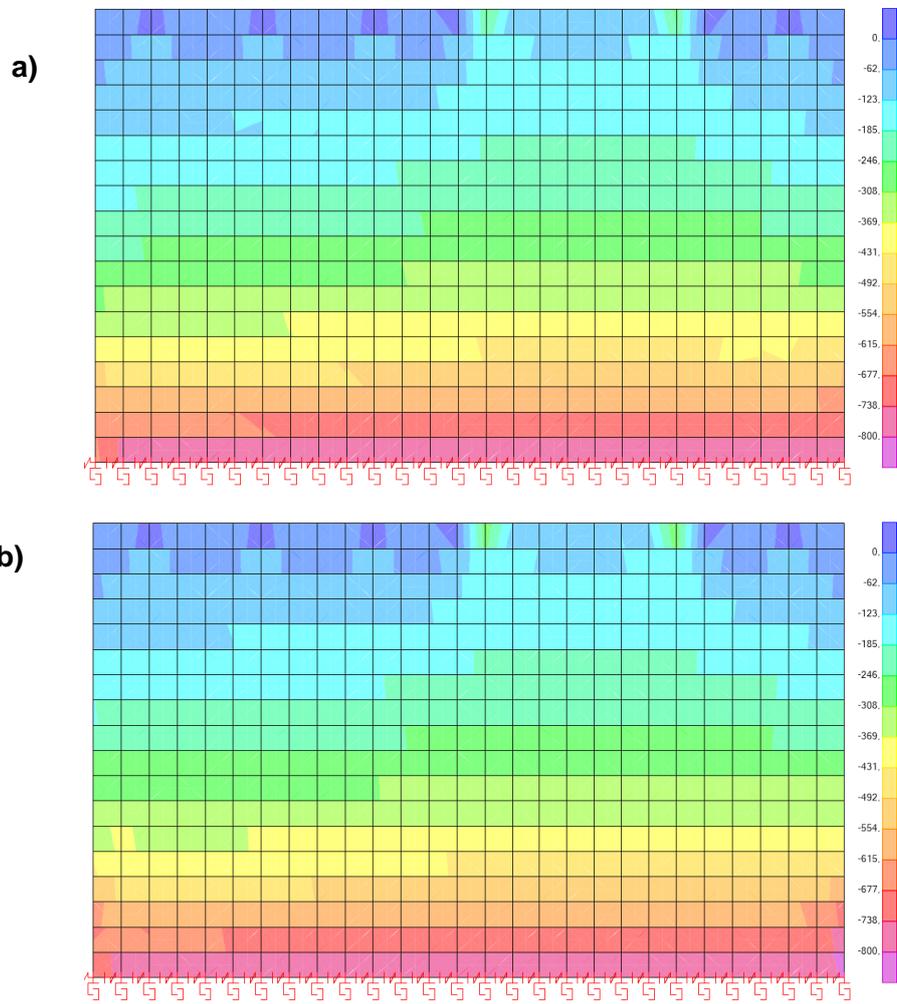


Figura 211 - Laje superior. Combinação quase-permanente. Esforços normais.  
a) Envoltório máxima. b) Envoltório mínima [kN/m]



**Figura 212 - Paredes. Combinação quase-permanente. Esforços normais.**  
**a) Envolvente máxima. b) Envolvente mínima [kN/m]**

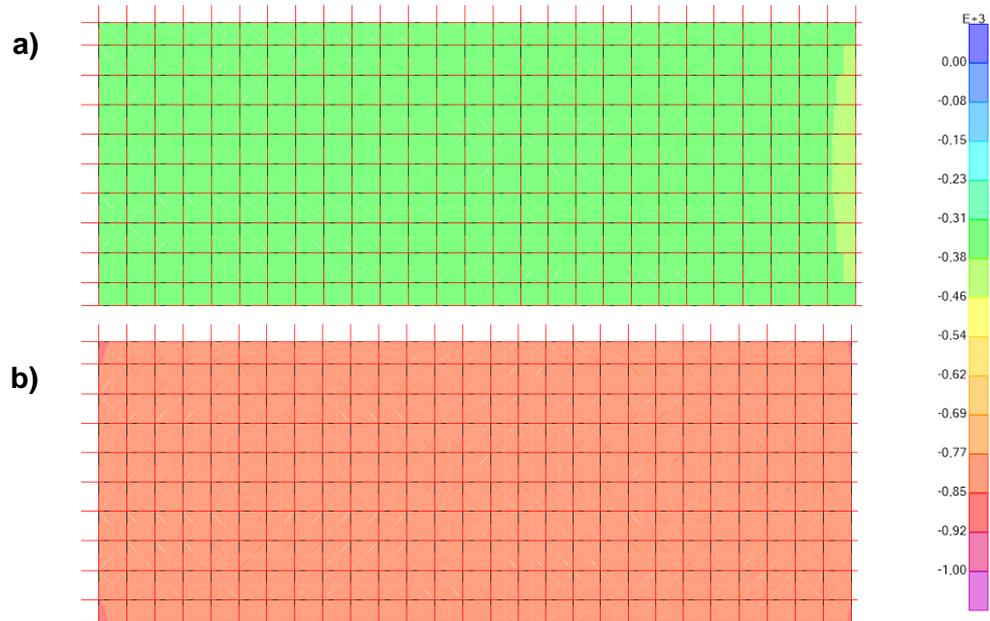
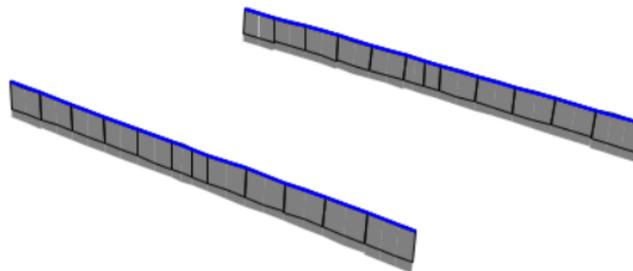
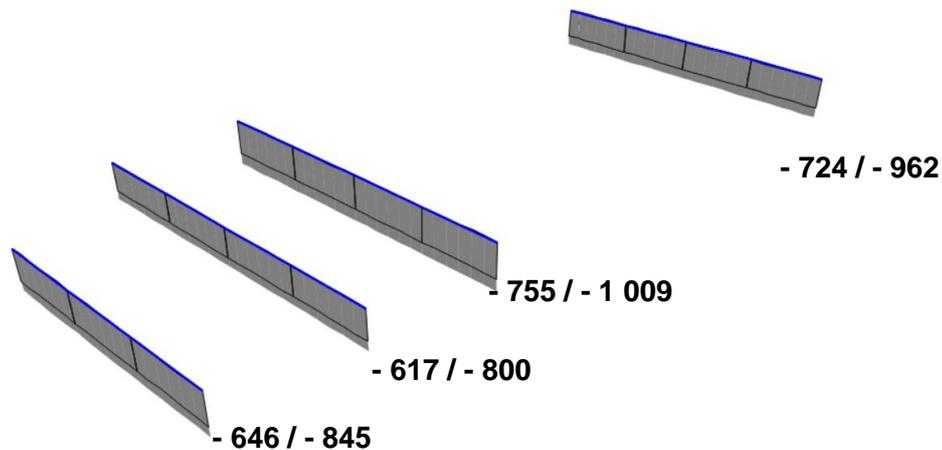


Figura 213 - Laje de soleira. Combinação quase-permanente. Esforços normais.  
a) Envoltiva máxima. b) Envoltiva mínima [kN/m]



- 391 / - 520

Figura 214 - Viga de 0,80x2,00. Combinação quase-permanente. Esforços normais [kN].



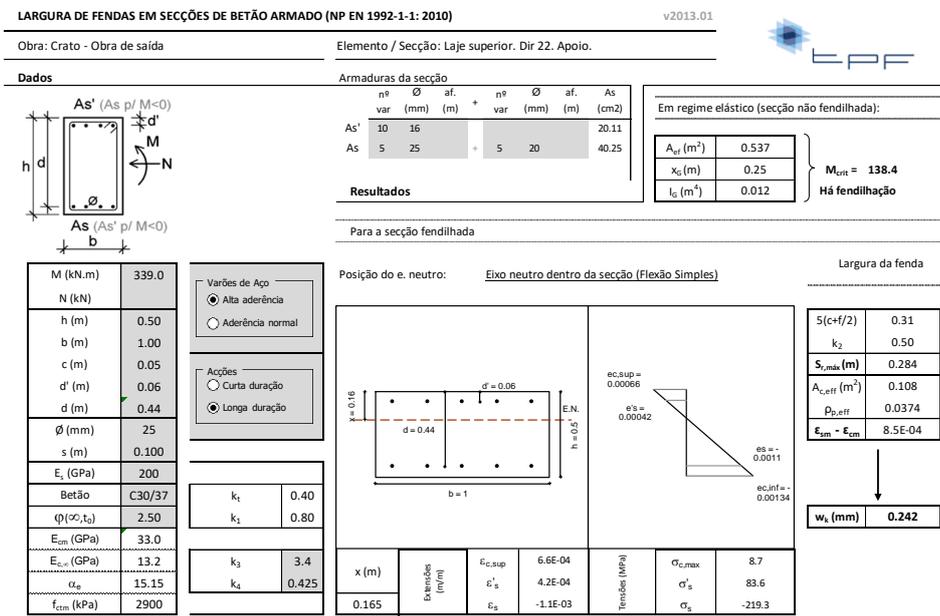
**Figura 215 - Viga de travamento de 0,80x1,20. Combinação quase-permanente. Esforços normais [kN].**

#### **4.5.6.2 Verificação da segurança à Fendilhação**

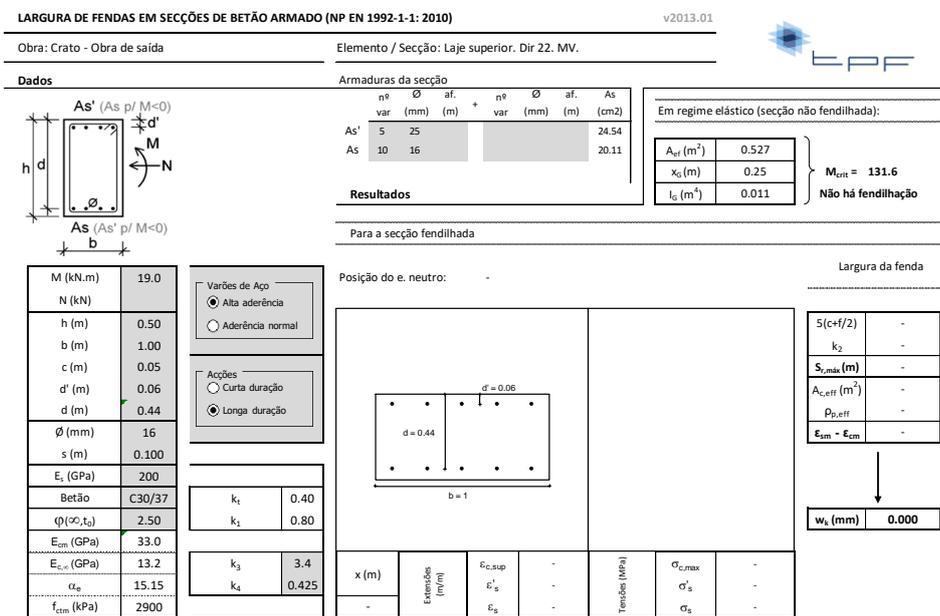
O estado limite de abertura de fendas é verificado limitando-se o valor de  $w_k$  a 0,1 mm, para todas as superfícies em contato com o terreno e/ou água, e a 0,3 mm, para as restantes superfícies, para as combinações quase permanentes de ações.

As figuras seguintes apresentam o cálculo da abertura de fendas das secções mais condicionantes das secções de cálculo indicadas anteriormente.

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6



**Figura 216 - Laje superior. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,50 m. Seção de apoio**



**Figura 217 - Laje superior. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,50 m. Seção de meio-vão**

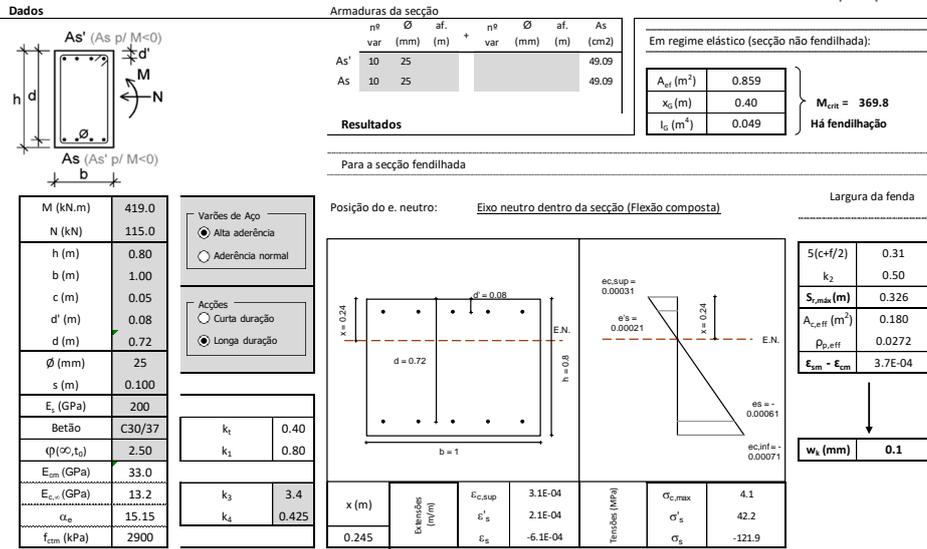


Figura 218 – Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,80 m

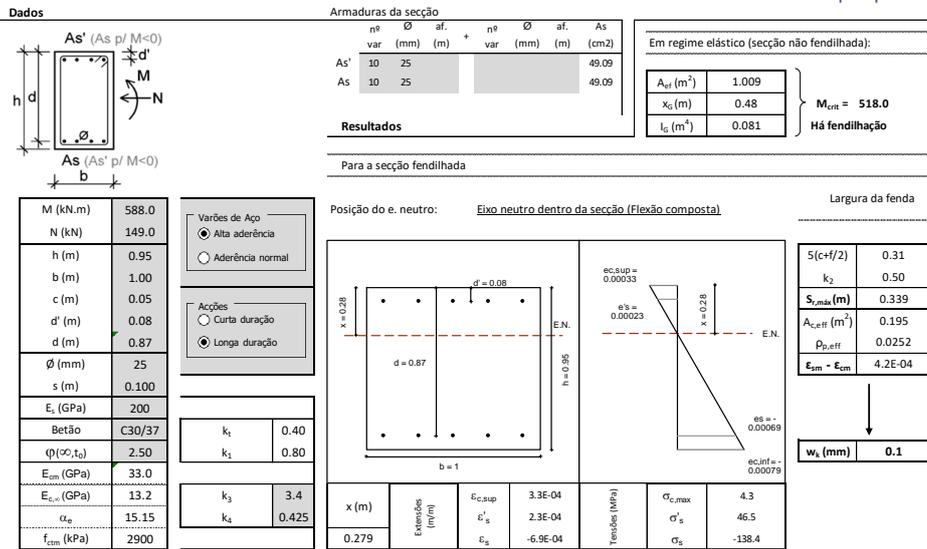
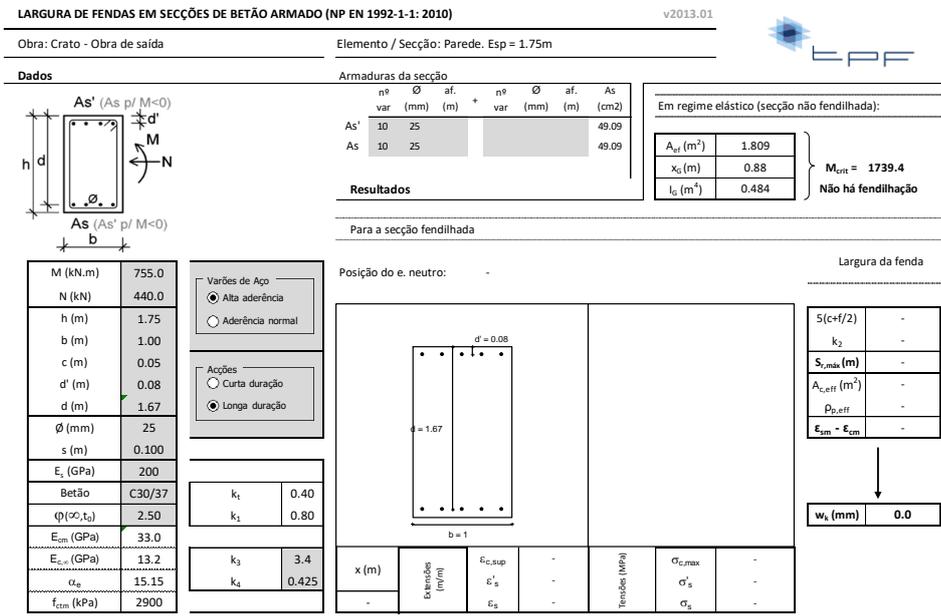
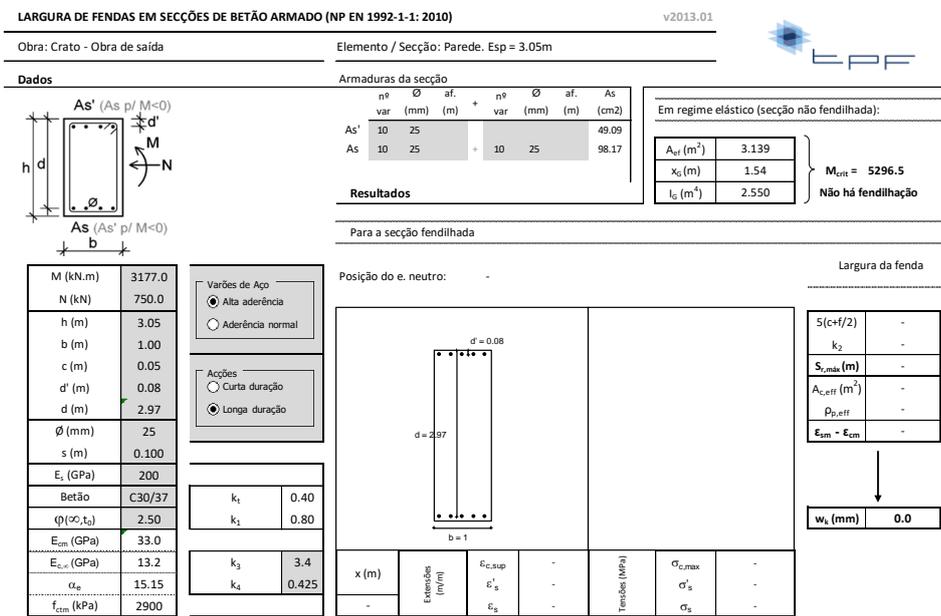


Figura 219 - Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 0,95 m

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6



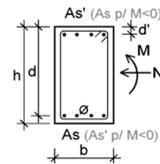
**Figura 220 – Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 1,75 m**



**Figura 221 - Paredes. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 3,05 m**



Dados



M (kN.m)	3177.0
N (kN)	740.0
h (m)	2.00
b (m)	1.00
c (m)	0.05
d' (m)	0.08
d (m)	1.92
Ø (mm)	25
s (m)	0.100
E <sub>c</sub> (GPa)	200
Betão	C30/37
φ(∞,t <sub>0</sub> )	2.50
E <sub>cm</sub> (GPa)	33.0
E <sub>c,s</sub> (GPa)	13.2
α <sub>e</sub>	15.15
f <sub>ctm</sub> (kPa)	2900

Varões de Aço

Alta aderência

Aderência normal

Acções

Curta duração

Longa duração

k <sub>1</sub>	0.40
k <sub>2</sub>	0.80
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425

Armaduras da secção

nº var	Ø (mm)	af. (m)	+	nº var	Ø (mm)	af. (m)	As (cm <sup>2</sup> )
As'	10	25					49.09
As	10	25	+	10	25		98.17

Resultados

Para a secção fendilhada

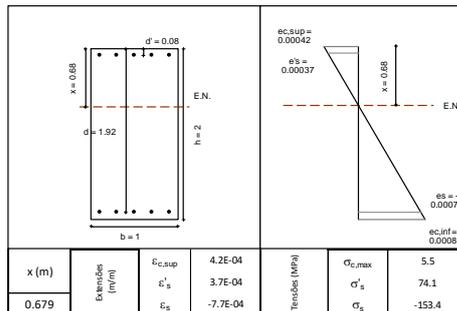
Em regime elástico (secção não fendilhada):

A <sub>st</sub> (m <sup>2</sup> )	2.089
x <sub>c</sub> (m)	1.01
I <sub>c</sub> (m <sup>4</sup> )	0.742

M<sub>crn</sub> = 2446.2

Há fendilhação

Posição do e. neutro: Eixo neutro dentro da secção (Flexão composta)



Largura da fenda

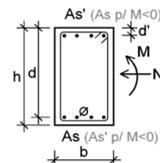
S(c+h/2)	0.31
k <sub>2</sub>	0.50
S <sub>max</sub> (m)	0.252
A <sub>c,eff</sub> (m <sup>2</sup> )	0.190
ρ <sub>p,eff</sub>	0.0516
ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	5.7E-04

W<sub>k</sub> (mm) = 0.1

Figura 222 - Laje de soleira. Verificação ao estado limite de abertura de fendas. Espessura = 2,00 m



Dados



M (kN.m)	2027.0
N (kN)	391.0
h (m)	2.00
b (m)	0.80
c (m)	0.05
d' (m)	0.08
d (m)	1.92
Ø (mm)	25
s (m)	0.083
E <sub>c</sub> (GPa)	200
Betão	C30/37
φ(∞,t <sub>0</sub> )	2.50
E <sub>cm</sub> (GPa)	33.0
E <sub>c,s</sub> (GPa)	13.2
α <sub>e</sub>	15.15
f <sub>ctm</sub> (kPa)	2900

Varões de Aço

Alta aderência

Aderência normal

Acções

Curta duração

Longa duração

k <sub>1</sub>	0.40
k <sub>2</sub>	0.80
k <sub>3</sub>	3.4
k <sub>4</sub>	0.425

Armaduras da secção

nº var	Ø (mm)	af. (m)	+	nº var	Ø (mm)	af. (m)	As (cm <sup>2</sup> )
As'	9	25		4	25		63.81
As	9	25	+	6	25		73.63

Resultados

Para a secção fendilhada

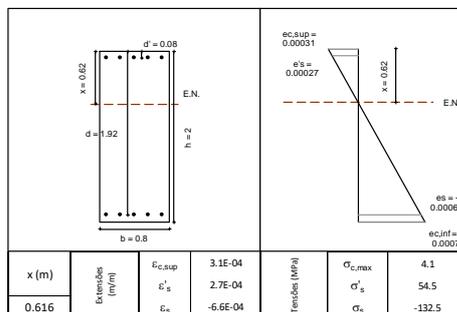
Em regime elástico (secção não fendilhada):

A <sub>st</sub> (m <sup>2</sup> )	1.683
x <sub>c</sub> (m)	1.00
I <sub>c</sub> (m <sup>4</sup> )	0.604

M<sub>crn</sub> = 1897.5

Há fendilhação

Posição do e. neutro: Eixo neutro dentro da secção (Flexão composta)

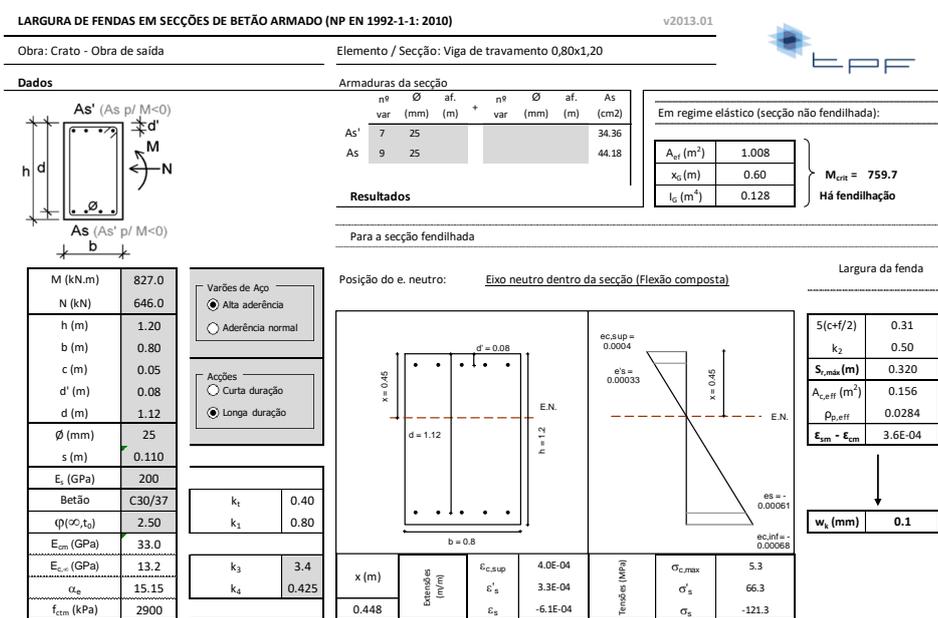


Largura da fenda

S(c+h/2)	0.31
k <sub>2</sub>	0.50
S <sub>max</sub> (m)	0.258
A <sub>c,eff</sub> (m <sup>2</sup> )	0.153
ρ <sub>p,eff</sub>	0.0482
ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	4.5E-04

W<sub>k</sub> (mm) = 0.1

Figura 223 - Viga 0,80 x 2,00. Verificação ao estado limite de abertura de fendas

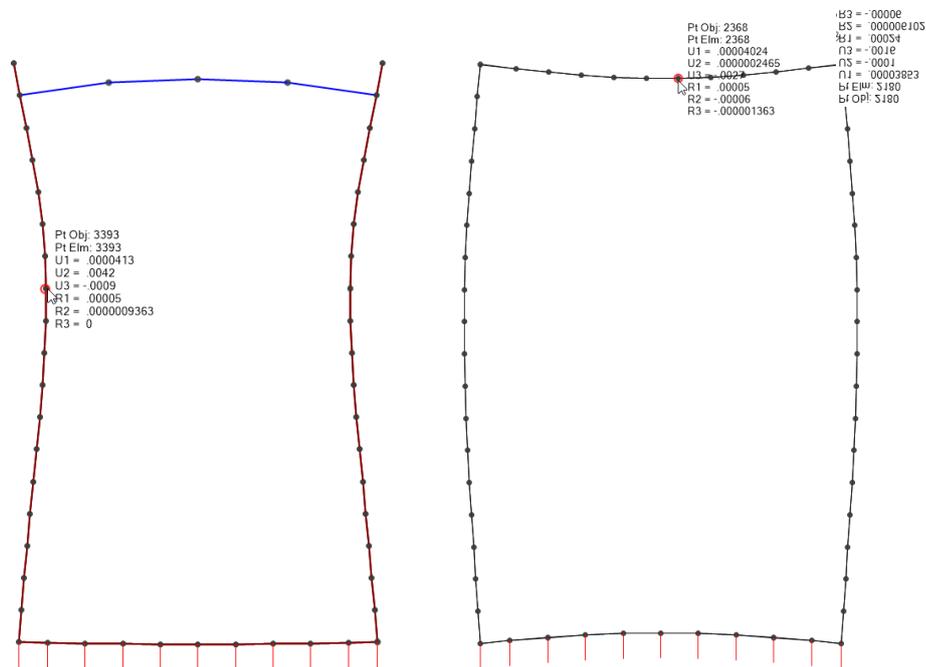


**Figura 224 - Viga de travamento 0,80 x 1,20. Verificação ao estado limite de abertura de fendas**

Como se pode verificar, os vários elementos estruturais verificam o estado limite de abertura de fendas.

#### 4.5.6.3 Verificação da segurança à Deformação

A figura seguinte apresenta a deformada para a combinação quase-permanente, indicando o valor do deslocamento nas secções mais condicionantes.



**Figura 225 - Estado limite de deformação**

Limita-se o deslocamento admissível do muro a  $L/250$ .

$$\delta_{cqp} = 4,2 \times (1 + \psi) = 14,7 \text{ mm} < L/250 = 72,0 \text{ mm}$$

Limita-se o deslocamento admissível da viga a  $L/250$ .

$$\delta_{cqp} = 1,0 \times (1 + \psi) = 3,5 \text{ mm} < L/250 = 44,0 \text{ mm}$$

Limita-se o deslocamento admissível da laje a  $L/750$ .

$$\delta_{cqp} = 1,1 \times (1 + \psi) = 3,9 \text{ mm} < L/750 = 15,0 \text{ mm}$$

Limita-se o acréscimo da deformação devido à sobrecarga rodoviária a  $L/1000$ :

$$\delta_{UDL+TS} = 0,7 \times (1 + \psi) = 2,5 \text{ mm} < L/1000 = 11,0 \text{ mm}$$

## 4.6 CENTRAL HIDROELÉTRICA

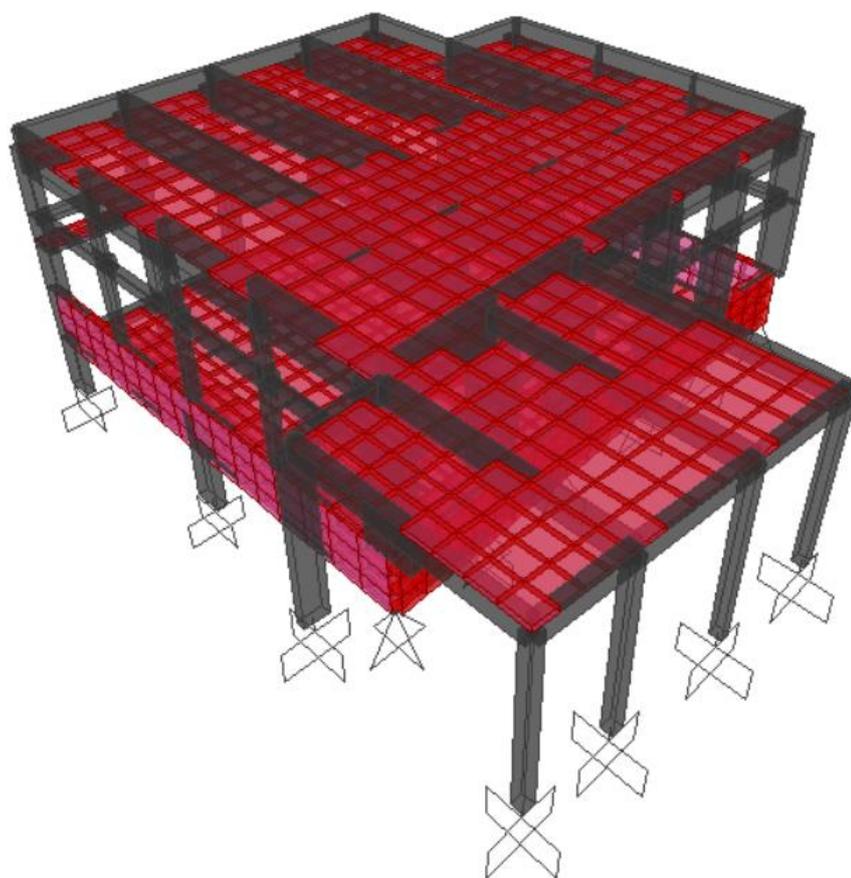
### 4.6.1 Introdução

O dimensionamento dos elementos estruturais que integram os edifícios da central e o edifício anexo sobre a obra de saída da descarga de fundo foi efetuado através de um modelo tridimensional de elementos finitos, elaborado a partir do programa de cálculo automático SAP2000.

