

A – PEÇAS ESCRITAS

III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

Índice

1.	QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES	19
1.1.	Peso Próprio (G)	19
1.2.	Restante Carga Permanente (RCP)	20
1.3.	Sobrecargas (SC)	24
1.4.	Ação do Vento (W).....	30
1.4.1.	Determinação da Pressão Dinâmica de Pico, $q_p(z)$	30
1.4.2.	Determinação do Coeficiente Estrutural, c_{sd}	31
1.4.3.	Determinação dos Coeficientes de Pressão, C_p	32
1.4.4.	Forças exercidas pelo Vento, $F_{w,e}$ e $F_{w,i}$	37
1.4.5.	Aplicação das forças no programa de elementos finitos "SAP2000"	38
1.5.	Ação Sísmica (E)	47
1.6.	Impulsos de Terra (I)	50
1.7.	Tremonhas	51
1.8.	Equipamentos.....	53
2.	DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA.....	57
2.1.	Análise Estrutural	57
2.2.	Elementos sujeitos à compressão.....	59
2.2.1.	Travamentos nos pórticos.....	59
2.2.2.	Diagonais das platibandas	66
2.3.	Elementos sujeitos à Flexão Simples.....	68
2.3.1.	Vigas do piso metálico com vão de 3,5 m.....	69
2.3.2.	Vigas do piso metálico com vão de 7,0 m.....	71
2.4.	Elementos sujeitos a flexão composta	74
2.4.1.	Travessas	74

2.4.2. Pilares	80
3. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO.....	89
3.1. Laje de Acesso	89
3.1.1. Lajes	90
3.1.2. Vigas.....	98
3.2. Piso de Betão Armado	102
3.2.1. Lajes	102
3.2.2. Vigas.....	108
3.3. Muros de Suporte.....	111
3.4. Laje de Ensoleiramento	121

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Definição dos materiais no "SAP2000"	19
Figura 1.2: Modelo completo em 3D.....	20
Figura 1.3: Separador do tipo New Jersey.....	20
Figura 1.4: Laje de acesso com a carga dos separadores.....	21
Figura 1.5: Peso das chapas e acessórios nas madres da cobertura.....	22
Figura 1.6: Peso das chapas e acessórios nas madres dos tapamentos laterais	22
Figura 1.7: Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas	23
Figura 1.8: Peso das chapas do pavimento do piso metálico.....	24
Figura 1.9: Sobrecarga nos perfis do piso metálico	25
Figura 1.10: Sobrecarga no piso de betão armado	26
Figura 1.11: Sobrecarga na Laje de Ensoleiramento.....	26
Figura 1.12: Sobrecarga nas escadas de acesso ao piso metálico.....	27
Figura 1.13: Sobrecarga nas escadas de acesso ao piso de betão	27
Figura 1.14: Modelo de ações LM1 – Valores característicos – EN 1991-2 (Ações em pontes)	28
Figura 1.15: Cargas móveis consideradas no modelo“SAP2000”	28
Figura 1.16: Sobrecarga uniformemente distribuída na laje de acesso	29
Figura 1.17: Sobrecarga na Cobertura.....	29
Figura 1.18: Ação do vento na estrutura.....	30
Figura 1.19: Coeficientes de pressão - sentido W_x	33
Figura 1.20: Coeficientes de pressão – sentido W_y	34
Figura 1.21: Coeficientes de pressão - sentido W_{xx}	35
Figura 1.22: Coeficientes de pressão - sentido W_{yy}	36
Figura 1.23: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura e dos alçados.....	41

Figura 1.24: Ação do vento segundo W_x nas madres das platibandas	41
Figura 1.25: Ação do vento segundo W_y nas madres da cobertura e alçados.	43
Figura 1.26: Ação do vento segundo W_y nas madres das platibandas	43
Figura 1.27: Ação do vento segundo W_{xx} nas madres da estrutura metálica	44
Figura 1.28: Ação do vento segundo W_{xx} nas madres das platibandas	44
Figura 1.29: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres dos alçados	46
Figura 1.30: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura.....	47
Figura 1.31: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres das platibandas	47
Figura 1.32: Espectros de cálculos tipo I e II	48
Figura 1.33: Combinação direcional para o Espectro de Cálculo I – $U1 + 0,3U2$	49
Figura 1.34: Modo de vibração 9.....	49
Figura 1.35: Modo de vibração 26.....	50
Figura 1.36: Modo de vibração 266.....	50
Figura 1.37: Impulsos do terreno nos muros de suporte.....	51
Figura 1.38: Restante carga permanente nas tremonhas.....	53
Figura 1.39: Sobrecarga nas tremonhas.....	53
Figura 1.40: Dimensões dos Extratores.....	54
Figura 1.41: a) Peso próprio dos Extratores; b) Sobrecarga nos Extratores.....	55
Figura 1.42: Área de implantação da tela de transporte	55
Figura 1.43: Reações devidas ao peso próprio da tela de transporte na laje de fundação; b) Reações devidas à sobrecarga da tela de transporte na laje de fundação	56
Figura 2.1: Travamentos HEB 140 entre pilares dos pórticos.....	59
Figura 2.2: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 140	60
Figura 2.3: Ábaco de dimensionamento para perfis HEB sujeitos à compressão	61
Figura 2.4: Travamentos HEB 160 no pórtico de empena	62
Figura 2.5: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 160	62

Figura 2.6: Ábaco de dimensionamento para perfis HEB sujeitos à compressão	63
Figura 2.7: Travamentos (tubos 152,4 x 4) entre travessas dos pórticos.....	64
Figura 2.8: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o tubo circular 152,4 x 4 .	64
Figura 2.9: Ábaco de dimensionamento para tubos circulares sujeitos à compressão ...	65
Figura 2.10: Diagonais das platibandas (cantoneiras L 50x6x6).....	66
Figura 2.11: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a cantoneira L 50x6x6...	66
Figura 2.12: Ábaco de dimensionamento para cantoneiras sujeitas à compressão	67
Figura 2.13: Eixos de inercia da cantoneira	68
Figura 2.14: Planta do piso metálico.	68
Figura 2.15: Vigas do piso metálico com um vão de 3,5 m	69
Figura 2.16: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE 180.	70
Figura 2.17: Ábaco de dimensionamento para o perfil IPE 180 sujeito à flexão simples	71
Figura 2.18: Vigas do piso metálico com um vão de 7 m	72
Figura 2.19: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE 270	72
Figura 2.20: Ábaco de dimensionamento para o perfil IPE 270 sujeito à flexão simples	73
Figura 2.21: Perfis que constituem os pórticos	74
Figura 2.22: Travessas dos pórticos com os respectivos rácios	74
Figura 2.23: Esforços atuantes de cálculo (SAP2000) na travessa HEB 200 com o rácio mais elevado	75
Figura 2.24: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 200	76
Figura 2.25: Tabela de cálculo com os esforços atuantes nas três secções do elemento	76
Figura 2.26: Tabela de cálculo para verificação da secção à flexão composta com tração para a travessa constituída pelo perfil HEB 200.....	76
Figura 2.27: Folha de cálculo pertencente ao software "SemiComp" para a verificação da secção à flexão composta com tração.....	77

Figura 2.28:.....	77
Figura 2.29: Momento crítico obtido pelo programa "LTBeam"	78
Figura 2.30: Tabela com os esforços atuantes nas três secções do elemento	79
Figura 2.31: Tabela de cálculo para verificação do momento resistente à encurvadura lateral – $M_{b,Rd}$	79
Figura 2.32: Pilares dos pórticos com os respectivos rácios	80
Figura 2.33: Esforços atuantes de cálculo (SAP2000) no pilar HEB 240 com o rácio mais elevado.....	81
Figura 2.34: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 240	81
Figura 2.35: Tabela com os esforços atuantes de cálculo nas três secções	82
Figura 2.36: Tabela de cálculo para verificação da secção à flexão composta com compressão para o pilar HEB 240	82
Figura 2.37: Tabela de cálculo com os esforços atuantes de cálculo nas três secções do pilar HEB 240.....	83
Figura 2.38: Tabela de cálculo para verificação do esforço normal resistente à encurvadura por compressão para o pilar HEB 240	83
Figura 2.39: Tabela de cálculo para verificação do momento resistente à encurvadura lateral para o pilar HEB 240.....	84
Figura 2.40: Tabela de cálculo para verificação da flexão composta com compressão com a apresentação dos fatores de iteração para o pilar HEB 240.....	84
Figura 3.1: Identificação do conjunto das lajes e identificação das vigas da laje de acesso	89
Figura 3.2: Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)	90
Figura 3.3: Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Mín – (KN.m/m)	90
Figura 3.4: Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)	91

Figura 3.5: Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Mín – (KN.m/m)	91
Figura 3.6: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)	92
Figura 3.7: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Mín – (KN/m)	92
Figura 3.8: Identificação das zonas onde ocorrem esforços de diferentes ordens de grandeza.....	93
Figura 3.9: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão	94
Figura 3.10: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de distribuição	94
Figura 3.11: Tabela de cálculo para verificação da armadura de esforço transverso	95
Figura 3.12: Área de contacto entre a roda do veículo e a laje.....	95
Figura 3.13: Excerto da tabela de cálculo - 1ª Verificação da resistência do betão ao punçoamento.....	96
Figura 3.14: Excerto da tabela de cálculo - 2ª Verificação da resistência do betão ao punçoamento.....	97
Figura 3.15: Armadura mínima de fendilhação para a laje de acesso	97
Figura 3.16: Eixos locais de um elemento tipo "frame" ("SAP2000").....	98
Figura 3.17: Vigas da laje de acesso – Esforços de cálculo (M33) para a combinação Envolvente – (KN.m)	99
Figura 3.18: Vigas da Laje de Acesso - Esforços de cálculo (V22) para a combinação Envolvente – (KN/m)	99
Figura 3.19: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão nas vigas da laje de acesso	100
Figura 3.20: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de esforço transverso nas vigas da laje de acesso	100
Figura 3.21: Armadura mínima de fendilhação para as vigas da laje de acesso	101
Figura 3.22: Armadura de pele para as vigas da laje de acesso com uma altura igual ou superior a 1,0 m	101
Figura 3.23: Controlo da fendilhação para as vigas da laje de acesso.....	101

Figura 3.24: Identificação das lajes e vigas do piso de betão.....	102
Figura 3.25: Piso de Betão – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	103
Figura 3.26: Piso de Betão – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m).....	103
Figura 3.27: Piso de Betão – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	103
Figura 3.28: Piso de Betão – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m).....	103
Figura 3.29: Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m).....	104
Figura 3.30: Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	104
Figura 3.31: Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m).....	104
Figura 3.32: Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	104
Figura 3.33: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	104
Figura 3.34: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m).....	104
Figura 3.35: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão no piso de betão armado.....	105
Figura 3.36: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de distribuição no piso de betão armado	106
Figura 3.37: Excerto da tabela de cálculo para verificação da armadura de esforço transverso.....	106
Figura 3.38: Excerto da tabela de cálculo para determinação da armadura de esforço transverso.....	107

Figura 3.39: Armadura mínima de fendilhação para as lajes do piso de betão	107
Figura 3.40: Esforços de cálculo (M33) para a combinação Envolvente – (KN.m)	108
Figura 3.41: Esforços de cálculo (V22) para a combinação Envolvente (KN/m).....	109
Figura 3.42: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão nas vigas do piso de betão	109
Figura 3.43: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de esforço transverso nas vigas do piso de betão	110
Figura 3.44: Armadura mínima de fendilhação nas vigas do piso de betão	110
Figura 3.45: Armadura de pele para as vigas da laje de acesso com uma altura igual ou superior a 1,0 m	110
Figura 3.46: Controlo de fendilhação para as vigas do piso de betão	111
Figura 3.47: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F11) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)	112
Figura 3.48: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F11) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	112
Figura 3.49: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F22) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)	112
Figura 3.50: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F22) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	112
Figura 3.51: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	113
Figura 3.52: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)	113
Figura 3.53: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	113
Figura 3.54: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)	113
Figura 3.55: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	114

Figura 3.56: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)	114
Figura 3.57: Muro Frontal – Face Interior (M11 + F11)	115
Figura 3.58: Muro Frontal – Face Interior (M22 + F22)	115
Figura 3.59: Muro Frontal – Face Exterior (M11 + F11)	115
Figura 3.60: Muro Frontal – Face Exterior (M22 + F22)	115
Figura 3.61: Muro Lateral Direito – Face Interior (M11 + F11)	116
Figura 3.62: Muro Lateral Direito – Face Interior (M22 + F22)	116
Figura 3.63: Muro Lateral Direito – Face Exterior (M11 + F11)	116
Figura 3.64: Muro Lateral Direito – Face Exterior abaixo da cota 57,30 (M22 + F22)	116
Figura 3.65: Muro Lateral Direito – Face Exterior acima da cota 57,30 (M22 + F22)	117
Figura 3.66: Muro Lateral Esquerdo – Face Interior (M11 + F11)	117
Figura 3.67: Muro Lateral Esquerdo – Face Interior (M22 + F22)	117
Figura 3.68: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior abaixo da cota 56,95 (M11 + F11)	118
Figura 3.69: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior acima da cota 56,95 (M11 + F11)	118
Figura 3.70: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior (M22 + F22)	118
Figura 3.71: Muro Tardoz – Face Interior (M11 + F11)	119
Figura 3.72: Muro Tardoz – Face Interior (M22 + F22)	119
Figura 3.73: Muro Tardoz – Face Exterior (M11 + F11)	119
Figura 3.74: Muro Tardoz – Face Exterior (M22 + F22)	119
Figura 3.75: Armaduras dos muros de suporte	120
Figura 3.76: Uniformização das armaduras nos muros de suporte	120
Figura 3.77: Armadura mínima de fendilhação para as lajes do piso de betão	120
Figura 3.78: Laje de Ensoleiramento	121

Figura 3.79: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	122
Figura 3.80: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)	122
Figura 3.81: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m).....	122
Figura 3.82: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)	122
Figura 3.83: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m).....	122
Figura 3.84: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	122
Figura 3.85: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m).....	122
Figura 3.86: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	122
Figura 3.87: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m).....	122
Figura 3.88: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Min – (KN/m).....	122
Figura 3.89: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão na laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura.....	122
Figura 3.90: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão na laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura.....	122
Figura 3.91: Excerto da tabela de cálculo para verificação de armadura de esforço transversal na laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura.....	122
Figura 3.92: Excerto da tabela de cálculo para verificação de armadura de esforço transversal na laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura.....	122
Figura 3.93: Armadura mínima de fendilhação para a laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura	122

Figura 3.94: Armadura mínima de fendilhação para a laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura 122

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1: Características do separador do tipo "New Jersey"	21
Tabela 1.2: Peso das chapas e acessórios nas madres da cobertura	22
Tabela 1.3: Peso das chapas e acessórios nas madres do tapamento metálico	22
Tabela 1.4: Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas	23
Tabela 1.5: Peso das chapas do pavimento nos perfis do piso metálico	23
Tabela 1.6: Sobrecarga nos perfis do piso metálico	25
Tabela 1.7: Sobrecarga distribuída em cada degrau	27
Tabela 1.8: Sobrecarga na Cobertura	29
Tabela 1.9: Pressão Dinâmica de Pico segundo W_x , W_{xx} e W_y	30
Tabela 1.10: Pressão Dinâmica de Pico segundo W_{yy}	30
Tabela 1.11: Coeficiente Estrutural segundo W_x e W_{xx}	31
Tabela 1.12: Coeficiente Estrutural segundo W_y	31
Tabela 1.13: Coeficiente Estrutural para W_{yy}	32
Tabela 1.14: Tabela resumo das forças exteriores da ação do vento, $F_{w,e}$	37
Tabela 1.15: Tabela resumo das forças interiores da ação vento, $F_{w,i}$	38
Tabela 1.16: Valores da força exercida pelo vento, F_w , nas platibandas.....	38
Tabela 1.17: Ação do vento segundo W_x nas madres dos alçados	39
Tabela 1.18: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura.....	40
Tabela 1.19: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura em consola.....	40
Tabela 1.20: Ação do vento segundo W_y nas madres dos alçados	42
Tabela 1.21: Ação do vento segundo W_y nas madres da cobertura.....	42
Tabela 1.22: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres dos alçados.....	45
Tabela 1.23: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura	45
Tabela 1.24: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura em consola	46

Tabela 1.25: Parâmetros para determinação dos espectros de cálculo I e II	48
Tabela 1.26: Parâmetros geotécnicos do terreno	50
Tabela 1.27: Valores dos impulsos do terreno calculados para a combinação A1 (mais desfavorável)	51
Tabela 1.28: Restante carga permanente em cada tremonha.....	52
Tabela 1.29: Sobrecarga em cada tremonha para os dois materiais	52
Tabela 1.30: Restante carga permanente nas tremonhas	52
Tabela 1.31: Sobrecarga nas tremonhas	52
Tabela 1.32: Peso próprio de cada Extrator.....	54
Tabela 1.33: Sobrecarga em cada Extrator	54
Tabela 1.34: Peso próprio da tela de transporte.....	55
Tabela 1.35: Sobrecarga na tela de transporte.....	56
Tabela 2.1: Valores de α_{cr}	58
Tabela 2.2: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.2	60
Tabela 2.3: Valores retirados do ábaco	61
Tabela 2.4: Comparação de resultados	61
Tabela 2.5: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.5	63
Tabela 2.6: Valores retirados do ábaco	63
Tabela 2.7: Comparação de resultados	63
Tabela 2.8: Esforço axial máximo atuante	64
Tabela 2.9: Valores retirados do ábaco	65
Tabela 2.10: Comparação de resultados	65
Tabela 2.11: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.11	67
Tabela 2.12: Valores retirados do ábaco	67
Tabela 2.13: Comparação de resultados	67
Tabela 2.14: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.16	70

Tabela 2.15: Deformação máxima atuante para o estado limite de utilização	70
Tabela 2.16: Valores retirados do ábaco (E.L.U.)	71
Tabela 2.17: Comparação de rácios para o estado limite último.....	71
Tabela 2.18: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.19	72
Tabela 2.19: Deformação máxima atuante para o estado limite de utilização	73
Tabela 2.20: Valores retirados do ábaco (E.L.U.)	73
Tabela 2.21: Comparação de resultados para os estados limites últimos.....	73
Tabela 2.22: Comparação de resultados para a verificação da secção à flexão composta com tração.....	78
Tabela 2.23: Comparação de resultados para o cálculo do momento crítico	79
Tabela 2.24: Comparação de resultados para a verificação da encurvadura lateral	79
Tabela 2.25: Estado limite de utilização.....	80
Tabela 2.26: Comparação de resultados para a verificação da secção à flexão composta com compressão	82
Tabela 2.27: Comparação de resultados para cálculo da encurvadura por compressão .	84
Tabela 2.28: Comparação de resultados para cálculo do momento crítico	85
Tabela 2.29: Comparação de resultados para cálculo da encurvadura por flexão.....	85
Tabela 2.30: Comparação de resultados para os fatores de iteração e rácio final	85
Tabela 2.31: Estado limite de utilização.....	86
Tabela 3.1: Deformação vertical máxima nas lajes (laje de acesso)	97
Tabela 3.2: Dimensões das vigas da laje de acesso	98
Tabela 3.3: Deformação vertical máxima nas vigas da laje de acesso	102
Tabela 3.4: Deformação vertical máxima nas lajes do piso de betão.....	107
Tabela 3.5: Dimensões das vigas do piso de betão.....	108
Tabela 3.6: Deformação vertical máxima nas vigas do piso de betão.....	111
Tabela 3.7: Deformações máximas nos muros de suporte	121

1. QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

No decurso da elaboração do presente projeto constituiu parte integrante o estudo da quantificação das ações. Descritos em pontos próprios deste documento, estes estudos contribuíram com pesos diferenciados no detalhe das análises efetuadas, estando estas complementadas com a apresentação de figuras extraídas do programa de elementos finitos, visando deste modo o acompanhamento dos passos efetuados.

Entre as ações analisadas pretende-se destacar os estudos efetuados para a ação do vento, e os impactos que poderão ter nos modelos apresentados quanto à complexidade que lhes estão inerentes.

1.1. Peso Próprio (G)

Na determinação das ações correspondentes aos pesos próprios da estrutura utilizou-se o programa "SAP2000" para calcular automaticamente estes valores a partir da introdução dos tipos de materiais que constituem a estrutura mista, ou seja, betão da classe C20/25 para as estruturas de betão armado e o aço S235 para as estruturas metálicas, conforme se apresenta nas figuras seguintes.

The figure shows two side-by-side screenshots of the material definition dialog boxes in SAP2000. The left dialog is for 'Concrete' (Material Name: C20/25) and the right is for 'Steel' (Material Name: S235). Both dialogs have sections for General Data, Weight and Mass, Isotropic Property Data, and Other Properties.

Property	Concrete (C20/25)	Steel (S235)
Material Name and Display Color	C20/25	S235
Material Type	Concrete	Steel
Weight per Unit Volume	24.9926	76.9729
Mass per Unit Volume	2.5485	7.849
Modulus of Elasticity, E	30000000	2.100E+08
Poisson's Ratio, U	0.2	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	9.900E-06	1.170E-05
Shear Modulus, G	12500000	80769231
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	20000	-
Minimum Yield Stress, F _y	-	235000
Minimum Tensile Stress, F _u	-	360000
Effective Yield Stress, F _{ye}	-	258500
Effective Tensile Stress, F _{ue}	-	396000

Figura 1.1: Definição dos materiais no "SAP2000"

A figura 1.2 mostra o modelo com a estrutura completa.

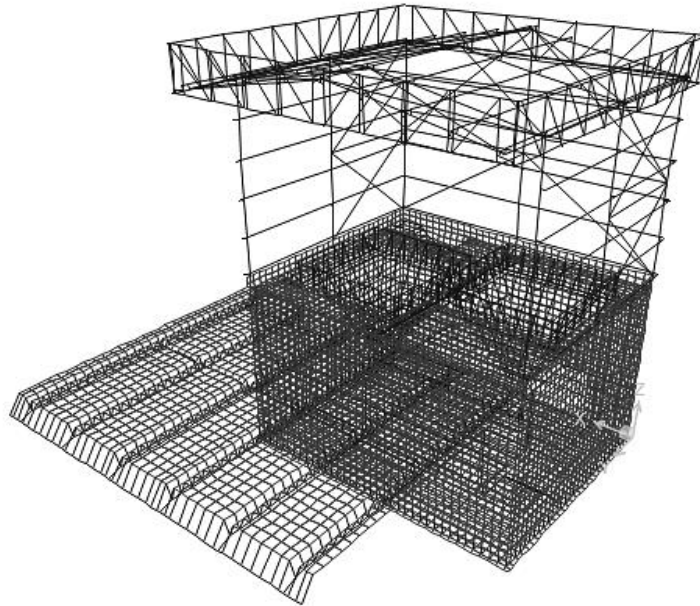


Figura 1.2: Modelo completo em 3D.

1.2. Restante Carga Permanente (RCP)

a) Separador do tipo "New Jersey"

Os separadores do tipo "New Jersey" que foram utilizados correspondem à secção representada na figura 1.3.