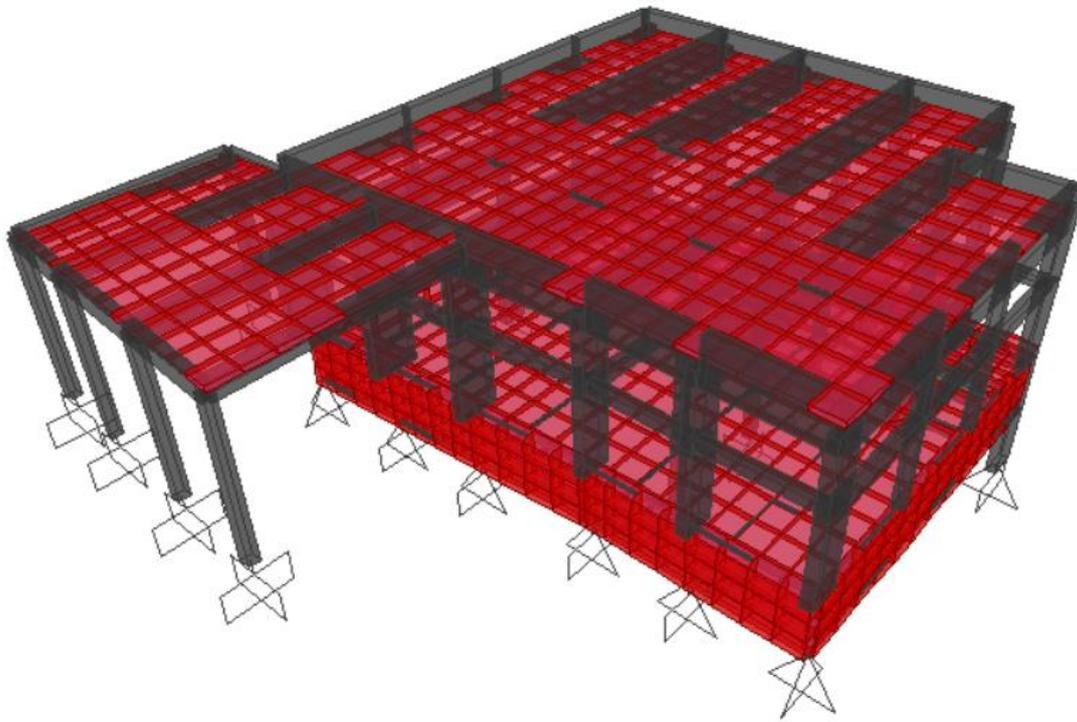
As lajes e as paredes foram modeladas por meio de elementos do tipo placa e as vigas e pilares através de elementos do tipo barra, com as propriedades geométricas e elásticas do componente estrutural que modelam.

Posteriormente, e para a análise dos esforços resultantes do modelo de cálculo, recorreu-se a pós-processadores desenvolvidos na TPF e a tabelas/métodos correntes da teoria das estruturas.

Nas figuras seguintes apresentam-se as vistas do modelo.



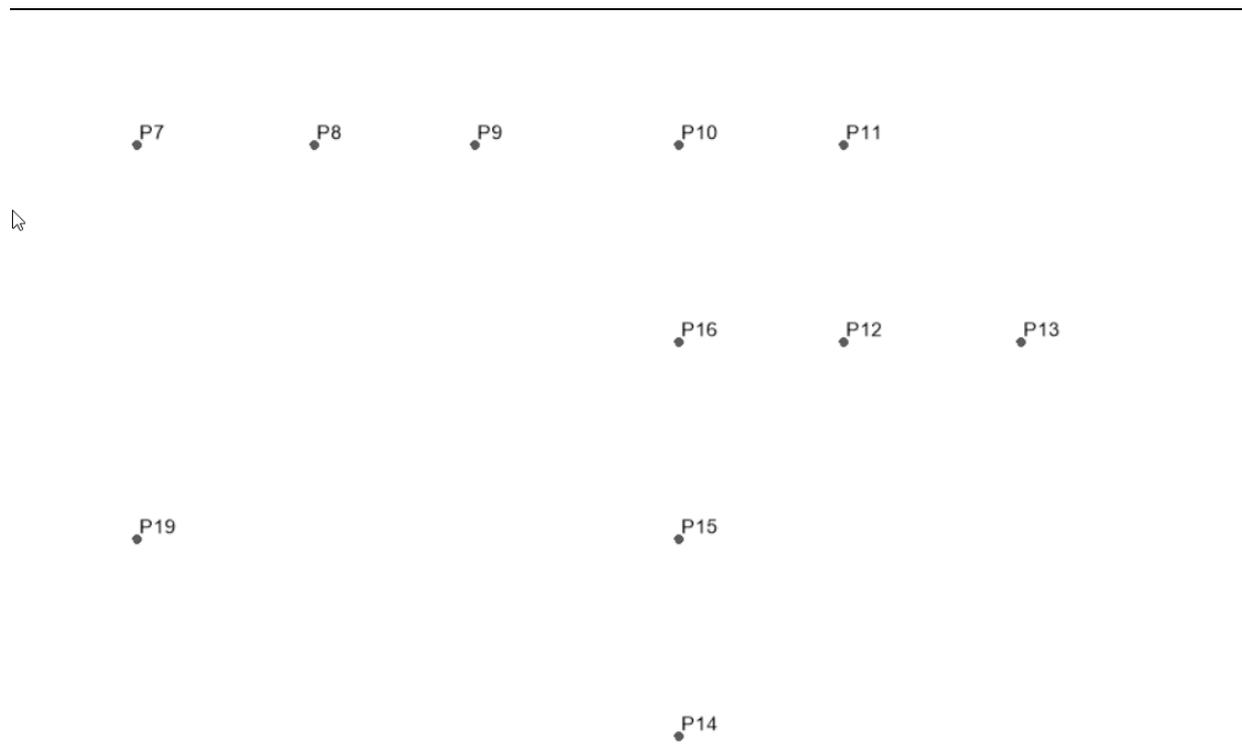
**Figura 226 – Modelo de elementos finitos (vista 1)**



**Figura 227 - Modelo de elementos finitos (vista 2)**

#### **4.6.2 Discretização do Modelo de Cálculo**

Nas figuras seguintes apresenta-se a discretização do modelo de cálculo.



**Figura 228 – Numeração dos nós da fundação - sapatas**

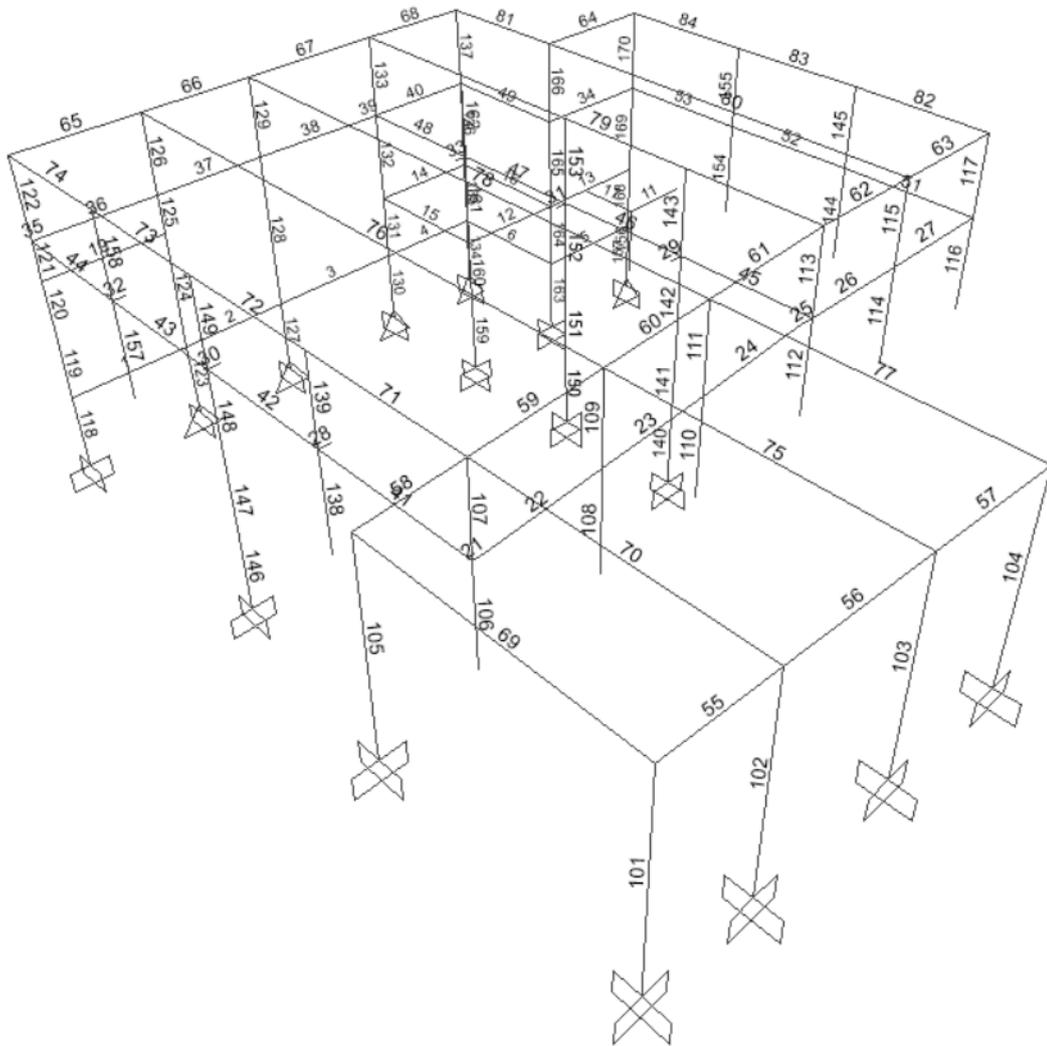
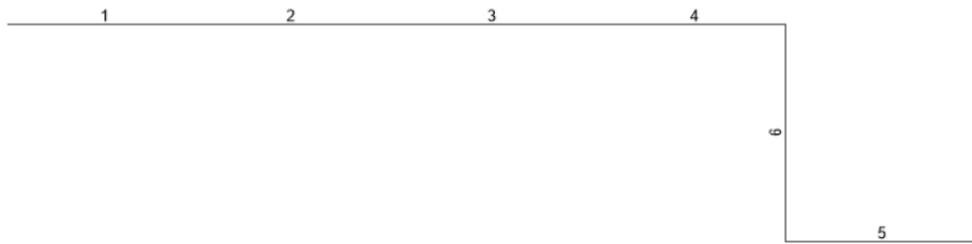
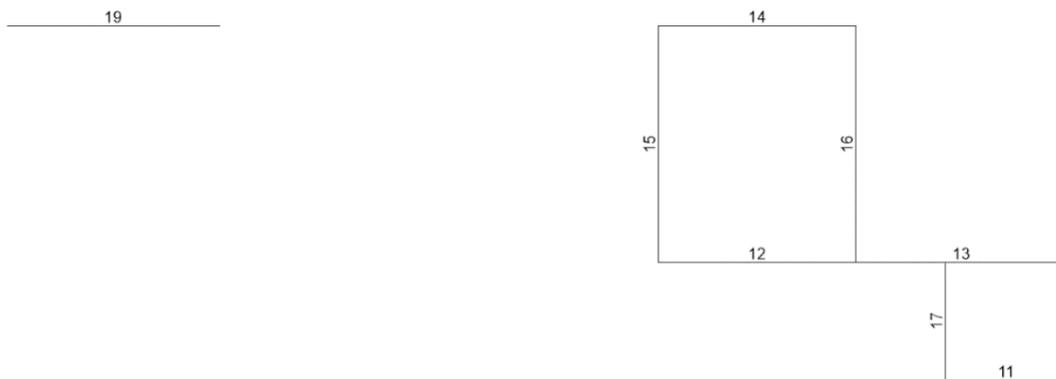


Figura 229 – Numeração das vigas e pilares (vista global)



**Figura 230 – Numeração das vigas de fundação**



**Figura 231 – Numeração das vigas às cotas 206.70 e 208.10**

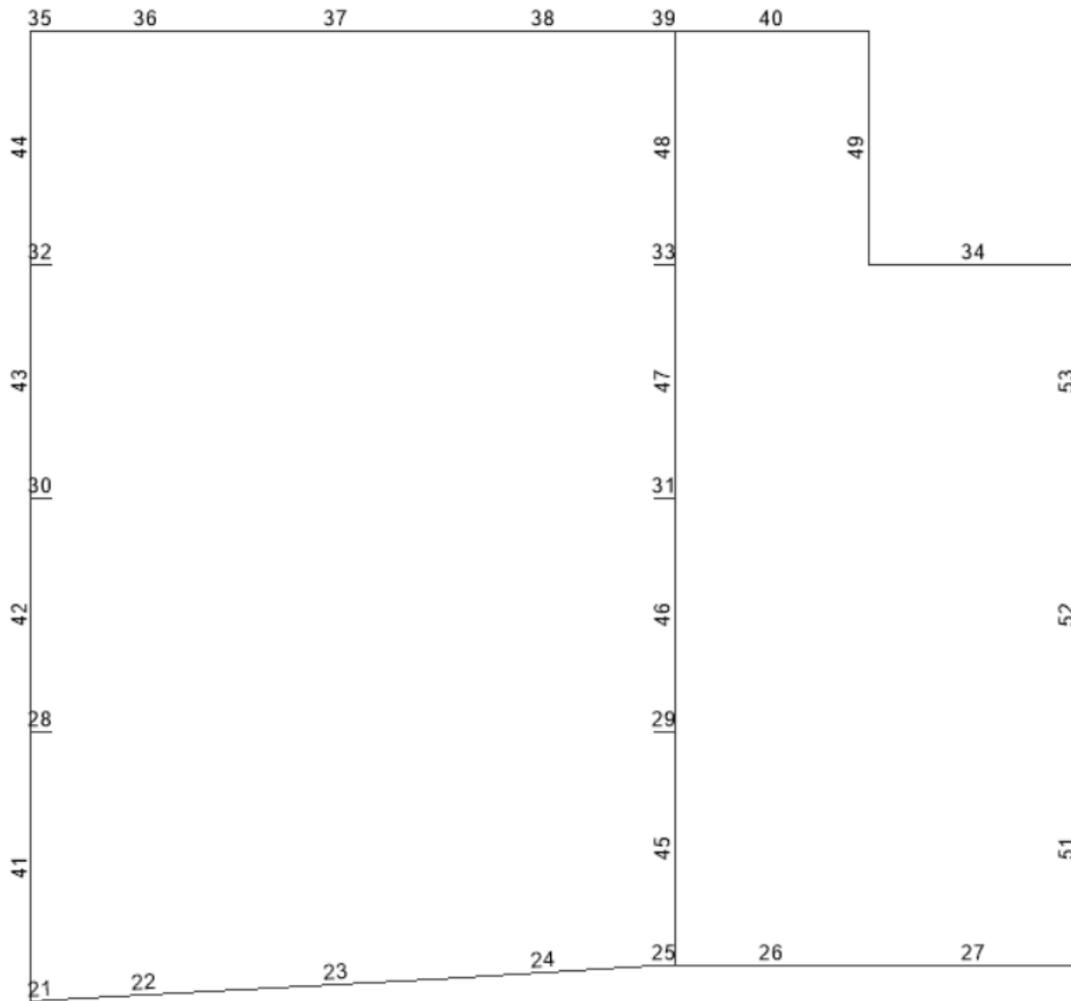


Figura 232 – Numeração das vigas à cota 209.40

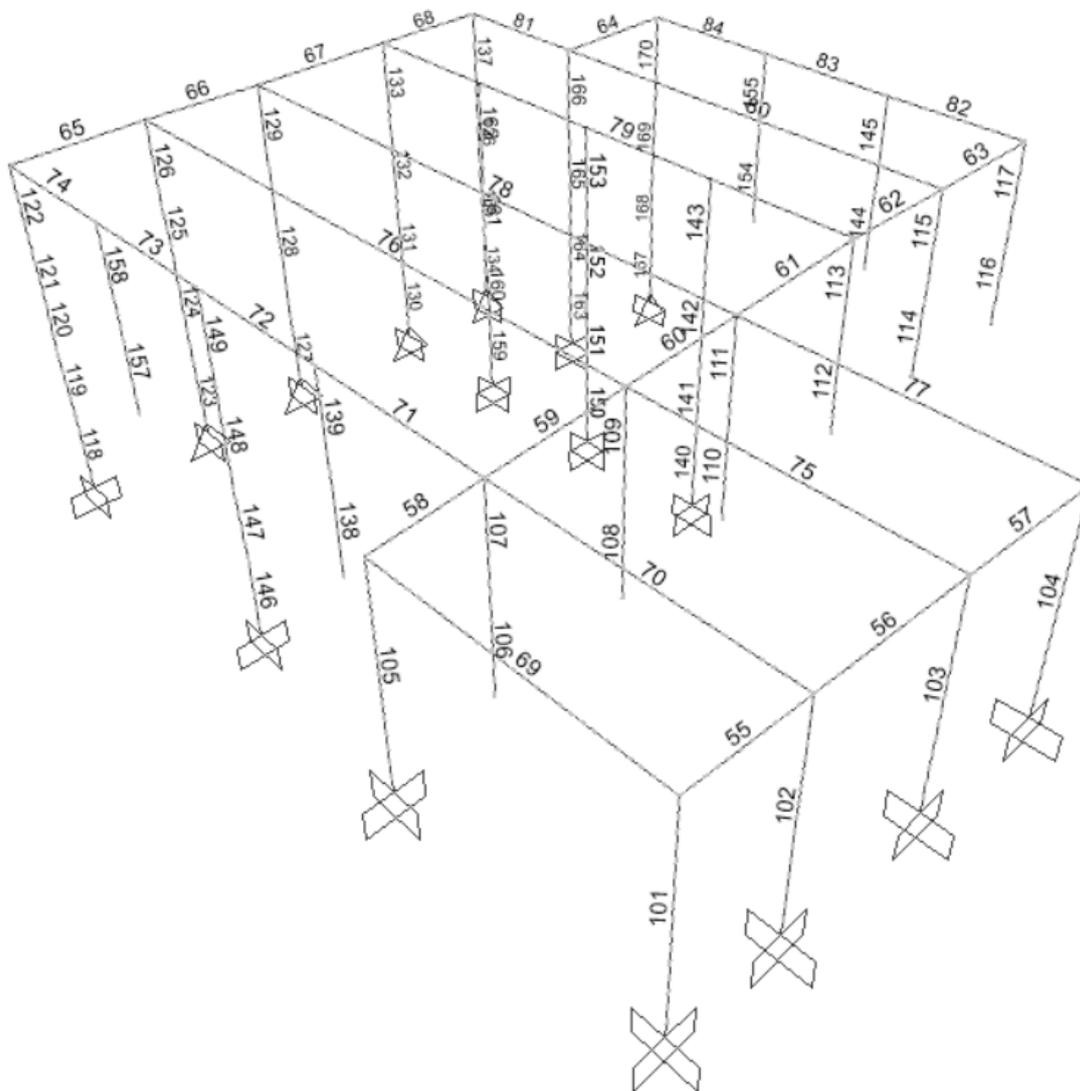


Figura 233 – Numeração das vigas da cobertura e pilares (vista 1)

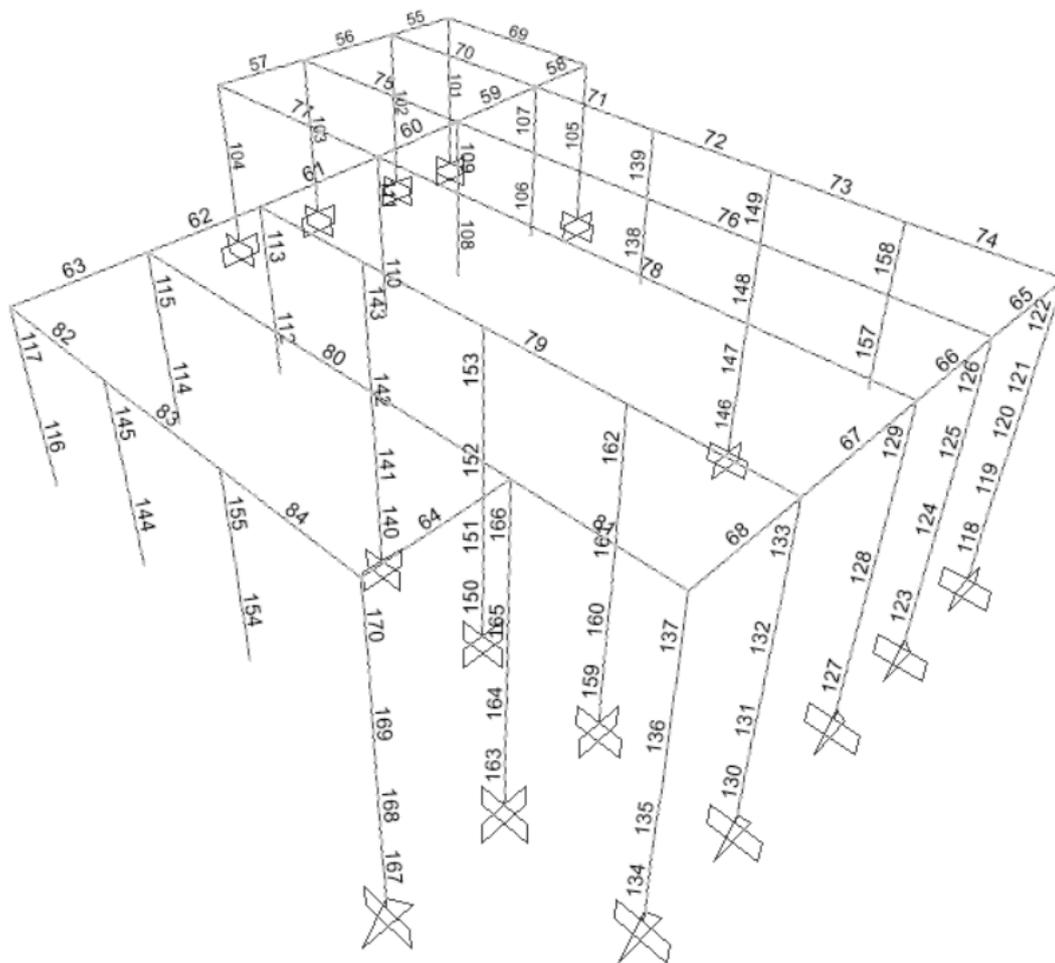


Figura 234 – Numeração das vigas da cobertura e pilares (vista 2)

---

### 4.6.3 Ações

#### 4.6.3.1 Ações Permanentes

- Peso específico do betão armado .....25,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do aço .....77,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso específico do solo .....20,0 kN/m<sup>3</sup>
- Peso do revestimento da cobertura ..... 3,5 kN/m<sup>2</sup>
- Peso do pano duplo de alvenaria da periferia ..... 3,0 kN/m<sup>2</sup>
- Peso do guarda-corpos .....0,5 kN/m

#### 4.6.3.2 Ações Variáveis devido à Sobrecarga

- Sobrecarga no passadiço..... 2,0 kN/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga na cobertura..... 2,0 kN/m<sup>2</sup>

#### 4.6.3.3 Ponte Rolante

- Capacidade..... 6,3 ton
- Coeficiente dinâmico ..... 1,25

#### 4.6.3.4 Variação de Temperatura e Retração

Atendendo ao edifício apresentar dimensões inferiores a 30 m, estas ações não foram consideradas.

#### 4.6.3.5 Ação Sísmica

A ação sísmica foi considerada, conforme preconizado no capítulo 3.4.2.6.

Nota: Não se considerou a ação do vento, atendendo a ser menos condicionante que a ação sísmica.

De seguida apresentam-se os resultados à ação sísmica:

**Modal Load Participation Ratios**

OutputCase	ItemType	Item	Static Percent	Dynamic Percent
Modal	Acceleration	UX	100	99,65
Modal	Acceleration	UY	100	99,79
Modal	Acceleration	UZ	100	99,52

**Modal Periods And Frequencies**

OutputCase	StepType	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
Modal	Mode	1	0,39	2,56
Modal	Mode	2	0,27	3,68
Modal	Mode	3	0,23	4,33
Modal	Mode	4	0,13	7,69
Modal	Mode	5	0,10	9,74
Modal	Mode	6	0,09	10,79
Modal	Mode	7	0,09	11,53
Modal	Mode	8	0,08	12,14
Modal	Mode	9	0,08	12,48
Modal	Mode	10	0,07	13,70
Modal	Mode	11	0,07	13,85
Modal	Mode	12	0,07	14,21
Modal	Mode	13	0,07	14,44
Modal	Mode	14	0,07	15,02
Modal	Mode	15	0,06	15,75
Modal	Mode	16	0,06	17,32
Modal	Mode	17	0,06	17,66
Modal	Mode	18	0,06	18,05
Modal	Mode	19	0,05	18,49
Modal	Mode	20	0,05	18,83

---

**Modal Periods And Frequencies**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency
		Unitless	Sec	Cyc/sec
Modal	Mode	21	0,05	18,99
Modal	Mode	22	0,05	19,23
Modal	Mode	23	0,05	19,73
Modal	Mode	24	0,05	20,16
Modal	Mode	25	0,05	20,88
Modal	Mode	26	0,05	21,52
Modal	Mode	27	0,04	22,41
Modal	Mode	28	0,04	22,77
Modal	Mode	29	0,04	23,33
Modal	Mode	30	0,04	23,88
Modal	Mode	31	0,04	24,81
Modal	Mode	32	0,04	25,13
Modal	Mode	33	0,04	25,96
Modal	Mode	34	0,04	26,78
Modal	Mode	35	0,03	29,07
Modal	Mode	36	0,03	29,83
Modal	Mode	37	0,03	31,12
Modal	Mode	38	0,03	33,16
Modal	Mode	39	0,03	33,39
Modal	Mode	40	0,03	35,37
Modal	Mode	41	0,03	37,72
Modal	Mode	42	0,02	40,48
Modal	Mode	43	0,02	40,51
Modal	Mode	44	0,02	48,00
Modal	Mode	45	0,02	48,64
Modal	Mode	46	0,02	53,42
Modal	Mode	47	0,02	59,50
Modal	Mode	48	0,02	61,49
Modal	Mode	49	0,01	67,73
Modal	Mode	50	0,01	89,98
Modal	Mode	51	0,01	97,75
Modal	Mode	52	0,01	105,25
Modal	Mode	53	0,01	149,00
Modal	Mode	54	0,01	156,98
Modal	Mode	55	0,01	180,38

**Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
			Sec			
Modal	Mode	1	0,391	0,734	0,002	0,000
Modal	Mode	2	0,272	0,754	0,354	0,000
Modal	Mode	3	0,231	0,758	0,754	0,000
Modal	Mode	4	0,130	0,758	0,756	0,128
Modal	Mode	5	0,103	0,768	0,756	0,129
Modal	Mode	6	0,093	0,786	0,756	0,132
Modal	Mode	7	0,087	0,795	0,756	0,133
Modal	Mode	8	0,082	0,810	0,757	0,142
Modal	Mode	9	0,080	0,811	0,757	0,145
Modal	Mode	10	0,073	0,811	0,757	0,195
Modal	Mode	11	0,072	0,815	0,757	0,217
Modal	Mode	12	0,070	0,818	0,757	0,255
Modal	Mode	13	0,069	0,818	0,757	0,275
Modal	Mode	14	0,067	0,829	0,757	0,277
Modal	Mode	15	0,063	0,829	0,757	0,281
Modal	Mode	16	0,058	0,829	0,757	0,283
Modal	Mode	17	0,057	0,829	0,757	0,291
Modal	Mode	18	0,055	0,829	0,757	0,291
Modal	Mode	19	0,054	0,830	0,757	0,309
Modal	Mode	20	0,053	0,831	0,757	0,330
Modal	Mode	21	0,053	0,837	0,758	0,330
Modal	Mode	22	0,052	0,838	0,758	0,333
Modal	Mode	23	0,051	0,840	0,759	0,333
Modal	Mode	24	0,050	0,842	0,759	0,348
Modal	Mode	25	0,048	0,842	0,761	0,348
Modal	Mode	26	0,046	0,842	0,763	0,352
Modal	Mode	27	0,045	0,843	0,763	0,353
Modal	Mode	28	0,044	0,844	0,763	0,353
Modal	Mode	29	0,043	0,852	0,763	0,365
Modal	Mode	30	0,042	0,853	0,765	0,369
Modal	Mode	31	0,040	0,854	0,771	0,387
Modal	Mode	32	0,040	0,856	0,772	0,411
Modal	Mode	33	0,039	0,856	0,783	0,420
Modal	Mode	34	0,037	0,857	0,783	0,496
Modal	Mode	35	0,034	0,857	0,784	0,510

**Modal Participating Mass Ratios**

OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	SumUZ
			Sec			
Modal	Mode	36	0,034	0,860	0,786	0,510
Modal	Mode	37	0,032	0,861	0,794	0,512
Modal	Mode	38	0,030	0,862	0,794	0,526
Modal	Mode	39	0,030	0,862	0,795	0,622
Modal	Mode	40	0,028	0,862	0,805	0,624
Modal	Mode	41	0,027	0,862	0,805	0,673
Modal	Mode	42	0,025	0,865	0,822	0,675
Modal	Mode	43	0,025	0,867	0,868	0,675
Modal	Mode	44	0,021	0,867	0,868	0,793
Modal	Mode	45	0,021	0,877	0,872	0,793
Modal	Mode	46	0,019	0,877	0,908	0,794
Modal	Mode	47	0,017	0,877	0,909	0,878
Modal	Mode	48	0,016	0,878	0,967	0,885
Modal	Mode	49	0,015	0,900	0,968	0,885
Modal	Mode	50	0,011	0,900	0,968	0,919
Modal	Mode	51	0,010	0,901	0,983	0,919
Modal	Mode	52	0,010	0,936	0,983	0,919
Modal	Mode	53	0,007	0,996	0,983	0,919
Modal	Mode	54	0,006	0,997	0,983	0,994
Modal	Mode	55	0,006	0,997	0,998	0,995

**Base Reactions**

OutputCase	GlobalFX	GlobalFY
	KN	KN
Sismo1_X	534,8	64,7
Sismo1_Y	64,7	440,6
Sismo2_X	541,2	90,6
Sismo2_Y	90,7	658,2

**. Verificação do Coeficiente Sísmico**

- SISMO TIPO I

- SISMO TIPO II

$$\sum F_{hx} = 534.8 \text{ KN}$$

$$\sum F_{hx} = 541.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_v = 12586.9 \text{ kN}$$

$$\beta_x = \frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} = 0.042$$

$$\Sigma F_{hy} = 440.6 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_v = 12586.9 \text{ kN}$$

$$\beta_y = \frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} = 0.035$$

$$\Sigma F_v = 12586.9 \text{ kN}$$

$$\beta_x = \frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} = 0.043$$

$$\Sigma F_{hy} = 658.2 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_v = 12586.9 \text{ kN}$$

$$\beta_y = \frac{\Sigma F_h}{\Sigma F_v} = 0.052$$

#### 4.6.4 Combinações de ações

Foram consideradas as combinações explanadas no capítulo 3.5.

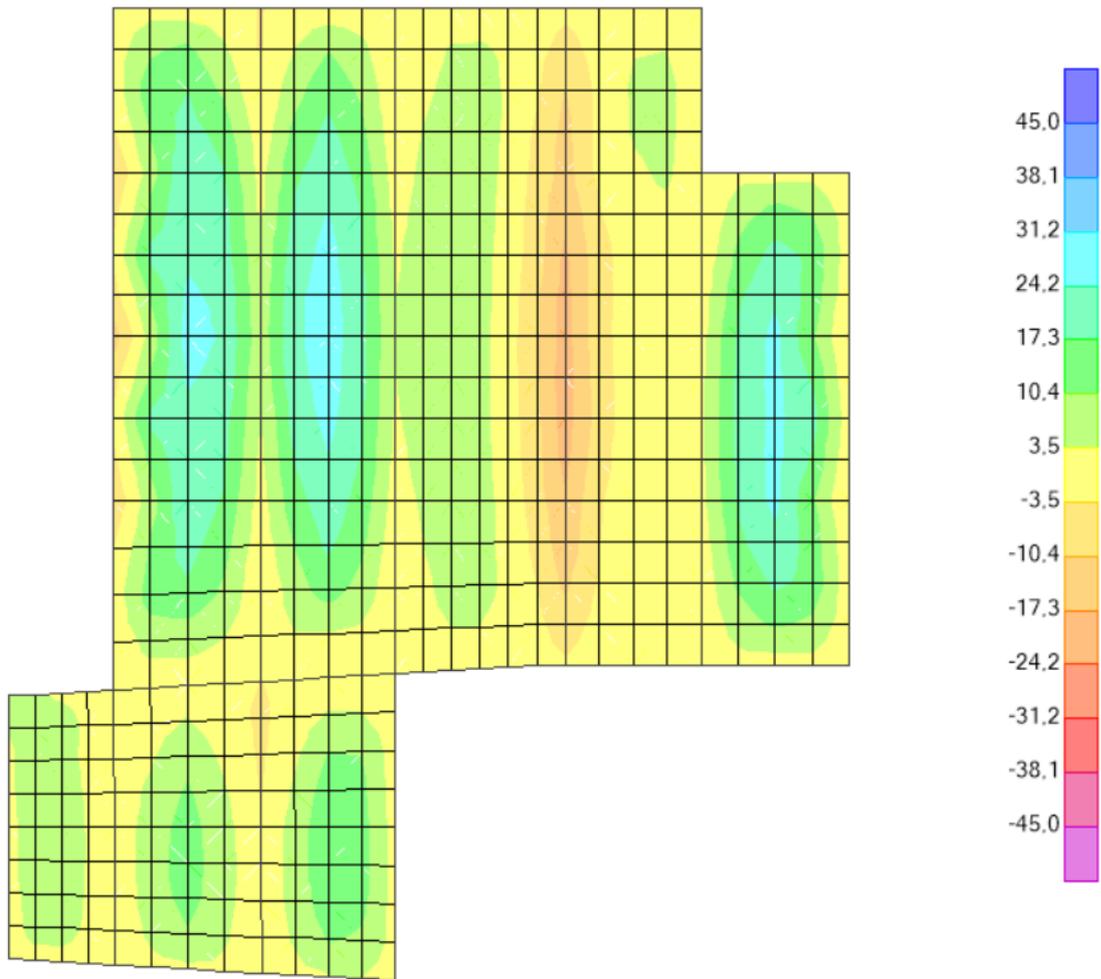
#### 4.6.5 Verificação da Segurança

##### 4.6.5.1 Laje de Cobertura

##### 4.6.5.1.1 Estado Limite Último

###### a) Esforços de Cálculo

Apresentam-se nas figuras seguintes os momentos fletores e os esforços transversos para a envolvente das combinações aos estados limites últimos.



**Figura 235 – Laje da cobertura. Momentos fletores  $M_{11}$  para a envolvente máxima (vetor do momento na direção vertical) [ $\text{kNm/m}$ ]**

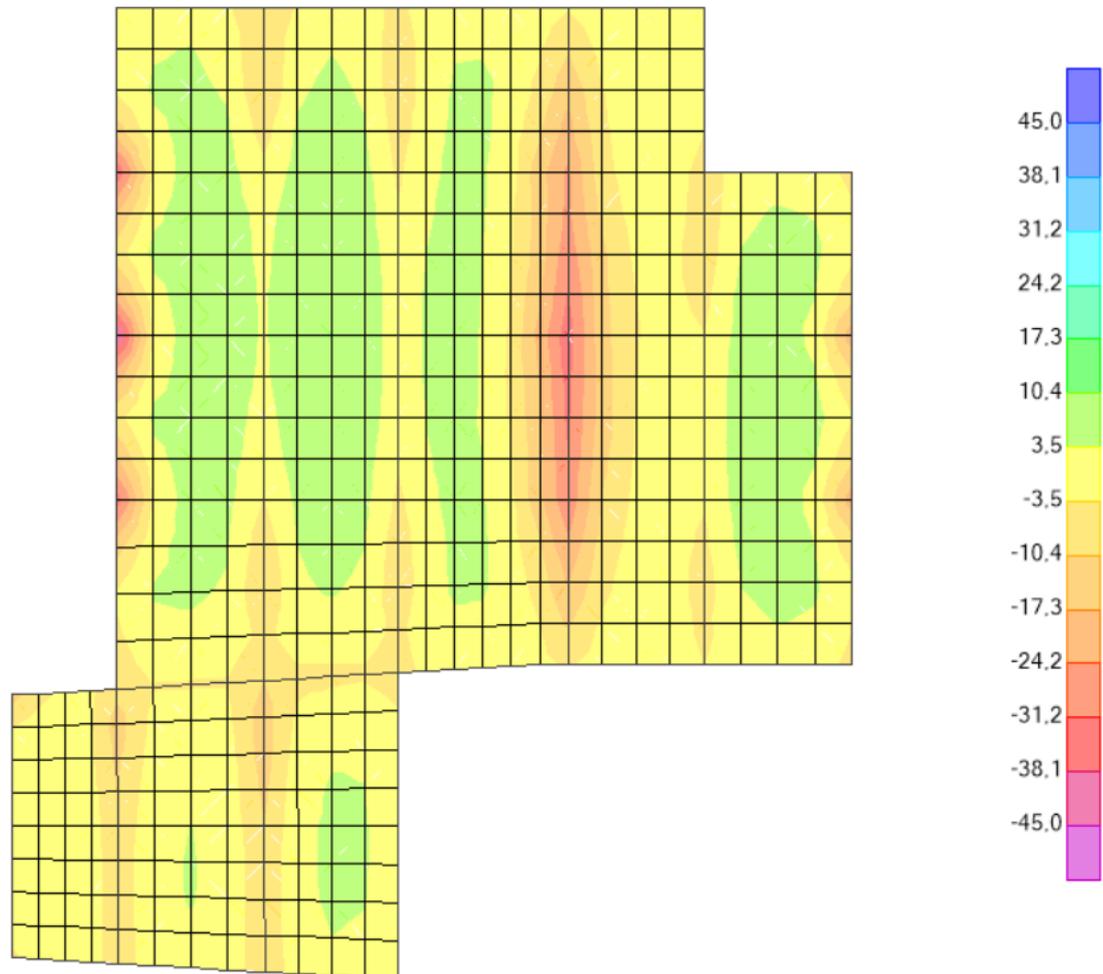
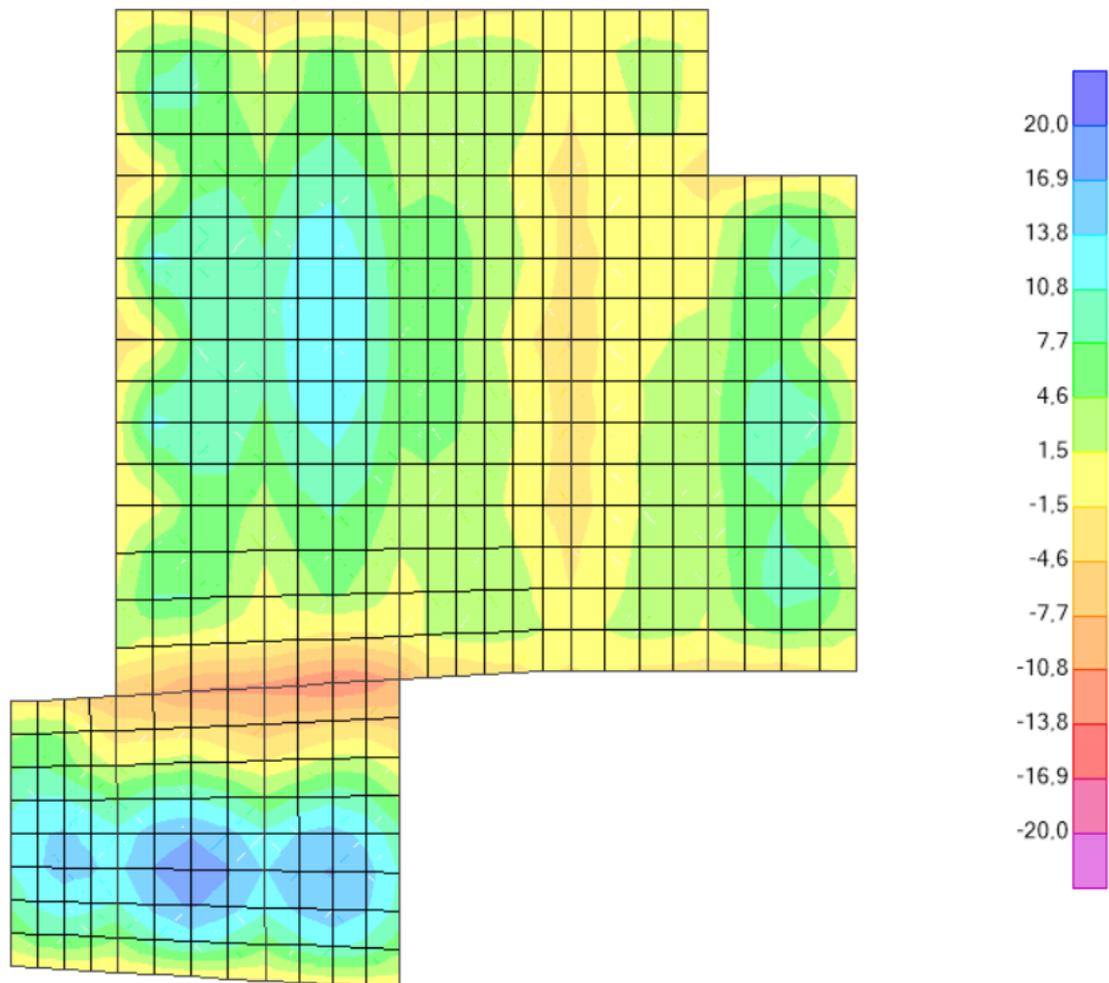


Figura 236 – Laje da cobertura. Momentos fletores M11 para a envolvente mínima (vetor do momento na direção vertical) [kNm/m]



**Figura 237 – Laje da cobertura. Momentos fletores  $M_{22}$  para a envolvente máxima (vetor do momento na direção horizontal) [ $\text{kNm/m}$ ]**

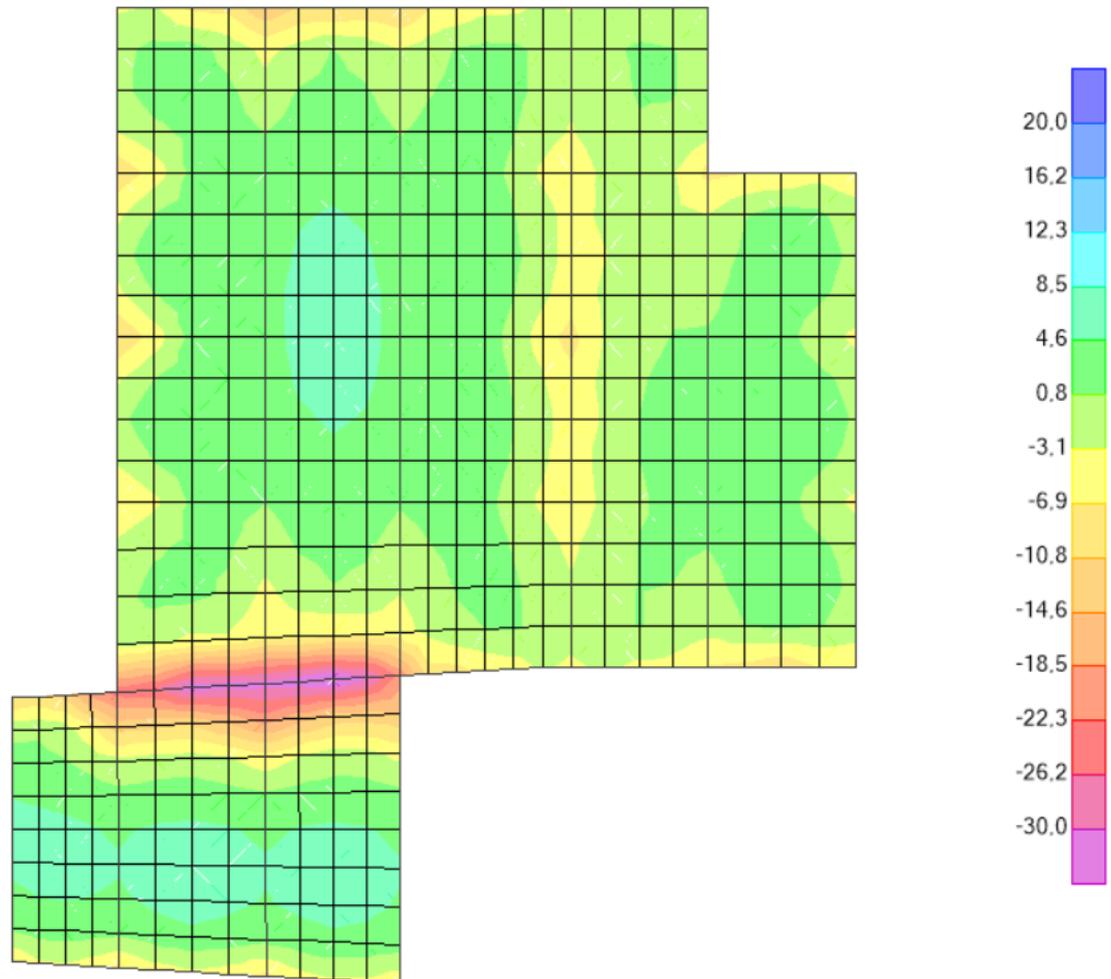


Figura 238 – Laje da cobertura. Momentos fletores  $M_{22}$  para a envolvente mínima (vetor do momento na direção horizontal) [ $\text{kNm/m}$ ]

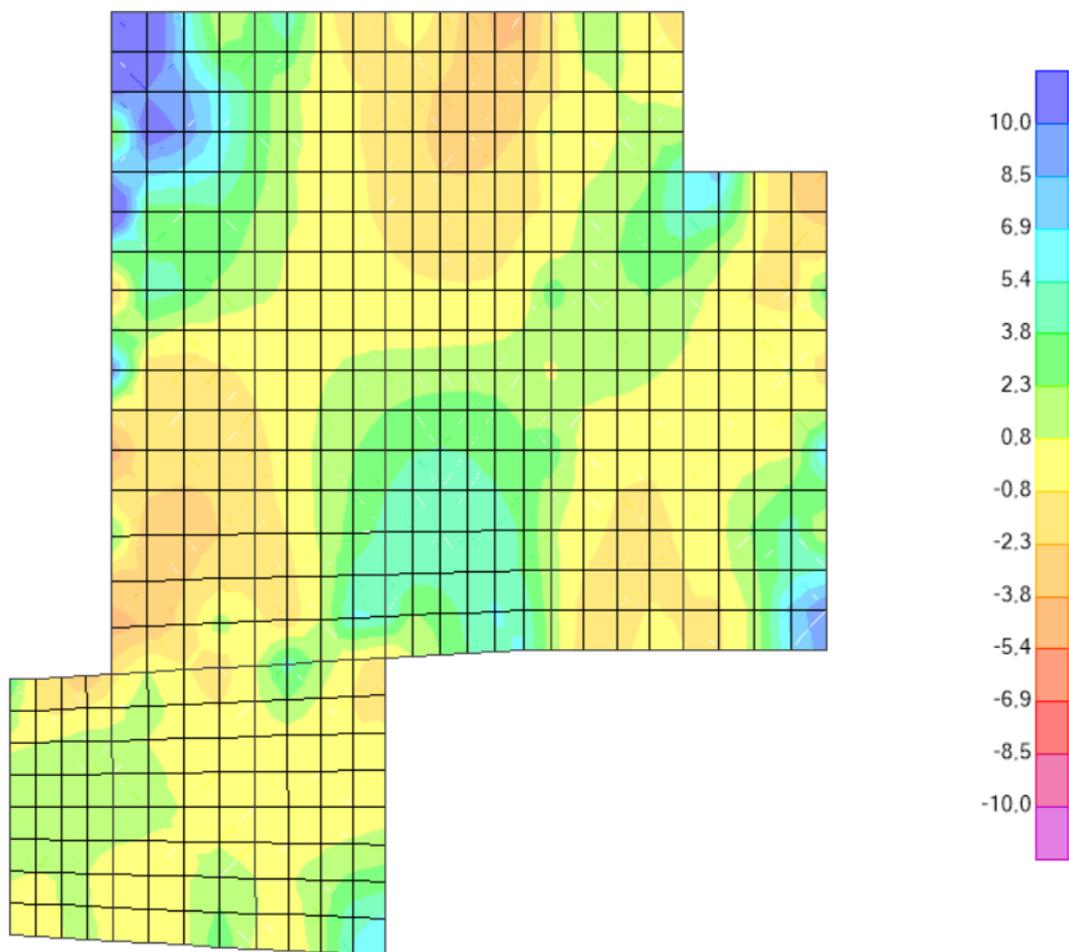


Figura 239 – Laje da cobertura. Momentos torsores  $M_{12}$  para a envolvente máxima ( $[\text{kNm/m}]$ )

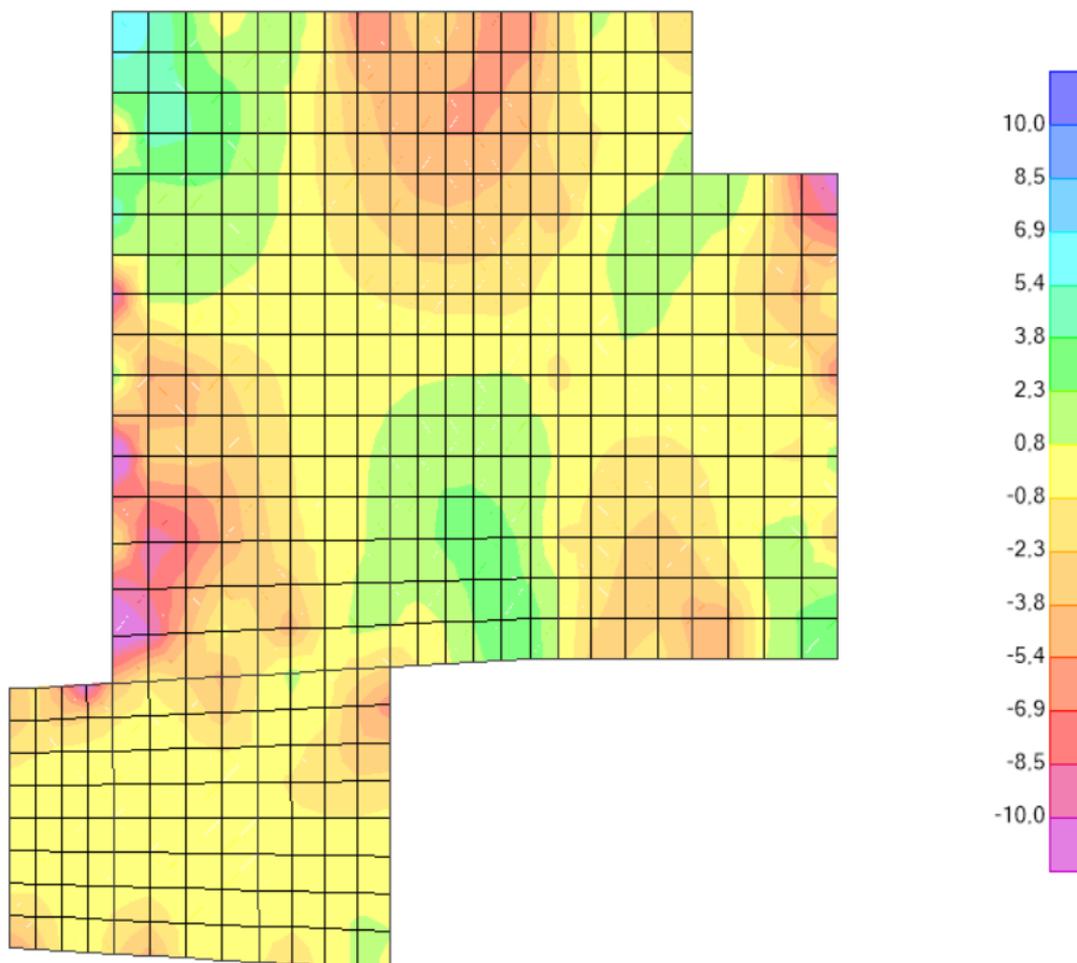
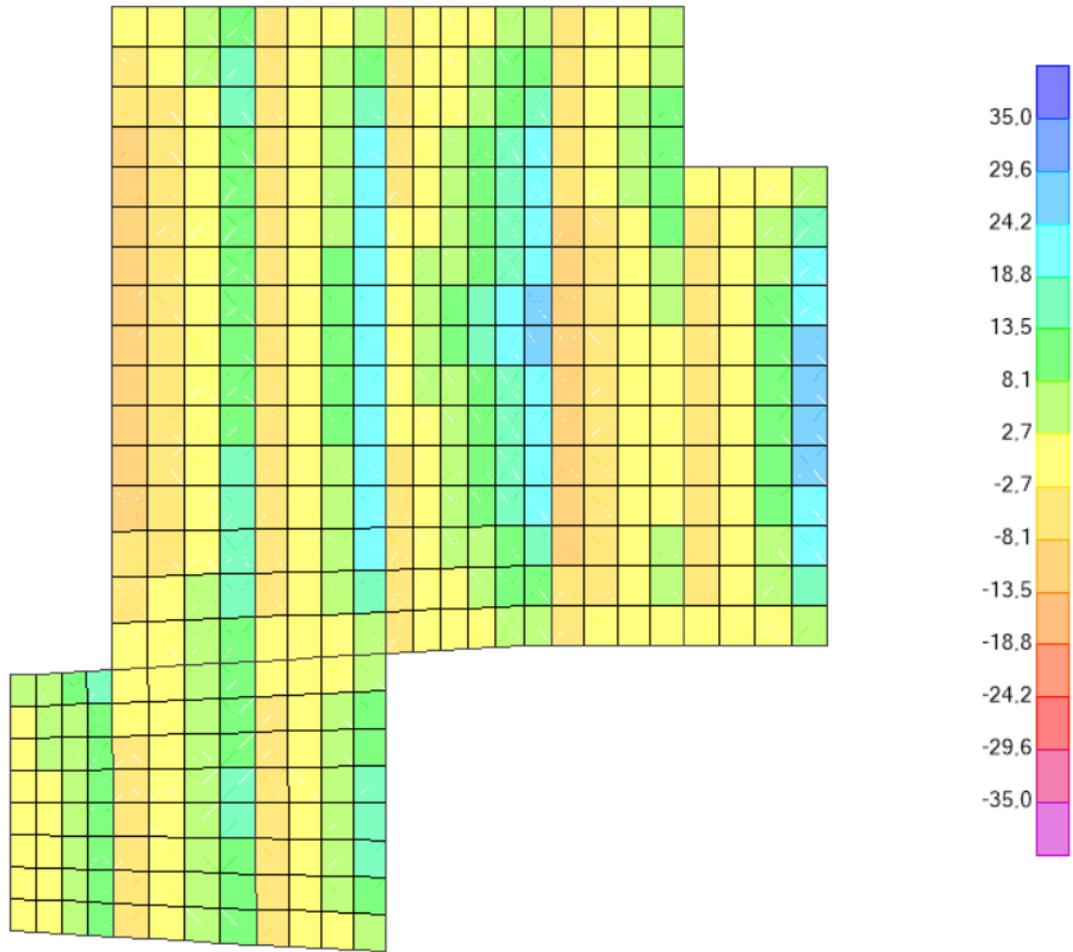


Figura 240 – Laje da cobertura. Momentos torsores M12 para a envolvente mínima ([kNm/m])



**Figura 241 – Laje da cobertura. Esforço transverso V13 para a envolvente máxima (direção horizontal) [kN/m]**

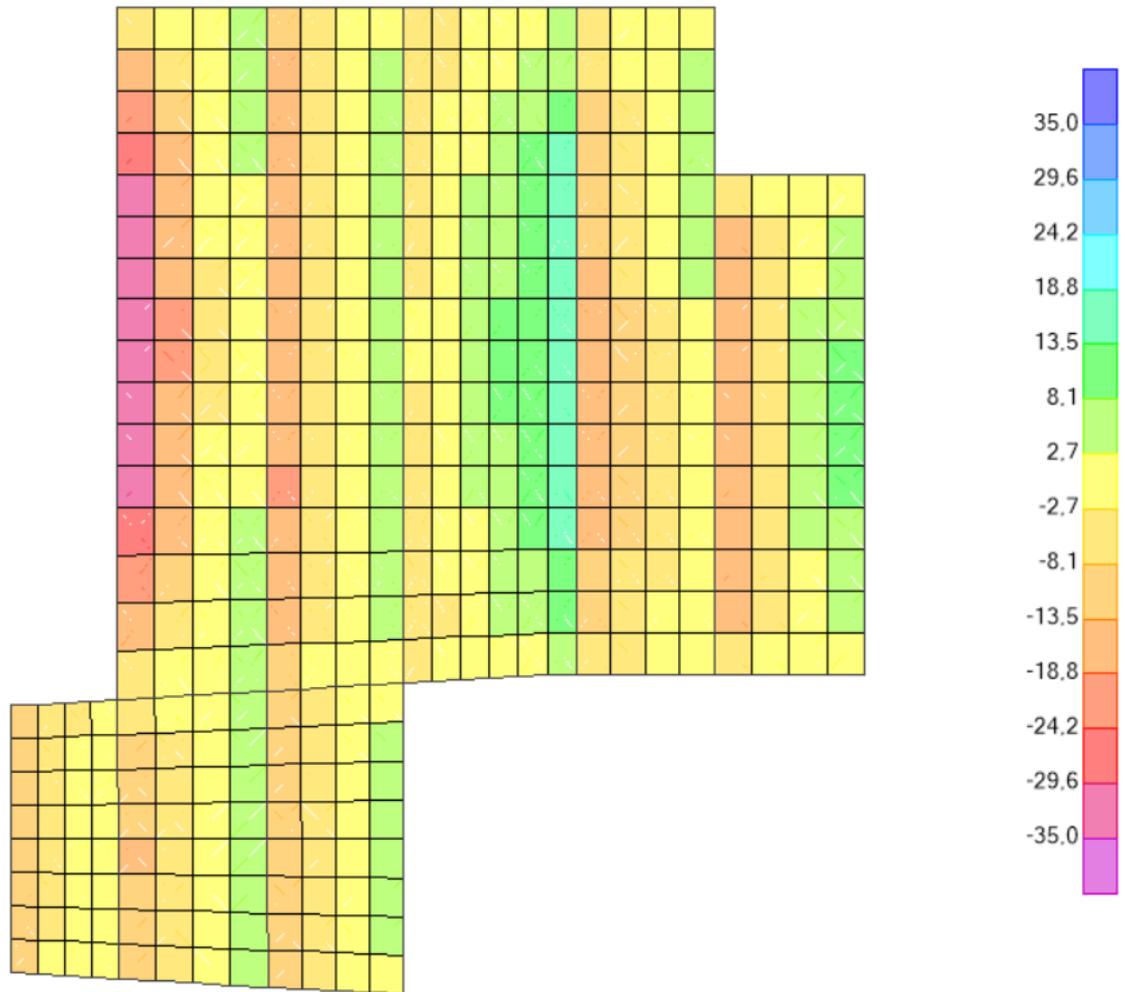
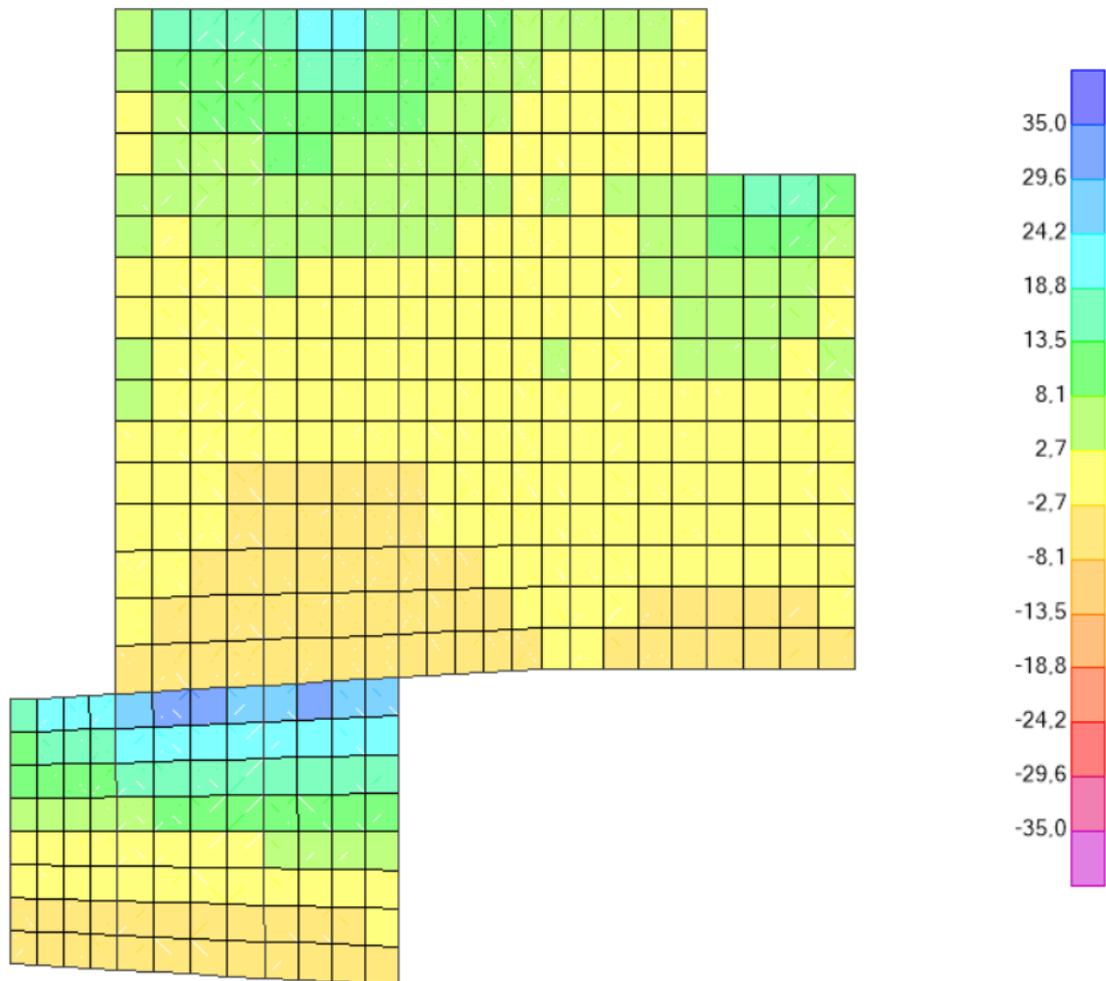


Figura 242 – Esforço transverso V13 para a envolvente mínima (direção horizontal) [kN/m]



**Figura 243 – Laje da cobertura. Esforço transverso V23 para a envolvente máxima (direção vertical) [kN/m]**

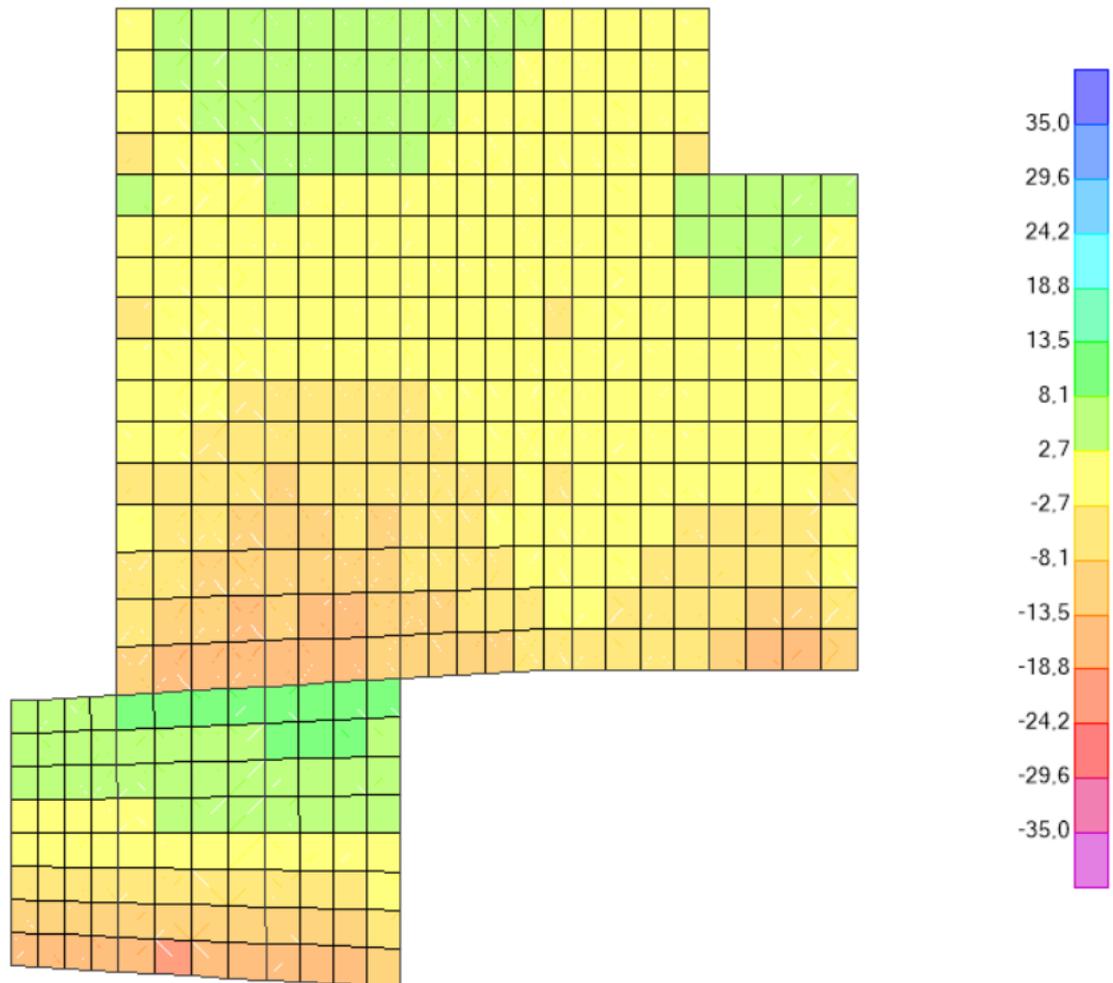


Figura 244 – Laje da cobertura. Esforço transverso V23 para a envolvente mínima (direção vertical) [kN/m].