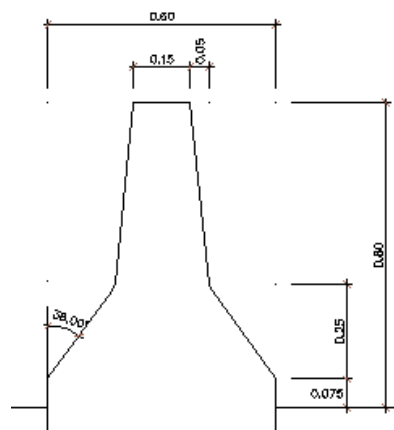


Figura 1.3: Separador do tipo New Jersey

A partir da geometria do separador foi calculada a carga distribuída correspondente aos pesos destes elementos, que apoiam nas faixas exteriores da laje de acesso numa largura de meio metro.

Tabela 1.1: Características do separador do tipo "New Jersey"

Elemento	Peso Volúmico (kN/m³)	Área (m²)	b (m)	F (kN/m²)
Separador do Tipo "New Jersey"	25	0.2462	0,50	12,31

Esta carga de 12,31 kN/m² distribuiu-se pelas faixas exteriores da laje de acesso conforme se mostra na figura 1.4:

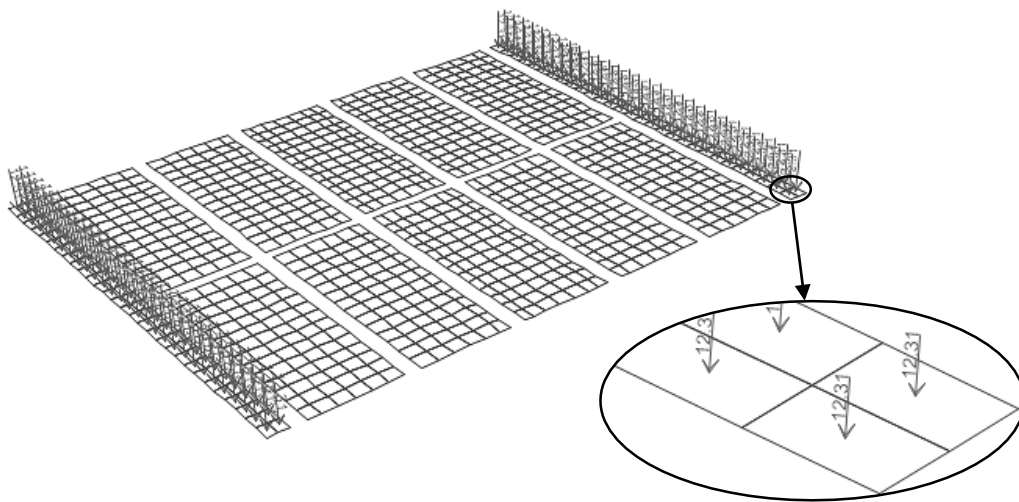


Figura 1.4: Laje de acesso com a carga dos separadores.

b) Chapas e acessórios de ligação

Considerou-se uma carga distribuída de 0,10 kN/m² para representar o peso das chapas e acessórios de ligação, de acordo com a informação retirada dos catálogos dos fornecedores deste tipo de chapas.

Para a introdução desta ação no modelo estrutural a carga foi distribuída pelas madres da cobertura e pelas madres dos tapamentos laterais, com base na largura de influência de cada uma delas. Nas tabelas seguintes estão indicadas as larguras de influência das diferentes madres e a carga correspondente ao peso das chapas.

Tabela 1.2: Peso das chapas e acessórios nas madres da cobertura

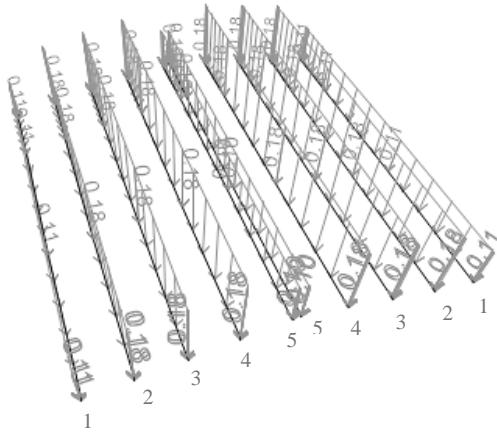


Figura 1.5: Peso das chapas e acessórios nas madres da cobertura

<i>Madres</i>	<i>Largura de Influência (m)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m²)</i>	<i>Peso da Chapa kN/m</i>
1	1.11	0.10	0.11
2	1.80	0.10	0.18
3	1.80	0.10	0.18
4	1.80	0.10	0.18
5	1.06	0.10	0.11
5	1.06	0.10	0.11
4	1.80	0.10	0.18
3	1.80	0.10	0.18
2	1.80	0.10	0.18
1	1.11	0.10	0.11

Tabela 1.3: Peso das chapas e acessórios nas madres do tapamento metálico

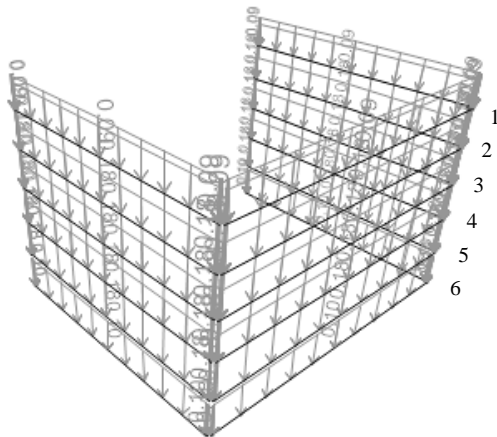


Figura 1.6: Peso das chapas e acessórios nas madres dos tapamentos laterais

<i>Madres</i>	<i>Largura de Influência (m)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m²)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m)</i>
1	0.90	0.10	0.09
2	1.80	0.10	0.18
3	1.80	0.10	0.18
4	1.80	0.10	0.18
5	1.06	0.10	0.11
6	0.95	0.10	0.10

A figura 1.7 e a tabela 1.4 indicam os valores dos pesos das chapas e acessórios de ligação nas platibandas.

Tabela 1.4: Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas

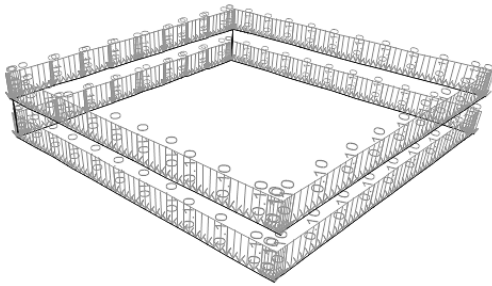


Figura 1.7: Peso das chapas e acessórios nas madres das platibandas

<i>Madres</i>	<i>Largura de Influência (m)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m²)</i>	<i>Peso da Chapa (kN/m)</i>
1	1.00	0.10	0.10
2	1.00	0.10	0.10

c) Chapa do pavimento do piso metálico

Foi considerada para a chapa do pavimento do piso metálico uma carga uniformemente distribuída igual a 0,5 kN/m². A tabela 1.5 mostra como foram calculados os valores finais das cargas distribuídas em cada perfil, com base na largura de influência de cada um deles.

Tabela 1.5: Peso das chapas do pavimento nos perfis do piso metálico

<i>Perfil tipo</i>	<i>Nº de Perfis¹</i>	<i>Largura de Influência (m)</i>	<i>Peso da Chapa do Piso Metálico (kN/m²)</i>	<i>Peso da Chapa do Piso Metálico (kN/m)</i>
1	3	0.35	0.50	0.18
2	3	0.40	0.50	0.20
3	1	0.43	0.50	0.22
4	3	0.44	0.50	0.22
5	3	0.53	0.50	0.26
6	3	0.62	0.50	0.31
7	1	0.70	0.50	0.35
8	4	0.75	0.50	0.38
9	1	0.80	0.50	0.40
10	1	0.85	0.50	0.43
11	8	0.86	0.50	0.43
12	2	0.87	0.50	0.43
13	9	0.88	0.50	0.44

¹ Nº de perfis com a mesma largura de influência.

14	1	0.89	0.50	0.44
15	1	0.93	0.50	0.46
16	2	0.96	0.50	0.48
17	8	1.05	0.50	0.53

Na figura 1.8 estão representados os perfis com os valores das ações devidas ao peso da chapa do piso metálico.

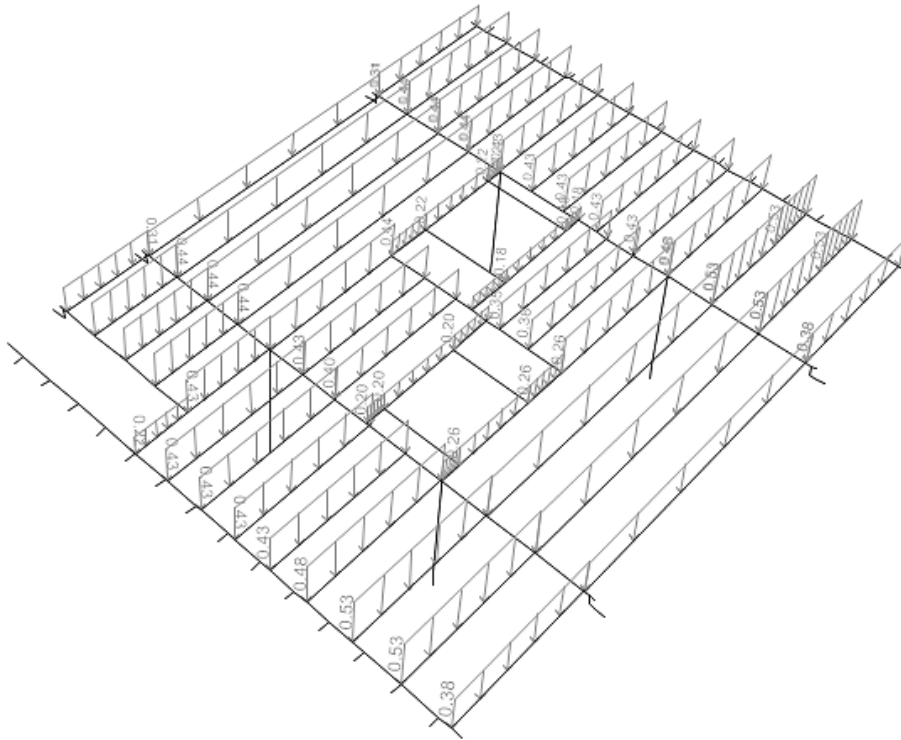


Figura 1.8: Peso das chapas do pavimento do piso metálico

1.3. Sobrecargas (SC)

a) Piso Metálico

Para a sobrecarga no piso metálico considerou-se uma carga uniformemente distribuída de 3 kN/m^2 , estando os valores nos diferentes perfis indicados na tabela 1.6 e na figura 1.9.

Tabela 1.6: Sobrecarga nos perfis do piso metálico

Perfil tipo	Nº de Perfis ¹	Largura de Influência (m)	Peso da Chapa do Piso Metálico (kN/m ²)	Peso da Chapa do Piso Metálico (kN/m)
1	3	0.35	3.00	1.05
2	3	0.40	3.00	1.20
3	1	0.43	3.00	1.29
4	3	0.44	3.00	1.31
5	3	0.53	3.00	1.58
6	3	0.62	3.00	1.87
7	1	0.70	3.00	2.10
8	4	0.75	3.00	2.25
9	1	0.80	3.00	2.40
10	1	0.85	3.00	2.55
11	8	0.86	3.00	2.58
12	2	0.87	3.00	2.60
13	9	0.88	3.00	2.63
14	1	0.89	3.00	2.66
15	1	0.93	3.00	2.78
16	2	0.96	3.00	2.87
17	8	1.05	3.00	3.15

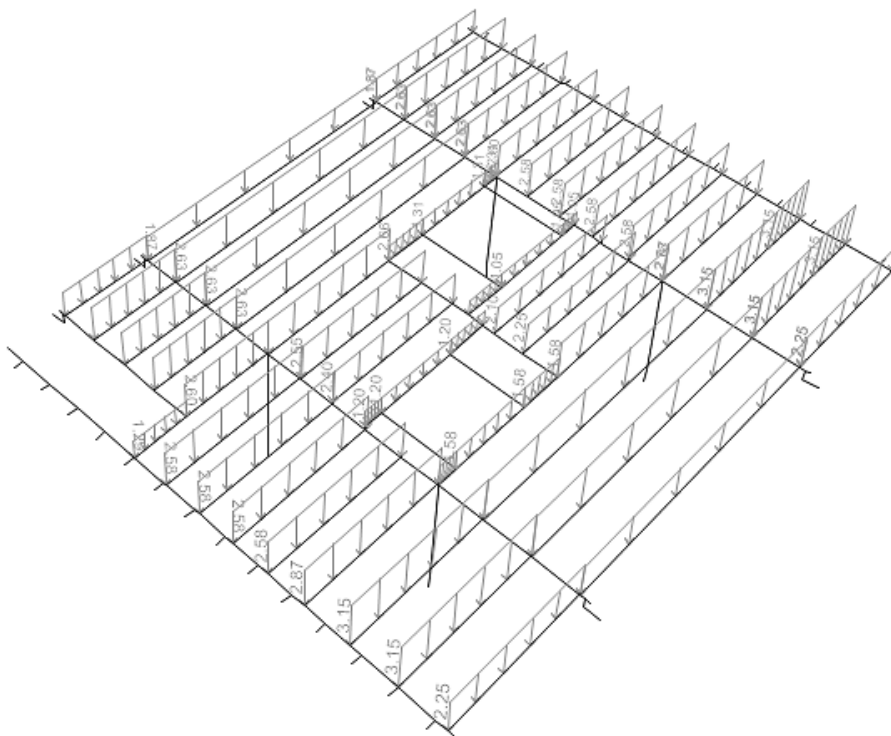


Figura 1.9: Sobrecarga nos perfis do piso metálico

b) Piso de Betão Armado

O piso de betão armado é constituído por um conjunto de lajes vigadas, tendo-se considerado também para o seu dimensionamento uma sobrecarga de 3 kN/m^2 , conforme se indica na figura 1.10.

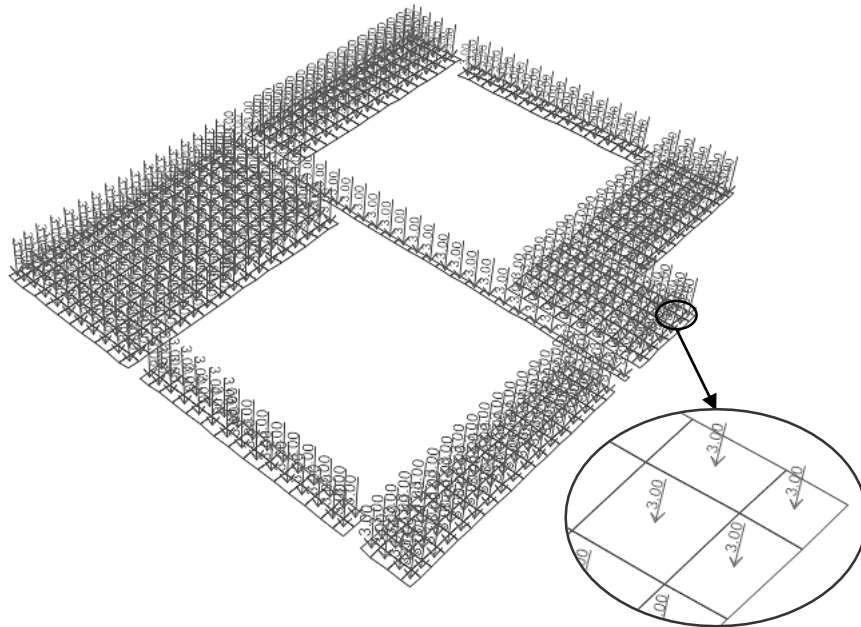


Figura 1.10: Sobrecarga no piso de betão armado

c) Laje de Ensoleiramento

Na laje de ensoleiramento foi considerada a mesma sobrecarga do piso de betão armado (ver figura 1.11).

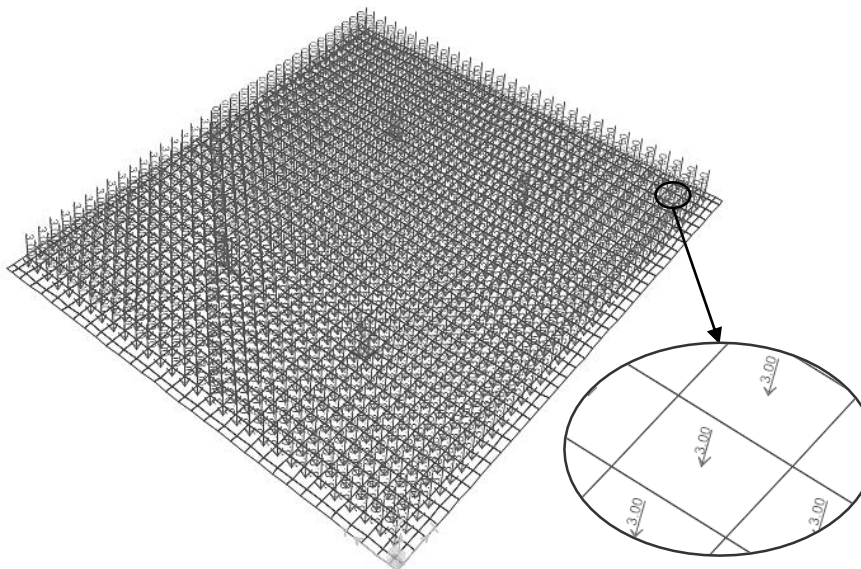


Figura 1.11: Sobrecarga na Laje de Ensoleiramento

d) Escadas

A sobrecarga considerada nas escadas foi também de 3 kN/m² e foi aplicada em cada um dos degraus, segundo os resultados indicados na Tabela 1.7 e também nas figuras 1.12 e 1.13.

Tabela 1.7: Sobrecarga distribuída em cada degrau

<i>Elemento</i>	<i>Largura do elemento (m)</i>	<i>kN/m²</i>	<i>kN/m</i>
<i>Degrau</i>	0.20	3.00	0.60

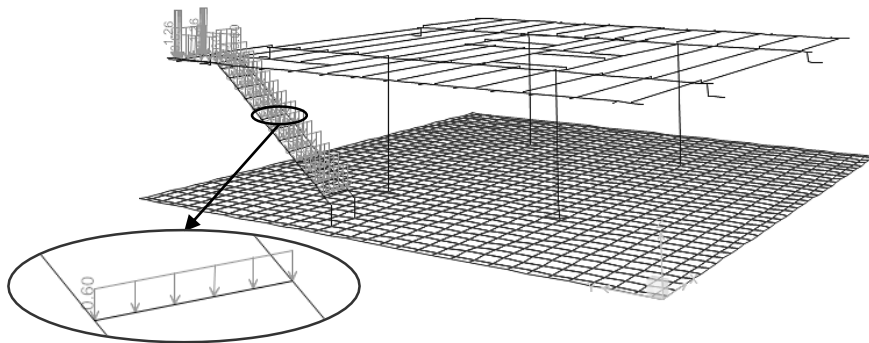


Figura 1.12: Sobrecarga nas escadas de acesso ao piso metálico

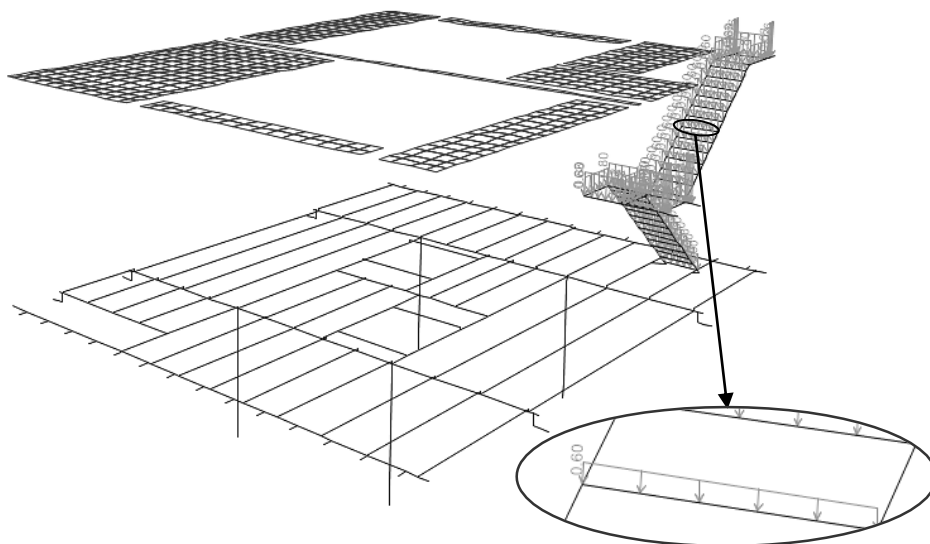


Figura 1.13: Sobrecarga nas escadas de acesso ao piso de betão

e) Laje de Acesso

Na laje de acesso considerou-se uma sobrecarga mais elevada (NP EN 1991-2) uma vez que a mesma está sujeita à circulação de veículos pesados. As cargas consideradas estão indicadas na tabela da figura 1.14.

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

Figura 1.14: Modelo de ações LM1 – Valores característicos – EN 1991-2 (Ações em pontes)

No modelo realizado no programa de elementos finitos foram considerados dois caminhos de rolamento que representam simultaneamente o trajeto dos dois veículos sobre laje de acesso.

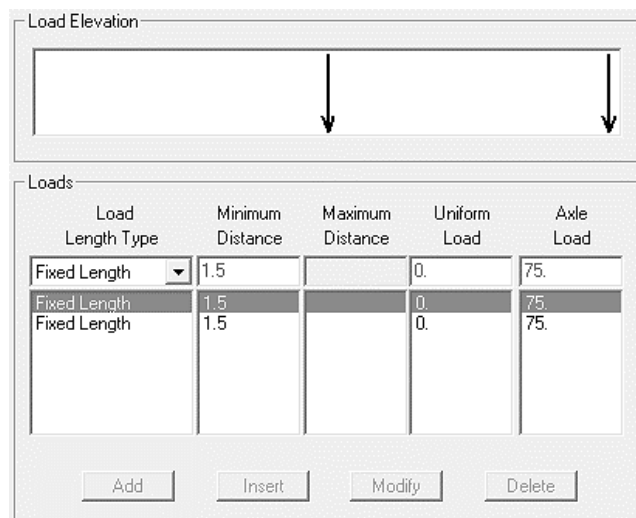


Figura 1.15: Cargas móveis consideradas no modelo “SAP2000”

De acordo com o quadro NA-6.8 da NP EN 1991-2 foi também considerada uma carga uniformemente distribuída, q_k , igual a 9 kN/m² que atua independentemente das cargas pontuais.