---

b) Esforços Resistentes

**Betão: C30/37**

**Aço: A500**

**1) Laje e=0.20 m**

ARMADURA	$M_{rd}$ (kNm/m)	$V_{rd}$ (kN/m)
$\phi 10 // 0,10 \text{ m}$	52,2	90,3

Nota: O valor do  $V_{rd}$ , corresponde à resistência da laje ao esforço transversal sem armadura de esforço transversal.

Apresenta-se a verificação para as seções mais críticas:

$$M_{sd \text{ máx.}} = 28,0 \text{ kNm/m} < M_{rd}$$

$$M_{sd \text{ mín.}} = -51,7 \text{ kNm/m} < M_{rd}$$

$$V_{sd \text{ máx.}} = 34,5 \text{ kN/m} < V_{rd}$$

Os esforços resistentes são superiores aos esforços atuantes, pelo que a segurança está verificada.

#### 4.6.5.1.2 Estados Limites de Utilização

##### 4.6.5.1.2.1 Fendilhação

###### a) Esforços de Cálculo

Apresentam-se nas figuras seguintes os momentos fletores para a combinação quase-permanente.

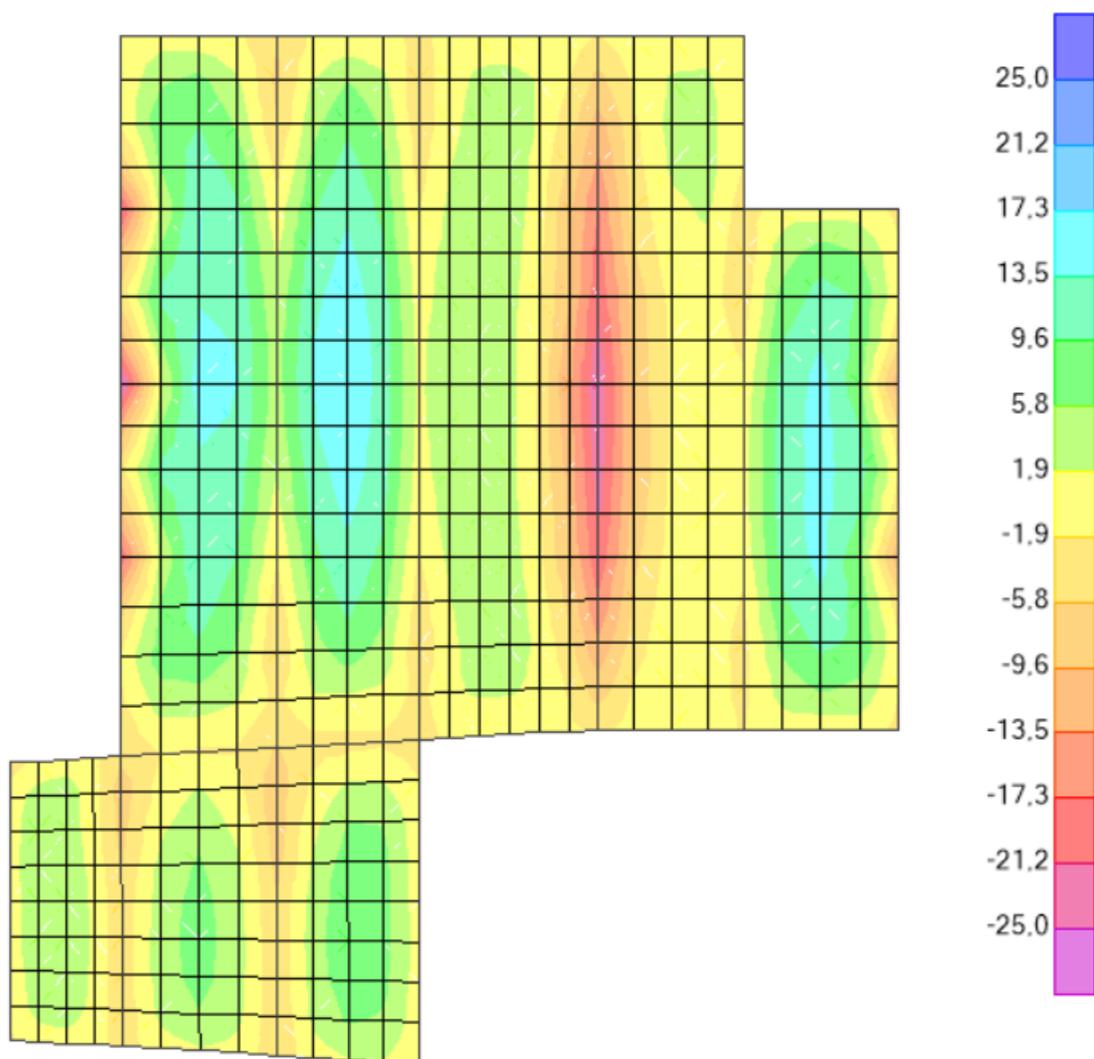


Figura 245 – Laje da cobertura. Momentos fletores M11 para a combinação quase-permanente (vetor do momento na direção vertical) [kNm/m]

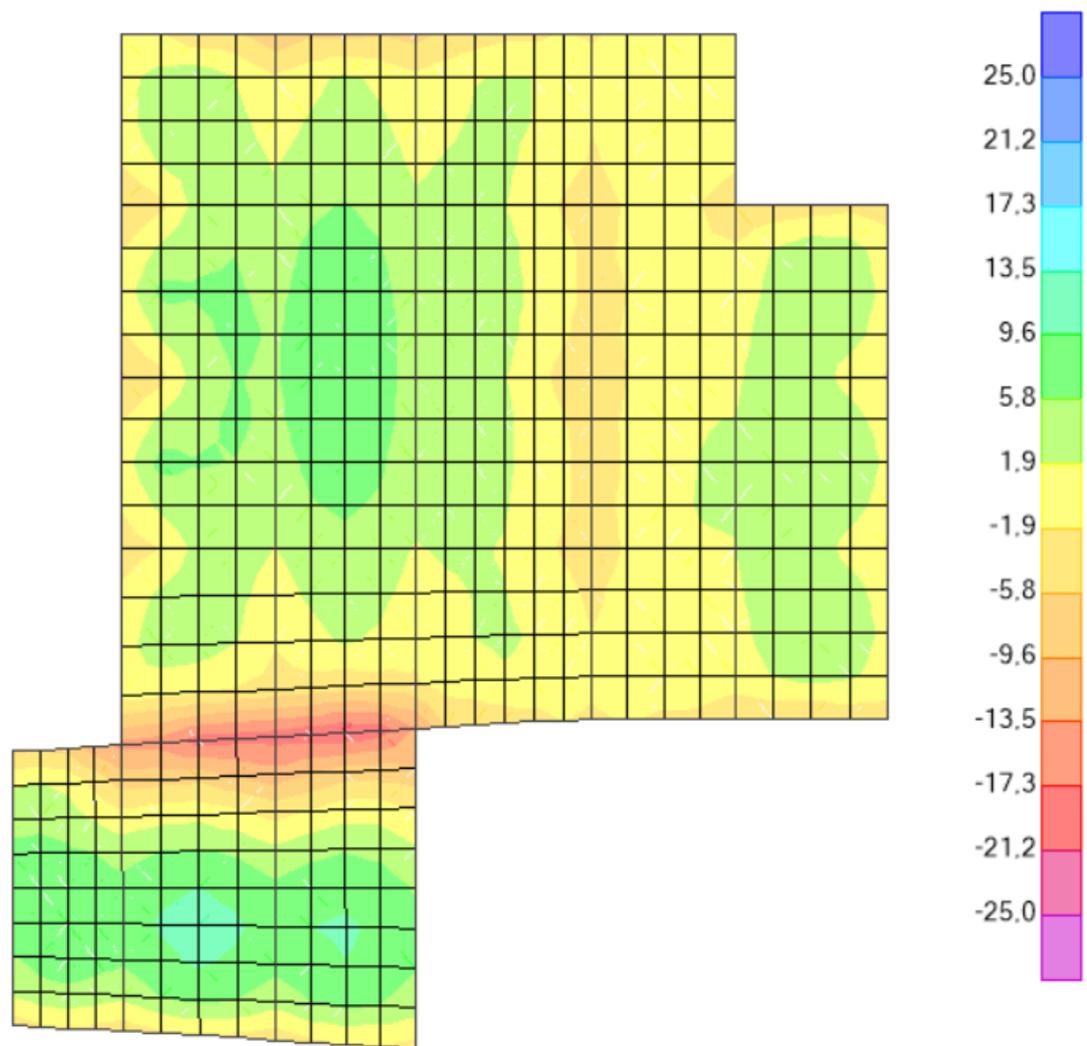


Figura 246 – Laje da cobertura. Momentos fletores  $M_{22}$  para a combinação quase-permanente (vetor do momento na direção horizontal) [ $\text{kNm/m}$ ]

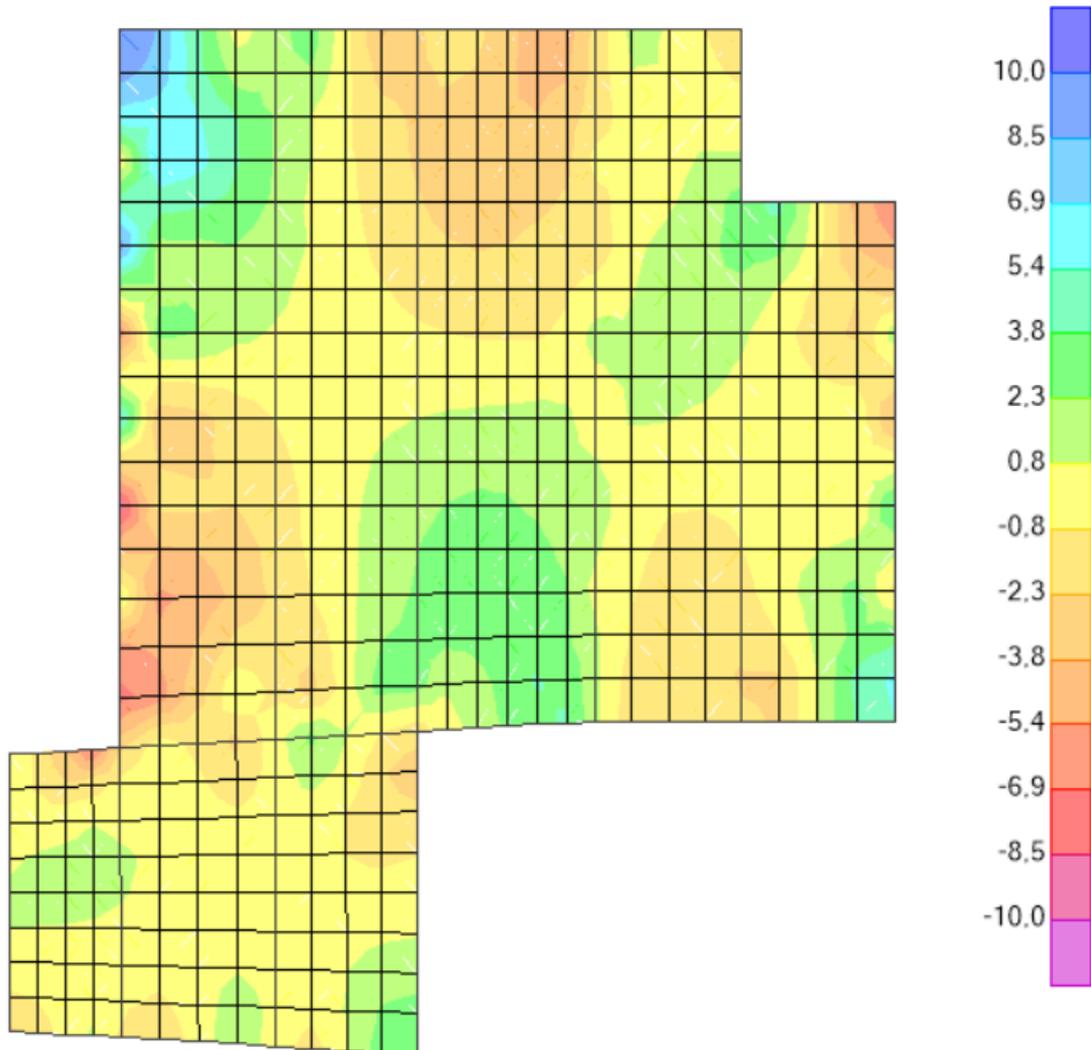


Figura 247 – Laje da cobertura. Momentos torsores M12 para a combinação quase-permanente ([kNm/m])

b) Verificação do limite de fendilhação

Apresenta-se na tabela seguinte a verificação ao estado limite de fendilhação na seção mais desfavorável.

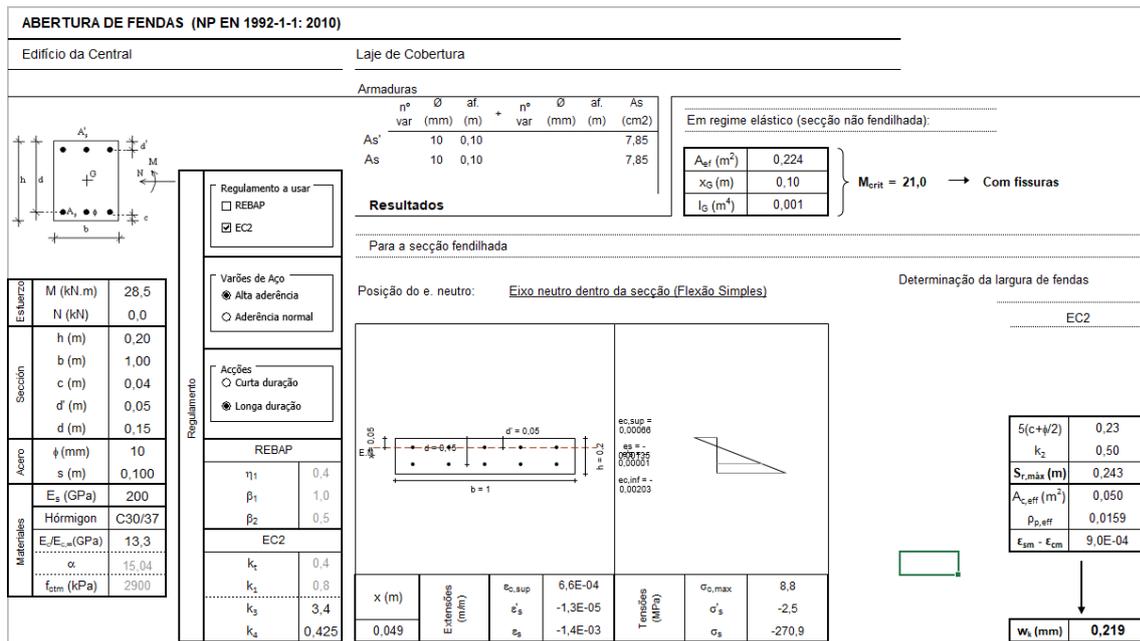


Figura 248 – Verificação do estado limite de fendilhação

Obtém-se:

$$w_k = 0,219 \text{ mm} < w_{k,lim} = 0,3 \text{ mm}$$

#### 4.6.5.1.2.2 Deformação

Apresenta-se nas figuras seguintes a deformação elástica para a combinação quase-permanente, quer para a laje da central, quer para a laje do edifício anexo.

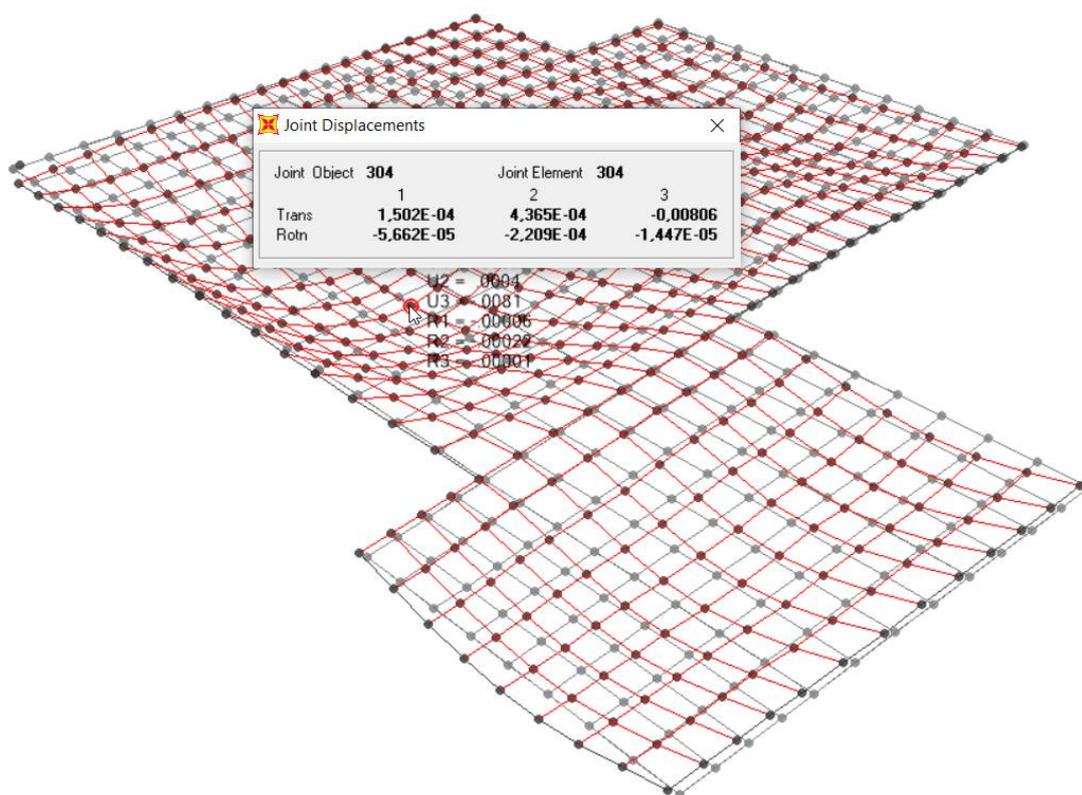
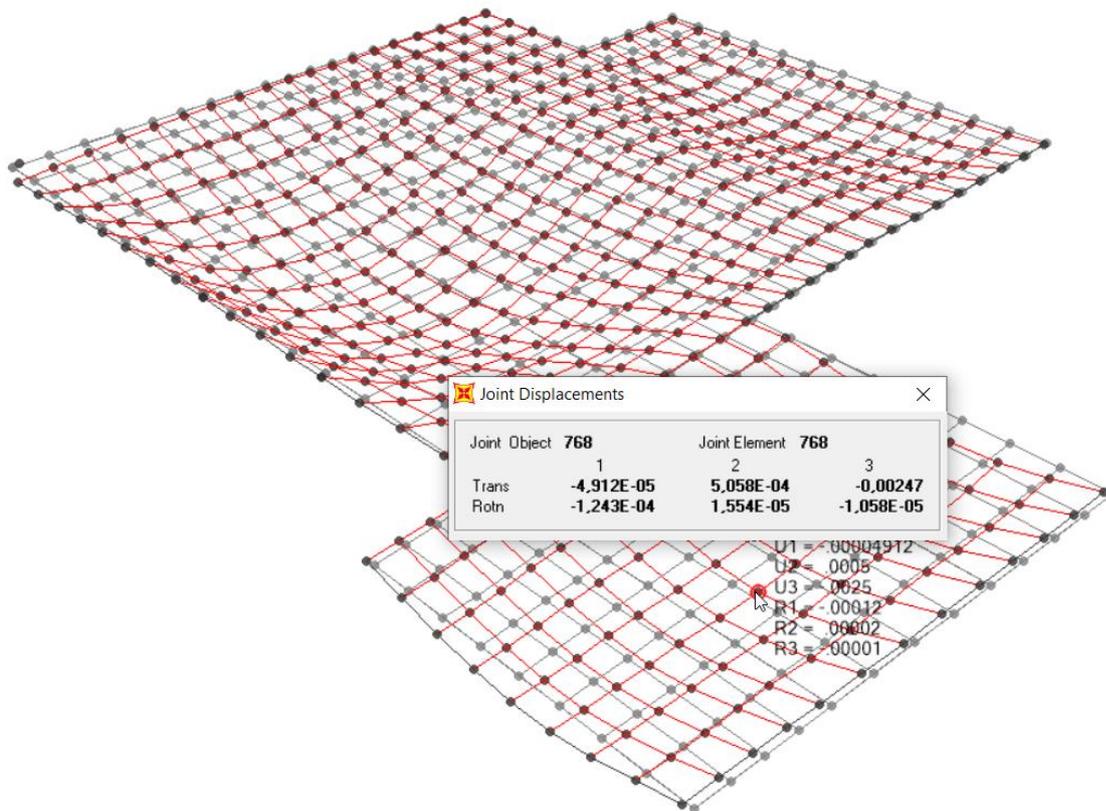


Figura 249 – Laje de cobertura da central - deformação



**Figura 250 – Laje de cobertura do edifício anexo – deformação**

a) Verificação para a laje de cobertura da central

Deformação instantânea:  $\delta_{0\text{m}\acute{a}\text{x}} = \delta_{0\text{meio-v}\grave{a}\text{o}} - \delta_{0\text{apoio}} = 8,1 - 6,6 = 1,5 \text{ mm}$

Coefficiente de fluência:  $\varphi = 2,5$

Deformação a longo prazo:  $\delta_{\text{LP}} = \delta_{0\text{m}\acute{a}\text{x}} \times (1 + \varphi) = 5,3 \text{ mm}$

Deformação limite:  $\delta_{\text{Lim}} = L / 250 = 3950 / 250 = 15,8 \text{ mm} > \delta_{\text{LP}}$

b) Verificação para a laje de cobertura do edifício anexo

Deformação instantânea:  $\delta_{0\text{máx.}} = \delta_{0\text{meio-vão}} - \delta_{0\text{apoio}} = 2,5 - 2,1 = 0,4 \text{ mm}$

Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2.5$

Deformação a longo prazo:  $\delta_{\text{LP}} = \delta_{0\text{máx}} \times (1 + \varphi) = 1,4 \text{ mm}$

Deformação limite:  $\delta_{\text{Lim}} = L / 250 = 4320 / 250 = 17,3 \text{ mm} > \delta_{\text{LP}}$

#### 4.6.5.2 Vigas

##### 4.6.5.1.3 Estado Limite Último

A verificação da segurança das vigas para o Estado Limite Último de Flexão e Esforço Transverso foi efetuada utilizando o pós-processador de cálculo de armaduras do SAP2000 de acordo com o Eurocódigo 2.

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação da segurança para o Estado Limite Último de Flexão e Esforço Transverso, para a envolvente das combinações, apresentando-se os esforços máximos, a armadura de cálculo e a armadura adotada para cada seção:

**Tabela 4-102 – Vigas - Verificação da segurança ao ELU**

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
1	VF 40x60	0,00	Max	41,14	-0,04	3,30	4φ16 (8,04)	15,93	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
1	VF 40x60	2,16	Max	4,23	-0,01	3,30	4φ16 (8,04)	18,75	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
1	VF 40x60	4,32	Max	35,78	0,05	3,30	4φ16 (8,04)	21,59	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
1	VF 40x60	0,00	Min	-56,05	-0,07	3,30	4φ16 (8,04)	-31,36	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
1	VF 40x60	4,32	Min	-35,31	-0,13	3,30	4φ16 (8,04)	-13,64	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
2	VF 40x60	0,00	Max	35,42	0,06	3,30	4φ16 (8,04)	13,73	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
2	VF 40x60	1,98	Max	16,15	0,08	3,30	4φ16 (8,04)	19,00	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
2	VF 40x60	3,95	Max	24,52	0,03	3,30	4φ16 (8,04)	62,11	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
2	VF 40x60	0,00	Min	-29,02	-0,04	3,30	4φ16 (8,04)	-43,20	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
2	VF 40x60	3,95	Min	-49,56	-0,09	3,30	4φ16 (8,04)	-7,72	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
3	VF 40x60	0,00	Max	24,48	0,08	3,30	4φ16 (8,04)	4,22	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
3	VF 40x60	2,49	Max	23,67	0,05	3,30	4φ16 (8,04)	11,60	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
3	VF 40x60	4,99	Max	19,36	0,10	3,30	4φ16 (8,04)	63,23	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
3	VF 40x60	0,00	Min	-43,72	-0,02	3,30	4φ16 (8,04)	-61,25	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
3	VF 40x60	4,99	Min	-48,17	-0,03	3,30	4φ16 (8,04)	-2,80	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
4	VF 40x60	0,00	Max	32,20	0,03	3,30	4φ16 (8,04)	11,37	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
4	VF 40x60	2,01	Max	10,11	0,05	3,30	4φ16 (8,04)	17,00	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
4	VF 40x60	4,02	Max	28,68	0,07	3,30	4φ16 (8,04)	38,99	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
4	VF 40x60	0,00	Min	-32,19	-0,08	3,30	4φ16 (8,04)	-36,31	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
4	VF 40x60	4,02	Min	-48,82	-0,04	3,30	4φ16 (8,04)	-7,55	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
5	VF 40x60	0,00	Max	44,14	-0,01	3,30	4φ16 (8,04)	17,96	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
5	VF 40x60	2,16	Max	19,01	0,18	3,30	4φ16 (8,04)	19,38	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
5	VF 40x60	4,32	Max	37,22	0,09	3,30	4φ16 (8,04)	54,85	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
5	VF 40x60	0,00	Min	-33,95	-0,14	3,30	4φ16 (8,04)	-46,34	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
5	VF 40x60	4,32	Min	-52,24	0,02	3,30	4φ16 (8,04)	-17,17	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
6	VF 40x60	0,00	Max	28,84	0,15	3,30	4φ16 (8,04)	7,72	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
6	VF 40x60	2,43	Max	23,09	-0,01	3,30	4φ16 (8,04)	9,87	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
6	VF 40x60	4,85	Max	7,11	0,05	3,30	4φ16 (8,04)	73,05	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
6	VF 40x60	0,00	Min	-28,00	-0,03	3,30	4φ16 (8,04)	-53,20	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
6	VF 40x60	4,85	Min	-67,92	-0,10	3,30	4φ16 (8,04)	3,73	4,40	Estφ10//0.15 (10,53)
11	V 25x40	0,00	Min	-6,31	0,01	1,31	3φ12 (3,39)	-12,03	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
11	V 25x40	1,88	Max	14,38	0,03	1,31	3φ12 (3,39)	6,31	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
11	V 25x40	2,50	Min	-12,73	-0,02	1,31	3φ12 (3,39)	7,87	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
12	V 40x40	0,00	Min	-30,95	-1,04	2,14	2φ16+2φ12 (6,28)	-32,62	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
12	V 40x40	1,86	Max	19,61	0,38	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	13,78	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
12	V 40x40	4,02	Min	-50,39	-0,09	3,53	2φ16+2φ12 (6,28)	43,08	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
13	V 40x40	0,00	Min	-47,21	-3,49	3,30	2φ16+2φ12 (6,28)	-57,99	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
13	V 40x40	2,16	Max	26,97	0,60	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	8,49	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
13	V 40x40	4,32	Min	-50,11	-2,05	3,51	2φ16+2φ12 (6,28)	50,22	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
14	V 40x40	0,00	Max	38,63	2,31	2,69	2φ16+2φ12 (6,28)	1,69	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
14	V 40x40	3,02	Max	25,83	-0,54	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	33,11	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
14	V 40x40	4,02	Max	25,18	-0,54	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	52,40	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
14	V 40x40	0,00	Min	-51,42	0,14	3,61	2φ16+2φ12 (6,28)	-47,31	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
14	V 40x40	4,02	Min	-57,45	-2,19	4,05	2φ16+2φ12 (6,28)	2,59	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
15	V 25x40	0,00	Min	-14,52	-0,02	1,31	3φ12 (3,39)	-19,91	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
15	V 25x40	2,42	Max	16,64	0,01	1,31	3φ12 (3,39)	2,39	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
15	V 25x40	4,85	Min	-31,79	-0,08	2,16	3φ12 (3,39)	25,87	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
16	V 40x40	0,00	Min	-28,13	-1,17	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	-34,34	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
16	V 40x40	2,42	Max	22,03	-0,01	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	3,97	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
16	V 40x40	4,85	Min	-46,30	-0,25	3,24	2φ16+2φ12 (6,28)	39,27	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
17	V 25x40	0,00	Min	-4,47	-0,03	1,31	3φ12 (3,39)	-24,89	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
17	V 25x40	1,21	Max	10,99	0,00	1,31	3φ12 (3,39)	-0,78	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
17	V 25x40	2,43	Min	-4,01	0,00	1,31	3φ12 (3,39)	14,87	2,75	Estφ8//0.20 (5,00)
19	V 40x40	0,00	Max	36,59	-1,32	2,54	2φ16+2φ12 (6,28)	7,27	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
19	V 40x40	2,16	Max	14,39	-0,08	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	18,53	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
19	V 40x40	4,32	Max	33,07	3,96	2,04	2φ16+2φ12 (6,28)	33,08	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
19	V 40x40	0,00	Min	-52,71	-7,24	3,70	2φ16+2φ12 (6,28)	-31,83	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
19	V 40x40	4,32	Min	-54,69	-0,15	3,85	2φ16+2φ12 (6,28)	-6,07	4,40	Estφ8//0.10 (10,00)
21	V35x45	0,00	Max	47,21	0,01	2,79	4φ12 (4,52)	15,20	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
21	V35x45	0,40	Max	40,80	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	16,78	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
21	V35x45	0,00	Min	-62,34	-0,01	3,72	4φ12 (4,52)	-163,00	6,83	Estφ10//0.20 (7,90)
21	V35x45	0,40	Min	-49,17	-0,01	2,91	4φ12 (4,52)	-158,47	6,57	Estφ10//0.20 (7,90)
22	V35x45	0,00	Max	40,80	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	16,82	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
22	V35x45	1,96	Max	11,91	0,01	2,10	4φ12 (4,52)	24,55	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
22	V35x45	3,93	Max	46,60	0,01	2,75	4φ12 (4,52)	32,27	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
22	V35x45	0,00	Min	-49,17	-0,01	2,91	4φ12 (4,52)	-32,12	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
22	V35x45	3,93	Min	-55,57	-0,01	3,30	4φ12 (4,52)	-16,66	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
23	V35x45	0,00	Max	47,30	0,01	2,80	4φ12 (4,52)	18,78	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
23	V35x45	1,98	Max	7,01	0,01	2,10	4φ12 (4,52)	26,57	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
23	V35x45	3,96	Max	46,23	0,01	2,73	4φ12 (4,52)	34,37	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
23	V35x45	0,00	Min	-56,68	-0,01	3,37	4φ12 (4,52)	-33,78	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
23	V35x45	3,96	Min	-57,92	-0,01	3,45	4φ12 (4,52)	-18,20	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
24	V35x45	0,00	Max	32,41	0,17	2,10	4φ12 (4,52)	5,54	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
24	V35x45	2,30	Max	15,10	0,17	2,10	4φ12 (4,52)	14,58	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
24	V35x45	4,59	Max	24,46	0,17	2,10	4φ12 (4,52)	25,14	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
24	V35x45	0,00	Min	-45,96	-0,11	2,71	4φ12 (4,52)	-31,91	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
24	V35x45	4,59	Min	-34,59	-0,11	2,10	4φ12 (4,52)	-6,28	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
25	V35x45	0,00	Max	24,42	1,33	2,10	4φ12 (4,52)	164,07	6,86	Estφ10//0.20 (7,90)
25	V35x45	0,40	Max	26,61	1,33	2,10	4φ12 (4,52)	166,20	7,00	Estφ10//0.20 (7,90)
25	V35x45	0,00	Min	-34,54	-1,87	2,10	4φ12 (4,52)	-6,25	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
25	V35x45	0,40	Min	-67,21	-1,87	4,02	4φ12 (4,52)	-4,67	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
26	V35x45	0,00	Max	42,12	0,01	2,48	4φ12 (4,52)	15,51	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
26	V35x45	2,01	Max	7,41	0,01	2,10	4φ12 (4,52)	23,43	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
26	V35x45	4,02	Max	42,53	0,01	2,51	4φ12 (4,52)	31,34	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
26	V35x45	0,00	Min	-53,98	-0,01	3,20	4φ12 (4,52)	-31,92	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
26	V35x45	4,02	Min	-52,05	-0,01	3,09	4φ12 (4,52)	-16,10	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
27	V35x45	0,00	Max	40,09	0,01	2,36	4φ12 (4,52)	13,73	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
27	V35x45	2,16	Max	9,67	0,01	2,10	4φ12 (4,52)	22,23	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
27	V35x45	4,32	Max	45,34	0,01	2,68	4φ12 (4,52)	30,73	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
27	V35x45	0,00	Min	-53,00	-0,01	3,14	4φ12 (4,52)	-31,27	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
27	V35x45	4,32	Min	-55,93	-0,01	3,32	4φ12 (4,52)	-14,26	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
28	Cachorro	0,00	Min	-58,19	0,00	2,94	4φ12 (4,52)	-146,97	4,40	Estφ10//0.10 (15,80)
34	V40x45	0,00	Max	50,03	0,02	2,95	4φ12 (4,52)	16,36	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
34	V40x45	2,16	Max	10,39	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	26,08	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
34	V40x45	4,32	Max	39,07	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	35,80	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
34	V40x45	0,00	Min	-52,82	-0,02	3,12	4φ12 (4,52)	-30,99	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
34	V40x45	4,32	Min	-62,63	-0,02	3,72	4φ12 (4,52)	-11,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
35	V40x45	0,00	Max	26,45	0,03	2,40	4φ12 (4,52)	6,29	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
36	V40x45	1,96	Max	17,58	0,04	2,40	4φ12 (4,52)	16,92	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
36	V40x45	3,92	Max	29,04	0,04	2,40	4φ12 (4,52)	40,33	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
36	V40x45	0,00	Min	-26,58	-0,01	2,40	4φ12 (4,52)	-23,00	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
36	V40x45	3,92	Min	-42,77	-0,01	2,51	4φ12 (4,52)	-5,36	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
37	V40x45	0,00	Max	46,66	0,01	2,75	4φ12 (4,52)	17,15	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
37	V40x45	1,98	Max	9,39	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	26,04	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
37	V40x45	3,95	Max	31,83	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	34,93	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
37	V40x45	0,00	Min	-41,92	-0,01	2,46	4φ12 (4,52)	-27,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
37	V40x45	3,95	Min	-56,29	-0,01	3,33	4φ12 (4,52)	-9,76	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
38	V40x45	0,00	Max	29,72	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	4,68	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
38	V40x45	2,29	Max	16,24	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	14,99	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
38	V40x45	4,59	Max	26,49	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	27,48	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
38	V40x45	0,00	Min	-44,97	-0,02	2,46	4φ12 (4,52)	-33,99	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
38	V40x45	4,59	Min	-39,05	-0,02	2,40	4φ12 (4,52)	-5,26	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
39	V40x45	0,40	Max	28,21	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	170,22	6,67	Estφ10//0.20 (7,90)
39	V40x45	0,40	Min	-68,18	-0,02	4,06	4φ12 (4,52)	-3,42	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
40	V40x45	0,00	Max	48,03	0,01	2,83	4φ12 (4,52)	18,89	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
40	V40x45	2,01	Max	7,53	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	27,94	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
40	V40x45	4,02	Max	44,46	0,01	2,61	4φ12 (4,52)	36,98	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
40	V40x45	0,00	Min	-53,68	-0,01	3,17	4φ12 (4,52)	-33,45	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
40	V40x45	4,02	Min	-64,27	-0,01	3,82	4φ12 (4,52)	-15,37	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	0,00	Max	14,15	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	-4,28	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	2,80	Max	16,70	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	8,31	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	4,20	Max	10,88	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	17,19	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	5,60	Max	8,92	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	34,09	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	0,00	Min	-36,08	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	-34,39	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
41	V40x45	5,60	Min	-32,37	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	4,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
42	V40x45	0,00	Max	21,95	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	1,99	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
42	V40x45	2,43	Max	11,15	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	12,90	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
42	V40x45	4,85	Max	11,15	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	34,48	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
42	V40x45	0,00	Min	-29,21	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	-25,86	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
42	V40x45	4,85	Min	-40,63	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	2,59	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
43	V40x45	0,00	Max	14,44	0,06	2,40	4φ12 (4,52)	-1,94	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
43	V40x45	2,42	Max	13,72	0,06	2,40	4φ12 (4,52)	8,96	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
43	V40x45	4,85	Max	15,43	0,06	2,40	4φ12 (4,52)	29,31	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
43	V40x45	0,00	Min	-32,35	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	-30,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
43	V40x45	4,85	Min	-28,98	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	1,04	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
44	V40x45	0,00	Max	30,15	0,04	2,40	4φ12 (4,52)	7,30	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
44	V40x45	2,43	Max	9,48	0,04	2,40	4φ12 (4,52)	18,21	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
44	V40x45	4,85	Max	13,14	0,05	2,40	4φ12 (4,52)	-28,36	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
44	V40x45	0,00	Min	-23,73	-0,02	2,40	4φ12 (4,52)	-20,05	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
44	V40x45	4,85	Min	-58,14	-0,02	3,44	4φ12 (4,52)	3,83	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
45	V40x45	0,00	Min	-27,19	-0,05	2,40	4φ12 (4,52)	-17,49	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
45	V40x45	2,43	Max	7,26	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	4,94	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
45	V40x45	4,85	Min	-17,96	-0,05	2,40	4φ12 (4,52)	4,33	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
46	V40x45	0,00	Min	-15,58	-0,05	2,40	4φ12 (4,52)	-14,65	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
46	V40x45	2,43	Max	6,79	0,05	2,40	4φ12 (4,52)	4,08	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
46	V40x45	4,85	Min	-18,47	-0,05	2,40	4φ12 (4,52)	7,87	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
47	V40x45	0,00	Min	-15,97	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	-14,72	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
47	V40x45	2,43	Max	7,19	0,06	2,40	4φ12 (4,52)	4,50	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
47	V40x45	4,85	Min	-19,11	-0,04	2,40	4φ12 (4,52)	7,63	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
48	V40x45	0,00	Min	-15,08	-0,03	2,40	4φ12 (4,52)	-13,92	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
48	V40x45	2,42	Max	5,45	0,03	2,40	4φ12 (4,52)	8,06	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
48	V40x45	4,85	Min	-31,19	-0,03	2,40	4φ12 (4,52)	19,51	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
49	V40x45	0,00	Max	21,65	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	1,44	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
49	V40x45	2,42	Max	12,69	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	12,35	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
49	V40x45	4,85	Max	5,72	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	35,41	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
49	V40x45	0,00	Min	-22,82	-0,01	2,40	4φ12 (4,52)	-23,99	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
49	V40x45	4,85	Min	-38,24	-0,01	2,40	4φ12 (4,52)	5,03	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
51	V40x45	0,00	Min	-46,20	0,00	2,72	4φ12 (4,52)	-36,80	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
51	V40x45	2,43	Max	10,56	0,02	2,40	4φ12 (4,52)	6,47	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
51	V40x45	4,85	Min	-22,05	0,00	2,40	4φ12 (4,52)	22,43	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
52	V40x45	0,00	Min	-26,77	-0,01	2,40	4φ12 (4,52)	-28,82	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
52	V40x45	2,43	Max	13,26	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	8,60	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
52	V40x45	4,85	Min	-28,93	-0,01	2,40	4φ12 (4,52)	30,16	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
53	V40x45	0,00	Max	23,10	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	4,10	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
53	V40x45	2,43	Max	9,93	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	15,01	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
53	V40x45	4,85	Max	6,42	0,01	2,40	4φ12 (4,52)	38,80	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
53	V40x45	0,00	Min	-19,58	-0,02	2,40	4φ12 (4,52)	-20,76	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
53	V40x45	4,85	Min	-49,72	-0,02	2,93	4φ12 (4,52)	5,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
55	V35x70	0,00	Min	-28,49	-0,33	3,41	4φ16 (8,04)	-39,53	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
55	V35x70	1,55	Max	18,80	0,03	3,41	4φ16 (8,04)	10,37	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
55	V35x70	3,10	Min	-37,24	0,01	3,41	4φ16 (8,04)	57,70	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
56	V35x70	0,00	Min	-49,13	-0,25	3,41	4φ16 (8,04)	-77,41	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
56	V35x70	2,16	Max	39,92	-0,02	3,41	4φ16 (8,04)	0,02	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
56	V35x70	4,33	Min	-56,37	0,02	3,41	4φ16 (8,04)	75,79	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
57	V35x70	0,00	Min	-60,84	-0,11	3,41	4φ16 (8,04)	-85,77	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
57	V35x70	1,97	Max	44,49	0,00	3,41	4φ16 (8,04)	-3,79	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
57	V35x70	3,93	Min	-24,38	0,07	3,41	4φ16 (8,04)	47,47	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
58	V35x70	0,00	Min	-132,61	-1,70	4,83	4φ20 (12,56)	-62,29	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
58	V35x70	0,77	Max	79,33	0,81	3,41	4φ20 (12,56)	27,81	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
58	V35x70	3,09	Min	-64,71	-6,02	3,41	4φ20 (12,56)	72,31	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
59	V35x180	0,00	Min	-64,30	-2,96	9,19	4φ20 (12,56)	-135,87	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
59	V35x180	2,16	Max	226,62	-3,63	9,19	4φ20 (12,56)	79,23	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
59	V35x180	4,33	Min	-85,92	-7,56	9,19	4φ20 (12,56)	217,99	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
60	V35x180	0,00	Min	-76,88	0,30	9,19	4φ20 (12,56)	-173,01	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
60	V35x180	1,98	Max	188,66	3,59	9,19	4φ20 (12,56)	5,41	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
60	V35x180	3,96	Min	-61,80	-5,72	9,19	4φ20 (12,56)	146,53	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
61	V35x180	0,00	Min	-62,23	-2,76	9,19	4φ20 (12,56)	-85,62	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
61	V35x180	1,66	Max	50,72	3,04	9,19	4φ20 (12,56)	-5,42	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
61	V35x180	4,99	Min	-190,32	4,52	9,19	4φ20 (12,56)	79,96	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
62	V35x180	0,00	Min	-197,16	-1,67	9,19	4φ20 (12,56)	-112,95	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
62	V35x180	2,01	Max	1,75	-1,19	9,19	4φ20 (12,56)	2,27	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
62	V35x180	4,02	Min	-64,83	-4,10	9,19	4φ20 (12,56)	53,34	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
63	V35x180	0,00	Min	-45,26	-7,76	9,19	4φ20 (12,56)	-116,76	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
63	V35x180	2,16	Max	130,06	0,04	9,19	4φ20 (12,56)	9,19	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
63	V35x180	4,32	Min	-69,02	4,75	9,19	4φ20 (12,56)	100,05	3,85	Estφ10//0.20 (7,90)
64	V40x180	0,00	Min	-63,96	0,60	10,44	4φ20 (12,56)	-127,46	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
64	V40x180	2,16	Max	134,09	0,88	10,44	4φ20 (12,56)	12,01	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
64	V40x180	4,32	Min	-67,41	-2,49	10,44	4φ20 (12,56)	104,81	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
65	V40x180	0,00	Min	-30,36	3,96	10,44	4φ20 (12,56)	44,20	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
65	V40x180	2,16	Max	-94,20	2,37	10,44	4φ20 (12,56)	134,28	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
65	V40x180	4,32	Min	-560,78	-0,14	10,44	4φ20 (12,56)	271,29	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
66	V40x180	0,00	Min	-503,90	0,57	10,44	4φ20 (12,56)	-206,98	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
66	V40x180	1,98	Max	-102,35	0,48	10,44	4φ20 (12,56)	-45,87	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
66	V40x180	3,95	Min	-100,47	-1,80	10,44	4φ20 (12,56)	123,23	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
67	V40x180	0,00	Min	-102,39	-0,70	10,44	4φ20 (12,56)	-139,54	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
67	V40x180	2,49	Max	73,70	-0,44	10,44	4φ20 (12,56)	1,61	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
67	V40x180	4,99	Min	-88,81	-1,19	10,44	4φ20 (12,56)	78,47	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
68	V40x180	0,00	Min	-66,19	-0,05	10,44	4φ20 (12,56)	-104,56	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
68	V40x180	2,01	Max	76,60	0,39	10,44	4φ20 (12,56)	-7,35	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
68	V40x180	4,02	Min	-56,04	-0,43	10,44	4φ20 (12,56)	61,71	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
69	V40x70	0,00	Min	-37,52	-0,03	3,84	4φ16 (8,04)	-102,66	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
69	V40x70	3,89	Max	190,66	-0,01	7,12	4φ16 (8,04)	24,11	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
69	V40x70	7,78	Min	-82,76	-0,23	3,84	4φ16 (8,04)	130,68	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
70	V40x70	0,00	Min	-32,09	-0,01	3,84	4φ20 (12,56)	-123,09	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
70	V40x70	3,05	Max	235,96	-0,04	3,84	4φ20 (12,56)	7,66	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
70	V40x70	8,13	Min	-417,96	0,08	16,46	4φ20+2φ16 (16,58)	185,22	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
71	V40x180	0,00	Min	-624,79	0,59	10,44	4φ20 (12,56)	-237,65	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
71	V40x180	2,80	Max	324,26	3,18	10,44	4φ20 (12,56)	30,11	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
71	V40x180	5,59	Min	-136,30	-0,67	10,44	4φ20 (12,56)	125,33	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
72	V40x180	0,00	Min	-18,19	1,25	10,44	4φ20 (12,56)	-99,01	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
72	V40x180	2,43	Max	120,86	2,82	10,44	4φ20 (12,56)	40,74	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
72	V40x180	4,85	Min	-228,61	-2,43	10,44	4φ20 (12,56)	189,17	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
73	V40x180	0,00	Min	-237,53	-95,61	10,44	4φ20 (12,56)	111,32	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
73	V40x180	2,43	Max	45,93	1,30	10,44	4φ20 (12,56)	12,55	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
73	V40x180	4,85	Min	-380,20	-3,90	10,44	4φ20 (12,56)	173,27	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
74	V40x180	0,00	Min	-374,34	-0,35	10,44	4φ20 (12,56)	-201,16	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)

Barra	Secção	Local. m	Esf.	Msd [KNm]	Tsd [KNm]	Asd [cm <sup>2</sup> ]	As, adopt Varões (cm <sup>2</sup> )	Vsd [KN]	Asw/s (cm <sup>2</sup> /m)	Asw/s Adopt Varões (cm <sup>2</sup> /m)
74	V40x180	2,43	Max	77,83	-1,35	10,44	4φ20 (12,56)	-32,61	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
74	V40x180	4,85	Min	-2,99	-3,98	10,44	4φ20 (12,56)	54,84	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
75	V40x70	0,00	Min	-34,30	-0,04	3,84	4φ25 (19,64)	-130,19	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
75	V40x70	3,23	Max	251,20	-0,01	9,51	4φ20 (12,56)	-1,24	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
75	V40x70	8,62	Min	-593,23	-0,01	24,51	8φ25 (39,28)	228,35	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
76	V40x180	0,00	Min	-2432,13	0,14	34,47	8φ25 (39,28)	-722,33	9,89	Estφ10//0.10 (15,80)
76	V40x180	10,20	Max	2035,80	0,09	28,50	8φ25 (39,28)	11,13	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
76	V40x180	19,90	Min	-1151,22	-0,65	15,70	4φ25 (19,64)	620,51	8,49	Estφ10//0.20 (7,90)
77	V40x70	0,00	Min	-30,11	-0,46	3,84	4φ25 (19,64)	-101,43	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
77	V40x70	3,40	Max	169,07	-0,01	6,29	4φ20 (12,56)	18,61	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
77	V40x70	9,07	Min	-460,21	0,13	18,32	8φ25 (39,28)	197,67	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
78	V40x180	0,00	Min	-1707,78	-0,40	23,67	8φ25 (39,28)	-585,42	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
78	V40x180	9,97	Max	1734,32	0,17	24,05	8φ25 (39,28)	7,78	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
78	V40x180	19,67	Min	-961,28	0,26	13,04	4φ25 (19,64)	506,42	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
79	V40x180	0,00	Min	-179,87	-0,42	10,44	4φ20 (12,56)	-155,69	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
79	V40x180	7,28	Max	190,25	-0,19	10,44	4φ20 (12,56)	1,47	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
79	V40x180	19,40	Min	-212,63	0,39	10,44	4φ20 (12,56)	144,74	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
80	V40x180	0,00	Min	-408,79	0,19	10,44	4φ25 (19,64)	-345,61	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
80	V40x180	6,06	Max	905,19	0,14	12,26	4φ25 (19,64)	-8,74	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
80	V40x180	14,55	Min	-980,91	-1,47	13,31	4φ25 (19,64)	416,05	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
81	V40x180	0,00	Min	-659,66	-0,68	10,44	4φ25 (19,64)	-212,69	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
81	V40x180	4,85	Max	111,36	0,52	10,44	4φ25 (19,64)	51,39	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
81	V40x180	4,85	Min	-167,47	0,29	10,44	4φ25 (19,64)	51,39	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
82	V40x180	0,00	Min	-335,44	-2,37	10,44	4φ20 (12,56)	-201,20	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
82	V40x180	2,43	Max	216,62	-0,72	10,44	4φ20 (12,56)	-7,91	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
82	V40x180	4,85	Max	50,38	-0,12	10,44	4φ20 (12,56)	71,47	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
83	V40x180	2,43	Max	350,99	1,03	10,44	4φ20 (12,56)	32,68	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
84	V40x180	2,43	Max	203,14	1,89	10,44	4φ20 (12,56)	113,47	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)
84	V40x180	4,85	Min	-383,33	0,80	10,44	4φ20 (12,56)	218,85	4,40	Estφ10//0.20 (7,90)

#### 4.6.5.1.4 Estados Limites de Utilização

##### 4.6.5.1.4.1 Fendilhação

###### a) Esforços de Cálculo

Apresenta-se na tabela seguinte os momentos fletores máximos, para a envolvente das combinações quase-permanente.

**Tabela 4-103 – Vigas – Esforços de flexão para a combinação quase permanente**

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
1	0,00	COMB_Q_P	-8,72
1	2,16	COMB_Q_P	-0,17
1	4,32	COMB_Q_P	-4,57
2	0,00	COMB_Q_P	-8,08
2	1,98	COMB_Q_P	10,09
2	3,95	COMB_Q_P	-31,35
3	0,00	COMB_Q_P	-27,02
3	2,49	COMB_Q_P	14,66
3	4,99	COMB_Q_P	-30,41
4	0,00	COMB_Q_P	-15,09
4	2,01	COMB_Q_P	5,96
4	4,02	COMB_Q_P	-18,13
5	0,00	COMB_Q_P	-11,25
5	2,16	COMB_Q_P	11,81
5	4,32	COMB_Q_P	-26,26
6	0,00	COMB_Q_P	-16,87
6	2,43	COMB_Q_P	14,60
6	4,85	COMB_Q_P	-43,69
11	0,00	COMB_Q_P	-1,89
11	1,25	COMB_Q_P	3,46
11	2,50	COMB_Q_P	1,71
12	0,00	COMB_Q_P	-6,10
12	1,86	COMB_Q_P	12,91
12	4,02	COMB_Q_P	-25,41
13	0,00	COMB_Q_P	-27,45
13	2,16	COMB_Q_P	16,88
13	4,32	COMB_Q_P	-31,67
14	0,00	COMB_Q_P	-14,34

---

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
14	1,86	COMB_Q_P	14,52
14	4,02	COMB_Q_P	-26,97
15	0,00	COMB_Q_P	-7,49
15	2,42	COMB_Q_P	9,33
15	4,85	COMB_Q_P	-18,73
16	0,00	COMB_Q_P	-14,42
16	2,42	COMB_Q_P	12,74
16	4,85	COMB_Q_P	-27,92
17	0,00	COMB_Q_P	-3,03
17	1,21	COMB_Q_P	7,05
17	2,43	COMB_Q_P	-1,42
19	0,00	COMB_Q_P	-11,85
19	2,16	COMB_Q_P	9,37
19	4,32	COMB_Q_P	-15,80
21	0,00	COMB_Q_P	-13,55
22	0,00	COMB_Q_P	-7,05
22	1,96	COMB_Q_P	6,42
22	3,93	COMB_Q_P	-10,71
23	0,00	COMB_Q_P	-8,44
23	1,98	COMB_Q_P	4,92
24	0,00	COMB_Q_P	-14,10
24	2,30	COMB_Q_P	8,98
24	4,59	COMB_Q_P	-9,82
25	0,40	COMB_Q_P	-17,04
26	0,00	COMB_Q_P	-11,53
26	2,01	COMB_Q_P	5,19
26	4,02	COMB_Q_P	-10,16
27	0,00	COMB_Q_P	-12,79
27	2,16	COMB_Q_P	6,66
27	4,32	COMB_Q_P	-10,91
28	0,00	COMB_Q_P	-38,23
34	0,00	COMB_Q_P	-6,01
34	2,16	COMB_Q_P	7,30
34	4,32	COMB_Q_P	-19,03
35	0,00	COMB_Q_P	-22,53
36	1,96	COMB_Q_P	8,14

Avaliação da Sustentabilidade e Desenvolvimento Integrado dos Recursos Hídricos e Energéticos do Aproveitamento Hidráulico de Fins Múltiplos do Crato  
Componente B) Estudo das Infraestruturas de Regularização de Caudais.  
Infraestruturas Primárias. Estudo Final  
Volume 1. Tomo 6

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
36	3,92	COMB_Q_P	-14,04
37	0,99	COMB_Q_P	7,47
37	3,95	COMB_Q_P	-20,27
38	0,00	COMB_Q_P	-14,65
38	2,29	COMB_Q_P	9,24
38	4,59	COMB_Q_P	-11,56
39	0,40	COMB_Q_P	-44,12
40	0,00	COMB_Q_P	-7,90
40	4,02	COMB_Q_P	-15,96
41	0,00	COMB_Q_P	-21,68
41	2,80	COMB_Q_P	11,69
41	5,60	COMB_Q_P	-21,49
42	0,00	COMB_Q_P	-10,43
42	2,43	COMB_Q_P	7,76
42	4,85	COMB_Q_P	-24,02
43	0,00	COMB_Q_P	-16,35
43	2,42	COMB_Q_P	9,47
43	4,85	COMB_Q_P	-14,61
44	1,21	COMB_Q_P	8,83
44	4,85	COMB_Q_P	-35,50
45	0,00	COMB_Q_P	-9,43
45	2,43	COMB_Q_P	4,81
45	4,85	COMB_Q_P	-7,40
46	0,00	COMB_Q_P	-6,75
46	2,43	COMB_Q_P	4,81
46	4,85	COMB_Q_P	-10,09
47	0,00	COMB_Q_P	-6,37
47	2,43	COMB_Q_P	5,14
47	4,85	COMB_Q_P	-9,80
48	0,00	COMB_Q_P	-3,60
48	2,42	COMB_Q_P	3,44
48	4,85	COMB_Q_P	-15,98
49	0,00	COMB_Q_P	-6,37
49	2,42	COMB_Q_P	8,91
49	4,85	COMB_Q_P	-25,80

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
51	0,00	COMB_Q_P	-29,83
51	2,43	COMB_Q_P	7,38
52	0,00	COMB_Q_P	-14,46
52	2,43	COMB_Q_P	9,27
52	4,85	COMB_Q_P	-16,97
53	0,00	COMB_Q_P	-2,75
53	1,21	COMB_Q_P	8,31
53	4,85	COMB_Q_P	-33,45
55	1,55	COMB_Q_P	11,89
55	3,10	COMB_Q_P	-23,31
56	0,00	COMB_Q_P	-30,40
56	2,16	COMB_Q_P	23,72
56	4,33	COMB_Q_P	-34,92
57	0,00	COMB_Q_P	-37,53
57	1,97	COMB_Q_P	26,41
57	3,93	COMB_Q_P	-2,29
58	0,00	COMB_Q_P	-20,76
58	1,55	COMB_Q_P	8,97
58	3,09	COMB_Q_P	-19,53
59	0,00	COMB_Q_P	-19,48
59	2,16	COMB_Q_P	134,83
59	4,33	COMB_Q_P	-27,27
60	0,00	COMB_Q_P	-8,10
60	1,98	COMB_Q_P	111,63
60	3,96	COMB_Q_P	-19,66
61	0,00	COMB_Q_P	-25,76
61	1,66	COMB_Q_P	20,10
61	4,16	COMB_Q_P	-67,51
61	4,99	COMB_Q_P	-124,55
62	0,00	COMB_Q_P	-129,95
62	3,02	COMB_Q_P	9,75
62	4,02	COMB_Q_P	-9,41
63	0,00	COMB_Q_P	-11,29
63	2,16	COMB_Q_P	81,78
63	4,32	COMB_Q_P	-4,16
64	0,00	COMB_Q_P	-7,02
64	2,16	COMB_Q_P	86,95
64	4,32	COMB_Q_P	-10,58

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
65	0,00	COMB_Q_P	9,70
65	4,32	COMB_Q_P	-379,17
66	0,00	COMB_Q_P	-342,41
66	3,95	COMB_Q_P	-62,66
67	0,00	COMB_Q_P	-61,57
67	2,49	COMB_Q_P	48,33
67	4,99	COMB_Q_P	-40,03
68	0,00	COMB_Q_P	-44,08
68	2,01	COMB_Q_P	39,82
69	0,00	COMB_Q_P	-21,15
69	3,89	COMB_Q_P	121,77
69	7,78	COMB_Q_P	-52,98
70	0,00	COMB_Q_P	-18,93
70	3,05	COMB_Q_P	139,79
70	3,05	COMB_Q_P	139,78
70	8,13	COMB_Q_P	-250,15
71	0,00	COMB_Q_P	-201,07
71	4,19	COMB_Q_P	96,59
72	1,21	COMB_Q_P	93,64
72	4,85	COMB_Q_P	-145,46
73	0,00	COMB_Q_P	-152,59
73	4,85	COMB_Q_P	-253,31
74	0,00	COMB_Q_P	-249,66
74	3,64	COMB_Q_P	23,09
75	3,23	COMB_Q_P	147,16
75	8,62	COMB_Q_P	-355,07
76	0,00	COMB_Q_P	-1495,54
76	10,20	COMB_Q_P	1259,83
76	19,90	COMB_Q_P	-714,48
77	3,40	COMB_Q_P	105,74
77	9,07	COMB_Q_P	-294,94
78	0,00	COMB_Q_P	-1120,94
78	9,97	COMB_Q_P	1138,84
78	19,67	COMB_Q_P	-633,11
79	7,28	COMB_Q_P	119,94
79	19,40	COMB_Q_P	-102,84

Barra	Local. [m]	Comb.	Mk [KNm]
80	0,00	COMB_Q_P	-267,30
80	7,28	COMB_Q_P	587,72
80	14,55	COMB_Q_P	-640,82
81	0,00	COMB_Q_P	-432,24
81	1,21	COMB_Q_P	-271,89
81	4,85	COMB_Q_P	-30,39
82	0,00	COMB_Q_P	-142,41
83	2,43	COMB_Q_P	232,38
84	4,85	COMB_Q_P	-190,82

### b) Cálculo da abertura de fendas

Apresenta-se de seguida o cálculo da abertura de fendas, para as vigas e seções mais condicionantes (verifica-se a segurança, quando a largura é inferior a 0.3 mm).