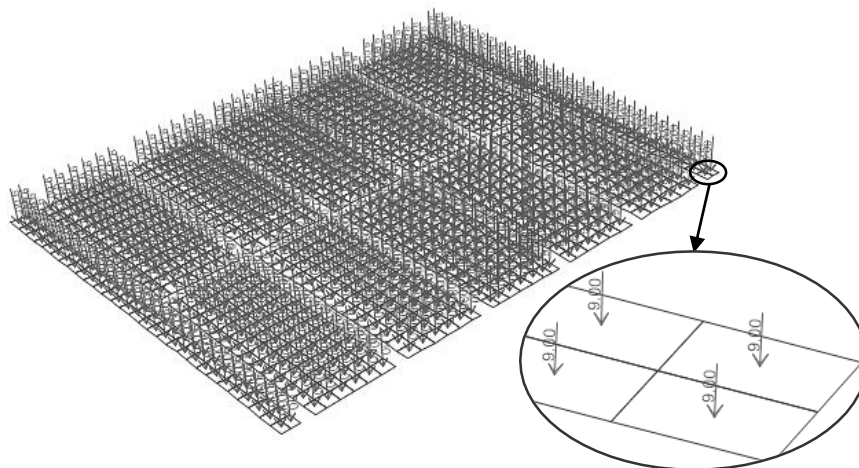


Figura 1.16: Sobrecarga uniformemente distribuída na laje de acesso

f) Cobertura

A sobrecarga distribuída considerada na cobertura foi de 0,4 kN/m² (NP EN 1991-1-1).

A figura 1.17 e a tabela 1.8 indicam os valores das sobrecargas nas madres da cobertura.

Tabela 1.8: Sobrecarga na Cobertura

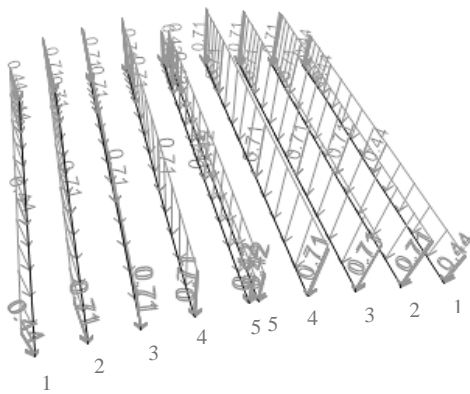


Figura 1.17: Sobrecarga na Cobertura

Madre	Largura de Influência (m)	SC (kN/m ²)	SC (kN/m)
1	1.11	0.40	0.44
2	1.80	0.40	0.72
3	1.80	0.40	0.72
4	1.80	0.40	0.72
5	1.06	0.40	0.42
5	1.06	0.40	0.42
4	1.80	0.40	0.72
3	1.80	0.40	0.72
2	1.80	0.40	0.72
1	1.11	0.40	0.44

1.4. Ação do Vento (W)

A ação do vento não foi tida em conta na estrutura de betão armado em virtude de esta se encontrar parcialmente soterrada.

Considerou-se que o vento atua nos 4 sentidos (W_x , W_y , W_{xx} e W_{yy}) sobre a estrutura metálica, tal como foi referido na memória descritiva.

Para a determinação da ação do vento segundo W_x , W_{xx} e W_y , considerou-se a altura total do edifício igual a 19 m, e segundo W_{yy} contabilizou-se apenas a altura do edifício acima da face superior do piso de betão armado igual a 11 m.

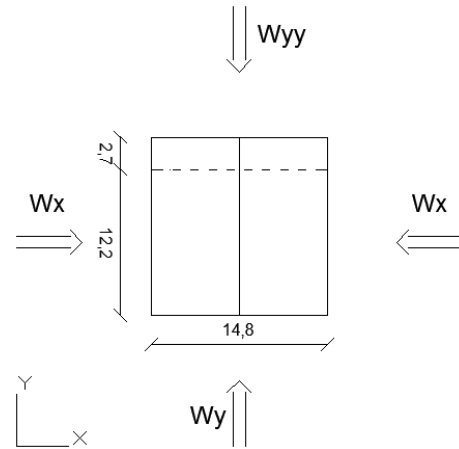


Figura 1.18: Ação do vento na estrutura

1.4.1. Determinação da Pressão Dinâmica de Pico, $q_p(z)$

Por forma a contextualizar a pressão dinâmica de pico considerou-se que as alturas de referência interiores e exteriores são iguais.

Tabela 1.9: Pressão Dinâmica de Pico segundo W_x , W_{xx} e W_y

<i>Pressão dinâmica de pico ($h = 19\text{ m}$) – W_x e W_{xx} e W_y</i>			
<i>Altura de Referência</i>	Z_{e1}	Z_{e2}	<i>Unidades</i>
z_0	0.30	0.30	m
z_{min}	8.00	8.00	m
z_e	19.00	14.80	m
$k_r(z_e)$	0.22	0.22	m
$c_r(z_e)$	0.89	0.84	
c_0	1.00	1.00	
$v_m(z_e)$	24.13	22.67	m/s
$I_v(z_e)$	0.24	0.26	
$q_p(z_e=z_i)$	0.98	0.90	kN/m ²

Tabela 1.10: Pressão Dinâmica de Pico segundo W_{yy}

<i>Pressão Dinâmica de Pico ($h = 11\text{ m}$) – W_{yy}</i>		
<i>Altura de Referência</i>	Z_e	<i>Unidades</i>
z_0	0.30	m
z_{min}	8.00	m
z_e	11.00	m
$k_r(z_e)$	0.22	m
$c_r(z_e)$	0.78	
c_0	1.00	
$v_m(z_e)$	20.95	m/s
$I_v(z_e)$	0.28	
$q_p(z_e=z_i)$	0.81	kN/m ²

1.4.2. Determinação do Coeficiente Estrutural, $c_s c_d$

O coeficiente estrutural foi calculado segundo a norma NP EN 1991-1-4.

Tabela 1.11: Coeficiente Estrutural segundo W_x e W_{xx}

Tabela 1.12: Coeficiente Estrutural segundo W_y

$C_s C_d - W_x \text{ e } W_{xx}$			$C_s C_d - W_y$		
		Unidades			Unidades
z_s	11.40	m	z_s	11.40	m
x_l	0.00	m	x_l	0.00	m
$n_{l,x}$	10.21	Hz	$n_{l,x}$	7.65	hz
L_t	300.00	m	L_t	300.00	m
z_t	200.00	m	z_t	200.00	m
α	0.61		α	0.61	
$L(z_s)$	52.29	m	$L(z_s)$	52.29	m
c_0	1.00		c_0	1.00	
$k_r(z_s)$	0.22		$k_r(z_s)$	0.22	
$c_r(z_s)$	0.78		$c_r(z_s)$	0.78	
$v_m(z_s)$	21.15	m/s	$v_m(z_s)$	21.15	m/s
$f_L(z_s; n_{l,x})$	25.23		$f_L(z_s; n_{l,x})$	18.91	
η_b	32.85		η_b	24.61	
R_b	0.03		R_b	0.04	
η_h	42.17		η_h	31.60	
R_h	0.02		R_h	0.03	
$S_L(z_s, n_{l,x})$	0.02		$S_L(z_s, n_{l,x})$	0.02	
δ_s	0.08		δ_s	0.08	
μ_e	4.55		μ_e	8.60	
δ_a	0.00		δ_a	0.00	m
δ_d	0.00		δ_d	0.00	m
δ	0.08		δ	0.08	m
R^2	0.00		R^2	0.00	
B^2	1.00		B^2	1.00	
ν	0.27		ν	0.30	
T	600.00		T	600.00	s
K_p	3.38		K_p	3.41	
K_l	1.00		K_l	1.00	
$I_v(z_s)$	0.27		$I_v(z_s)$	0.27	
C_s	1.00		C_s	1.00	
C_d	0.98		C_d	0.98	
$C_s C_d =$	0.98		$C_s C_d$	0.98	

Tabela 1.13: Coeficiente Estrutural para W_{yy}

$C_s C_d - W_{yy}$		Unidades		
z_s	8.00	m	$S_L(z_s, n_{1,x})$	0.02
x_l	0.00	m	μ_e	4.55
$n_{1,x}$	7.65	hz	δ_a	0.00
L_t	300.00	m	δ_d	0.00
z_t	200.00	m	δ	0.08
α	0.61		R^2	0.00
$L(z_s)$	42.14	m	B^2	1.00
c_0	1.00		ν	0.36
$k_r(z_s)$	0.22		T	600.00 s
$c_r(z_s)$	0.71		K_p	3.47
$v_m(z_s)$	19.09	m/s	K_I	1.00
$f_L(z_s; n_{1,x})$	16.88		$I_v(z_s)$	0.30
η_b	27.27		C_s	1.00
R_b	0.04		C_d	0.99
η_h	20.27		$C_s C_d$	0.99
R_h	0.05			

Para o cálculo do coeficiente estrutural, $C_s C_d$, considerou-se em termos conservativos o coeficiente de resposta quase-estática, B^2 , igual a 1 (NP EN 1991-1-4 - §B.2(2)).

Neste projeto efetuou-se um estudo rigoroso conforme se mostra nas tabelas anteriores, tendo-se obtido coeficientes estruturais muito próximos do valor unitário.

1.4.3. Determinação dos Coeficientes de Pressão, C_p

Os coeficientes de pressão foram determinados com base na bibliografia indicada em [30], e no caso da cobertura em consola através do quadro 7.7 da norma NP EN 1991-1-4(7.3). Nas figuras seguintes apresentam-se os coeficientes de pressão considerados no modelo estrutural para todas as direções: W_x , W_y , W_{xx} e W_{yy} .

• Coeficientes de pressão da ação do vento segundo W_x

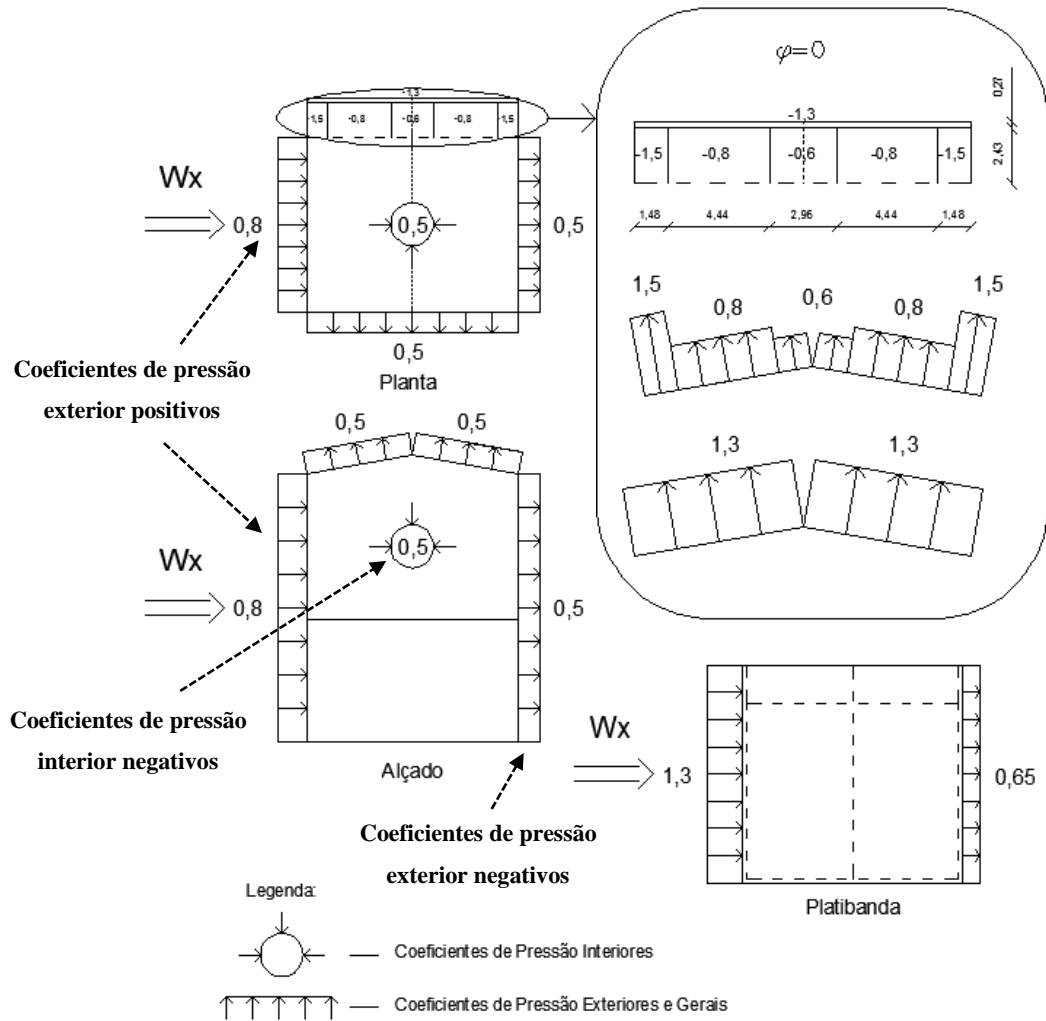


Figura 1.19: Coeficientes de pressão - sentido W_x

- **Coefficientes de pressão da ação do vento segundo W_y**

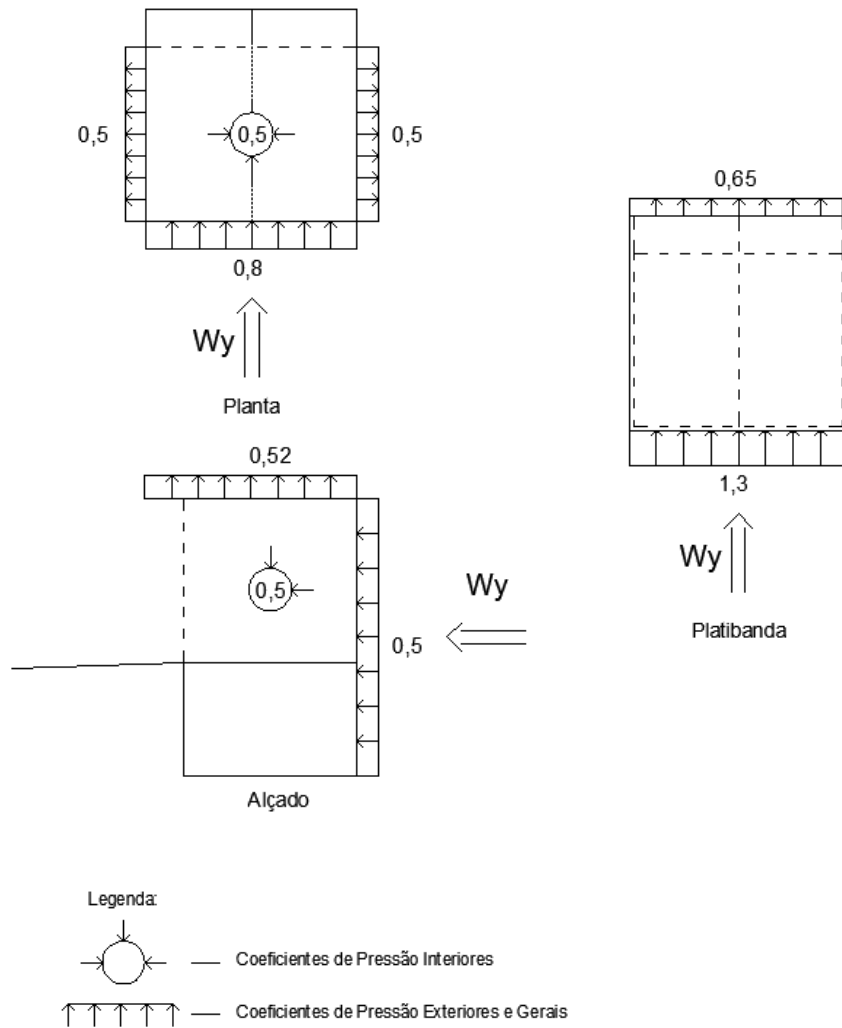


Figura 1.20: Coeficientes de pressão – sentido W_y

• Coeficientes de pressão da ação do vento segundo W_{xx}

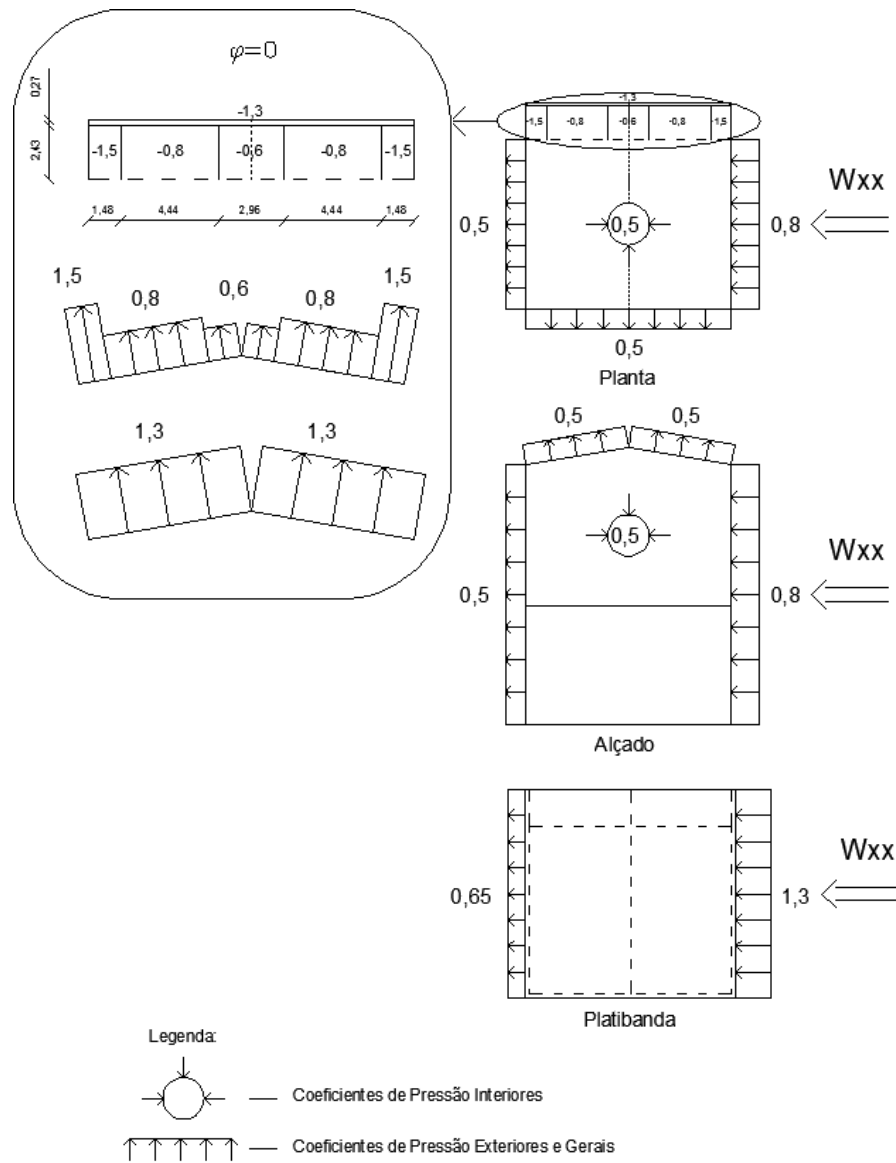


Figura 1.21: Coeficientes de pressão - sentido W_{xx}

- Coeficientes de pressão da ação do vento segundo W_{yy}

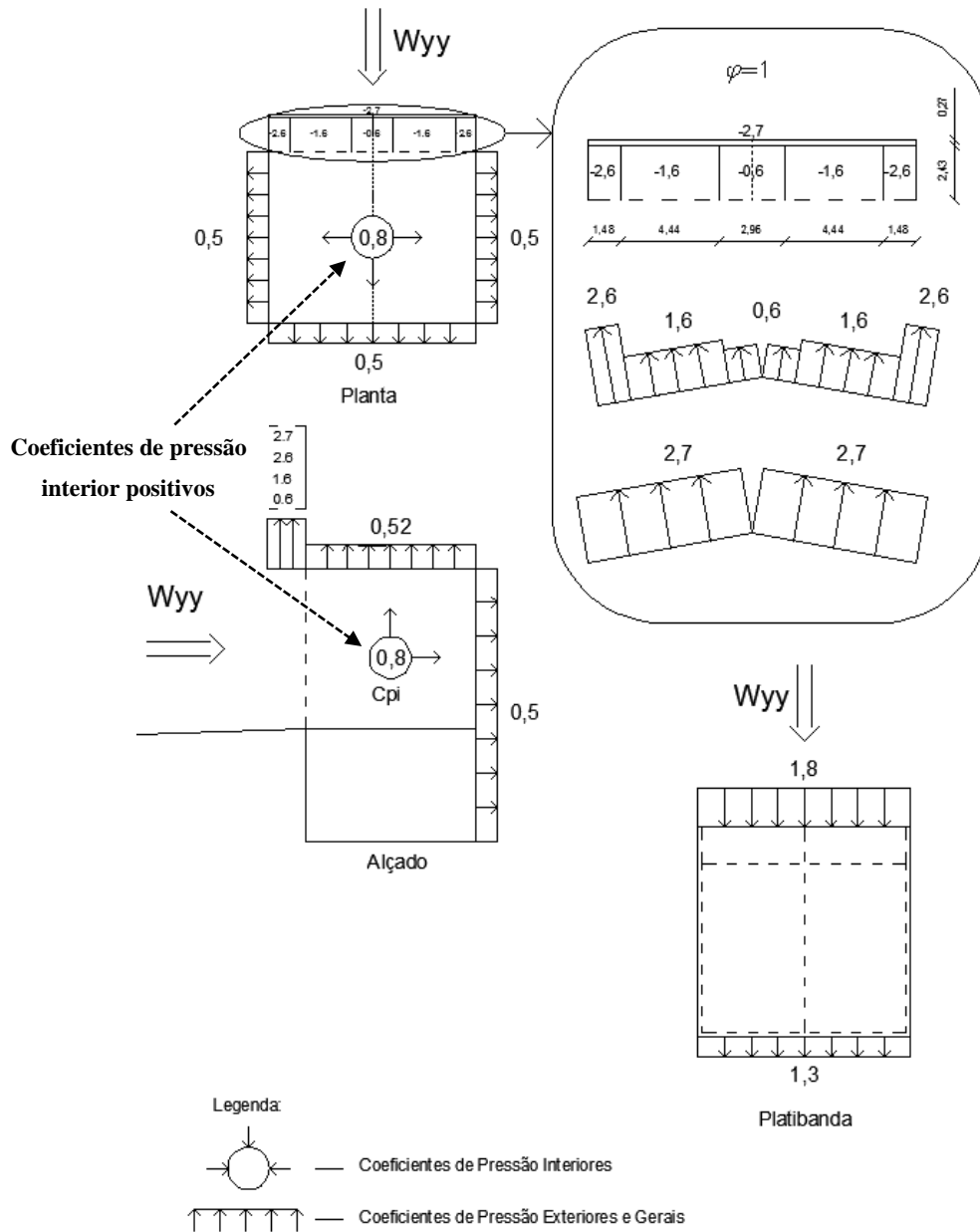


Figura 1.22: Coeficientes de pressão - sentido W_{yy}

1.4.4. Forças exercidas pelo Vento, $F_{w,e}$ e $F_{w,i}$.

Na tabela 1.14 estão indicados os valores finais das forças exteriores da ação do vento, F_w .