#### b.1) Vigas V4.1, V6.1 e V7.1

**ABERTURA DE FENDAS (NP EN 1992-1-1: 2010)**

Vigas V4.1, V6.1 e V7.1

Armaduras

n° var	Ø (mm)	af. (m)	n° var	Ø (mm)	af. (m)	As (cm²)
As'	3	12				3,39
As	3	12				3,39

Em regime elástico (secção não fendilhada):

$A_{ef}$ (m²)	0,110
$x_G$ (m)	0,21
$I_G$ (m⁴)	0,002

$M_{crit} = 38,3 \rightarrow$  Sem fissuras

Regulamento a usar:

REBAP

EC2

Varões de Aço:

Alta aderência

Aderência normal

Ações:

Curta duração

Longa duração

REBAP:

$\eta_1$	0,4
$\beta_1$	1,0
$\beta_2$	0,5

EC2:

$k_t$	0,4
$k_1$	0,8
$k_2$	3,4
$k_3$	0,43

Para a secção fendilhada

Posição do e. neutro: -

Determinação da largura de fendas

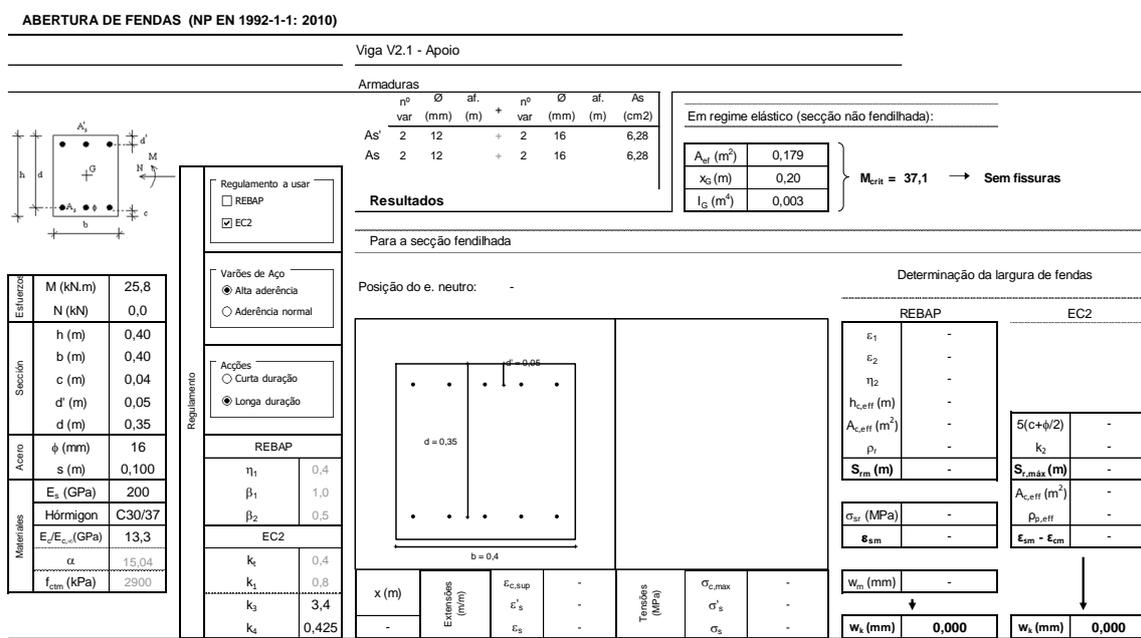
EC2

$5(c+\phi/2)$	-
$k_2$	-
$S_{r,max}$ (m)	-
$A_{c,eff}$ (m²)	-
$\rho_{p,eff}$	-
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-

$w_s$  (mm) **0,000**

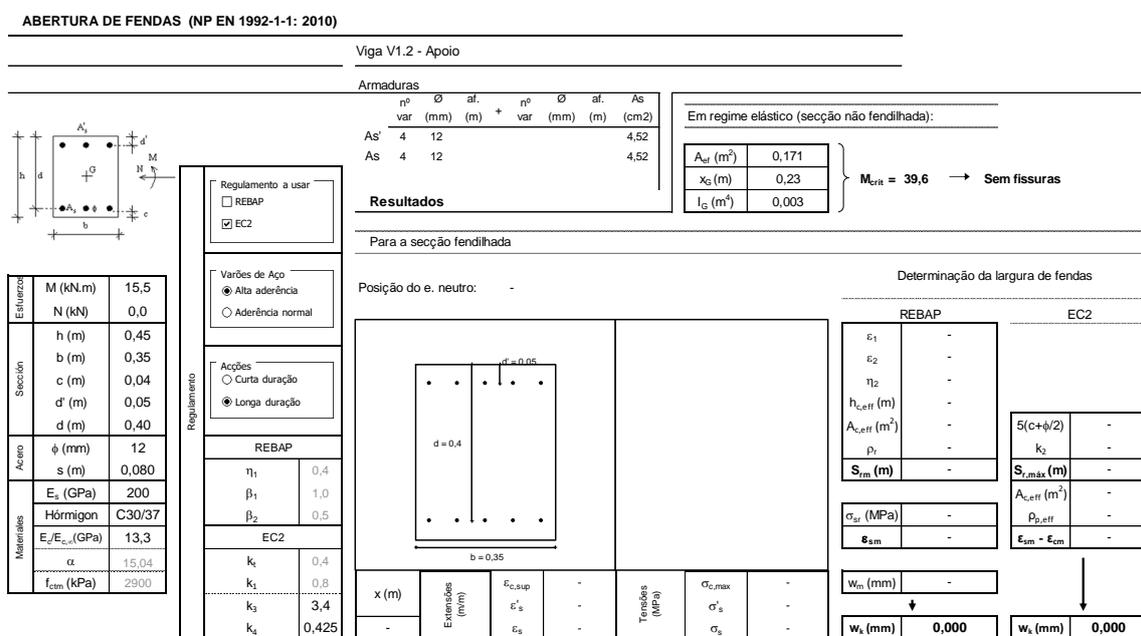
Figura 251 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V4.1, V6.1 e V7.1

b.2) Vigas V1.1, V2.1, V3.1, V5.1 e V8.1



**Figura 252 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V1.1, V2.1, V3.1, V5.1 e V8.1**

b.3) Viga V1.2



**Figura 253 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V1.2**

### b.4) Vigas V2.2, a V7.2

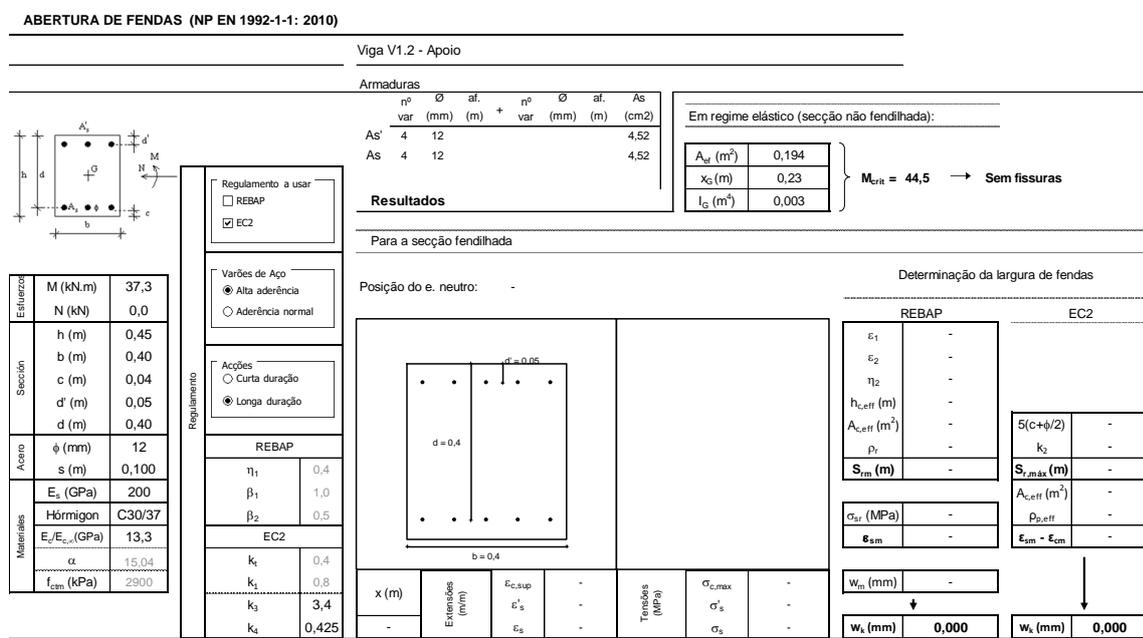


Figura 254 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V2.2, a V7.2

### b.5) Vigas V1.4 e V2.4 (secção tipo 1)

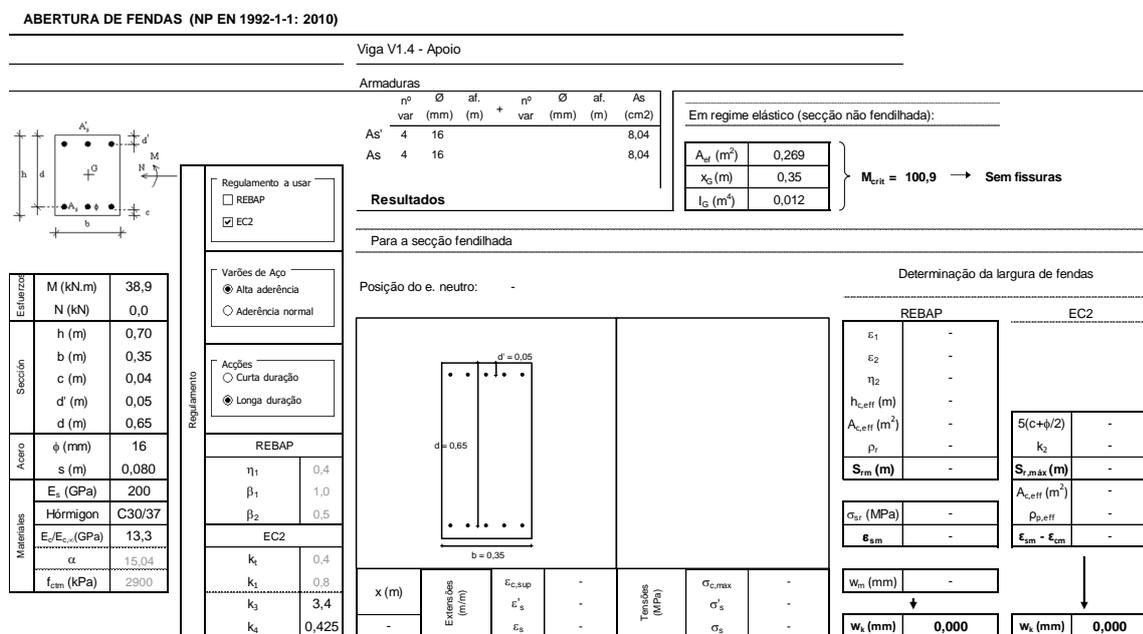


Figura 255 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V1.4 e V2.4 (secção tipo 1)

b.6) Viga V2.4 (secção tipo 2)

**ABERTURA DE FENDAS (NP EN 1992-1-1: 2010)**

Viga V2.4 - Secção tipo 2

**Armaduras**

$n^{\circ}$	$\varnothing$	af.	$n^{\circ}$	$\varnothing$	af.	As
var	(mm)	(m)	var	(mm)	(m)	(cm <sup>2</sup> )
As'	4	20				12,57
As	4	20				12,57

Em regime elástico (secção não fendilhada):

$A_{ef}$ (m <sup>2</sup> )	0,668
$x_G$ (m)	0,90
$I_G$ (m <sup>4</sup> )	0,197

$M_{crit} = 634,9 \rightarrow$  Sem fissuras

**Regulamento a usar**

 REBAP  
 EC2

**Varões de Aço**

 Alta aderência  
 Aderência normal

**Acções**

 Curta duração  
 Longa duração

**REBAP**

$\eta_1$	0,4
$\beta_1$	1,0
$\beta_2$	0,5

**EC2**

$k_1$	0,4
$k_2$	0,8
$k_3$	3,4
$k_4$	0,425

**Propriedades do Material**

M (kN.m)	134,8
N (kN)	0,0
h (m)	1,80
b (m)	0,35
c (m)	0,04
d' (m)	0,05
d (m)	1,74
$\phi$ (mm)	20
s (m)	0,100
$E_s$ (GPa)	200
Hórmigon C30/37	
$E_c/E_{c,ef}$ (GPa)	13,3
$\alpha$	15,04
$f_{ctm}$ (kPa)	2900

**Resultados**

Para a secção fendilhada

Posição do e. neutro: -

x (m)	Extensões (mm/m)	$\epsilon_{c,sup}$	$\epsilon_{c,s}$	$\epsilon_{c,inf}$	Tensões (MPa)	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,s}$	$\sigma_{c,inf}$
-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Determinação da largura de fendas**

EC2

$5(c+\phi/2)$	-
$k_2$	-
$S_{r,max}$ (m)	-
$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-
$\rho_{p,eff}$	-
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-

$\downarrow$

$w_k$ (mm)	0,000
------------	-------

**Figura 256 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V2.4 (secção tipo 2)**

b.7) Viga V3.4

**ABERTURA DE FENDAS (NP EN 1992-1-1: 2010)**

Viga V3.4

**Armaduras**

$n^{\circ}$	$\varnothing$	af.	$n^{\circ}$	$\varnothing$	af.	As
var	(mm)	(m)	var	(mm)	(m)	(cm <sup>2</sup> )
As'	4	20				12,57
As	4	20				12,57

Em regime elástico (secção não fendilhada):

$A_{ef}$ (m <sup>2</sup> )	0,478
$x_G$ (m)	0,55
$I_G$ (m <sup>4</sup> )	0,054

$M_{crit} = 283,8 \rightarrow$  Sem fissuras

**Regulamento a usar**

 REBAP  
 EC2

**Varões de Aço**

 Alta aderência  
 Aderência normal

**Acções**

 Curta duração  
 Longa duração

**REBAP**

$\eta_1$	0,4
$\beta_1$	1,0
$\beta_2$	0,5

**EC2**

$k_1$	0,4
$k_2$	0,8
$k_3$	3,4
$k_4$	0,425

**Propriedades do Material**

M (kN.m)	58,3
N (kN)	0,0
h (m)	1,10
b (m)	0,40
c (m)	0,04
d' (m)	0,05
d (m)	1,05
$\phi$ (mm)	20
s (m)	0,100
$E_s$ (GPa)	200
Hórmigon C30/37	
$E_c/E_{c,ef}$ (GPa)	13,3
$\alpha$	15,04
$f_{ctm}$ (kPa)	2900

**Resultados**

Para a secção fendilhada

Posição do e. neutro: -

x (m)	Extensões (mm/m)	$\epsilon_{c,sup}$	$\epsilon_{c,s}$	$\epsilon_{c,inf}$	Tensões (MPa)	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{c,s}$	$\sigma_{c,inf}$
-	-	-	-	-	-	-	-	-

**Determinação da largura de fendas**

REBAP		EC2	
$\epsilon_1$	-	$5(c+\phi/2)$	-
$\epsilon_2$	-	$k_2$	-
$\eta_2$	-	$S_{r,max}$ (m)	-
$h_{c,eff}$ (m)	-	$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-
$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-	$\rho_{p,eff}$	-
$\rho_p$	-	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-
$S_{r,m}$ (m)	-		
$\sigma_{st}$ (MPa)	-		
$\epsilon_{sm}$	-		

$\downarrow$

$w_k$ (mm)	0,000
------------	-------

**Figura 257 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V3.4**

b.8) Vigas V3.4, V6.4 e V11.4

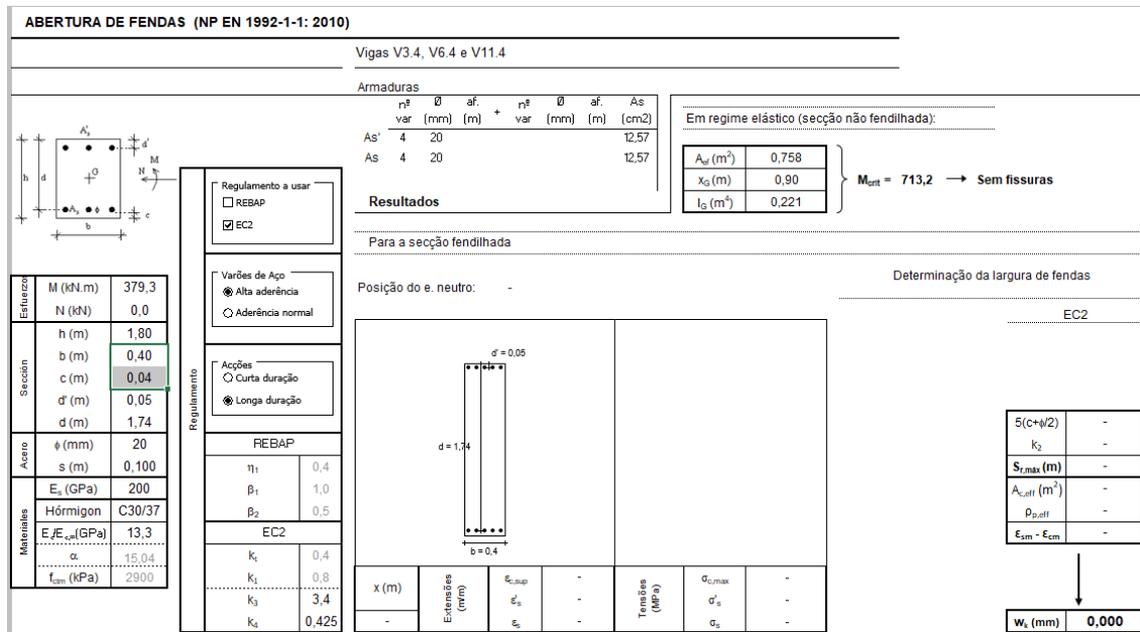


Figura 258 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V3.4, V6.4 e V11.4

b.9) Viga V5.4

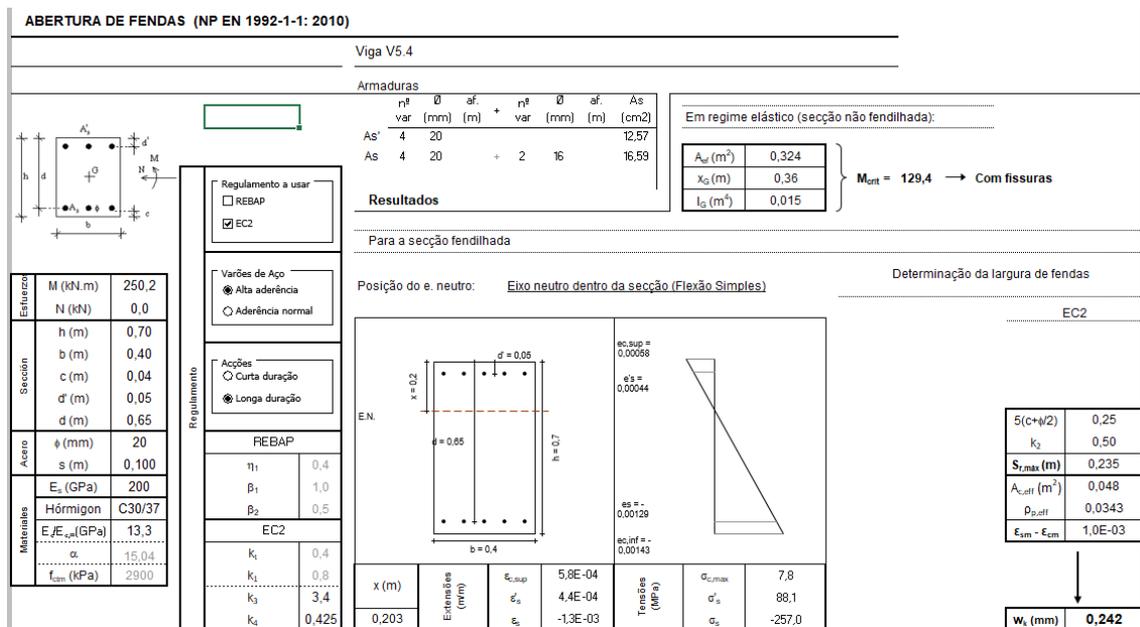
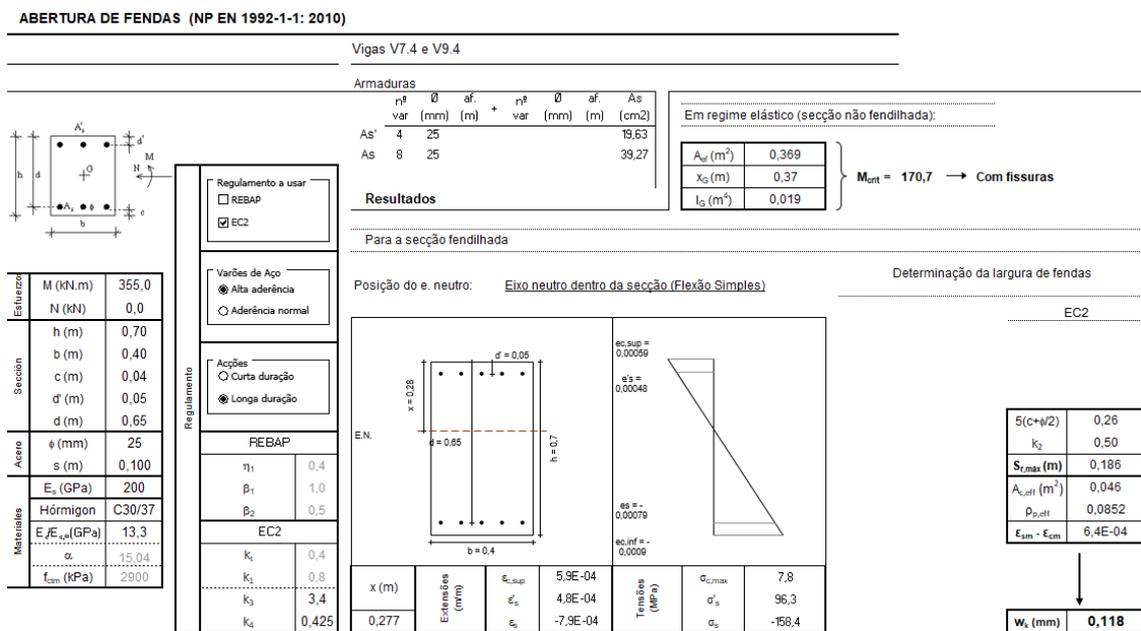


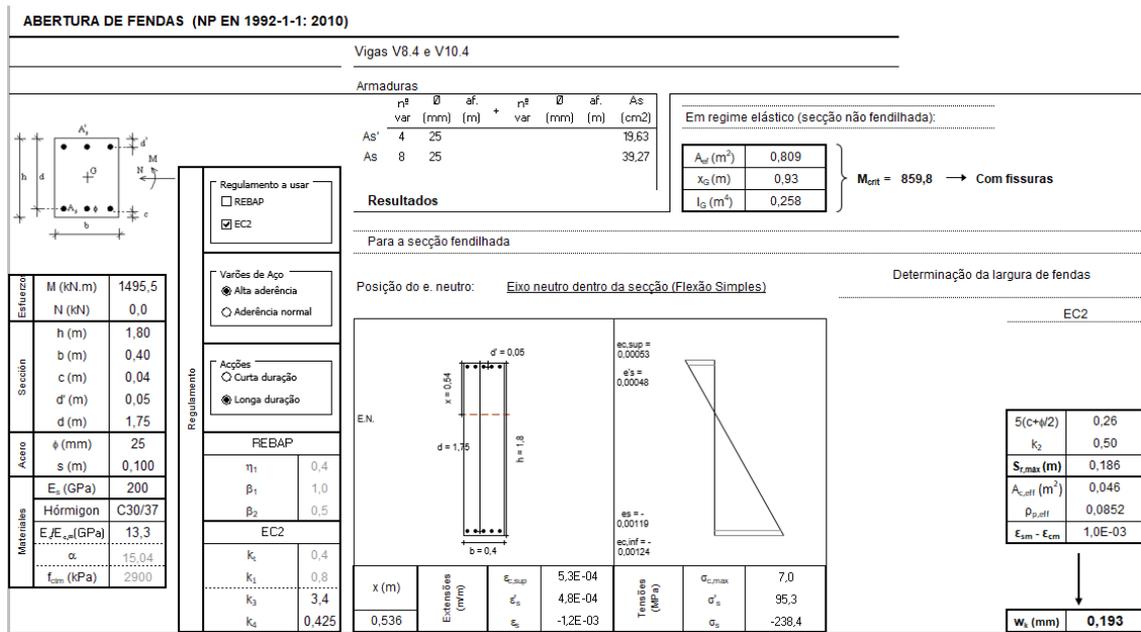
Figura 259 – Verificação do estado limite de fendilhação da viga V5.4

b.10) Vigas V7.4 e V9.4



**Figura 260 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V7.4 e V9.4**

b.11) Vigas V8.4 e V10.4



**Figura 261 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V8.4 e V10.4**

### b.13) Viga V12.4

**ABERTURA DE FENDAS (NP EN 1992-1-1: 2010)**

Viga V12.4

**Armaduras**

	p <sup>+</sup>	0	af.	m <sup>+</sup>	0	af.	As
	var	(mm)	(m)	var	(mm)	(m)	(cm <sup>2</sup> )
As <sup>+</sup>	4	25					19,63
As	4	25					19,63

Em regime elástico (seção não fendilhada):

$A_{st}$ (m <sup>2</sup> )	0,779
$x_G$ (m)	0,90
$I_G$ (m <sup>4</sup> )	0,237

$M_{crit} = 763,9 \rightarrow$  Sem fissuras

**Resultados**

Para a seção fendilhada

Posição do e. neutro: -

Determinação da largura de fendas

EC2

5(C+w/2)	-
$k_2$	-
$S_{r,max}$ (m)	-
$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-
$\beta_{p,eff}$	-
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-

$w_k$  (mm) **0,000**

Esforços	
M (kN.m)	640,8
N (kN)	0,0

Seção	
h (m)	1,80
b (m)	0,40
c (m)	0,04
d' (m)	0,05
d (m)	1,75

Aço	
$\phi$ (mm)	25
s (m)	0,100

Materiais	
$E_s$ (GPa)	200
Hórmigon C30/37	
$E_c/E_{c,t}$ (GPa)	13,3
$\alpha$	15,04
$f_{cm}$ (kPa)	2900

**Regulamento**

Regulamento a usar

REBAP

EC2

Varões de Aço

Alta aderência

Aderência normal

Acções

Curta duração

Longa duração

REBAP

$\eta_1$  0,4

$\beta_1$  1,0

$\beta_2$  0,5

EC2

$k_1$  0,4

$k_2$  0,8

$k_3$  3,4

$k_4$  0,425

Figura 262 – Verificação do estado limite de fendilhação das vigas V12.4

### 4.6.5.1.4.2 Deformação

Apresenta-se a verificação do limite de deformação, para as vigas mais críticas.

#### a) Viga V7.4

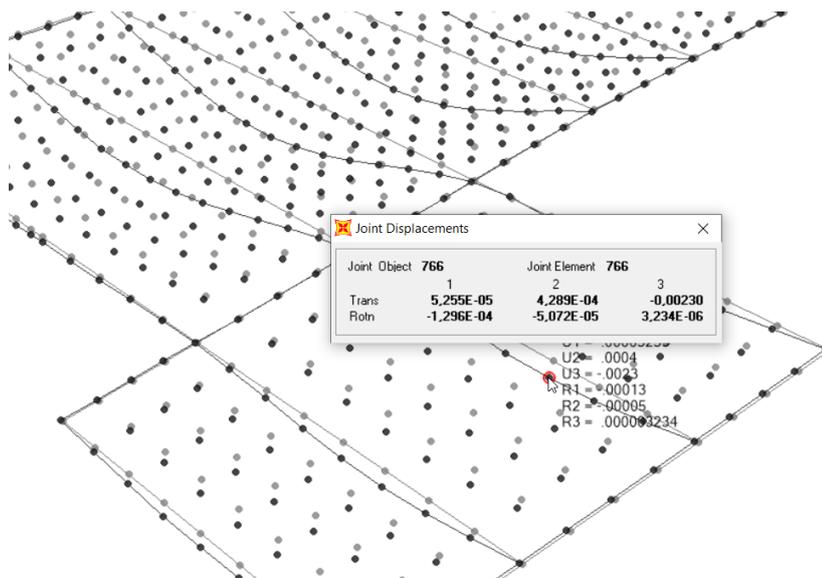


Figura 263 – Viga V7.4 - deformação

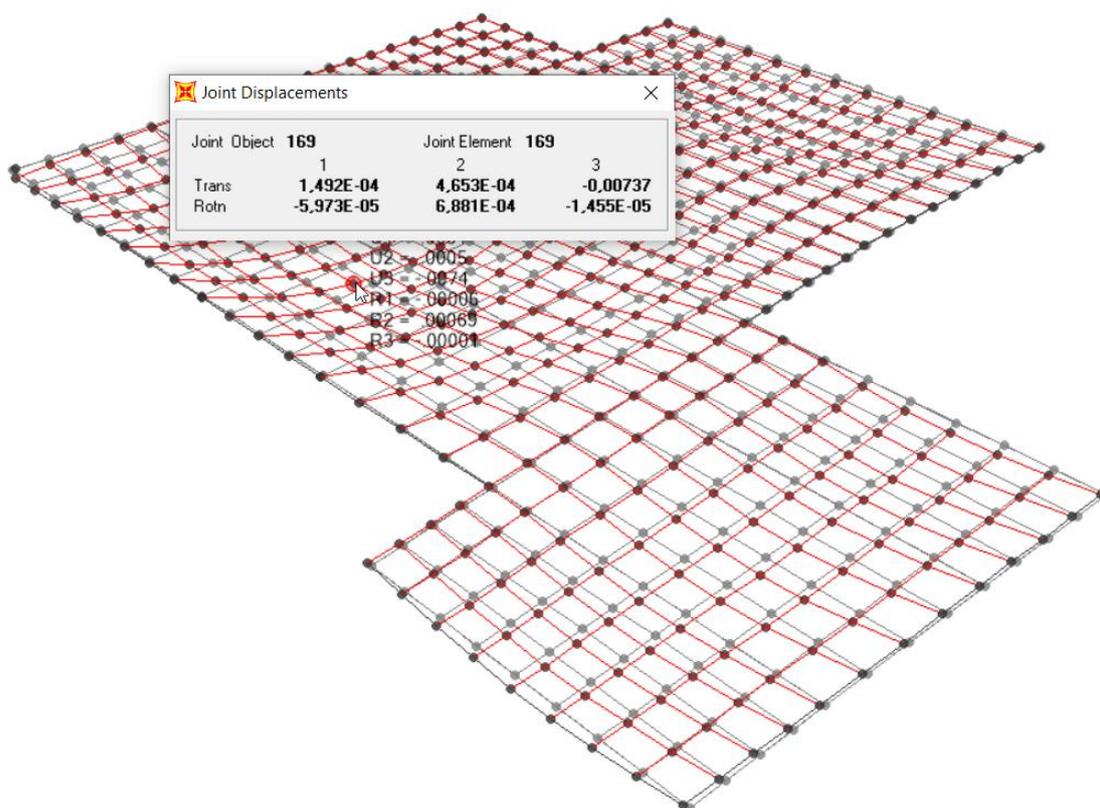
Deformação instantânea:  $\delta_{0\text{máx.}} = \delta_{0\text{meio-vão}} - \delta_{0\text{apoio}} = 2,3 - 0,2 = 2,1 \text{ mm}$

Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2,5$

Deformação a longo prazo:  $\delta_{\text{LP}} = \delta_{0\text{máx}} \times (1 + \varphi) = 7,4 \text{ mm}$

Deformação limite:  $\delta_{\text{Lim}} = L / 250 = 8620 / 250 = 34,5 \text{ mm} > \delta_{\text{LP}}$

a) Viga V8.4



**Figura 264 – Viga V11.4 – deformação**

Deformação instantânea:  $\delta_{0\text{máx.}} = \delta_{0\text{meio-vão}} - \delta_{0\text{apoio}} = 7,4 - 0,3 = 7,1 \text{ mm}$

Coeficiente de fluência:  $\varphi = 2,5$

Deformação a longo prazo:  $\delta_{\text{LP}} = \delta_{0\text{máx}} \times (1 + \varphi) = 24,9 \text{ mm}$

Deformação limite:  $\delta_{\text{Lim}} = L / 250 = 19900 / 250 = 79,6 \text{ mm} > \delta_{\text{LP}}$

### 4.6.5.3 Pilares

#### 4.6.5.1.5 Estado Limite Último

A verificação da segurança dos pilares para o Estado Limite Último foi efetuada utilizando o pós-processador de cálculo de armaduras do SAP2000 de acordo com o Eurocódigo 2. Os pilares foram dimensionados à flexão desviada com esforço normal.

Nas tabelas seguintes apresenta-se a verificação da segurança para o Estado Limite Último de Flexão e de Esforço Transverso, para a envolvente das combinações.