Tabela 1.14: Tabela resumo das forças exteriores da ação do vento, $F_{w,e}$.

	Altura de Referência	$q_p(z)$ (kN/m ²)	$C_s C_d$	Coeficientes de Pressão Exterior								Força Resultante Exterior (kN/m ²)									
				Fachada				Cob.	Cob. em Consola ($C_{p,net}$)				Fachada				Cob.	Cob. em Consola ($C_{p,net}$)			
				B	S	LD	LE		A	B	C	D	B	S	LD	LE		A	B	C	D
W_x	$Z_{e,1}$	0.98	0.98	0.80	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.80	-1.30	-1.50	-0.60	0.76	-0.48	-0.48	0.00	-0.48	-0.76	-1.24	-1.43	-0.57
	$Z_{e,2}$	0.90		0.80	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.80	-1.30	-1.50	-0.60	0.70	-0.44	-0.44	0.00	-	-	-	-	-
W_y	$Z_{e,1}$	0.98	0.98	0.80	0.00	-0.50	-0.50	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	0.77	0.00	-0.48	-0.48	-0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
	$Z_{e,2}$	0.90		0.80	0.00	-0.50	-0.50	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	-0.52	0.71	0.00	-0.44	-0.44	-	-	-	-	-
W_{xx}	$Z_{e,1}$	0.98	0.98	0.80	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.80	-1.30	-1.50	-0.60	0.76	-0.48	0.00	-0.48	-0.48	-0.76	-1.24	-1.43	-0.57
	$Z_{e,2}$	0.90		0.80	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.80	-1.30	-1.50	-0.60	0.70	-0.44	0.00	-0.44	-	-	-	-	-
W_{yy}	Z_e	0.81	0.99	0.00	-0.50	-0.50	-0.50	-0.52	-1.60	-2.70	-2.60	-0.60	0.00	-0.40	-0.40	-0.40	-0.42	-1.28	-2.17	-2.09	-0.48

B – Barlavento; S – Sotavento; LD – Alçado lateral direito; LE – Alçado lateral esquerdo; Cob. – Cobertura; A,B,C,D – Zonas da cobertura em consola.

Os valores dos coeficientes gerais, $C_{p,net}$, referentes à zona da cobertura em consola foram calculados como sendo coeficientes exteriores.

Tabela 1.15: Tabela resumo das forças interiores da ação vento, $F_{w,i}$.

	Altura de Referência	$q_p(z)$ (kN/m ²)	Coeficientes de Pressão Interior					Força Resultante Interior (kN/m ²)				
			Fachada				Cob.	Fachada				Cob.
			B	S	LD	LE		B	S	LD	LE	
W_x	Z_{i1}	0.98	-0.50	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.49	-0.49	-0.49	0.00	-0.49
	Z_{i2}	0.90	-0.50	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.45	-0.45	-0.45	0.00	-
W_y	Z_{i1}	0.98	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.50	-0.49	0.00	-0.49	-0.49	-0.49
	Z_{i2}	0.90	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.50	-0.45	0.00	-0.45	-0.45	-
W_{xx}	Z_{i1}	0.98	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.49	-0.49	0.00	-0.49	-0.49
	Z_{i2}	0.90	-0.50	-0.50	0.00	-0.50	-0.50	-0.45	-0.45	0.00	0.45	-
W_{yy}	Z_i	0.81	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.65	0.65	0.65	0.65

No caso das platibandas os coeficientes gerais, $C_{p,net}$, foram calculados da mesma forma que a zona da cobertura em consola e estão resumidos na tabela 1.16.

Tabela 1.16: Valores da força exercida pelo vento, F_w , nas platibandas

	Altura de Referência	$q_p(z)$ (kN/m ²)	CsCd	Coef. de Pressão Gerais				Força Resultante (kN/m ²)			
				B	S	LD	LE	B	S	LD	LE
W_x	Z	0.98	0.98	1.30	-0.65	0.00	0.00	1.24	-0.62	0.00	0.00
W_y	Z	0.98	0.98	1.30	-0.65	0.00	0.00	1.26	-0.65	0.00	0.00
W_{xx}	Z	0.98	0.98	1.30	-0.65	0.00	0.00	1.24	-0.62	0.00	0.00
W_{yy}	Z	0.81	0.99	1.80	-0.90	0.00	0.00	1.44	-0.72	0.00	0.00

1.4.5. Aplicação das forças no programa de elementos finitos "SAP2000"

Neste subcapítulo explica-se como foram aplicadas as forças exercidas pelo vento na estrutura no modelo "SAP2000".

Considerou-se uma força resultante correspondente à soma vetorial das forças exteriores, $F_{w,e}$, e interiores, $F_{w,i}$, exercidas pelo vento. As forças resultantes são aplicadas diretamente nas madres da cobertura e dos alçados.

Nos pontos seguintes apresentam-se as tabelas e figuras das forças resultantes nas madres da estrutura metálica em cada sentido da ação do vento.

a) Ação do Vento segundo W_x

Tabela 1.17: Ação do vento segundo W_x nas madres dos alçados

Ação nas madres do tapamento metálico – W_x (kN/m)										
Madre H (m)		Barlavento		Sotavento		Lateral Direito		Lateral Esquerdo		
		Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	
$Z_{e,1}$	1	0.90	0.69	-0.44	-0.43	-0.44	0.00	0.00	-0.43	-0.44
			1.13		0.01		0.00		0.01	
$Z_{e,1}$	2	1.80	1.38	-0.88	-0.86	-0.88	0.00	0.00	-0.86	-0.88
			2.26		0.02		0.00		0.02	
$Z_{e,2}$	3	1.80	1.26	-0.81	-0.79	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81
			2.07		0.02		0.00		0.02	
	4	1.80	1.26	-0.81	-0.79	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81
			2.07		0.02		0.00		0.02	
$Z_{e,2}$	5	1.80	1.26	-0.81	-0.79	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81
			2.07		0.02		0.00		0.02	
$Z_{e,2}$	6	0.95	0.67	-0.43	-0.42	-0.43	0.00	0.00	-0.42	-0.43
			1.10		0.01		0.00		0.01	

Tabela 1.18: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura

Ação nas madres da cobertura – W_x (kN/m)			
Madre	H (m)	Exterior	Interior
1	1.11	-0.53	-0.54
		0.01	
2	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
3	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
4	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
5	1.06	-0.51	-0.52
		0.01	

5	1.06	-0.51	-0.52
		0.01	
4	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
3	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
2	1.80	-0.86	-0.88
		0.02	
1	1.11	-0.53	-0.54
		0.01	

Tabela 1.19: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura em consola

Ação nas madres da cobertura em consola – W_x (kN/m)						
Madre	H (m)	A	B	C	D	Total (sem zona B)
1	1.11	0.00	-1.38	-1.60	0.00	-1.60
2	1.80	-1.02	-2.24	-0.67	0.00	-1.69
3	1.80	-1.38	-2.24	0.00	0.00	-1.38
4	1.80	-1.03	-2.24	0.00	-0.26	-1.29
5	1.06	0.00	-1.32	0.00	-0.61	-0.61
5	1.06	0.00	-1.32	0.00	-0.61	-0.61
4	1.80	-1.03	-2.24	0.00	-0.26	-1.29
3	1.80	-1.38	-2.24	0.00	0.00	-1.38
2	1.80	-1.02	-2.24	-0.67	0.00	-1.69
1	1.11	0.00	-1.38	-1.60	0.00	-1.60

Nas figuras 1.23 e 1.24 visualizam-se os resultados retirados das tabelas anteriores devido à ação do vento segundo W_x .

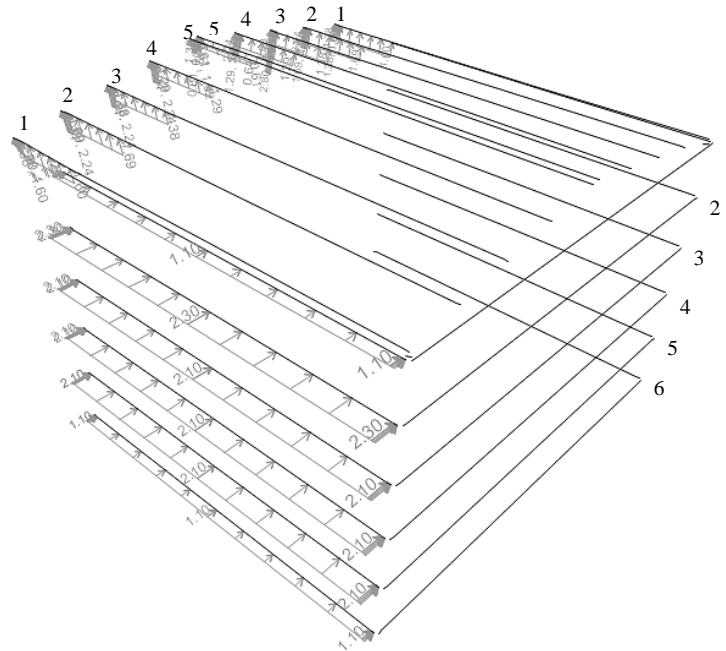


Figura 1.23: Ação do vento segundo W_x nas madres da cobertura e dos alçados

Como se pode ver na figura 1.23 apenas foi aplicada a ação do vento segundo W_x na fachada de barlavento e na zona da cobertura em consola. Nas restantes madres os valores determinados não têm significado conforme consta nas tabelas anteriores.

Na figura seguinte está indicada a ação do vento segundo W_x nas madres das platibandas.

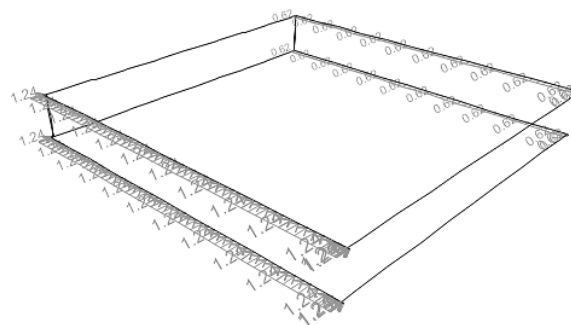


Figura 1.24: Ação do vento segundo W_x nas madres das platibandas

b) Ação do Vento segundo W_y

Tabela 1.20: Ação do vento segundo W_y nas madres dos alçados

Ação nas madres do tapamento metálico - W_y										
Madre	H (m)	Barlavento		Sotavento		Lateral Direito		Lateral Esquerdo		
		Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	
$Z_{e,1}$	1	0.90	0.69	-0.44	0.00	0.00	-0.43	-0.44	-0.43	-0.44
			1.13		0.00		0.01		0.01	
$Z_{e,1}$	2	1.80	1.38	-0.88	0.00	0.00	-0.86	-0.88	-0.86	-0.88
			2.26		0.00		0.02		0.02	
$Z_{e,2}$	3	1.80	1.27	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81	-0.79	-0.81
			2.08		0.00		0.01		0.01	
	4	1.80	1.27	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81	-0.79	-0.81
			2.08		0.00		0.01		0.01	
$Z_{e,2}$	5	1.80	1.27	-0.81	0.00	0.00	-0.79	-0.81	-0.79	-0.81
			2.08		0.00		0.01		0.01	
$Z_{e,2}$	6	0.95	0.67	-0.43	0.00	0.00	-0.42	-0.43	-0.42	-0.43
			1.10		0.00		0.01		0.01	

Tabela 1.21: Ação do vento segundo W_y nas madres da cobertura

Ação nas madres da cobertura – W_y (kN/m)		
Madre	H (m)	Exterior Interior
1	1.11	-0.56 -0.54 0.01
2	1.80	-0.90 -0.88 0.02
3	1.80	-0.90 -0.88 0.02
4	1.80	-0.90 -0.88 0.02
5	1.06	-0.53 -0.52 0.01

5	1.06	-0.53 -0.52 0.01
4	1.80	-0.90 -0.88 0.02
3	1.80	-0.90 -0.88 0.02
2	1.80	-0.90 -0.88 0.02
1	1.11	-0.56 -0.54 0.01

Para o vento segundo W_y considerou-se que os coeficientes de pressão na zona da cobertura em consola são iguais aos da restante cobertura (ver figura 1.20), não sendo significativos, conforme se mostra na figura seguinte.

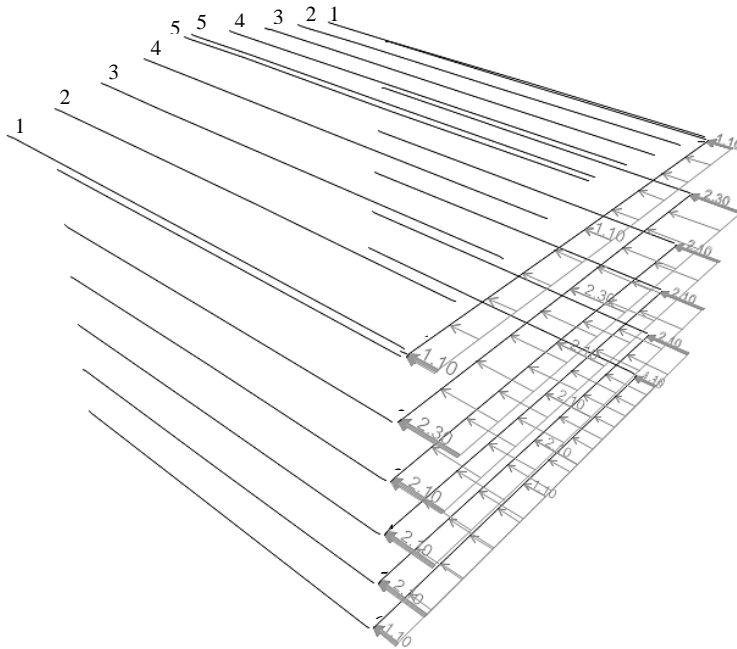


Figura 1.25: Ação do vento segundo W_y nas madres da cobertura e alçados.

Na figura 1.26 está indicada a ação do vento segundo W_y nas madres das platibandas.

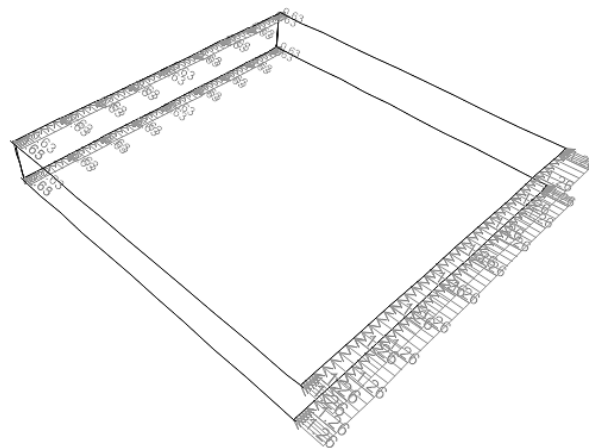


Figura 1.26: Ação do vento segundo W_y nas madres das platibandas

c) Ação do Vento segundo W_{xx}

A ação do vento para W_x e W_{xx} é igual devido à simetria da estrutura metálica segundo o eixo y-y. Assim os valores das forças resultantes a aplicar nas madres são os mesmos das tabelas 1.17, 1.18 e 1.19.

As figuras 1.27 e 1.28 mostram as forças aplicadas na estrutura devidas ao vento segundo W_{xx} .

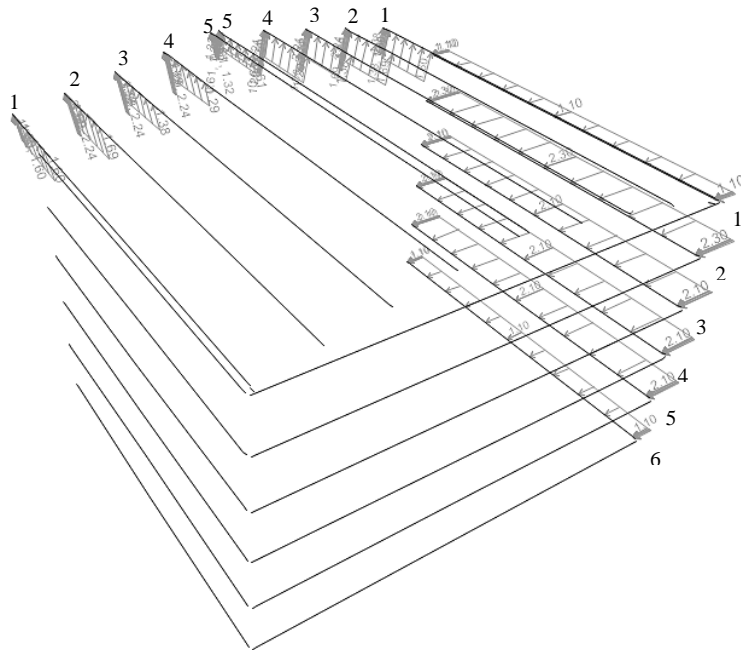


Figura 1.27: Ação do vento segundo W_{xx} nas madres da estrutura metálica

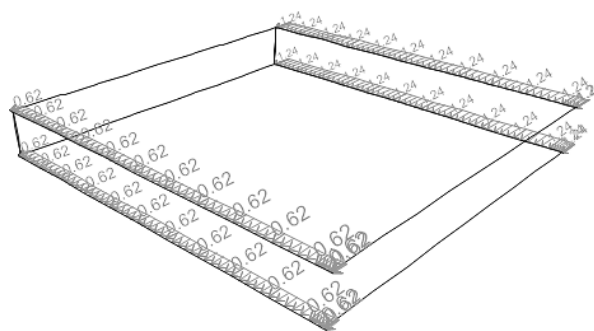


Figura 1.28: Ação do vento segundo W_{xx} nas madres das platibandas

d) Ação do Vento segundo W_{yy}

Por último apresentam-se as tabelas com os valores da ação do vento segundo W_{yy} :

Tabela 1.22: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres dos alçados

Ação nas madres do tapamento metálico - W_{yy}										
Madre H (m)		Barlavento		Sotavento		Lateral Direito		Lateral Esquerdo		
		Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	Exterior	Interior	
$Z_{e,1}$	1	0.90	0.00	0.00	-0.36	0.58	-0.36	0.58	-0.36	0.58
			0.00		-0.94		-0.94		-0.94	
$Z_{e,1}$	2	1.80	0.00	0.00	-0.72	1.16	-0.72	1.16	-0.72	1.16
			0.00		-1.88		-1.88		-1.88	
$Z_{e,2}$	3	1.80	0.00	0.00	-0.72	1.16	-0.72	1.16	-0.72	1.16
			0.00		-1.88		-1.88		-1.88	
	4	1.80	0.00	0.00	-0.72	1.16	-0.72	1.16	-0.72	1.16
			0.00		-1.88		-1.88		-1.88	
$Z_{e,2}$	5	1.80	0.00	0.00	-0.72	1.16	-0.72	1.16	-0.72	1.16
			0.00		-1.88		-1.88		-1.88	
$Z_{e,2}$	6	0.95	0.00	0.00	-0.38	0.62	-0.38	0.62	-0.38	0.62
			0.00		-1.00		-1.00		-1.00	

Tabela 1.23: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura

Ação nas madres da cobertura – W_{yy} (kN/m)			
Madre	H (m)	Exterior	Interior
1	1.11	-0.46	-0.72
		-1.18	
2	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
3	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
4	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
5	1.06	-0.44	0.68
		-1.13	

5	1.06	-0.44	0.68
		-1.13	
4	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
3	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
2	1.80	-0.75	1.16
		-1.91	
1	1.11	-0.46	0.72
		-1.18	

Tabela 1.24: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura em consola

Ação nas madres da cobertura em consola – W_{yy} (kN/m)						
Madre	H	A	B	C	D	Total (sem zona B)
1	1.11	0.00	-2.41	-2.32	0.00	-2.32
2	1.80	-1.71	-3.90	-0.98	0.00	-2.69
3	1.80	-2.31	-3.90	0.00	0.00	-2.31
4	1.80	-1.73	-3.90	0.00	-0.22	-1.95
5	1.06	0.00	-2.30	0.00	-0.51	-0.51
5	1.06	0.00	-2.30	0.00	-0.51	-0.51
4	1.80	-1.73	-3.90	0.00	-0.22	-1.95
3	1.80	-2.31	-3.90	0.00	0.00	-2.31
2	1.80	-1.71	-3.90	-0.98	0.00	-2.69
1	1.11	0.00	-2.40	-2.32	0.00	-2.32

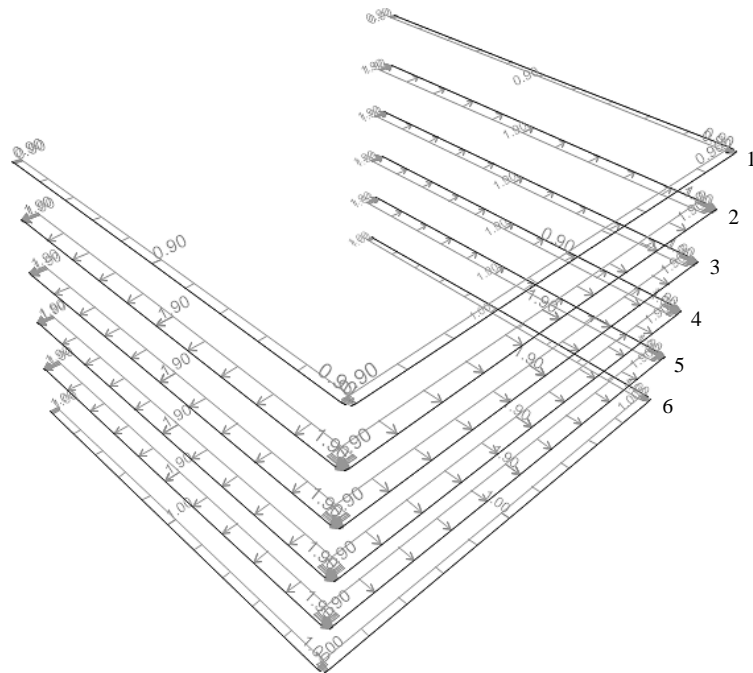


Figura 1.29: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres dos alçados

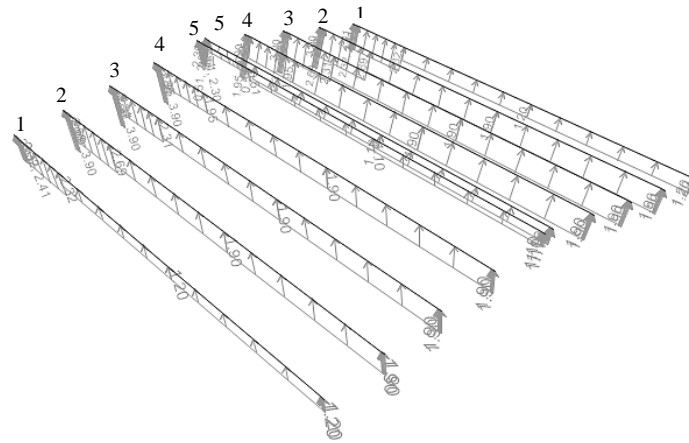


Figura 1.30: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres da cobertura

Nota: Este caso difere de todos os outros devido à existência de pressões em todos os alçados e cobertura. Nesta situação o vento ao atuar segundo W_{yy} gera pressões interiores maiores em todos os sentidos, como é possível identificar nas figuras 1.29 e 1.30. As forças resultantes aplicadas nas madres das platibandas estão indicadas na figura 1.31.

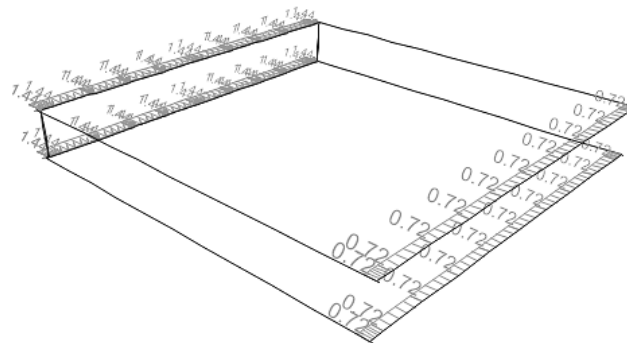


Figura 1.31: Ação do vento segundo W_{yy} nas madres das platibandas

1.5. Ação Sísmica (E)

Como já foi referido na memória descritiva, a quantificação da ação sísmica depende de alguns fatores tais como o tipo de terreno, a localização, a classe de importância, o coeficiente de comportamento, parâmetros estes que são necessários utilizar na definição das funções espectrais.

Tabela 1.25: Parâmetros para determinação dos espectros de cálculo I e II

	$S_d(I)$	$S_d(II)$			
Tipo de Terreno	C	C	γ	0.65	0.75
S	1.60	1.60	agR	0.35	1.10
T_B (s)	0.10	0.10	ag	0.23	0.83
T_C (s)	0.60	0.25	η	1.00	1.00
T_D (s)	2.00	2.00	ξ	0.05	0.05
S_{max}	1.60	1.60	q	1.50	1.50

Com base nos parâmetros referidos anteriormente foram calculados os dois espectros de cálculo:

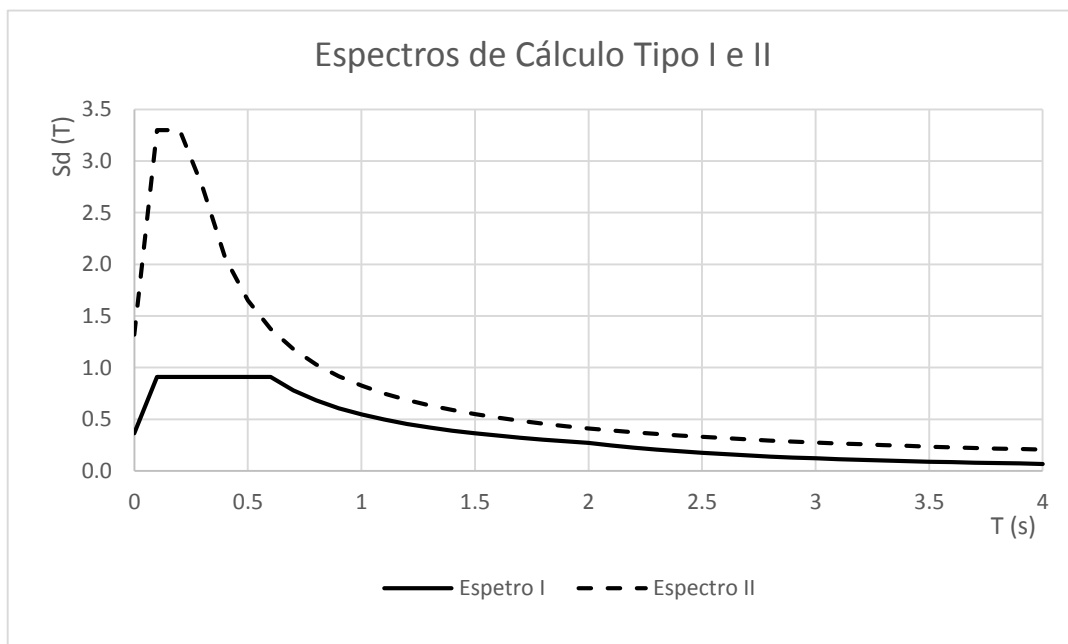


Figura 1.32: Espectros de cálculos tipo I e II

Segundo a norma NP EN 1998-1 as componentes horizontais, U_1 e U_2 , da ação sísmica atuam simultaneamente, tendo-se considerado segundo a cláusula δ4.3.3.5.1(3) do EC8 as seguintes quatro combinações:

- a) Espectro de Cálculo I - $U_1 + 0,3U_2$
- b) Espectro de Cálculo I - $0,3U_1 + U_2$
- c) Espectro de Cálculo II - $U_1 + 0,3U_2$
- d) Espectro de Cálculo II - $0,3U_1 + U_2$

A figura 1.33 representa um exemplo de uma das combinações direcionais consideradas no modelo "SAP2000".

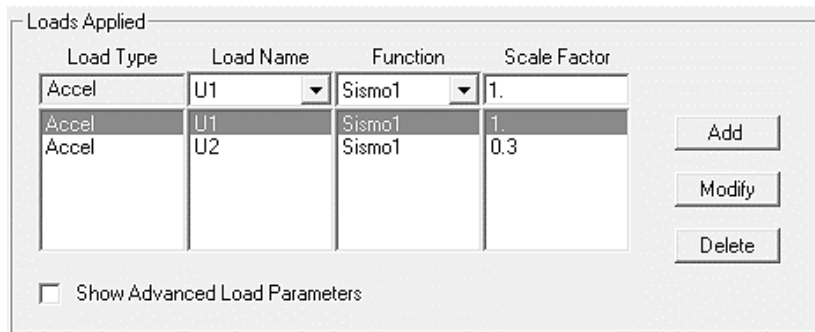


Figura 1.33: Combinação direcional para o Espectro de Cálculo I – $U1 + 0,3U2$

Para a análise dinâmica da estrutura efetuada foram contabilizadas as massas devidas ao peso próprio da estrutura, às restantes cargas permanentes e às sobrecargas através da função "mass source" do "SAP2000"

Foram necessários 300 modos de vibração por forma a se obter cerca de 90% da massa participada em cada direção horizontal, sendo os modos com maior participação de massa os indicados nas figuras seguintes:

Modo de Vibração 9
 Participação Modal (y-y): 38,8 %
 $f = 4,89 \text{ hz}$
 $T = 0,20 \text{ s}$

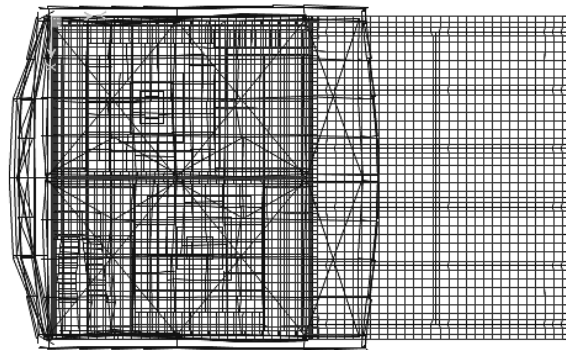


Figura 1.34: Modo de vibração 9

Modo de Vibração 26

Participação Modal (x-x): 18,5 %

$$f = 7,29 \text{ hz}$$

$$T = 0,14 \text{ s}$$

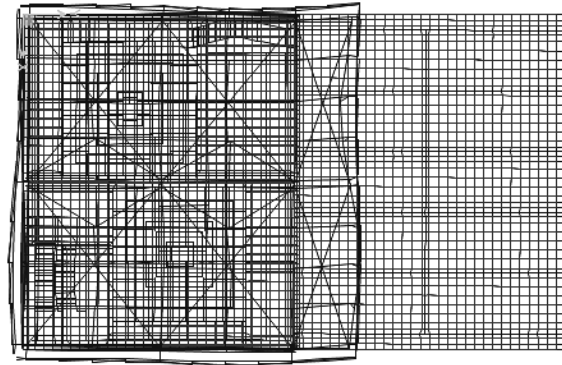


Figura 1.35: Modo de vibração 26

Modo de Vibração 266

Participação Modal (y-y): 12,7 %

$$f = 30,42 \text{ hz}$$

$$T = 0,03 \text{ s}$$

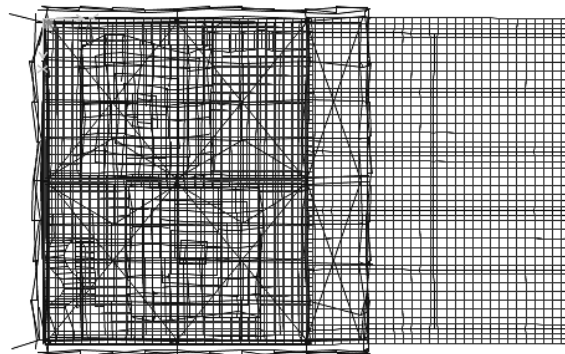


Figura 1.36: Modo de vibração 266

1.6. Impulsos de Terra (I)

Para o cálculo dos impulsos de terra teve-se em conta o impulso do terreno no estado em repouso (I_0) e no estado ativo de modo a verificar qual o caso mais desfavorável. Para tal foram elaboradas folhas de cálculo para determinação dos impulsos, tendo-se verificado que a ação mais desfavorável ocorria quando o terreno estava no estado em repouso.

Apresentam-se de seguida os parâmetros do terreno e os valores finais das pressões nos muros, para as diferentes alturas de terreno.

Tabela 1.26: Parâmetros geotécnicos do terreno

γ (kN/m ³)	Φ (°)	δ (°)	β (°)	i (°)
20	32	0	0	0

Tabela 1.27: Valores dos impulsos do terreno calculados para a combinação A1 (mais desfavorável)

Muro Lateral Esquerdo		Muro Tardoz		Muro Frontal	
Altura (m)	Pressão (kN/m²)	Altura (m)	Pressão (kN/m²)	Altura (m)	Pressão (kN/m²)
$h_1 = 6,20$	58,29	$h_1 = 3,70$	34,79	$h_1 = 6,20$	58,29
$h_2 = 5,36$	50,39	$h_2 = 2,46$	23,13	$h_2 = 4,14$	38,92
$h_3 = 4,53$	42,59	$h_3 = 1,23$	11,56	$h_3 = 2,07$	19,46
$h_4 = 3,70$	34,79	$h_4 = 0,00$	0,00	$h_4 = 0,00$	0,00

Na figura 1.37 estão representados os impulsos de terra sobre os muros de betão armado.

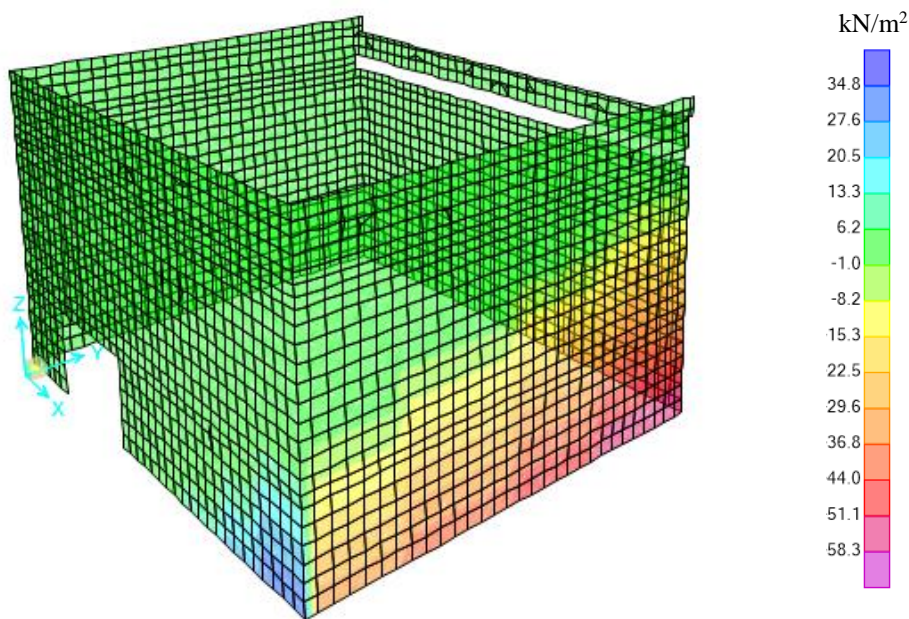


Figura 1.37: Impulsos do terreno nos muros de suporte

1.7. Tremonhas

Neste subcapítulo indicam-se os valores devidos ao peso da chapa metálica e das sobrecargas nas tremonhas.

As tabelas seguintes resumem os valores das ações totais em cada uma das tremonhas:

Tabela 1.28: Restante carga permanente em cada tremonha

Tremonha	γ_{Chapa} (kN/m ³)	Área (m ²)	Esp. (m)	F (kN)
Chapa Metálica	76.80	76.83	0.05	295.02

Tabela 1.29: Sobrecarga em cada tremonha para os dois materiais

Tremonha	Material	γ (kN/m ³)	Volume (m ³)	F (kN)
Areia	Areia	18.00	69.33	1247.86
Pirite	Pirite	24.00	67.14	1611.29

Por uma questão de segurança considerou-se que as duas tremonhas poderiam eventualmente estar totalmente cheias com pirite. Deste modo foram introduzidos no programa de cálculo automático os valores das ações nos nós de apoio das tremonhas.

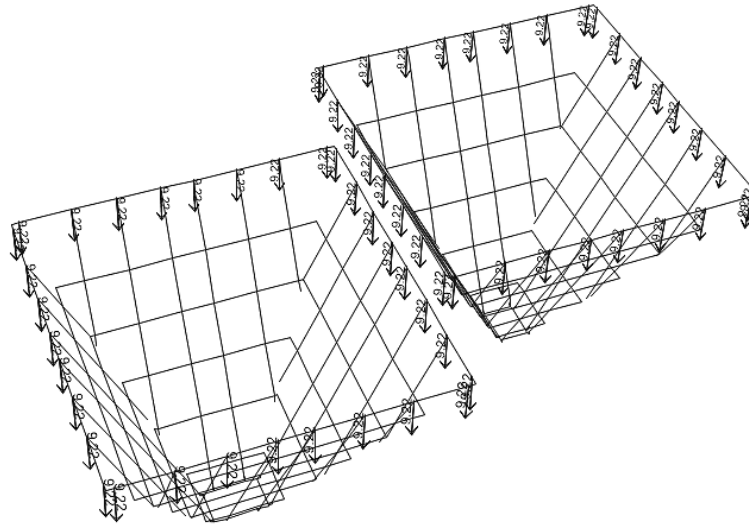
Segundo este princípio determinaram-se os valores da restante carga permanente e da sobrecarga, de acordo com o indicado nas tabelas 1.30 e 1.31.

Tabela 1.30: Restante carga permanente nas tremonhas

Tremonha	F (kN)	Nº Nós	F (kN/nó)
Chapa Metálica	295.016	32	9.22

Tabela 1.31: Sobrecarga nas tremonhas

Tremonha	F (kN)	Nº Nós	F (kN/nó)
Pirite	1611.29	32	50.35



aquando da operação de extração. Considerou-se que os dois extratores possuem as dimensões indicadas na figura 1.40:

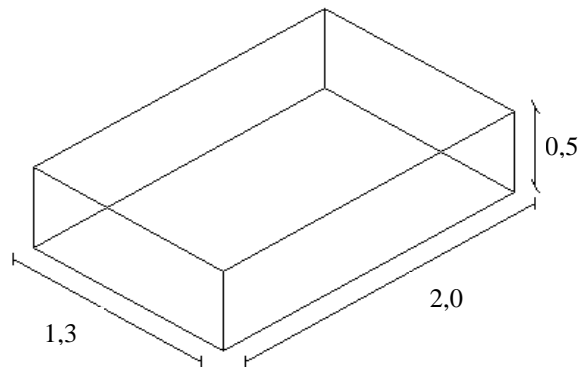


Figura 1.40: Dimensões dos Extratores

Tomando-se em consideração que os extratores de areia e pirites têm um peso próprio total de 10 kN e 12 kN respectivamente, admitiu-se que os mesmos se apoiavam em 4 pontes de apoio sobre as vigas do piso metálico. As tabelas seguintes indicam as reações nas vigas do piso devidas ao peso próprio e sobrecargas dos equipamentos.

Tabela 1.32: Peso próprio de cada Extrator

<i>Extrator</i>	<i>P.P.</i> (kN)	<i>Nº Nós</i>	<i>F</i> (kN/nó)
<i>Areia</i>	10.00	4	2.50
<i>Pirite</i>	12.00	4	3.00

Tabela 1.33: Sobrecarga em cada Extrator

<i>Extrator</i>	<i>Vol. Ext.</i> (m ³)	γ (kN/m ³)	<i>F</i> (kN)	<i>Nº Nós</i>	<i>F</i> (kN/nó)
<i>Areia</i>	1.30	18.00	23.40	4	5.85
<i>Pirite</i>	1.30	24.00	31.20	4	7.80

Na figura 1.41 estão representadas as cargas dos extratores, sobre o piso metálico.

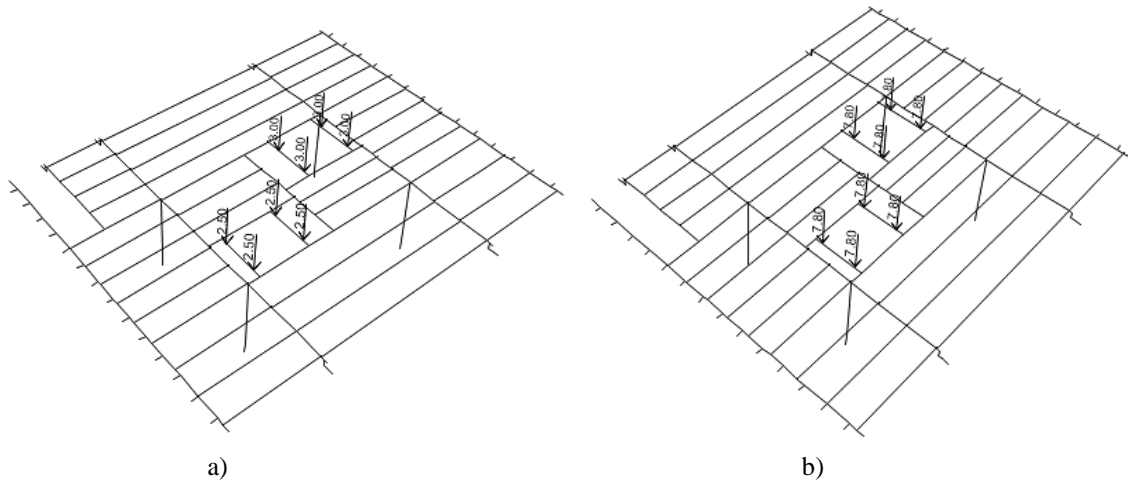


Figura 1.41: a) Peso próprio dos Extratores; b) Sobrecarga nos Extratores

Tal como nas tremonhas foi considerado que os dois extratores poderiam ser carregados simultaneamente com pirites (caso mais desfavorável).

b) Tela de transporte

A figura 1.42 representa a zona de implantação da tela rolante sobre a laje de fundação.

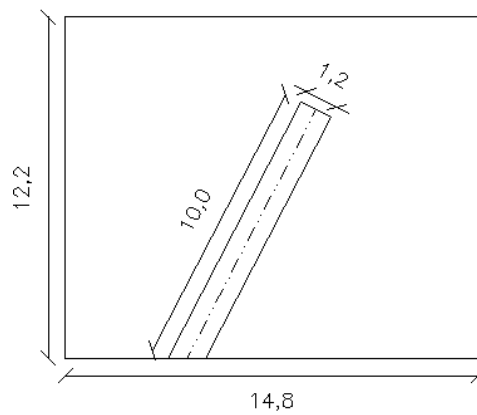


Figura 1.42: Área de implantação da tela de transporte

Foi considerado que o tapete rolante tem um peso de 3 kN/m apoiado em 8 pontos.

Tabela 1.34: Peso próprio da tela de transporte

	<i>P.P. (kN/m)</i>	<i>L (m)</i>	<i>Nº Nós</i>	<i>F(kN/nó)</i>
<i>Tela de transporte</i>	3.00	10.00	8	3.75

A zona da tela de transporte que suporta a sobrecarga desenvolve-se num comprimento de 9 metros, sendo que o caso mais desfavorável tem lugar quando o tapete está totalmente carregado de pirites com uma altura de material aproximadamente de 0,60 m.

Tabela 1.35: Sobrecarga na tela de transporte.

	L (m)	B (m)	h (m)	γ_{pirite} (kN/m ³)	Nº Nós	F (kN/nó)
Tela de transporte	9.00	1.20	0.60	24.00	8.00	1

Na figura seguinte mostram-se as ações para o peso próprio e sobrecargas da tela de transporte na laje de fundação.

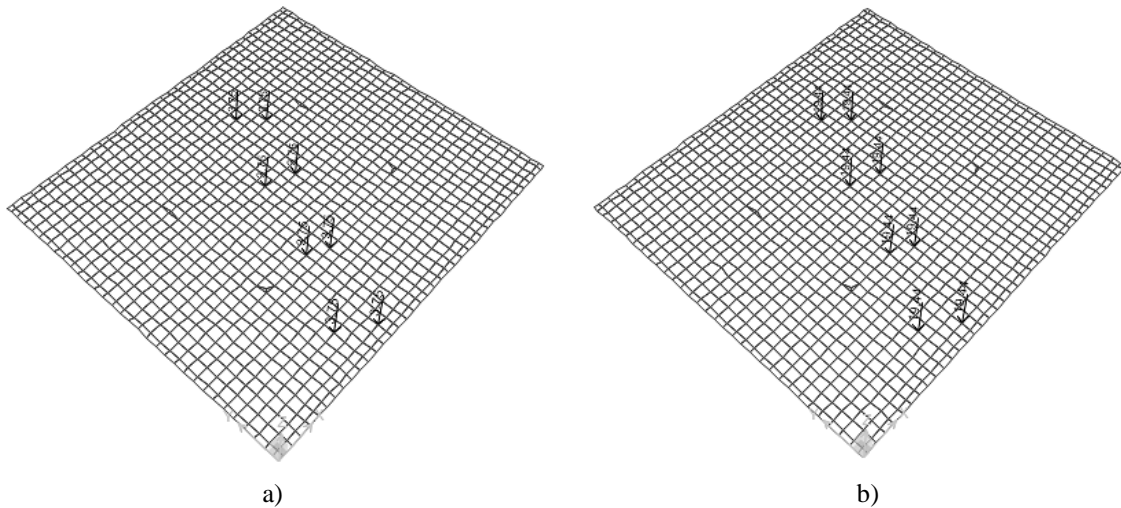


Figura 1.43: Reações devidas ao peso próprio da tela de transporte na laje de fundação; b) Reações devidas à sobrecarga da tela de transporte na laje de fundação

2. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

Neste capítulo fez-se o dimensionamento da estrutura metálica realizado a partir de uma tabela de cálculo e de ábacos, ambos desenvolvidos em "Excel". Estes tiveram como base as expressões de dimensionamento definidas a partir da NP EN 1993-1-1: 2010, o que permitiu por um lado proceder ao dimensionamento adequado e por outro fazer a comparação e validação com os resultados obtidos através dos diversos *softwares* utilizados (Folha de dimensionamento do "SAP2000", "LTBeam" e "SemiComp").