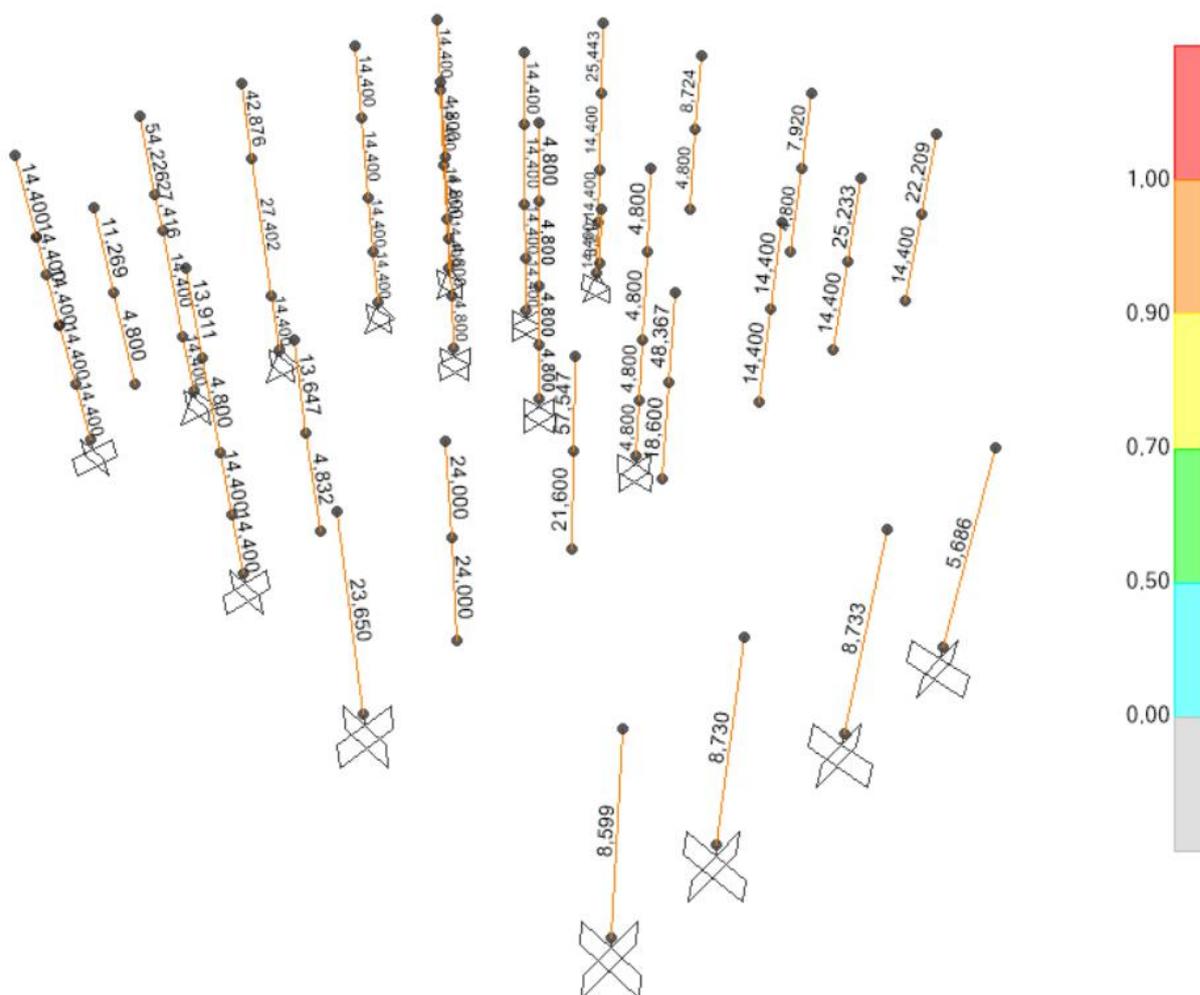


Figura 265 – Pilares – Armadura de cálculo à flexão (vista 1)



Figura 266 – Pilares – Armadura de cálculo à flexão (vista 2)

De seguida apresenta-se o dimensionamento detalhado, para os pilares e seções mais desfavoráveis.

## 1) Pilar P1

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 107						
Station Loc 290,000						
Section ID P40x200						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=290,000						
B=200,000 D=40,000 dc=6,703						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	24,000	234,385	46230,422	12671,983	2343,845	468,769
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Mi Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length	
Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS		
Major Shear(U2)	0,000	43,342	368,876	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	138,335	425,666	0,000		

## 2) Pilar P2

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 109						
Station Loc 290,000						
Section ID P40x180						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=290,000						
B=180,000 D=40,000 dc=6,703						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	57,547	625,286	178337,238	-11556,824	5627,570	1250,571
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Mi Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length	
Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	630,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS		
Major Shear(U2)	0,000	49,819	456,273	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	263,085	521,619	0,000		

### 3) Pilar P3

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 111						
Station Loc 290,000						
Section ID P40x155						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=290,000						
B=155,000 D=40,000 dc=6,703						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	48,367	555,518	125863,202	-10833,294	4305,266	1111,036
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Mi	Madd	Ma	Beta	L	
	Moment	Moment	Moment	Factor	Length	
Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design	Shear	Shear	Shear	Shear	
	Rebar	Uu	Uc/GammaC	Us/GammaS		
Major Shear(U2)	0,000	45,977	371,284	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	185,890	421,852	0,000		

### 4) Pilar P5

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 115						
Station Loc 290,000						
Section ID P 40x120						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=290,000						
B=120,000 D=40,000 dc=5,600						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	25,233	273,891	43962,799	8646,817	1643,349	547,783
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Mi	Madd	Ma	Beta	L	
	Moment	Moment	Moment	Factor	Length	
Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Design	Shear	Shear	Shear	Shear	
	Rebar	Uu	Uc/GammaC	Us/GammaS		
Major Shear(U2)	0,000	41,373	249,535	0,000		
Minor Shear(U3)	0,000	81,328	274,766	0,000		

## 5) Pilar P8

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN	Type: Sway Frame	Units: KN, cm, C					
Element: 126	Station Loc 290,000	Section ID P 40x120	Combo ID ENU				
Material Partial Factors of Safety		GammaC=1,5	GammaS=1,15				
L=290,000	B=120,000	D=40,000	dc=5,600	E=3300,000	fyk=50,000	fck,cyl=3,000	Light Wt. Shr. Fac.=1,000
RLLF=1,000							fyk=50,000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3							
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3	
	54,226	562,625	-120492,009	-9007,751	3375,747	1125,249	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS							
		Mi Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length	
	Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
	Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	430,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3							
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS		
	Major Shear(U2)	0,000	40,475	348,320	0,000		
	Minor Shear(U3)	0,000	194,189	382,145	0,000		

## 6) Pilar P8

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN	Type: Sway Frame	Units: KN, cm, C					
Element: 129	Station Loc 290,000	Section ID P 40x120	Combo ID ENU				
Material Partial Factors of Safety		GammaC=1,5	GammaS=1,15				
L=290,000	B=120,000	D=40,000	dc=5,600	E=3300,000	fyk=50,000	fck,cyl=3,000	Light Wt. Shr. Fac.=1,000
RLLF=1,000							fyk=50,000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3							
	Rebar Area	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3	
	42,876	365,202	-101096,789	-7353,090	2191,213	730,404	
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS							
		Mi Moment	Madd Moment	Ma Moment	Beta Factor	L Length	
	Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000	
	Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	880,000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3							
		Design Rebar	Shear Uu	Shear Uc/GammaC	Shear Us/GammaS		
	Major Shear(U2)	0,000	35,504	281,805	0,000		
	Minor Shear(U3)	0,000	155,917	309,244	0,000		

### 7) Pilar P19

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 149						
Station Loc 290,000						
Section ID P 40x40						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=290,000						
B=40,000 D=40,000 dc=5,600						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	13,911	174,604	-3567,522	9858,192	349,208	349,208
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
		Mi	Madd	Ma	Beta	L
		Moment	Moment	Moment	Factor	Length
	Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000
	Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	290,000
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
		Design	Shear	Shear	Shear	
		Rebar	Uu	Uc/GammaC	Us/GammaS	
	Major Shear(U2)	0,000	21,142	113,087	0,000	
	Minor Shear(U3)	0,000	20,366	113,087	0,000	

### 8) Pilar P22

EUROCODE 2-1992 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Frame Units: KN, cm, C						
Element: 156						
Station Loc 250,000						
Section ID P 25x25						
Combo ID ENU						
Material Partial Factors of Safety GammaC=1,5 GammaS=1,15						
L=250,000						
B=25,000 D=25,000 dc=5,600						
E=3300,000 fyk=50,000 fck,cyl=3,000 Light Wt. Shr. Fac.=1,000 fywk=50,000						
RLLF=1,000						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR PU, M2, M3						
	Rebar	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
	Area	Pu	M2	M3	M2	M3
	3,217	7,009	476,004	878,607	8,761	8,761
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
		Mi	Madd	Ma	Beta	L
		Moment	Moment	Moment	Factor	Length
	Major Bending(M3)	0,000	0,000	0,000	1,000	250,000
	Minor Bending(M2)	0,000	0,000	0,000	1,000	250,000
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
		Design	Shear	Shear	Shear	
		Rebar	Uu	Uc/GammaC	Us/GammaS	
	Major Shear(U2)	0,000	6,088	27,279	0,000	
	Minor Shear(U3)	0,000	2,519	27,279	0,000	

#### 4.6.5.4 Parede PB2

Trata-se de um elemento de viga apoiado nos pilares de extremidade, com aproximadamente 14.5 m de vão. A verificação da segurança para o Estado Limite Último de Flexão e Esforço Transverso foi efetuada utilizando o pós-processador de cálculo de armaduras do SAP2000 de acordo com o Eurocódigo 2.

##### 4.6.5.1.6 Estado Limite Último

###### a) Esforços de Cálculo

Apresentam-se nas figuras seguintes os esforços de cálculo à flexão e ao esforço transverso para a envolvente das combinações ao estado limite último.



Figura 267 – Parede PB2 – Diagrama de momentos atuantes para a envolvente aos ELU [kNm]

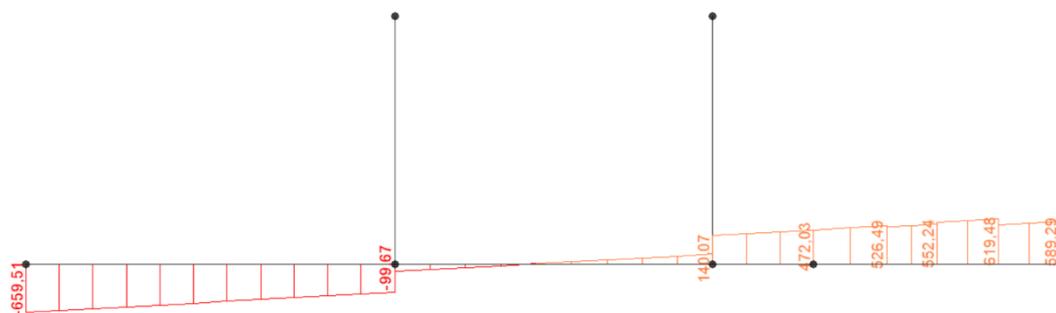


Figura 268 - Parede PB2 – Diagrama de esforço transverso para a envolvente aos ELU [kN]

## Armadura

Apresenta-se na tabela seguinte a armadura de cálculo e a armadura adotada, quer para flexão, quer para o esforço transversal.

Barra	Secção	Local.	Comb.	Asd, sup.	Asup. Adopt	Asd, inf.	Ainf. Adopt	Asw/s	Asw/s Adopt
		cm		[cm <sup>2</sup> ]	Varões (cm <sup>2</sup> )	[cm <sup>2</sup> ]	Varões (cm <sup>2</sup> )	[cm <sup>2</sup> /m]	Varões (cm <sup>2</sup> /m)
1009	V40x290	0,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	45,9	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	91,7	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	137,6	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	183,4	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	229,3	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	275,1	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	321,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	366,8	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	412,7	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	18,59	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	458,5	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	20,22	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1009	V40x290	504,4	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	21,75	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	0,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	21,65	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	48,3	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,01	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	96,7	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,26	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	145,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,39	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	193,3	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,42	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	241,7	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,34	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	290,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	22,14	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	338,3	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	21,84	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	386,7	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	21,43	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1010	V40x290	435,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	20,91	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	0,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	50,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	100,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	100,0	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	134,4	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	168,8	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	168,8	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	210,9	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	253,1	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	253,1	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)

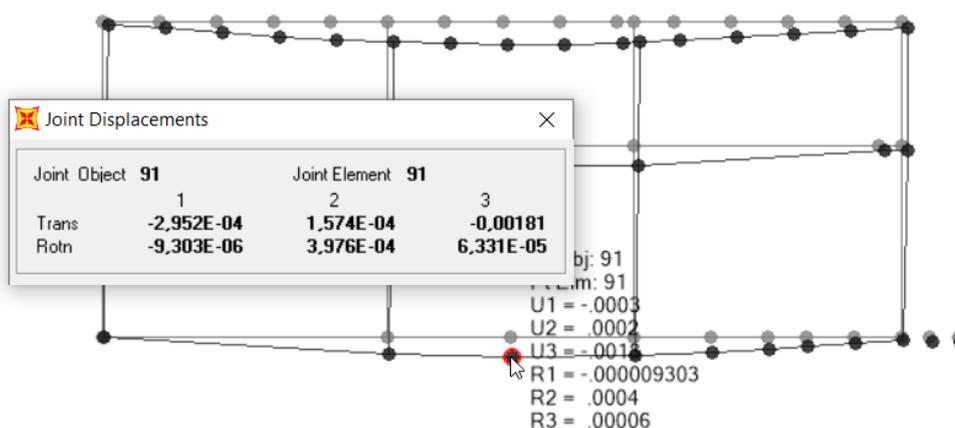
Barra	Secção	Local.	Comb.	Asd, sup.	Asup. Adopt	Asd, inf.	Ainf. Adopt	Asw/s	Asw/s Adopt
		cm		[cm <sup>2</sup> ]	Varões (cm <sup>2</sup> )	[cm <sup>2</sup> ]	Varões (cm <sup>2</sup> )	[cm <sup>2</sup> /m]	Varões (cm <sup>2</sup> /m)
1012	V40x290	295,3	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)
1012	V40x290	337,5	CB_F	17,1	4φ25 (19,64)	17,10	8φ20+8φ16 (41,20)	4,40	φ16//0.10 (40.2)

**Tabela 4-104 – Parede PB2 – Armadura de flexão e de esforço transverso**

#### 4.6.5.1.7 Estado Limite de Utilização

##### a) Deformação

Apresenta-se a verificação do limite de deformação.



**Figura 269 – Parede PB2 - deformação**

Deformação instantânea:  $\delta_{0\text{máx.}} = \delta_{0\text{meio-vão}} - \delta_{0\text{apoio}} = 1.8 \text{ mm}$

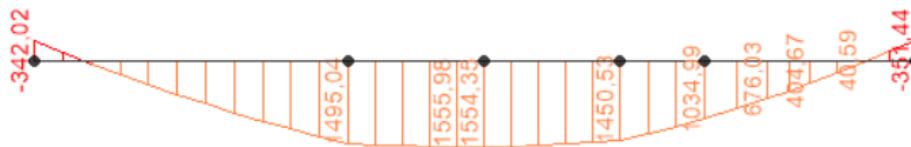
Coefficiente de fluência:  $\varphi = 2.5$

Deformação a longo prazo:  $\delta_{\text{LP}} = \delta_{0\text{máx}} \times (1 + \varphi) = 6.3 \text{ mm}$

Deformação limite:  $\delta_{\text{Lim}} = L / 250 = 14150 / 250 = 56.6 \text{ mm} > \delta_{\text{LP}}$

b) Fendilhação

Apresenta-se o diagrama de esforços de flexão, para a envolvente das combinações quase permanentes.



**Figura 270 - Parede PB2 – Diagrama de momentos para a envolvente das combinações quase-permanentes [kNm]**

Apresenta-se de seguida o cálculo da abertura de fendas para a seção do meio vão (verifica-se a segurança, quando a largura é inferior a 0,3 mm).

**ABERTURA DE FENDAS (NP EN 1992-1-1: 2010)**

Parede PB2

nr	Ø (mm)	af. (m)	nr	Ø (mm)	af. (m)	As (cm2)
As'	4	25				19,63
As	8	20	8	16		41,22

Em regime elástico (secção não fendilhada):

$A_{ef}$ (m <sup>2</sup> )	1,252
$x_G$ (m)	1,47
$I_G$ (m <sup>4</sup> )	0,952

$M_{crit} = 1936,1 \rightarrow$  Sem fissuras

**Resultados**

Para a secção fendilhada

Posição do e. neutro: -

Regulamento a usar:

 REBAP  
 EC2

Varões de Aço

 Alta aderência  
 Aderência normal

Acções

 Curta duração  
 Longa duração

Determinação da largura de fendas

REBAP		EC2	
$\epsilon_1$	-		
$\epsilon_2$	-		
$\eta_2$	-		
$h_{c,eff}$ (m)	-	$5(c+\phi/2)$	-
$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-	$k_2$	-
$\rho_r$	-	$S_{r,max}$ (m)	-
$S_{r,m}$ (m)	-	$A_{c,eff}$ (m <sup>2</sup> )	-
$\sigma_{st}$ (MPa)	-	$\rho_{p,eff}$	-
$\epsilon_{sm}$	-	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	-
$w_m$ (mm)	-		
$w_k$ (mm)	0,000	$w_k$ (mm)	0,000

**Figura 271 – Verificação ao estado limite de fendilhação da parede PB2**

---

#### 4.6.5.5 Fundações

De seguida apresenta-se a verificação para as sapatas tipo 01. Esta sapata situa-se no horizonte geológico tipo ZG4, pelo que de acordo com o estudo geológico/geotécnico, pode-se admitir uma tensão de segurança de 900 kN/m<sup>2</sup>.

$$\sigma_{adm} = 900 \text{ kN/m}^2$$

DIRECÇÃO LONGITUDINAL

fcd= 2,00E+04

feyd= 4,35E+05

NÓ	C	M	N	SX	SY	H	P	TM	Tm	TCX	MCXsd	$\mu$	$\sigma$	As/s
P7	1	193,4	821,3	3,0	1,8	0,90	0,80	246	103	190	238	0,016	0,017	9,00
P8	1	115,8	1382,0	3,0	1,8	0,90	0,80	321	236	288	324	0,022	0,023	9,15
P9	1	102,7	1093,1	3,0	1,8	0,90	0,80	263	187	233	264	0,018	0,019	9,00
P10	1	44,3	903,6	3,0	1,8	0,90	0,80	206	173	193	211	0,015	0,015	9,00
P11	1	42,0	715,0	3,0	1,8	0,90	0,80	170	139	158	174	0,012	0,012	9,00
P12	1	27,4	1277,9	3,0	1,8	0,90	0,80	269	249	261	278	0,019	0,020	9,00
P13	1	226,2	1231,2	3,0	1,8	0,90	0,80	334	167	268	326	0,023	0,024	9,21
P14	1	1,1	487,2	1,8	1,8	0,60	0,80	166	164	166	42	0,007	0,007	6,00
P15	1	1,5	530,8	1,8	1,8	0,60	0,80	180	177	179	45	0,008	0,008	6,00
P16	1	3,3	515,9	1,8	1,8	0,60	0,80	178	171	175	45	0,007	0,007	6,00
P19	1	67,4	1472,8	3,0	1,8	0,90	0,80	320	270	301	328	0,023	0,024	9,25

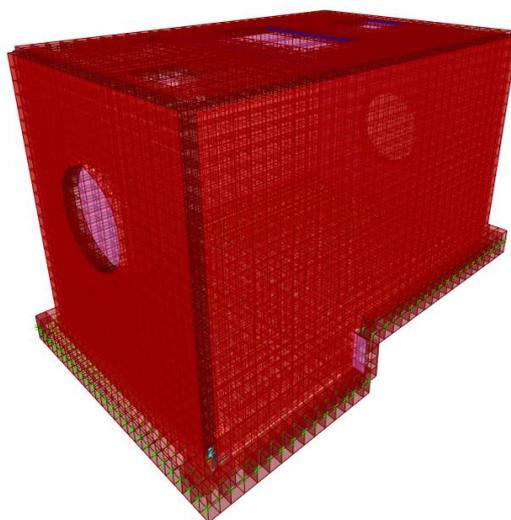
#### 4.7 CÂMARA DE VÁLVULAS

##### 4.7.1 Introdução

O dimensionamento dos elementos estruturais que constituem a Câmara de Válvulas foi efetuado através de um modelo tridimensional no qual se modelou as lajes e paredes recorrendo a elementos finitos planos e as vigas recorrendo a elementos finitos lineares.

O modelo foi elaborado a partir do programa de cálculo automático SAP2000 e, posteriormente, recorreu-se a pós-processadores desenvolvidos pela TPF para a análise dos esforços.

O terreno de fundação foi simulado através de molas com um módulo de reação vertical de  $K_s = 250\,000 \text{ kN/m}^3$ .



**Figura 272 - Modelo de cálculo da Câmara de Válvulas**

#### **4.7.2 Ações**

As ações consideradas no dimensionamento das peças estruturais que constituem a câmara de válvulas foram as seguintes:

- Peso próprio das estruturas;
- Pressão hidrostática;
- Subpressões hidrostáticas;
- Impulso de terras;
- Impulso devido às sobrecargas rodoviárias;
- Peso das terras sobre a sapata de fundação;
- Sobrecargas de utilização (5 kN/m<sup>2</sup>).

#### **4.7.3 Combinações de ações**

Foram consideradas as combinações de ações referidas no capítulo 3.4 analisando-se um caso sem a presença do nível freático e um caso com nível freático à cota de 203,70 m (nível máximo de cheia).

---

#### 4.7.4 Estados Limites Últimos EQU

Tendo em conta que a câmara de válvulas é aterrada em todo o seu contorno não se coloca a hipótese de derrubamento e deslizamento da mesma pelo que, apenas se efetua a verificação de segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação.

A verificação de segurança foi efetuada considerando que toda a superfície inferior da laje está sujeita à ação da subpressão com o nível freático a uma cota de 203,70 m.

##### 4.7.4.1 Verificação da segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação

- Cálculo das ações estabilizantes

– Peso próprio dos elementos estruturais:	2154,25 kN
– Peso de terra sobre os elementos estruturais:	621,48 kN
	<hr/>
Σ Ações estabilizantes:	2775,73 kN

- Cálculo das ações instabilizantes

– Subpressões:	1 880,20 kN
	<hr/>
Σ Ações instabilizantes:	1 880,20 kN

- Verificação da segurança

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

$$V_{dst,d} = 1,00 \times 1\,880,20 = 1\,880,20 \text{ kN}$$

$$G_{stb,d} + R_d = 0,90 \times 2\,775,73 = 2\,498,16 \text{ kN}$$

$$V_{dst,d} = 1\,880,20 \text{ kN} \leq G_{stb,d} + R_d = 2\,498,16 \text{ kN}$$

Conclui-se, deste modo, que se encontra verificada a segurança ao estado limite último de perda de equilíbrio por flutuação da câmara de válvulas.

## 4.7.5 Estados Limites Últimos STR

### 4.7.5.1 Laje de cobertura

#### 4.7.5.1.1 Verificação da segurança à Flexão

A verificação de segurança ao Estado Limite Último de flexão foi efetuada num software desenvolvido pela TPF. Apresenta-se nas figuras seguintes o dimensionamento da armadura de flexão.

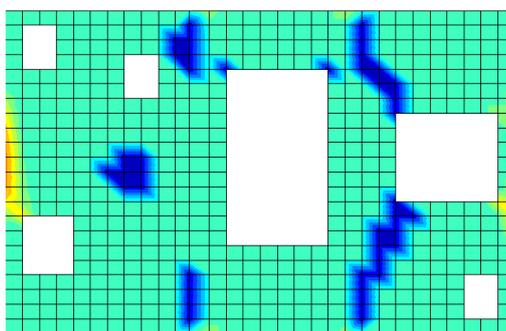


Figura 273 - Armadura na direção X na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

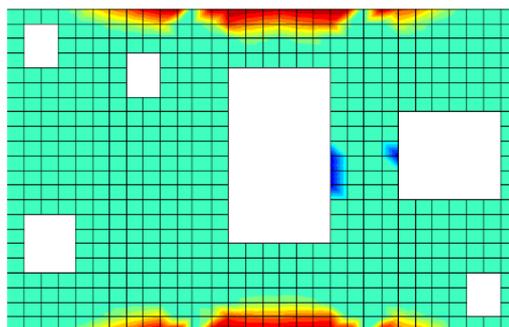
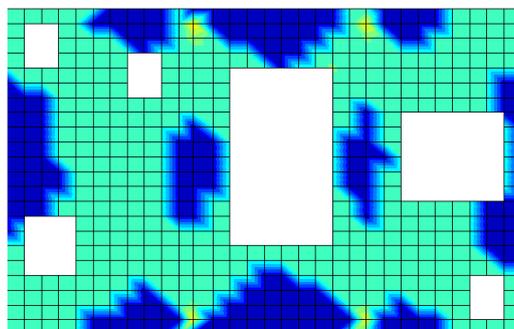
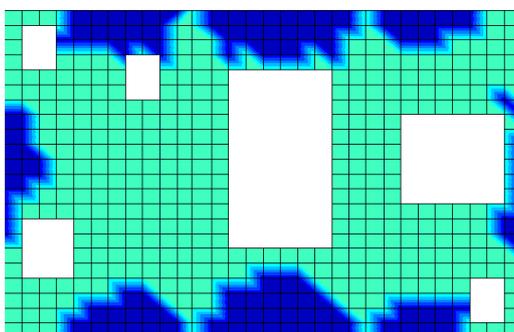


Figura 274 - Armadura na direção Y na face superior (cm<sup>2</sup>/m)



**Figura 275 - Armadura na direção X na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



Máx:2.4 (2319)  
Mín:0 (2314)  
h=0.2m -> AsMín:2.26



**Figura 276: Armadura na direção Y na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**

Foi adotada uma armadura de Ø12//0,20 m nas duas faces, nas duas direções com reforço de um varão Ø12 no contorno das aberturas correspondentes à colocação das lajetas de betão.

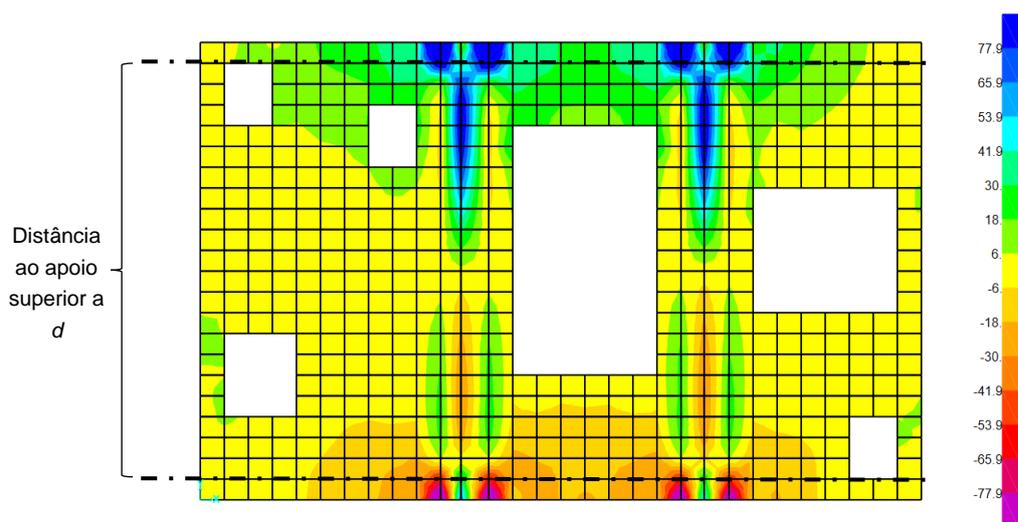
#### 4.7.5.1.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi efetuada segundo a NP EN 1992-1-1. No quadro seguinte apresenta-se o valor de cálculo do esforço transverso resistente sem armadura de esforço transverso ( $V_{Rd,c}$ ).

**Tabela 4-105 - Cálculo do esforço transverso resistente da laje de cobertura**

Laje Cobertura	
<b>h [m]</b>	0,200
<b>d [m]</b>	0,142
<b><math>\rho</math></b>	0,004
<b><math>C_{Rd,c}</math></b>	0,120
<b>k</b>	2,000
<b><math>V_{Rd,c}</math> [kN/m]</b>	77,89
<b><math>v_{min}</math> [MPa]</b>	0,54
<b><math>V_{Rd,c,min}</math> [kN/m]</b>	76,99

Truncado a escala do mapa de esforço transverso com o valor do  $V_{Rd,c}$ , verifica-se que este valor só é ultrapassado a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio, pelo que, de acordo com a clausula 6.2.1(8) da NP EN 1992-1-1, verifica-se a segurança ao Esforço Transverso.



**Figura 277 - Envoltório de máximos de Esforço Transverso (kN/m)**

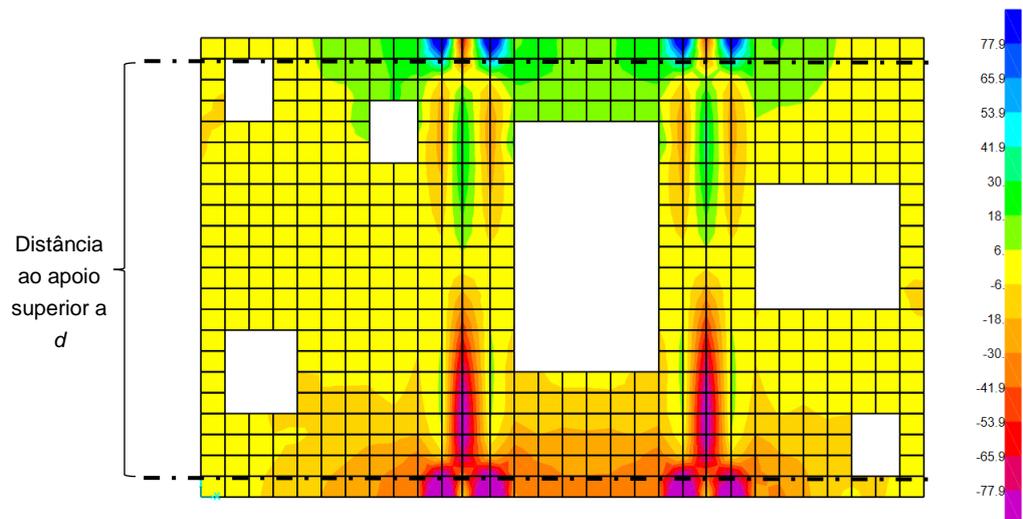


Figura 278 - Envolvente de mínimos de Esforço Transverso (kN/m)

#### 4.7.5.2 Paredes

##### 4.7.5.2.1 Verificação da segurança à Flexão

A verificação de segurança ao Estado Limite Último de flexão foi efetuada num software desenvolvido pela TPF. Apresenta-se nas figuras seguintes o dimensionamento da armadura de flexão.