Dado o elevado número de perfis que compõem a estrutura metálica é apresentado na presente memória, o estudo e análise dos perfis mais esforçados, com maior rácio, para os diferentes grupos de elementos estruturais (travamentos nos pórticos, travamentos entre travessas, diagonais nas platibandas, vigas do piso metálico, travessas e pilares).

2.1. Análise Estrutural

A análise de esforços e de deslocamentos numa estrutura pode ser feita a partir de dois tipos de análises: Análise de primeira ordem e análise de segunda ordem.

Segundo o EC3-1-1, os esforços podem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem se para uma dada combinação de ações forem verificadas as seguintes condições:

- c) $\alpha_{cr} \geq 10$ em análise elástica;
- d) $\alpha_{cr} \geq 15$ em análise plástica.

Para o cálculo do parâmetro, α_{cr} , utilizou-se a seguinte expressão:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right),$$

em que:

H_{Ed} - Reação horizontal total na base do pórtico;

V_{Ed} - Reação vertical total na base do pórtico;

h_i - Altura do pórtico, neste caso do pilar (9 m);

$\delta_{H,Ed}$ - Deslocamento horizontal relativo entre o topo e a base do pórtico, devido às forças horizontais de cálculo.

A tabela 2.1 indica os resultados de α_{cr} para os dois pórticos A e B mais esforçados com base nas combinações de ações mais desfavoráveis:

Tabela 2.1: Valores de α_{cr}

<i>Combinação</i>	<i>Pórtico</i>	$\delta_{H,Ed}$ (m)	h_i (m)	H_{ed} (kN)	V_{ed} (kN)	α_{cr}
<i>ELU_Wx</i>	Pórtico A	0,0156	9,0	23,95	62,31	221,93
	Pórtico B	0,0103	9,0	59,22	99,26	520,80
<i>ELU_Wxx</i>	Pórtico A	0,0156	9,0	24,43	63,68	221,44
	Pórtico B	0,0102	9,0	60,58	99,03	542,02
<i>ELU_ET1x</i>	Pórtico A	0,0001	9,0	0,16	94,58	200,20
	Pórtico B	0,0001	9,0	0,60	78,51	1322,73
<i>ELU_ET2x</i>	Pórtico A	0.0003	9,0	0,49	95,48	163,28
	Pórtico B	0.0002	9,0	1,19	86,78	645,09

De referir que a existência de travamentos nas travessas e nos pilares dos pórticos originam deslocamentos muito baixos, uma vez que a estrutura está fortemente contraventada, quer ao nível da cobertura quer nos alçados, conduzindo assim a valores de α_{cr} bastante elevados. Neste caso os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados.

Apresenta-se nos pontos seguintes o dimensionamento das secções e dos elementos mais esforçados.

2.2. Elementos sujeitos à compressão

Os elementos sujeitos apenas à compressão (perfis que servem de travamento entre pilares, travessas e diagonais das platibandas) foram analisados, de modo a verificar se os perfis pré-dimensionados têm capacidade para resistirem aos esforços máximos atuantes de cálculo.

2.2.1. Travamentos nos pórticos

Os pórticos estão travados por perfis HEB 140 nos alçados laterais, por perfis HEB 160 no pórtico de empena e por tubos 152,4 x 4 na cobertura.

2.2.1.1. Travamentos entre pilares

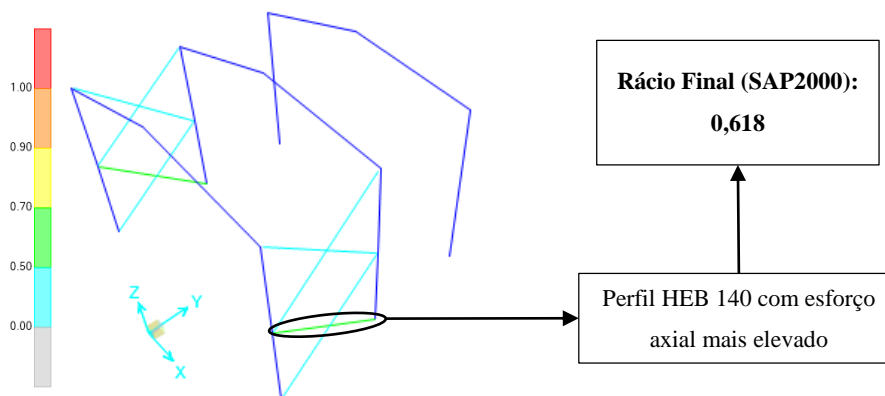


Figura 2.1: Travamentos HEB 140 entre pilares dos pórticos

A análise e validação/comparação dos resultados foi realizada através de dois procedimentos:

- **1º Procedimento** – Utilização da folha de cálculo do programa "SAP2000";
- **2º Procedimento** – Comparando os resultados obtidos no "SAP2000" com recurso a um conjunto de ábacos de dimensionamento, válidos unicamente para elementos comprimidos.

1º Procedimento (HEB 140)

Na figura 2.2 mostra-se o resultado da folha de dimensionamento dada pelo programa "SAP2000", onde é possível obter o rácio final.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : kN, m, C							
Frame : 3661	X Mid: 14.600	Combo: ELU_Wy_Uei	Design Type: Brace				
Length: 7.321	Y Mid: 3.189	Shape: HE140B	Frame Type: DCL-CBF				
Loc : 7.321	Z Mid: 11.180	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lin=1.000				
Aeff=0.004	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.004	Iyy=1.509E-05	iyy=0.059	We1,yy=2.156E-04	Weff,yy=2.156E-04			
It=0.000	Izz=5.500E-06	izz=0.036	We1,zz=7.857E-05	Weff,zz=7.857E-05			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.140	Wp1,yy=2.450E-04	Av,z=0.003			
E=210000000.0	Fy=235000.000	Fu=360000.000	Wp1,zz=1.200E-04	Av,y=0.001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
7.321	-82.615	0.000	0.000	0.000	-1.301	-0.022	
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.62	0.618	0.484	0.000	0.135	1.000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-82.615	1010.500	1010.500				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	1010.500	1114.560	3589.211	3589.211	1.000		
Major (y-y)	Curve b	Alpha 0.340	Ncr 583.487	LambdaBar 1.316	Phi 1.556	Chi 0.419	Nb,Rd 423.656
MajorB(y-y)	b	0.340	583.487	1.316	1.556	0.419	423.656
Minor (z-z)	c	0.490	212.669	2.180	3.361	0.169	170.726
MinorB(z-z)	c	0.490	212.669	2.180	3.361	0.169	170.726
Torsional TF	c	0.490	3589.211	0.531	0.722	0.826	834.393

Figura 2.2: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 140

Tabela 2.2: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.2

Nº Barra	Perfil	Combinação	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)
3661	HEB 140	ELU_Wy	-82,62	170,73

2º Procedimento (HEB 140)

O segundo procedimento consistiu na comparação/validação dos resultados obtidos, com base num ábaco que relaciona o comprimento de encurvadura com o esforço axial atuante, para os perfis da série HEB.

O ábaco da figura 2.3 indica o procedimento seguido para a barra em estudo, tendo em conta que o comprimento de encurvadura da mesma é igual a 7,3 m.

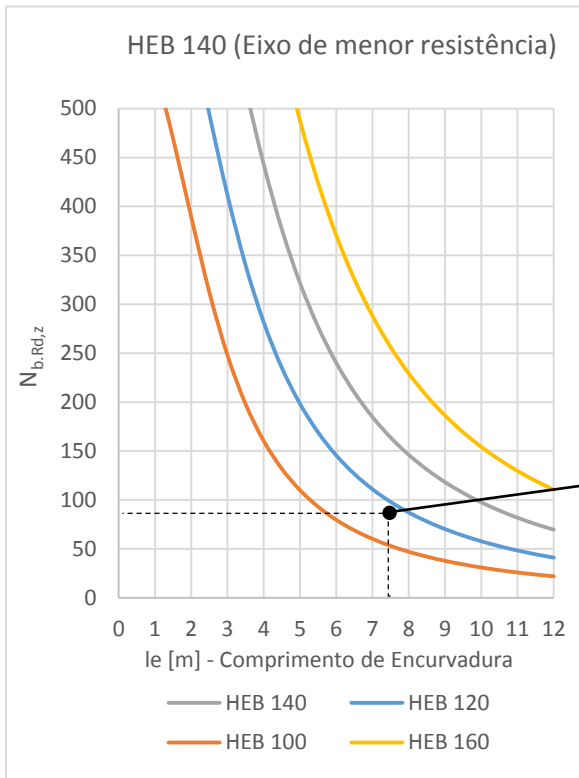


Tabela 2.3: Valores retirados do ábaco

$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd}$ (HEB 140) (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
82,95	170	0,49

Figura 2.3: Ábaco de dimensionamento para perfis HEB sujeitos à compressão

Comparando os resultados dos valores resumidos na tabela 2.4, conclui-se que os rácios são da mesma ordem de grandeza e assim o perfil escolhido cumpre as condições de segurança.

Tabela 2.4: Comparação de resultados

Rácio	SAP2000 Ábaco	
	0,48	0,49

Nota complementar: Através do ábaco verifica-se que o perfil HEB 120 resistiria também ao esforço axial atuante, mas como há a considerar também um momento devido ao peso próprio do perfil, o rácio seria ligeiramente ultrapassado.

No dimensionamento dos elementos seguintes foi aplicado o mesmo método com a realização destes dois procedimentos.

2.2.1.2. Travamentos no pórtico de empena

O pórtico de empena é travado por perfis HEB 160 cujo rácio final do perfil mais esforçado apresenta-se na figura seguinte:

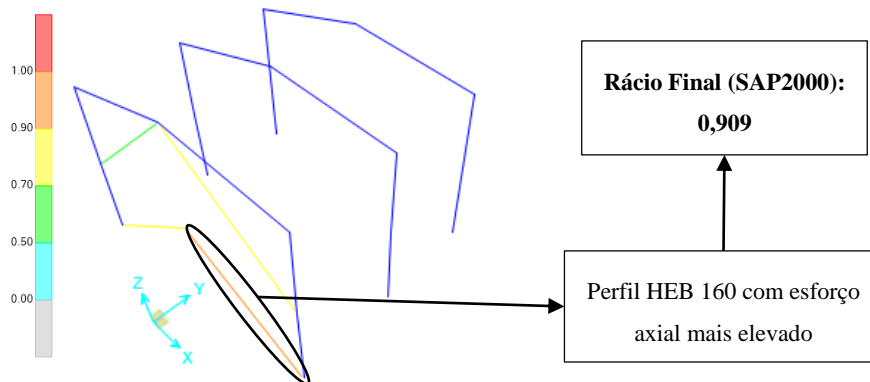


Figura 2.4: Travamentos HEB 160 no pórtico de empena

1º Procedimento (HEB 160)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary For Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame : 1217	X Mid: 10.996	Combo: ELU_Wx	Design Type: Brace			
length: 8.217	Y Mid: 0.200	Shape: HE160B	Frame Type: DCL-CBF			
Loc : 0.000	Z Mid: 11.213	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default	Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)	MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lin=1.000			
Aeff=0.005	eNy=0.000	eNz=0.000	We1,yy=3.115E-04	Weff,yy=3.115E-04		
A=0.005	Iyy=2.492E-05	Iyy=0.068	We1,zz=1.111E-04	Weff,zz=1.111E-04		
It=0.000	Izz=8.890E-06	Izz=0.040	Wp1,yy=3.540E-04	Av,z=0.004		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.160	Wp1,zz=1.700E-04	Av,y=0.002		
E=210000000.0	Fy=235000.000	Fu=360000.000				
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
0.000	-156.649	0.000	0.000	0.000	1.966	0.001
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.909	0.716	0.000	0.192	1.000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
Axial	-156.649	1276.050	1276.050			
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	1276.050	1407.456	4296.945	4296.945	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	764.964	1.292	1.520	0.431
MajorB(y-y)	b	0.340	764.964	1.292	1.520	0.431
Minor (z-z)	c	0.490	272.894	2.162	3.319	0.171
MinorB(z-z)	c	0.490	272.894	2.162	3.319	0.171
Torsional TF	c	0.490	4296.945	0.545	0.733	0.818
						Nb,Rd
						549.942
						218.637
						218.637
						1043.194

Figura 2.5: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 160

Tabela 2.5: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.5

N° Barra	Perfil	Combinação	$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)
1217	HEB 160	ELU_Wx	-156,65	218,64

2º Procedimento (HEB 160)

O comprimento de encurvadura deste perfil é de 8,22 m.

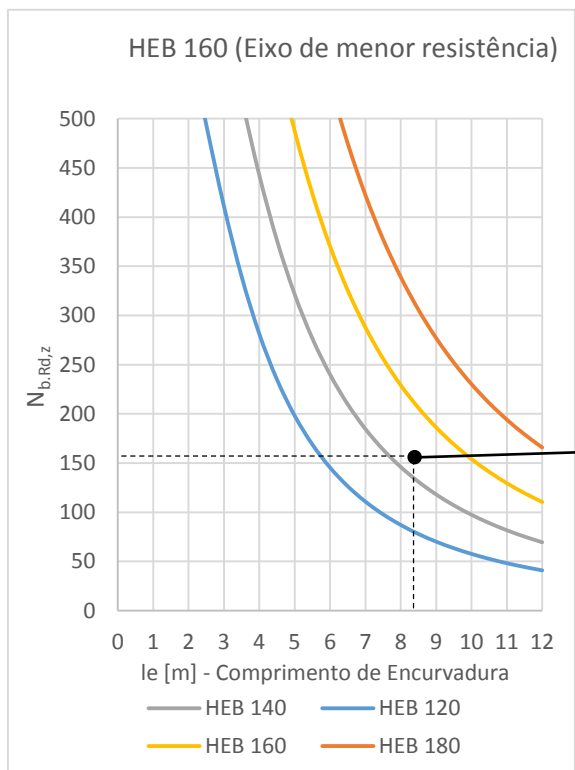


Tabela 2.6: Valores retirados do ábaco

$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd}(HEB 160)$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
156,65	220	0,71

Figura 2.6: Ábaco de dimensionamento para perfis HEB sujeitos à compressão

Tabela 2.7: Comparação de resultados

	SAP2000 Ábaco	
Rácio	0,72	0,71

2.2.1.3. Travamentos entre travessas

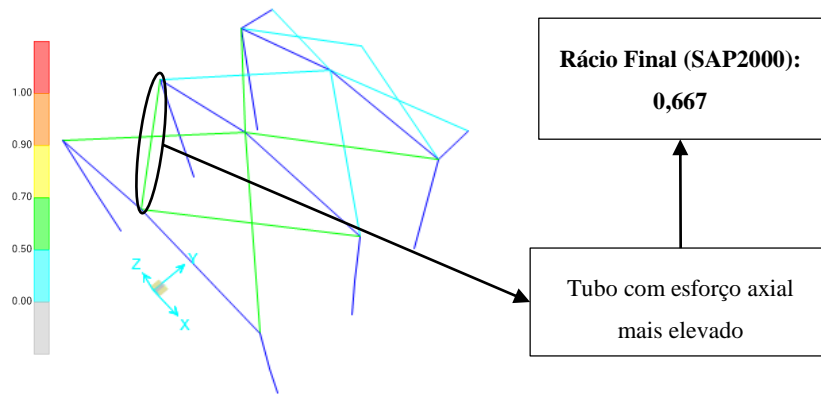


Figura 2.7: Travamentos (tubos 152,4 x 4) entre travessas dos pórticos

1º Procedimento (Tubo 152,4 x 4)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : kN, m, C							
Frame : 2257	X Mid: 3.800	Combo: ELU_Wy_Vei	Design Type: Brace				
Length: 9.395	Y Mid: 3.150	Shape: TUBO-D152.4X4	Frame Type: DCL-CBF				
Loc : 9.395	Z Mid: 18.595	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25					
An/Ag=1.000	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
Aeff=0.002	eNy=0.000	eNz=0.000					
A=0.002	Iyy=5.137E-06	iyz=0.052	We1,yy=6.741E-05	Weff,yy=6.741E-05			
It=1.027E-05	Izz=5.137E-06	izz=0.052	We1,zz=6.741E-05	Weff,zz=6.741E-05			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.152	Wp1,yy=8.811E-05	Au,z=0.001			
E=210000000.0	fy=235000.000	fu=360000.000	Wp1,zz=8.811E-05	Au,y=0.001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
9.395	-56.202	0.000	0.000	0.902	0.000	1.359	
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0.667	0.527	0.141	0.000	1.000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
Axial	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
	-56.202	438.275	438.275				
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	438.275	483.408	150575.968	120.630	1.000		
Major (y-y)	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
MajorB(y-y)	a	0.210	120.630	1.906	2.496	0.243	106.719
Minor (z-z)	a	0.210	120.630	1.906	2.496	0.243	106.719
MinorB(z-z)	a	0.210	120.630	1.906	2.496	0.243	106.719
Torsional TF	a	0.210	120.630	1.906	2.496	0.243	106.719

Figura 2.8: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o tubo circular 152,4 x 4

Tabela 2.8: Esforço axial máximo atuante

Nº Barra	Perfil	Combinação	$N_{Ed,max}$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)
2198	Tubos 152,4x4	ELU_Wy_Vei	-56,20	106,72

2º Procedimento (Tubo 152,4 x 4)

Os tubos 152,4 x 4 têm um comprimento de encurvadura, $L_{cr} = 9,40$ m.

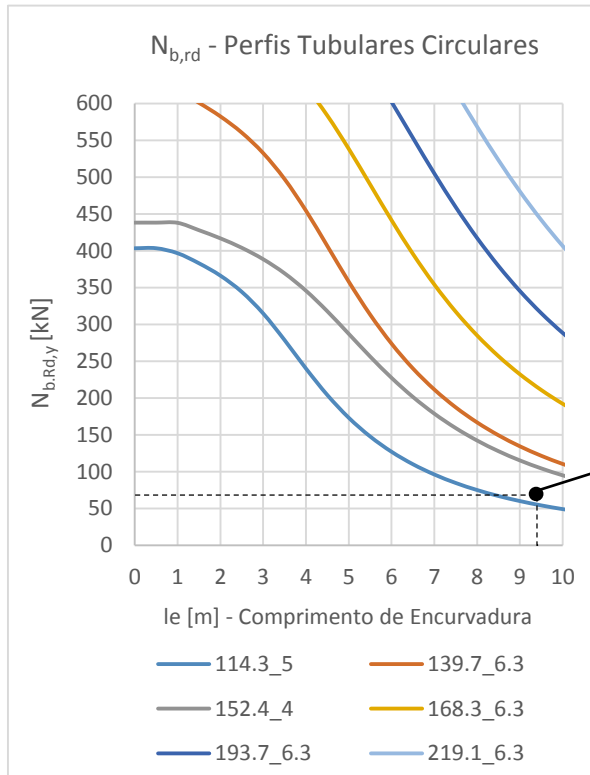


Tabela 2.9: Valores retirados do ábaco

$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd(152,4x4)}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
56,20	105	0.53

Figura 2.9: Ábaco de dimensionamento para tubos circulares sujeitos à compressão

Tabela 2.10: Comparação de resultados

	SAP2000	Ábaco
Rácio	0,53	0,53

Foi feito o dimensionamento das barras que constituem os travamentos da cobertura metálica que conduziram aos perfis indicados anteriormente.

2.2.2. Diagonais das platibandas

As diagonais das platibandas são constituídas por cantoneiras de abas iguais (L 50x6x6) em que o seu dimensionamento foi realizado segundo os mesmos critérios usados nas análises anteriores.

A figura 2.10 indica a cantoneira com o esforço axial de compressão mais elevado bem como o respetivo rácio.

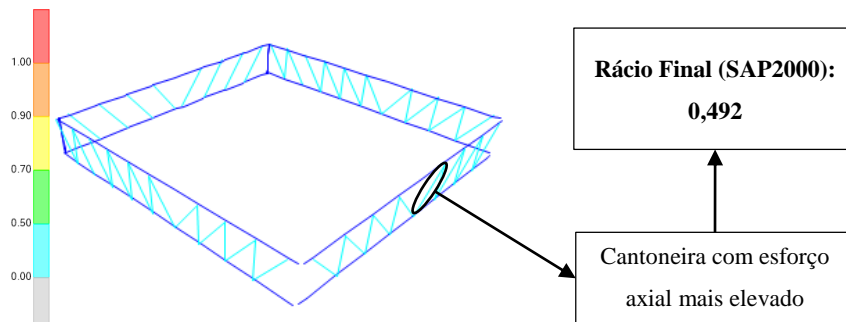


Figura 2.10: Diagonais das platibandas (cantoneiras L 50x6x6)

1º Procedimento (cantoneira L 50x6x6)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)							
Units : kN, m, C							
Frame : 1716	X Mid: 8.300	Combo: ELU Wyy Vei	Design Type: Brace				
Length: 2.606	Y Mid: -0.386	Shape: L50x6	Frame Type: DCL-CBF				
Loc : 1.303	Z Mid: 18.707	Class: Class 3	Rolled : Yes				
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2			
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No			
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25					
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000				
aeff=5.693E-04	eNy=0.000	eNz=0.000	Wel,yy=3.612E-06	Weff,yy=3.612E-06			
A=5.693E-04	Iyy=0.000	Iyy=0.015	Wel,zz=3.612E-06	Weff,zz=3.612E-06			
It=0.000	Izz=0.000	Izz=0.015	Wpl,yy=6.702E-06	Av,z=3.000E-04			
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.050	Wpl,zz=6.702E-06	Av,y=3.000E-04			
E=210000000.0	fy=235000.000	Fu=360000.000					
Rot= 45 deg	Imax=0.000	Imin=0.000	imax=0.019	imin=0.009			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted	
1.303	-14.431	0.026	0.000	0.000	0.000	-0.004	
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO							
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
6.3.3(4)-6.61	0.492	0.448	0.044	0.000	1.000	OK	
AXIAL FORCE DESIGN							
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity				
Axial	-14.431	133.785	133.785				
	Npl,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag		
	133.785	147.563	760.720	60.772	1.000		
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
Major (y-y)	b	0.340	39.175	1.848	2.488	0.241	32.213
MajorB(y-y)	b	0.340	39.175	1.848	2.488	0.241	32.213
Minor (z-z)	b	0.340	39.175	1.848	2.488	0.241	32.213
MinorB(z-z)	b	0.340	39.175	1.848	2.488	0.241	32.213
Torsional TF	b	0.340	60.772	1.484	1.819	0.348	46.596

Figura 2.11: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para a cantoneira L 50x6x6

Tabela 2.11: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.11

Nº Barra	Perfil	Combinação	$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd,z}$ (kN)
1732	Cantoneira L 50x50x6	ELU_Wyy_Vei	-14,43	32,21

2º Procedimento (cantoneira L 50x6x6)

A cantoneira em estudo tem um comprimento de encurvadura, $L_{cr} = 2,61$ m.

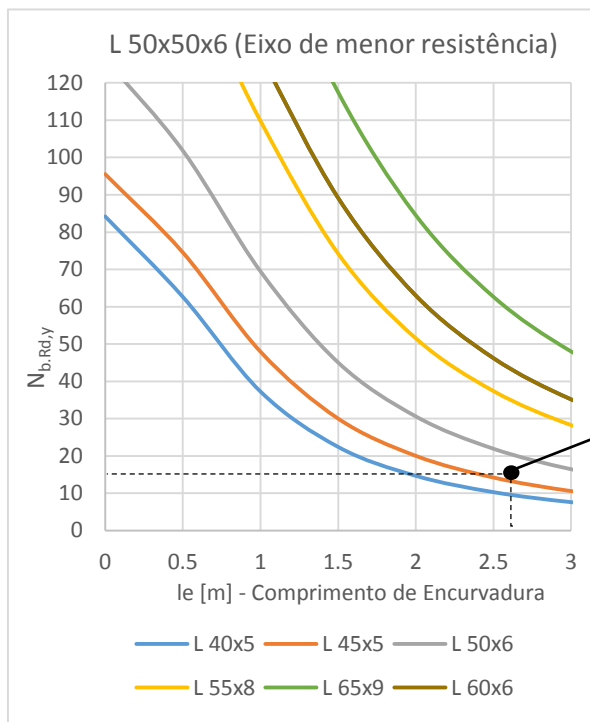


Tabela 2.12: Valores retirados do ábaco

$N_{Ed,máx}$ (kN)	$N_{b,Rd}(L\ 50x50x6)$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
14,43	19	0,76

Figura 2.12: Ábaco de dimensionamento para cantoneiras sujeitas à compressão

Os valores obtidos do ábaco não correspondem aos resultados do programa de elementos finitos resultando em rácios de diferentes ordens de grandeza.

Tabela 2.13: Comparação de resultados

	SAP2000	Ábaco
Rácio	0,45	0,76

O ábaco da figura 2.12 foi realizado a partir de uma folha de cálculo com base nas expressões do eurocódigo 3 e nos eixos de inércia da figura 2.13. Concluiu-se que o programa "SAP2000" calcula incorretamente perfis referentes a cantoneiras isoladas. Este facto deve-se à consideração incorreta dos eixos de inércia.

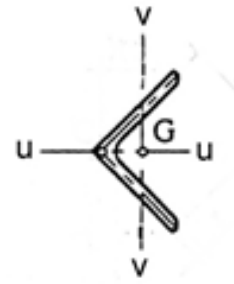


Figura 2.13: Eixos de inércia da cantoneira

Em relação à cantoneira considerada esta cumpre os critérios de segurança preconizados pela norma NP EN 1993-1-1.

Os ábacos de dimensionamento referentes a este tipo de elementos encontram-se no anexo I.

2.3. Elementos sujeitos à Flexão Simples

Na presente secção analisaram-se as vigas do piso metálico que estão sujeitas à flexão simples. Entre elas escolheram-se duas das vigas mais solicitadas para dois vãos diferentes (3,5 m e 7,0 m), de forma a mostrar a metodologia que foi realizada na verificação dos estados limites últimos e de utilização.

	IPE120	IPE240	IPE140
HE120B	IPE120	IPE270	IPE160
	IPE120	IPE270	IPE160
	IPE120	IPE270	IPE160
	IPE120	IPE270	IPE160
HE160B	HE200B	HE120B	
IPE160	IPE160	IPE140	IPE160
	IPE160	IPE140	IPE160
IPE160	HE200B	HE120B	IPE160
		HE120B	IPE160
IPE160	HE120B	IPE140	IPE160
		IPE140	IPE160
HE120B	HE200B	HE120B	
IPE160	IPE270	IPE180	
IPE160	IPE270	IPE180	
IPE140	IPE240	IPE140	

Figura 2.14: Planta do piso metálico.

De referir que a ligação entre as vigas e a chapa metálica do pavimento contribui para diminuir o comprimento de bambeamento, impedindo assim a encurvadura por flexão-torção das vigas (encurvadura lateral), sendo pois necessário nestes casos proceder apenas à análise das secções das vigas devido ao momento fletor e esforço transversal.

2.3.1. Vigas do piso metálico com vão de 3,5 m

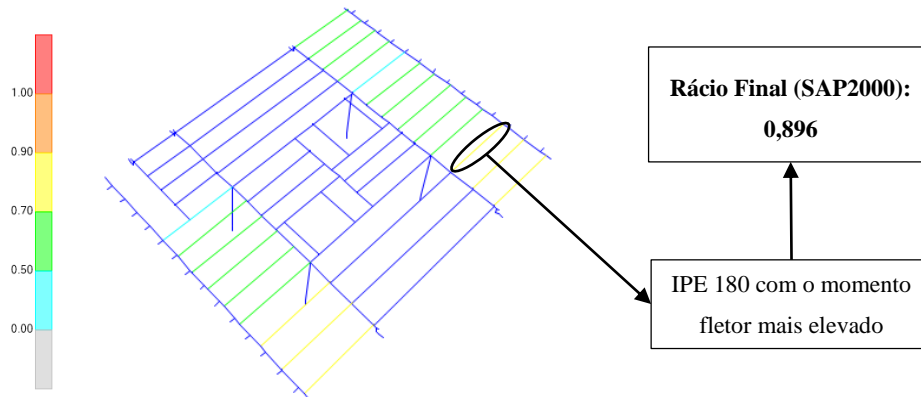


Figura 2.15: Vigas do piso metálico com um vão de 3,5 m

Para a análise e validação/comparação de resultados destes elementos foram efetuados 3 procedimentos:

- **1º Procedimento** – Utilização da folha de cálculo dada pelo programa "SAP2000";
- **2º Procedimento** – Determinação das flechas máximas calculadas com base no programa "SAP2000";
- **3ª Procedimento** – Comparação dos resultados obtidos no "SAP2000" (1º e 2º procedimento), com recurso ao ábaco de dimensionamento que inclui a verificação das secções sujeitas à flexão simples e a verificação das deformações máximas admissíveis (flechas).

1ª Procedimento (IPE 180)

De forma a simular o comportamento real destas barras no modelo estrutural foram introduzidos travamentos laterais ("*Unbraced Factors*"), correspondentes a 10% do comprimento das vigas de modo a que não ocorra bambeamento (encurvadura lateral).

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : kN, m, C						
Frame : 2748	X Mid: 12.641	Combo: ELU_PM+Esc2(Wx)	Design Type: Beam			
Length: 3.482	Y Mid: 2.745	Shape: IPE180	Frame Type: DCL-CBF			
Loc : 3.482	Z Mid: 3.090	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default		Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 2		
Interaction=Method 2 (Annex B)		MultiResponse=Envelopes		P-Delta Done? No		
Ignore Seismic Code? No		Ignore Special EQ Load? No		D/P Plug Welded? Yes		
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25				
q=1.50	Omega=1.00	GammaOU=1.10				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lin=1.000			
aeff=0.002	eNy=0.000	eNz=0.000				
a=0.002	Iyy=1.317E-05	Iyy=0.074	Wpl,yy=1.463E-04	Weff,yy=1.463E-04		
It=0.000	Izz=1.010E-06	Izz=0.021	Wpl,zz=2.220E-05	Weff,zz=2.220E-05		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.180	Wpl,yy=1.660E-04	Wpl,zz=3.460E-05	Av,z=0.002	
E=210000000.0	fy=235000.000	Fu=360000.000			Av,y=0.001	
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
3.482	-4.055	0.000	0.000	30.322	-0.022	-0.095
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.61	0.896	= 0.009	+ 0.816	+ 0.071	1.000	OK
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Hb,Rd Capacity
Major (y-y)	0.000	31.668	39.010	39.010	39.010	39.010
Minor (z-z)	0.000	0.966	8.131	8.131	8.131	

Figura 2.16: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE 180.

Tabela 2.14: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.16

Nº Barra	Perfil	Combinação	$M_{Ed,y,max}$ (kN.m)	$M_{Rd,y}$ (kN.m)
2748	IPE 180	ELU_PM+Esc2(Wx)	31,67	39,01

2º Procedimento (IPE 180)

Na tabela 2.15 está indicada a deformação máxima de 9 mm para o perfil em análise, que é inferior à deformação admissível ($\delta < L/250$).

Tabela 2.15: Deformação máxima atuante para o estado limite de utilização para o perfil IPE 180

Nº Barra	Perfil	L (m)	δ (m)	$\delta_{Admissivel}$ (m)
2748	IPE 180	3,50	0,009	0,014

3º Procedimento (IPE 180)

O 3º procedimento consistiu na comparação/validação dos resultados obtidos, com base no ábaco da figura 2.17 que inclui não só a resistência da secção transversal mas também a verificação da deformação.

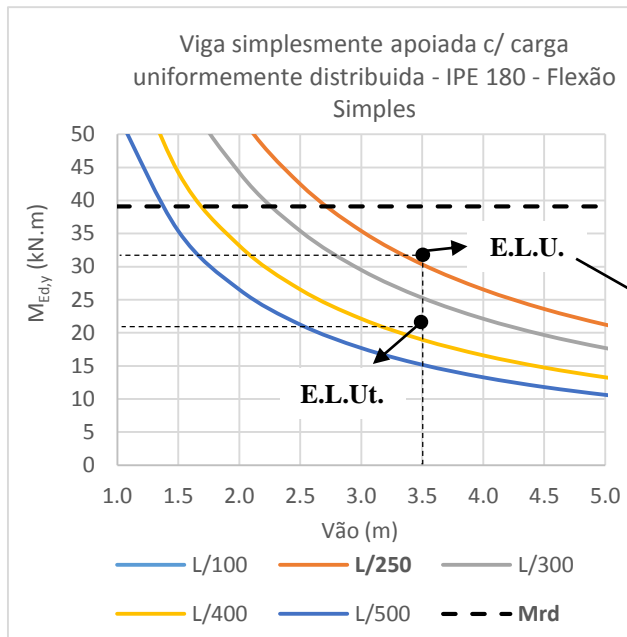


Tabela 2.16: Valores retirados do ábaco (E.L.U.)

$M_{Ed,máx}$ (kN)	$M_{Rd,y}$ (kN.m)	$M_{Ed}/M_{Rd,y}$
31,67	39	0,81

Figura 2.17: Ábaco de dimensionamento para o perfil IPE 180 sujeito à flexão simples

Através dos valores apresentados conclui-se que os estados limites últimos e de utilização são verificados, validando os resultados do "SAP2000".

A tabela 2.17 apresenta o rácio comparativo respeitante aos estados limites últimos obtidos através dos procedimentos anteriores.

Tabela 2.17: Comparação de rácios para o estado limite último

	SAP2000 Ábaco	
Rácio (E.L.U.)	0,82	0,81

2.3.2. Vigas do piso metálico com vão de 7,0 m

Para a análise das vigas correspondentes ao vão de sete metros, constituído maioritariamente por perfis IPE 270 (ver figura 2.14), adotaram-se os mesmos procedimentos do caso anterior.

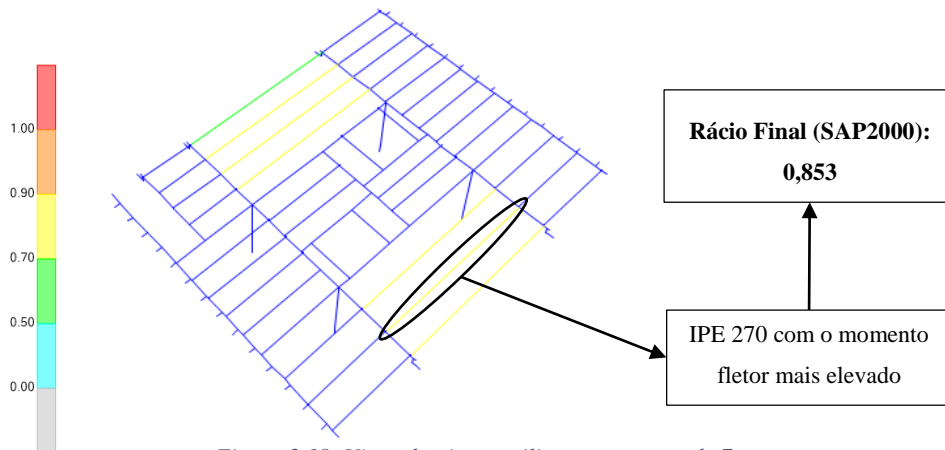


Figura 2.18: Vigas do piso metálico com um vão de 7 m

1ª Procedimento (IPE 270)

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : KN, m, C						
Frame: 1677 Length: 7.000 Loc: 3.500	X Mid: 7.400 Y Mid: 1.695 Z Mid: 3.050	Combo: ELU_PM+Equi(My) Design Type: Beam Shape: IPE270 Frame Type: DCL-CBF Class: Class 1 Rolled: Yes				
Country=CEN Default Interaction=Method 2 (Annex B) Ignore Seismic Code? No		Combination=Eq. 6.10 MultiResponse=Envelopes Ignore Special EQ Load? No			Reliability=Class 2 P-Delta Done? No D/P Plug Welded? Yes	
GammaM0=1.00 q=1.50 An/Ag=1.00	GammaM1=1.00 Omega=1.00 RLLF=1.000	GammaM2=1.25 GammaOU=1.10 PLLF=0.750		D/C Lim=1.000		
aeff=0.005 A=0.005 It=0.000 Iw=0.000 E=210000000.0	eNy=0.000 Iyy=5.790E-05 Izz=4.200E-06 Iyz=0.000 fy=235000.000	eNz=0.000 Iyy=0.112 Izz=0.030 h=0.270 Fu=360000.000	Wel,yy=4.289E-04 Wel,zz=6.222E-05 Wpl,yy=4.040E-04 Wpl,zz=9.700E-05	Weff,yy=4.289E-04 Weff,zz=6.222E-05 Av,z=0.003 Av,y=0.002		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location 3.500	Med 0.000	Med,yy 97.020	Med,zz 0.000	Ued,z 0.000	Ued,y 0.000	Ted -4.897E-04
PMI DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation 6.2.9.1(6y)	Total Ratio 0.853	N Ratio 0.000	Major Ratio 0.853	MMinor Ratio 0.000	Ratio Limit 1.000	Status Check OK
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	97.020	97.020	113.740	113.740	113.740	113.248
Minor (z-z)	0.000	0.000	22.795	22.795	22.795	

Figura 2.19: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil IPE 270

Tabela 2.18: Resumo dos principais resultados obtidos da figura 2.19

Nº Barra	Perfil	Combinação	$M_{Ed,y,max}$ (kN.m)	$M_{Rd,y}$ (kN.m)
1677	IPE 270	ELU_PM+Equi(Wyy)	97,02	113,25

2ª Procedimento (IPE 270)

Na tabela 2.19 está indicada a deformação máxima de 27 mm que é inferior à deformação admissível ($\delta < L/250$).

Tabela 2.19: Deformação máxima atuante para o estado limite de utilização para o perfil IPE 270

Nº Barra	Perfil	Combinação	δ (m)	$\delta_{Admissível}$ (m)
1677	IPE 270	ELUt_PM+Equi(Wyy)	0,027	0,028

3ª Procedimento (IPE 270)

Este procedimento consistiu na comparação/validação dos resultados obtidos com base no ábaco da figura 2.20 (verificação da resistência da secção transversal e verificação da deformação).

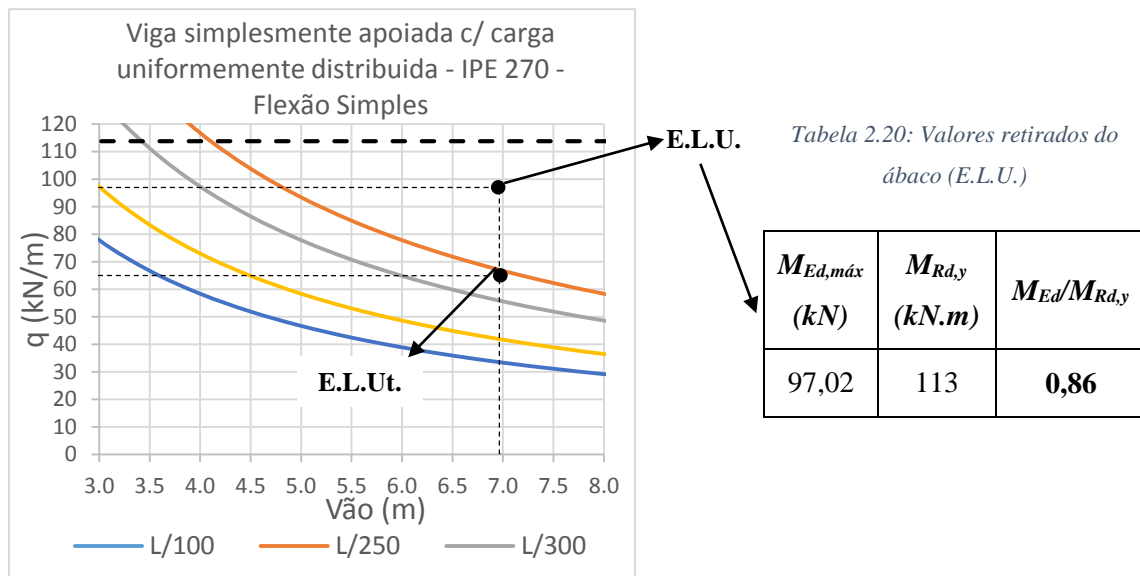


Figura 2.20: Ábaco de dimensionamento para o perfil IPE 270 sujeito à flexão simples

Tabela 2.21: Comparação de resultados para os estados limites últimos

SAP2000 Ábaco		
Rácio (E.L.U)	0,85	0,86

Nota final: Todas as restantes vigas do piso metálico foram dimensionadas da mesma forma que os exemplos anteriores, de acordo com os ábacos e ficheiros do dimensionamento realizado no "SAP2000" (ver anexos I e II).

2.4. Elementos sujeitos a flexão composta

No presente caso são estudados dois exemplos referentes a elementos sujeitos a flexão composta com tração (travessas) e a flexão composta com compressão (pilares). Para o primeiro caso é analisada a travessa da cobertura metálica mais solicitada e para o segundo caso o pilar do pórtico igualmente mais solicitado.

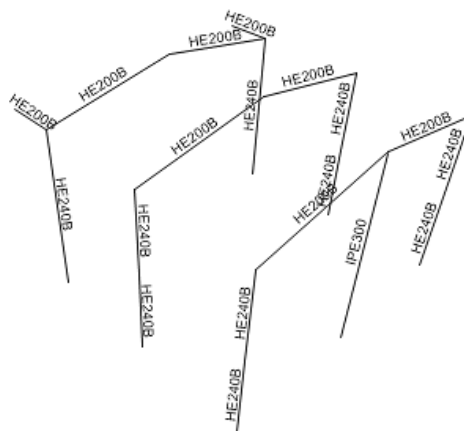


Figura 2.21: Perfis que constituem os pórticos

2.4.1. Travessas

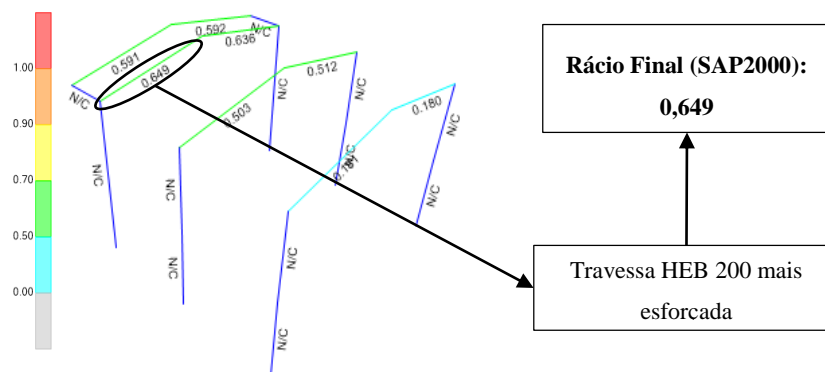


Figura 2.22: Travessas dos pórticos com os respetivos raios

Os procedimentos efetuados para a análise e validação/comparação de resultados para as travessas foram os seguintes:

- **1º Procedimento:** Utilização da folha de cálculo do "SAP2000";
- **2º Procedimento:** Comparação dos resultados obtidos no "SAP2000" com recurso à tabela de cálculo "Excel" que reúne todas as expressões de dimensionamento (secções e elementos), definidas no EC3 e que estão materializadas nos fluxogramas presentes na memória descritiva deste projeto. Complementarmente à utilização desta tabela foram também utilizados os programas "LTBeam" (cálculo do momento crítico) e "SemiComp" (programa de cálculo desenvolvido por um grupo de investigadores da universidade de Coimbra em conjunto com outras universidades europeias);
- **3º Procedimento:** Verificação das deformações (flechas).

1º Procedimento (HEB 200)

Estas barras referem-se aos elementos principais da cobertura que estão sujeitas a maiores esforços. Nas figuras 2.36 e 2.37 apresentam-se os diagramas de esforços e a folha de cálculo do programa para a combinação mais desfavorável.