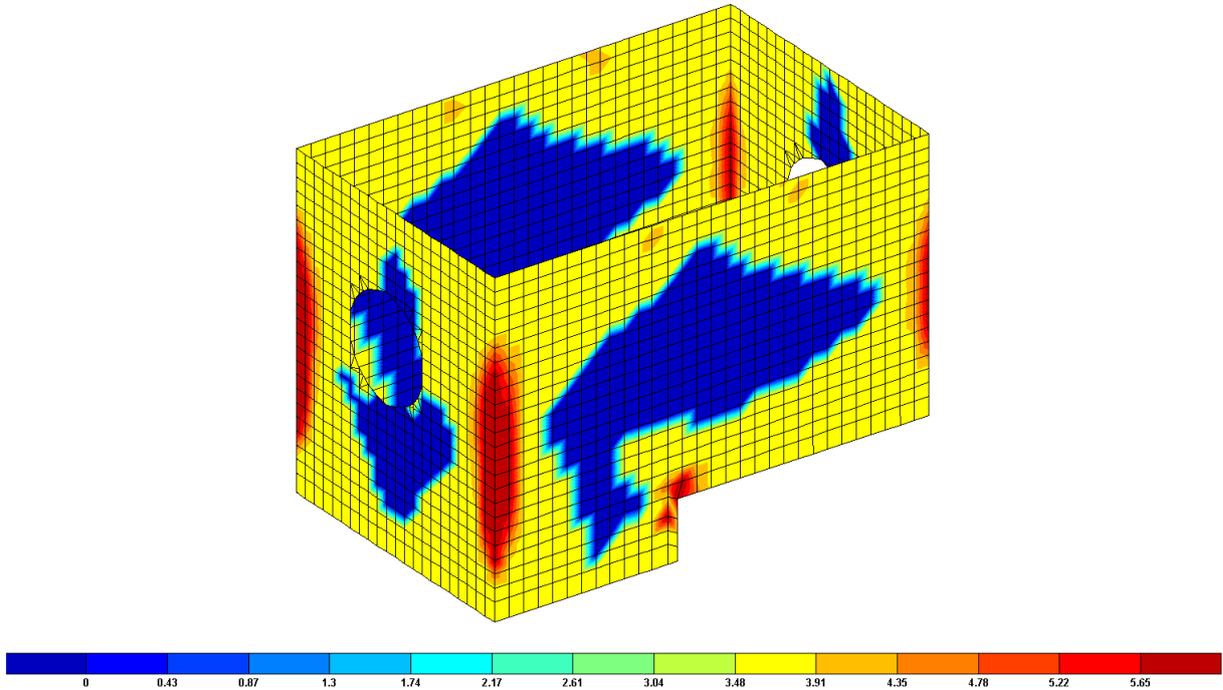


Figura 279 - Armadura na direção horizontal na face exterior (cm<sup>2</sup>/m)

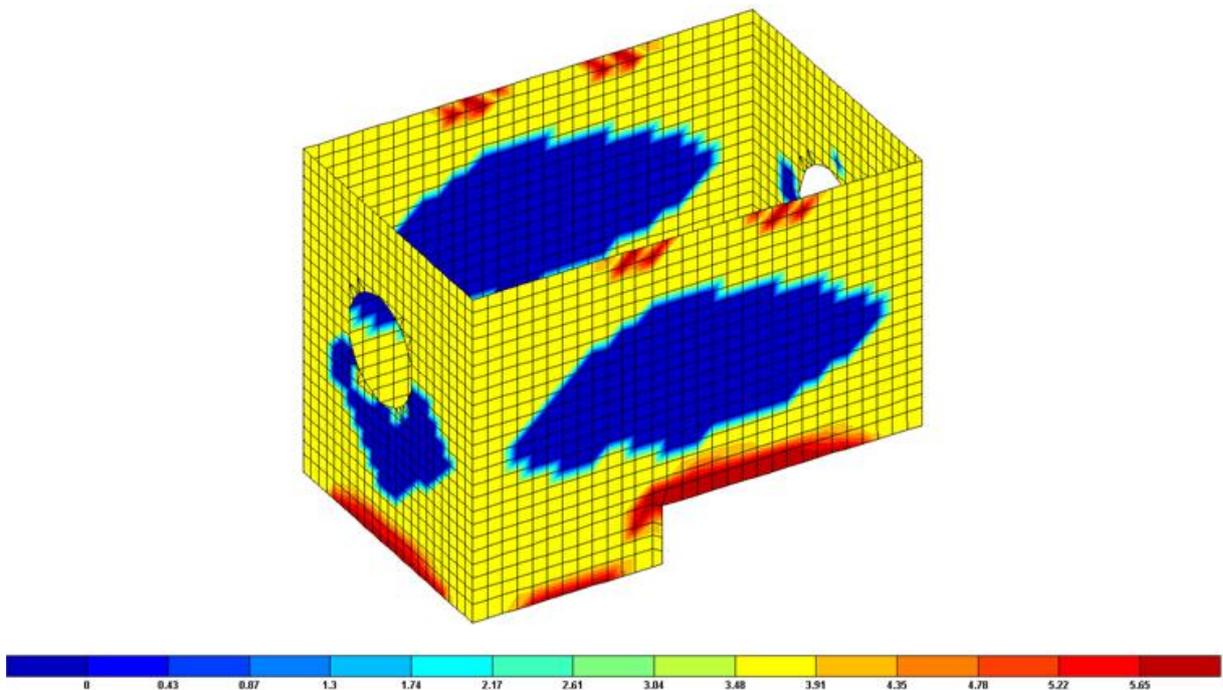
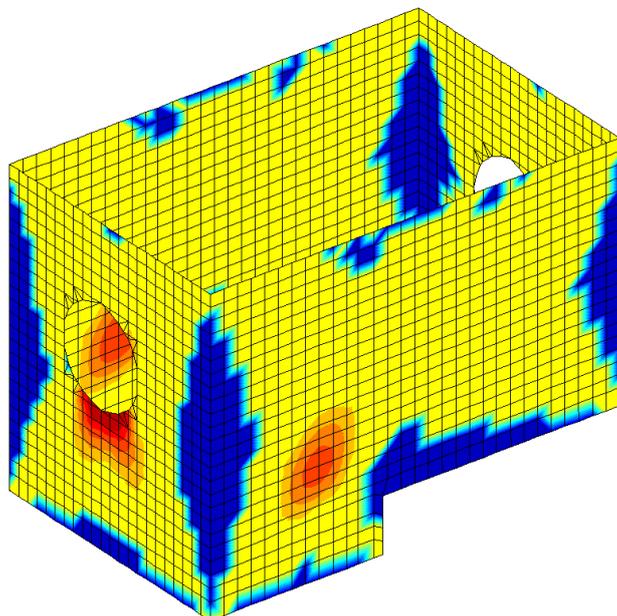
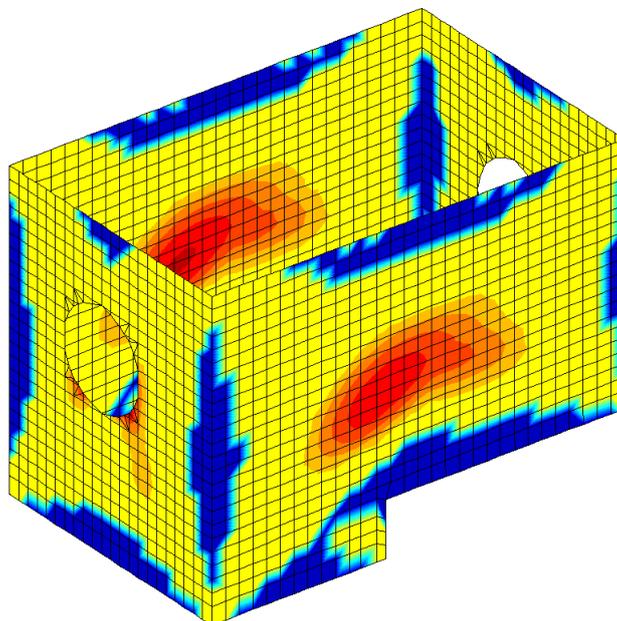


Figura 280 - Armadura na direção vertical na face exterior (cm<sup>2</sup>/m)



**Figura 281 - Armadura na direção horizontal na face interior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 282 - Armadura na direção vertical na face interior (cm<sup>2</sup>/m)**

Foi adotada uma armadura de  $\varnothing 12//0,20$  m nas duas faces, nas duas direções com reforço de  $\varnothing 12//0,20$  m nas paredes maiores na face interior na direção vertical e, nas paredes com aberturas adotou-se um reforço no contorno das condutas.

#### 4.7.5.2.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi efetuada segundo a NP EN 1992-1-1. No quadro seguinte apresenta-se o valor de cálculo do esforço transverso resistente sem armadura de esforço transverso ( $V_{Rd,c}$ ).

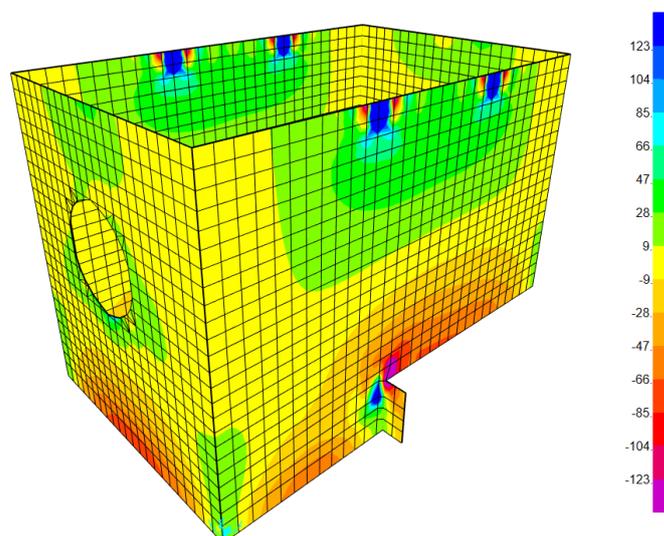
**Tabela 4-106 - Cálculo do esforço transverso resistente das paredes**

Paredes	
<b>h [m]</b>	0,300
<b>d [m]</b>	0,244
<b><math>\rho</math></b>	0,002
<b><math>C_{Rd,c}</math></b>	0,120
<b>k</b>	1,905
<b><math>V_{Rd,c}</math> [kN/m]</b>	106,45
<b><math>v_{min}</math> [MPa]</b>	0,50
<b><math>V_{Rd,c,min}</math> [kN/m]</b>	123,02

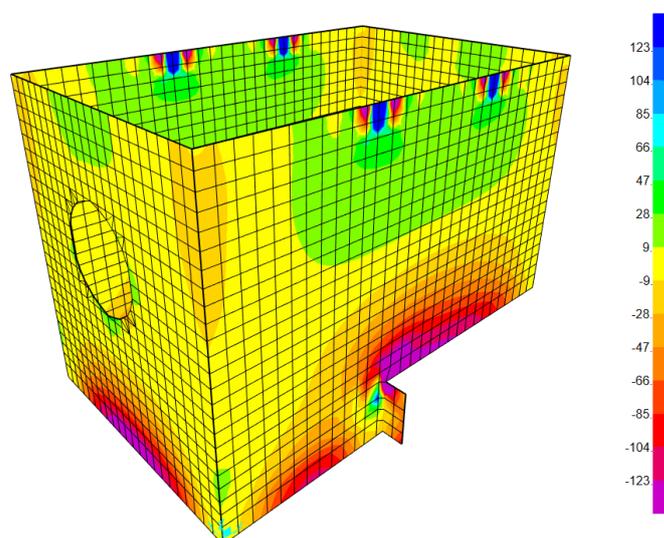
Truncado a escala do mapa de esforço transverso com o valor do  $V_{Rd,c}$ , verifica-se que este valor só é ultrapassado a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio, pelo que, de acordo

---

com a clausula 6.2.1(8) da NP EN 1992-1-1, verifica-se a segurança ao Esforço Transverso.



**Figura 283 - Envoltiva de máximos de Esforço Transverso (kN/m)**



**Figura 284 - Envoltiva de mínimos de Esforço Transverso (kN/m)**

### 4.7.5.3 Laje de Soleira

#### 4.7.5.3.1 Verificação da segurança à Flexão

A verificação de segurança ao Estado Limite Último de flexão foi efetuada num software desenvolvido pela TPF. Apresenta-se nas figuras seguintes o dimensionamento da armadura de flexão.

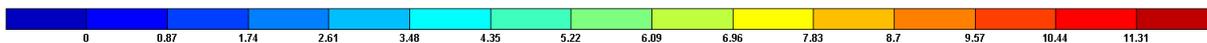
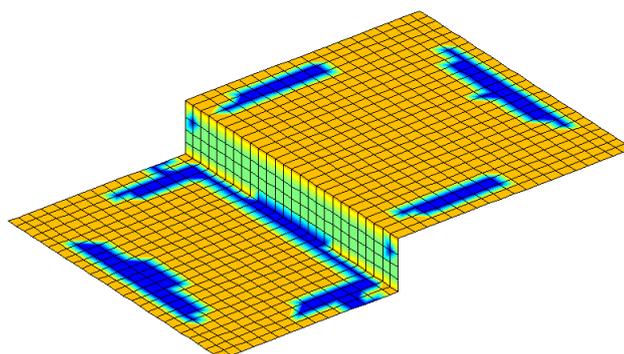


Figura 285 - Armadura na direção X na face superior (cm<sup>2</sup>/m)

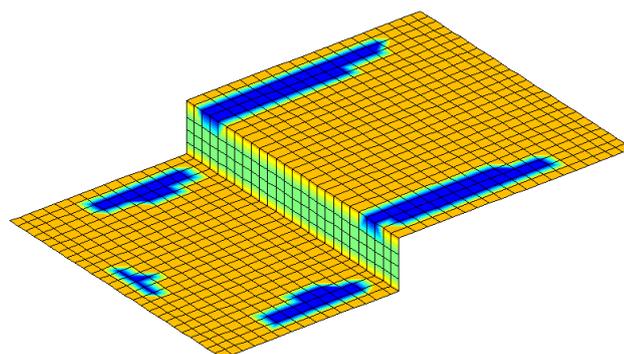
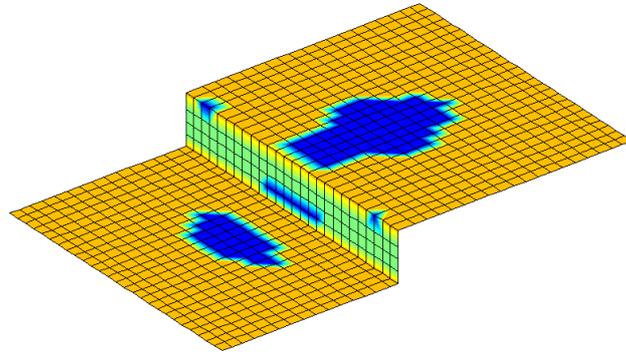
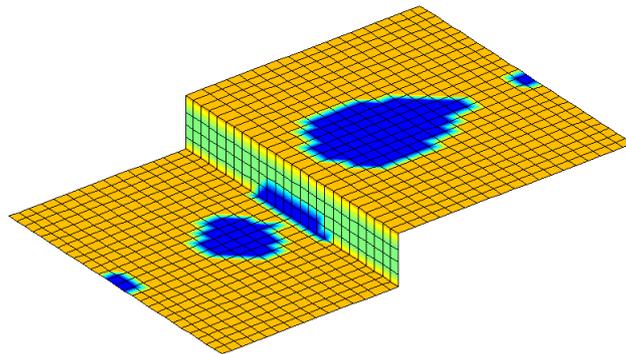


Figura 286 - Armadura na direção Y na face superior (cm<sup>2</sup>/m)



**Figura 287 - Armadura na direção X na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**



**Figura 288 - Armadura na direção X na face inferior (cm<sup>2</sup>/m)**

Foi adotada uma armadura de Ø16//0,10 m nas duas faces, nas duas direções.

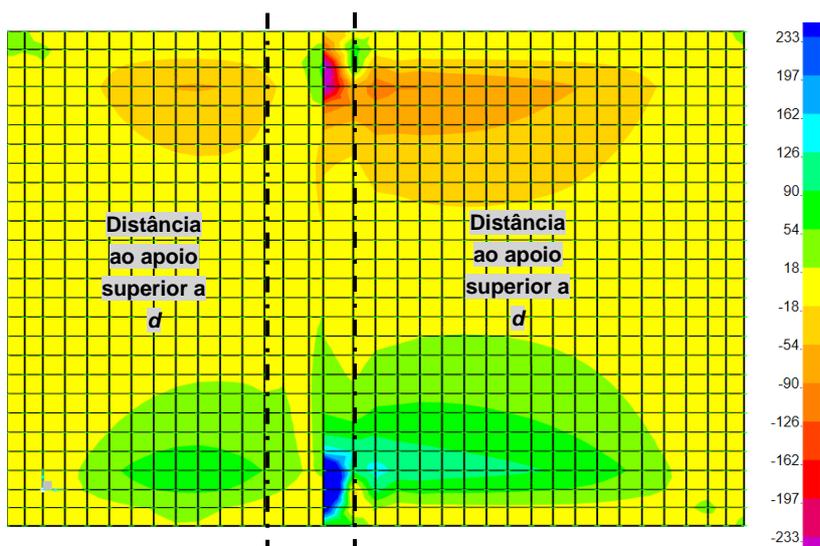
#### 4.7.5.3.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi efetuada segundo a NP EN 1992-1-1. No quadro seguinte apresenta-se o valor de cálculo do esforço transverso resistente sem armadura de esforço transverso ( $V_{Rd,c}$ ).

**Tabela 4-107 - Cálculo do esforço transverso resistente da laje de soleira**

Laje Soleira	
<b>h [m]</b>	0,600
<b>d [m]</b>	0,542
<b><math>\rho</math></b>	0,004
<b><math>C_{Rd,c}</math></b>	0,120
<b>k</b>	1,607
<b><math>V_{Rd,c}</math> [kN/m]</b>	233,43
<b><math>v_{min}</math> [MPa]</b>	0,39
<b><math>V_{Rd,c,min}</math> [kN/m]</b>	211,76

Truncado a escala do mapa de esforço transverso com o valor do  $V_{Rd,c}$ , verifica-se que este valor só é ultrapassado a uma distância inferior a  $d$  da face do apoio, pelo que, de acordo com a clausula 6.2.1(8) da NP EN 1992-1-1, verifica-se a segurança ao Esforço Transverso.



**Figura 289 - Envoltura de máximos de Esforço Transverso (kN/m)**

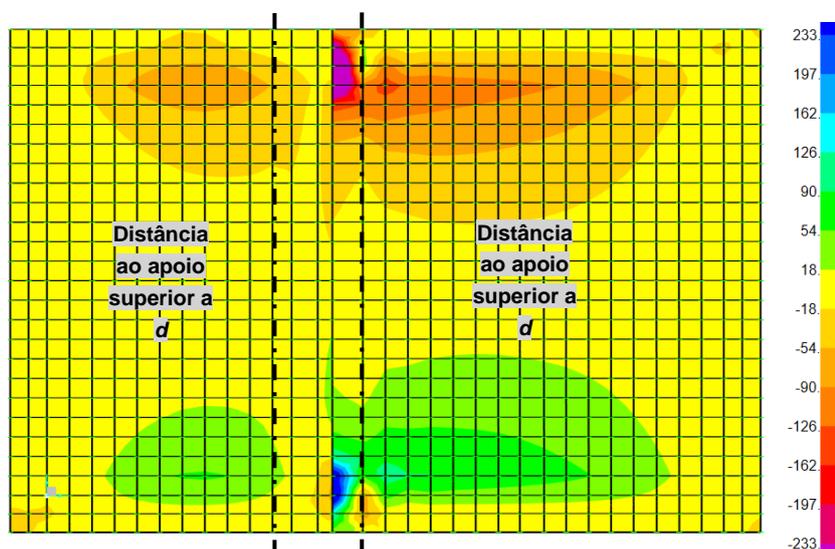


Figura 290 - Envolvente de mínimos de Esforço Transverso (kN/m)

#### 4.7.5.4 Lajetas

##### 4.7.5.4.1 Verificação da segurança à Flexão

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão foi efetuada considerando o peso próprio da estrutura e uma sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup>. Na face inferior adotou-se uma armadura principal de 4Ø10 e uma armadura de distribuição de 7Ø8.

Tabela 4-108 - Verificação da segurança à flexão das lajetas de betão

Flexão - direção principal	
h [m]	0,10
c <sub>nom</sub> [m]	0,035
Φ [m]	0,010
d [m]	0,06
M <sub>Ed</sub> [kN.m]	3,41
μ	0,063
ω	0,065
ρ [%]	0,301
ρ <sub>min</sub> [%]	0,151
A <sub>s</sub> [cm <sup>2</sup> ]	1,353
A <sub>s,adotada</sub> [cm <sup>2</sup> ]	3,14
ρ <sub>adotado</sub> [%]	0,698

#### 4.7.5.4.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi efetuada segundo a NP EN 1992-1-1. No quadro seguinte apresenta-se o valor de cálculo do esforço transverso resistente sem armadura de esforço transverso ( $V_{Rd,c}$ ) e o valor do esforço transverso atuante ( $V_{Ed}$ ). Como  $V_{Ed} < V_{Rd,c}$  verifica-se a segurança ao esforço transverso.

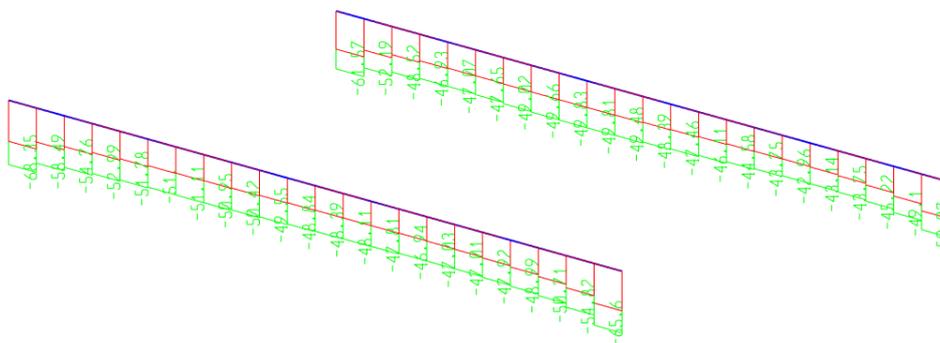
**Tabela 4-109 - Cálculo do esforço transverso resistente das lajetas de betão**

Esforço Transverso	
$V_{Ed}$ [kN]	7,46
$C_{Rd,c}$	0,120
$k$	2,000
$\rho$	0,007
$V_{Rd,c}$ [kN]	29,77
$v_{min}$ [MPa]	0,54
$V_{Rd,c,min}$ [kN]	24,40

#### 4.7.5.5 Vigas

##### 4.7.5.5.1 Verificação da segurança à Flexão Composta

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Flexão Composta foi efetuada numa folha de cálculo desenvolvida pela TPF.



**Figura 291 - Diagrama de esforço axial**

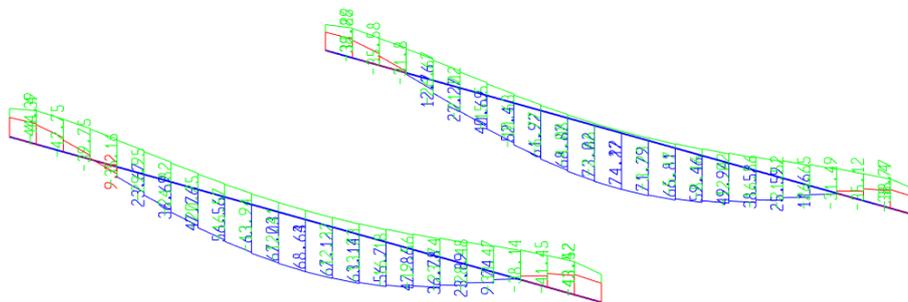


Figura 292 - Diagrama de momentos fletores

Na figura seguinte apresenta-se a curva de resistência à flexão composta relativa à secção armada com 3Ø16 na face superior e 3Ø16 na face inferior.

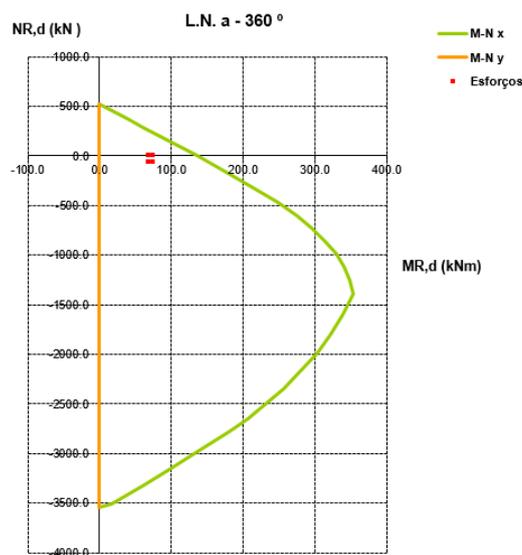
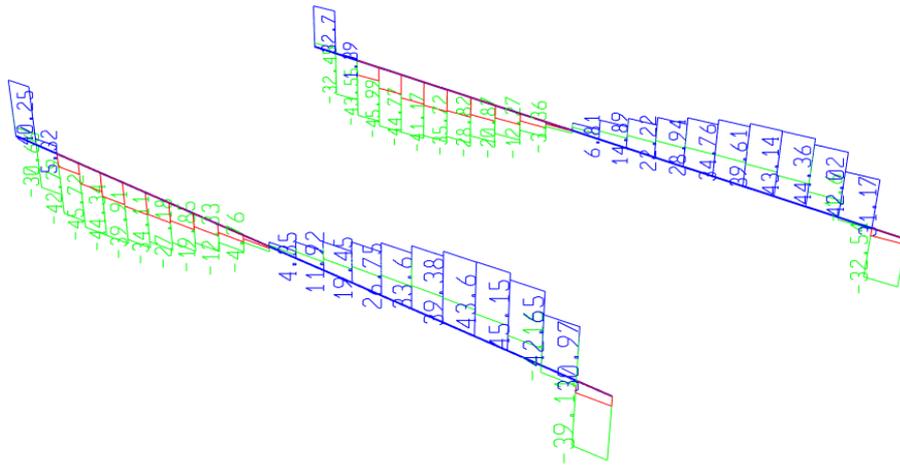


Figura 293 - Curva de resistência à flexão composta

#### 4.7.5.5.2 Verificação da segurança ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao Estado Limite Último de Esforço Transverso foi efetuada numa folha de cálculo desenvolvida pela TPF, tendo-se adotado estribos com dois ramos de Ø10/0,20 m.



**Figura 294 - Diagrama de Esforço Transverso**

**Tabela 4-110- Verificação da segurança ao esforço transverso das vigas**

Dados Gerais				Dados Específicos															
Materiais	Betão	C30/37	Aço	A500	$v$	0.53	$Cr_{d,c}$	0.12											
	$f_{ck}$ (kPa)	30 000	$f_{yk}$ (kPa)	500 000	$v_1$	0.53	$k_1$	0.15											
	$f_{cd}$ (kPa)	20 000	$f_{yd}$ (kPa)	435 000															
	$f_{ctm}$ (kPa)	2 900	$A_{sw,min}$ (%)	0.088															
Dados e Esforços / Secção				Resultados															
				Armadura de esforço transverso															
				Transversal															
				Armadura															
Elem/Sec / Comb	$\Sigma b_w$ (m)	$d$ (m)	$A_c$ (m <sup>2</sup> )	$V_{Ed}$ (kN)	$T_{Ed}$ (kNm)	$A_d$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho$ (x100)	$\theta$ (°)	$k$	$v_{min}$ (Mpa)	$\sigma_{cp}$ (Kpa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	$\alpha_{cw}$	$V_{Rd,max}$ (kN)	$A_{sw/s}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{sw,ef/s}$ (cm <sup>2</sup> /m)	$V_{Rd,s}$ (kN)	$V_{Rd}$ (kN)	
ENVOLV. ELU ESTÁTICAS																			
0.00	Env-Stat	0.30	0.53	0.18	46.0	0.0	3.39	0.212	35.0	1.613	0.393	0.0	62.7	1.00	712.7	2.63	7.86	233.8	233.8

## 4.7.6 Estados Limites de Utilização

### 4.7.6.1 Verificação da Segurança à Fendilhação

O Estado Limite de Fendilhação das Lajes e Paredes foi verificado num software desenvolvido pela TPF, no qual se definiu um valor limite  $w_{lim}$  para a largura de fendas de 0,1 mm para ações quase-permanentes. Nos elementos referidos esta verificação não foi condicionante.

A fendilhação nas vigas e nas lajetas foi verificada numa folha de cálculo desenvolvida pela TPF, apresentando-se nas figuras seguintes os resultados obtidos.

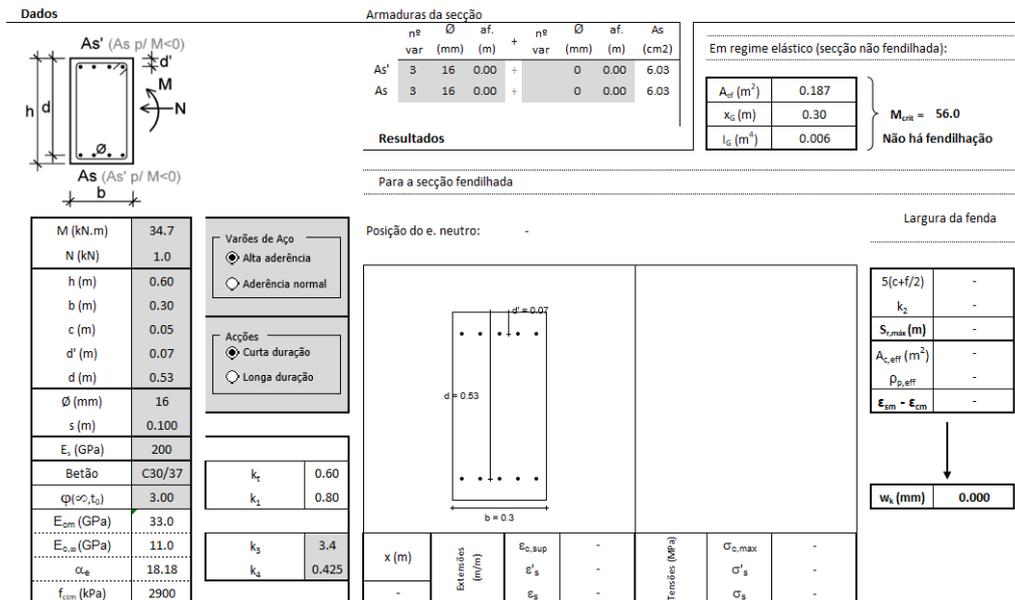


Figura 295 - Verificação da fendilhação nas vigas

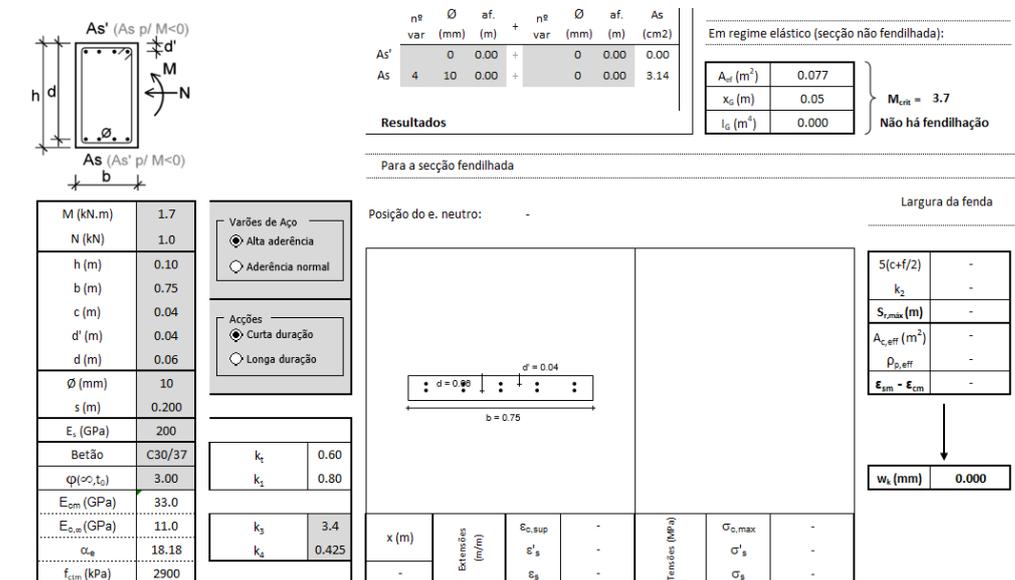


Figura 296 - Verificação da fendilhação nas lajetas

#### 4.7.6.2 Verificação da Segurança à deformação

De acordo com a clausula 7.4.1(4) da NP EN 1992-1-1, a flecha de uma viga, laje ou consola deverá ser inferior ao vão/250 para a combinação de ações quase-permanente.

No quadro seguinte apresenta-se a relação entre o vão e a flecha máxima calculada, de onde se conclui que verifica o estado limite de deformação.

**Tabela 4-111 – Verificação da segurança ao estado limite de deformação**

Laje Soleira	
$\delta$ (mm)	0.50
L/10600	
Lajeta	
$\delta$ (mm)	0.12
L/16333	
Vigas	
$\delta$ (mm)	0.45
L/11111	