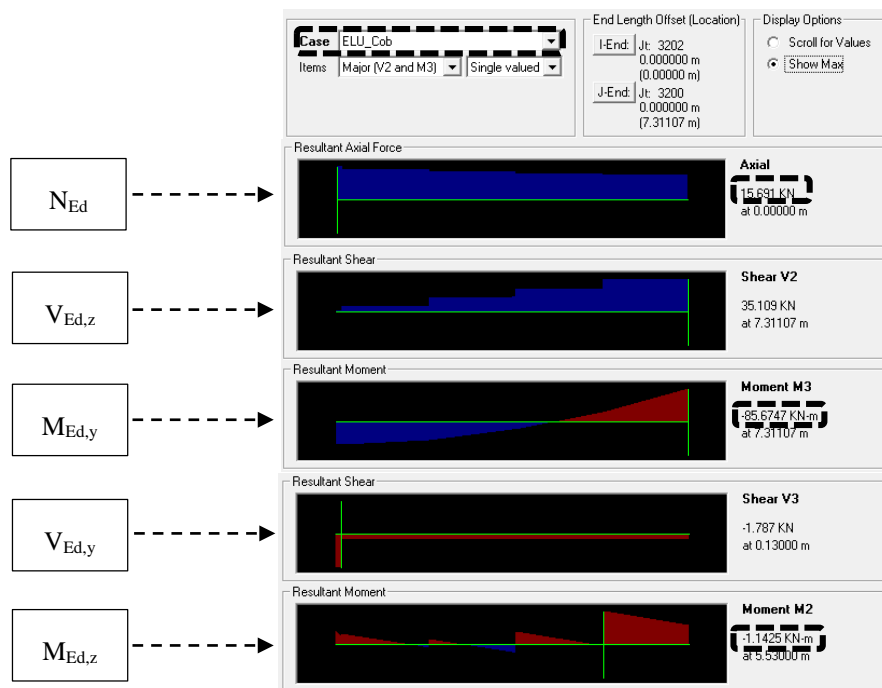


Figura 2.23: Esforços atuantes de cálculo (SAP2000) na travessa HEB 200 com o rácio mais elevado

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
 Units : KN, m, C

Frame : 2073 X Mid: 3.800 Combo: ELU Cob Design Type: Brace
 Length: 7.311 Y Mid: 11.950 Shape: HE200B Frame Type: DCL-CBF
 Loc : 7.311 Z Mid: 18.595 Class: Class 1 Rolled : Yes

Country=CEN Default Combination=Eq. 6.10 Reliability=Class 2
 Interaction=Method 2 (Annex B) MultiResponse=Envelopes P-Delta Done? No
 Ignore Seismic Code? No Ignore Special EQ Load? No D/P Plug Welded? Yes

GammaM0=1.00 GammaM1=1.00 GammaM2=1.25
 q=1.50 Omega=1.00 GammaOV=1.10
 An/Ag=1.00 RLLF=1.000 PLLF=0.750 D/C Lin=1.000

Reff=0.008 eNy=0.000 eNz=0.000 We1,yy=5.696E-04 Weff,yy=5.696E-04
 a=0.008 Iyy=5.696E-05 Iyy=0.005 Izz=0.051 We1,zz=2.003E-04 Weff,zz=2.003E-04
 It=0.000 Izz=2.003E-05 Izz=0.051 h=0.200 Wp1,yy=6.430E-04 Av,z=0.006
 Iw=0.000 Iyz=0.000 Fu=360000.000 Wp1,zz=3.060E-04 Av,y=0.002
 E=210000000.0 fy=235000.000

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted
7.311	11.648	-85.675	-0.680	35.109	-0.260	-0.020

PMH DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	Major Ratio	Minor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.649	0.021	0.633	0.016	1.000	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity
Axial	11.648	1835.350	1835.350

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	-85.675	-85.675	151.105	151.105	151.105	151.256
Minor (z-z)	-0.680	-1.143	71.910	71.910	71.910	71.910

Figura 2.24: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 200

2º Procedimento (HEB 200):

Verificação da secção do elemento à flexão composta com tração

Perfil	L [m]	Secção	Esforços actuantes de cálculo					
			Nc.Ed	Nt.Ed	Vz.Ed	Vy.Ed	MEd,z	MEd,y
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
HE 200 B	7.31	Pi	-	15.69	35.11	-0.26	-0.68	-85.65
HE 200 B	7.31	Pm	-	12.95	15.78	-0.26	0.26	19.87
HE 200 B	7.31	Pf	-	11.65	1.45	-1.79	-0.49	56.92

Figura 2.25: Tabela de cálculo com os esforços atuantes nas três secções do elemento

Análise da secção Transversal (Flexão Composta Desviada + Esforço Transverso)																
		Momentos segundo eixo YY - Classes 1 ou 2					Momentos segundo eixo ZZ - Classes 1 ou 2					Secções da classe 3				
n	a	0.25*Npl,Rd	0.5*Aw*fy/Yw0	Condição de verificação	Mn,Rd,y	α	(MEd,y/Mn,Rd,y) ^α	Aw*fy/Yw0	Condição de verificação	Mn,Rd,z	β	(MEd,z/Mn,Rd,z) ^β	NEd/Nt,Rd	MEd,y/Mol,Rd,y	MEd,z/Mol,Rd,z	Rácio da Eq.6.41 ou Eq.6.2
0.01	0.23	458.72	179.78	Desprezável	150.99	2.00	0.32	359.55	Desprezável	71.86	1.00	0.01	0.009	0.640	0.014	0.331
0.01	0.23	458.72	179.78	Desprezável	150.99	2.00	0.02	359.55	Desprezável	71.86	1.00	0.00	0.009	0.148	0.006	0.021
0.01	0.23	458.72	179.78	Desprezável	150.99	2.00	0.14	359.55	Desprezável	71.86	1.00	0.01	0.009	0.425	0.010	0.149

Figura 2.26: Tabela de cálculo para verificação da secção à flexão composta com tração para a travessa constituída pelo perfil HEB 200

Para a validação dos resultados da tabela de cálculo em "Excel" recorreu-se ao software "SemiComp":

SEMICOMP Cross-Section Check					
Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)					
$N_{Ed} =$ 15.691 kN	$M_{y,Ed} =$ 85.655 kNm	$V_{z,Ed} =$ 35.109 kN	Perform cross-section checks		
$M_{z,Ed} =$ 0.680 kNm	$V_{y,Ed} =$ 0.260 kN				
<i>Reference values for classification</i>					
$c/t_w =$ 14.889	$\alpha_{web} =$ 0.474	$\psi_{web} =$ -1.041	$\varepsilon =$ 1.000		
$c/t_f =$ 5.167	$\alpha_{flange} =$ 1.000	$\psi_{flange} =$ 0.983	$\varepsilon_{mod,c/3,4} =$ NaN		
<i>Boundaries</i>					
	Class 1	Class 2	Class 3		
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	76.014	87.627	129.073		
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.790		
Cross section class = 1				Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations	
<i>Design values</i>					
$M_{pl,y,Rd} =$ 151.00 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 71.87 kNm	$V_{pl,z,Rd} =$ 336.90 kN			
$M_{el,y,Rd} =$ 133.86 kNm	$M_{el,z,Rd} =$ 47.08 kNm	$V_{pl,y,Rd} =$ 814.06 kN			
$N_{Rd} =$ 1834.91 kN					
EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4					
<i>Tension or compression</i>					
$U_{(6.5)/(6.9)} =$ 0.009 $\leq 1,0$	ok				
EN 1993-1-1, 6.2.5					
<i>Bending moment</i>					
$U_{strong A} =$ 0.567 $\leq 1,0$	ok				
$U_{weak A} =$ 0.009 $\leq 1,0$	ok				
EN 1993-1-1, 6.2.6					
<i>Shear</i>					
$U_{z-plastic} =$ 0.104 $\leq 1,0$	ok		$U_{y-plastic} =$ 0.000 $\leq 1,0$	ok	
$U_{z-elastic} =$ 0.162 $\leq 1,0$	ok		$U_{y-elastic} =$ 0.000 $\leq 1,0$	ok	
$h_w/t_w =$ 20.222 $\leq 72\varepsilon/\eta =$ 60.000	ok				
EN 1993-1-1, 6.2.9					
<i>Bending and axial force</i>					
$U_{(6.41)/(6.42)} =$ 0.331 $\leq 1,0$	ok				$UF =$ 0.572
Comment: Shear Interaction is not considered within this software tool. If the utilization for shear is higher than 0.5, an additional check for shear interaction is necessary.					

Figura 2.27: Folha de cálculo pertencente ao software "SemiComp" para a verificação da secção à flexão composta com tração

Na tabela 2.22 seguem os resultados dos rácios para a verificação da secção à flexão composta com tração.

Tabela 2.22: Comparação de resultados para a verificação da secção à flexão composta com tração

Tabela de cálculo SemiComp		
Rácio	0,331	0,331

Nota: De referir que neste caso o programa "SAP2000" não apresenta o rácio relativo à verificação da secção.

Verificação do elemento à encurvadura lateral

Para a verificação da travessa HEB 200, com um vão de 7,3 m ($L_{cr,Z}$) recorreu-se à tabela de cálculo "Excel" e ao programa "LTBeam" para validar/comparar os resultados do programa de elementos finitos.

Um dos parâmetros a determinar para a verificação deste elemento consiste na determinação da resistência à encurvadura lateral, que depende do momento crítico, e este por sua vez do tipo de carregamento aplicado. Dado que existem inúmeras situações de carga, e o facto da tabela de cálculo desenvolvida compreender apenas alguns tipos de carregamento mais simples, não foi possível determinar o momento crítico através da tabela de cálculo "Excel". Para contornar este problema foi calculado o momento crítico com recurso ao programa "LTBeam", e inserido o resultado na tabela de cálculo "Excel".

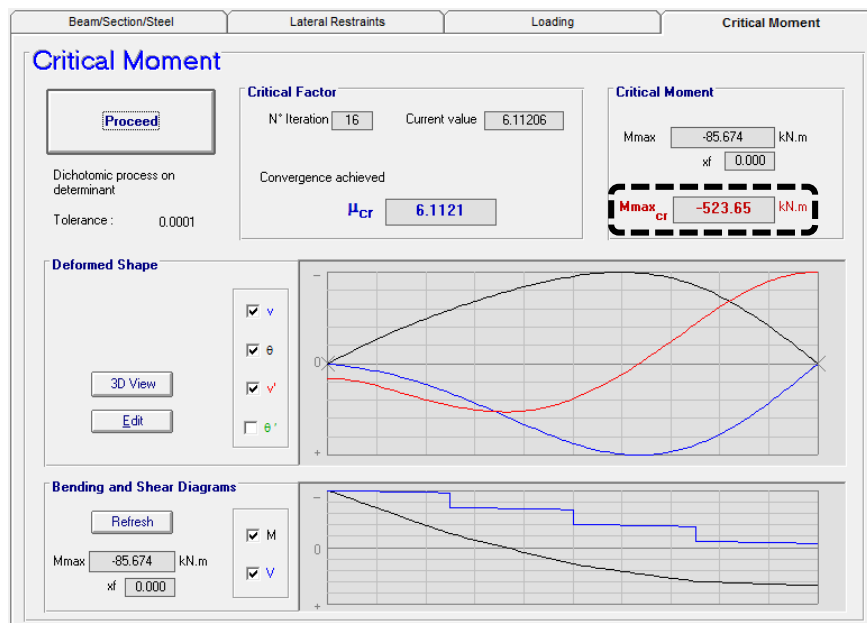


Figura 2.29: Momento crítico obtido pelo programa "LTBeam"

Perfil	L	Secção	Esforços actuantes de cálculo					
			$N_{c.Ed}$	$N_{t.Ed}$	$V_{z.Ed}$	$V_{y.Ed}$	$M_{Ed,z}$	$M_{Ed,y}$
	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	
HE 200 B	7.31	P _i	-	15.69	35.11	-0.26	-0.68	-85.65
HE 200 B	7.31	P _m	-	12.95	15.78	-0.26	0.26	19.87
HE 200 B	7.31	P _f	-	11.65	1.45	-1.79	-0.49	56.92

Figura 2.30: Tabela com os esforços atuantes nas três secções do elemento

M_{cr} determinado pelo programa *LTBeam*

Encurvadura Lateral - $M_{b,Rd}$																			
k_z	L [m]	L_{cr} [m]	k_w	ψ	Tipo de carregamento	C1	Z_a [cm]	Z_s [cm]	Z_j [cm]	Z_g [cm]	M_{cr} [kN.m]	λ_{LT}	$\lambda_{LT} \leq 0,2$	Curva de encurvadura lateral	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,rd,y}$ [kN.m]	$M_{ed,y} / M_{b,rd,y}$
1	7.31	7.31	1	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	523.650	0.537	Calcular Bambeamento	a	0.21	0.680	0.912	137.759	0.144
1	7.31	7.31	1	-	-	-	0.00	0.00	0.00	0.00	523.650	0.537	Calcular Bambeamento	a	0.21	0.680	0.912	137.759	0.413

Figura 2.31: Tabela de cálculo para verificação do momento resistente à encurvadura lateral – $M_{b,Rd}$

Nas tabelas 2.23 e 2.24 seguem a comparação dos resultados finais obtidos.

Tabela 2.23: Comparação de resultados para o cálculo do momento crítico

	SAP2000	LTBeam
M_{cr} (kN.m)	439,57	523,65

Tabela 2.24: Comparação de resultados para a verificação da encurvadura lateral

	SAP2000	Tabela de cálculo
Rácio	0,633	0,622

Esta diferença de valores relativa à determinação do momento crítico pode ser explicada pelo uso de métodos de cálculo diferentes nos dois programas.

Conclui-se, então, que o perfil HEB 200 referente à travessa da cobertura verifica a segurança em relação aos estados limites últimos.

3º Procedimento (HEB 200)

Para a determinação da deformação máxima admissível ($L/250$) considerou-se para o vão da travessa é de 14,40 m.

Tabela 2.25: Estado limite de utilização

$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	$\delta_{Admiss\acute{i}vel}$ (m)	Verificação
0,007	0.058	Ok

Os estados limites de utilização são verificados para a travessa mais esforçada.

2.4.2. Pilares

O pilar HEB 240 com os maiores esforços surge também no pórtico A, apresentando um rácio final de 0,509:

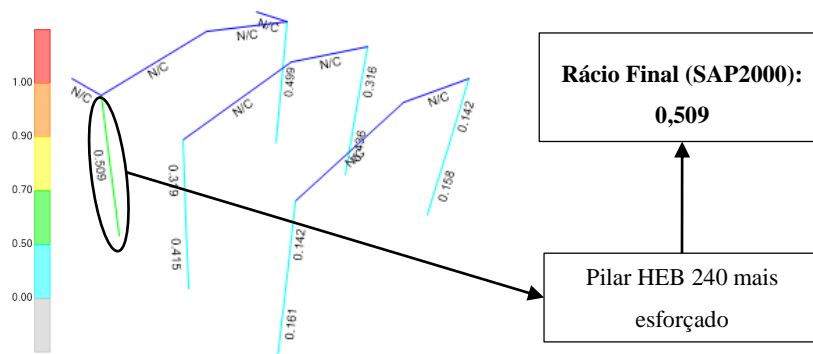


Figura 2.32: Pilares dos pórticos com os respetivos rácios

O processo de análise para a verificação dos estados limites últimos e de utilização é idêntico ao estudado para as travessas, sendo utilizada a mesma base de procedimentos, embora neste caso como já referido, os pilares estão sujeitos a esforços de flexão composta com compressão (coluna-viga):

1º Procedimento (HEB 240)

Nas figuras 2.33 e 2.34 apresentam-se os diagramas de esforços para o pilar mais esforçado e a respetiva folha de dimensionamento.

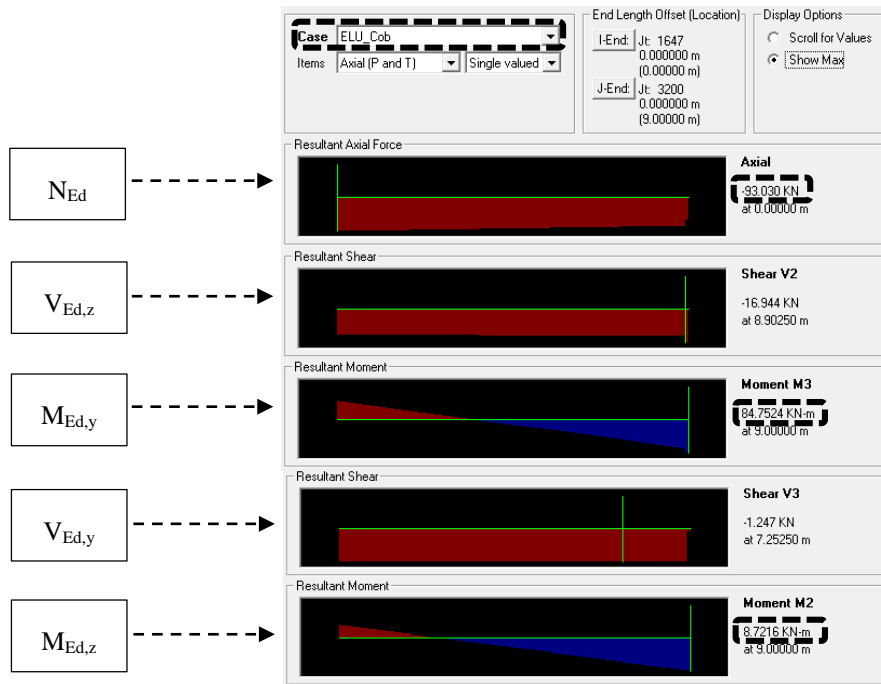


Figura 2.33: Esforços atuantes de cálculo (SAP2000) no pilar HEB 240 com o rácio mais elevado

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)						
Units : kN, m, C						
Frame : 2035	X Mid: 0.200	Combo: ELU_Cob	Design Type: Column			
Length: 9.000	Y Mid: 11.950	Shape: HE240B	Frame Type: DCL-CBF			
Loc : 3.652	Z Mid: 13.460	Class: Class 1	Rolled : Yes			
Country=CEN Default	Interaction=Method 2 (Annex B)	Combination=Eq. 6.10	Reliability=Class 2			
Ignore Seismic Code? No		MultiResponse=Envelopes	P-Delta Done? No			
		Ignore Special EQ Load? No	D/P Plug Welded? Yes			
GammaM0=1.00	GammaM1=1.00	GammaM2=1.25				
q=1.50	Omega=1.00	GammaM0U=1.10				
An/Ag=1.00	RLLF=1.000	PLLF=0.750	D/C Lim=1.000			
Reff=0.011	eNy=0.000	eNz=0.000				
a=0.011	Iyy=1.126E-04	Iyy=0.103	Wel,yy=9.383E-04	Weff,yy=9.383E-04		
It=1.040E-06	Izz=3.923E-05	izz=0.061	Wel,zz=3.269E-04	Weff,zz=3.269E-04		
Iw=0.000	Iyz=0.000	h=0.240	Wpl,yy=0.001	Av,z=0.009		
E=210000000.0	fy=235000.000	Fu=360000.000	Wpl,zz=4.980E-04	Av,y=0.003		
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Ned	Med,yy	Med,zz	Ved,z	Ved,y	Ted
3.652	-87.824	1.462	1.380	-13.367	-1.247	0.014
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation	Total Ratio	N Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
6.3.3(4)-6.62	0.509	0.121	0.351	0.037	1.000	OK
AXIAL FORCE DESIGN						
	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity			
(Axial)	-87.824	2491.000	2491.000			
	Np1,Rd	Nu,Rd	Ncr,T	Ncr,TF	An/Ag	
	2491.000	2747.520	6735.719	6735.719	1.000	
	Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi
Major (y-y)	b	0.340	2881.193	0.930	1.056	0.642
MajorB(y-y)	b	0.340	2881.193	0.930	1.056	0.642
Minor (z-z)	c	0.490	1003.812	1.575	2.078	0.291
MinorB(z-z)	c	0.490	1003.812	1.575	2.078	0.291
Torsional TF	c	0.490	6735.719	0.608	0.785	0.781
						Nb,Rd
						1599.183
						1599.183
						725.716
						725.716
						1944.366
MOMENT DESIGN						
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major (y-y)	1.462	84.752	247.455	247.455	247.455	222.212
Minor (z-z)	1.380	8.722	117.030	117.030	117.030	
	Curve	Alpha	LambdaBar	Phi	Chi	C1
LTB	a	0.210	0.578	0.707	0.898	2.377
						Ncr
						739.629
Factors	kyy	kyz	kzy	kzz		
	0.410	0.300	0.919	0.500		

Figura 2.34: Folha de dimensionamento do "SAP2000" para o perfil HEB 240

2º Procedimento (HEB 240)

Verificação da secção do elemento à flexão composta com compressão

Perfil	L [m]	Secção	Esforços actuantes de cálculo					
			$N_{c,Ed}$	$N_{t,Ed}$	$V_{z,Ed}$	$V_{y,Ed}$	$M_{Ed,z}$	$M_{Ed,y}$
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
HE 240 B	9.00	P _i	-93.03	-	-13.24	-1.25	-3.54	-47.40
HE 240 B	9.00	P _m	-86.36	-	-13.45	-1.25	2.48	12.96
HE 240 B	9.00	P _f	-80.18	-	-16.94	-1.25	8.72	84.75

Figura 2.35: Tabela com os esforços atuantes de cálculo nas três secções



Análise da secção Transversal (Flexão Composta Desviada + Esforço Transverso)																
		Momentos segundo eixo YY - Classes 1 ou 2						Momentos segundo eixo ZZ - Classes 1 ou 2						Secções da classe 3		Rácio da Eq.6.41 ou Eq.6.2
n	a	$0.25 * N_{pl,Rd}$	$0.5 * A_{wp} * f_y / \gamma_{wM}$	Condição de verificação	$M_{N,Rd,y}$	α	$(M_{Ed,y} / M_{N,Rd,y})^\alpha$	$A_{wp} * f_y / \gamma_{wM}$	Condição de verificação	$M_{N,Rd,z}$	β	$(M_{Ed,z} / M_{N,Rd,z})^\beta$	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$	$M_{Ed,y} / M_{pl,Rd,y}$	$M_{Ed,z} / M_{pl,Rd,z}$	
0.04	0.23	622.75	242.05	Desprezável	247.46	2.00	0.04	484.10	Desprezável	117.12	1.00	0.03	0.037	0.215	0.046	0.067
0.04	0.23	622.75	242.05	Desprezável	247.46	2.00	0.00	484.10	Desprezável	117.12	1.00	0.02	0.037	0.059	0.032	0.024
0.04	0.23	622.75	242.05	Desprezável	247.46	2.00	0.12	484.10	Desprezável	117.12	1.00	0.07	0.037	0.384	0.114	0.192

Figura 2.36: Tabela de cálculo para verificação da secção à flexão composta com compressão para o pilar HEB 240

Conclui-se da comparação dos resultados da tabela de cálculo "Excel" e do programa "SemiComp" que os rácios são da mesma ordem de grandeza de acordo com o que está indicado na tabela 2.26.

Tabela 2.26: Comparação de resultados para a verificação da secção à flexão composta com compressão

Tabela de cálculo SemiComp		
Rácio (E.L.U)	0,192	0,192

Verificação do elemento à flexão composta com compressão (colunas-viga)

Nesta barra existem esforços de compressão combinados com esforços de flexão, o que implica recorrer às expressões 6.61 e 6.62 do eurocódigo 3 (cláusula §6.3.3(4)) referentes a elementos que se comportam como colunas-viga.

O grande desafio para a análise destes elementos consistiu na determinação dos fatores de iteração (k_{yy} , k_{zy} , k_{yz} e k_{zz}), os quais foram também incluídos na tabela de cálculo "Excel" desenvolvida ao longo deste trabalho.

O dimensionamento realizado consta nas tabelas das figuras 2.37, 2.38 e 2.39 e 2.40.

Perfil	L [m]	Secção	Esforços actuantes de cálculo					
			$N_{c.Ed}$	$N_{t.Ed}$	$V_{z.Ed}$	$V_{y.Ed}$	$M_{Ed,z}$	$M_{Ed,y}$
			[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]
HE 240 B	9.00	P _i	-93.03	-	-13.24	-1.25	-3.54	-47.40
HE 240 B	9.00	P _m	-86.36	-	-13.45	-1.25	2.48	12.96
HE 240 B	9.00	P _f	-80.18	-	-16.94	-1.25	8.72	84.75

Figura 2.37: Tabela de cálculo com os esforços atuantes de cálculo nas três secções do pilar HEB 240

Encurvadura por compressão - $N_{b,Rd}$																					
Curva de enc.yy	Curva de enc.zz	β_A	α_{yy}	α_{zz}	Ly [cm]	Lz [cm]	K dos apoios em yy	K dos apoios em zz	L _{cr,yy} [cm]	L _{cr,zz} [cm]	$\bar{\lambda}_y$	$\bar{\lambda}_z$	$\bar{\lambda}_y \leq 0,2$	$\bar{\lambda}_z \leq 0,2$	ϕ_y	ϕ_z	χ_y	χ_z	$N_{b,rd,y}$	$N_{b,rd,z}$	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$
																			[kN]	[kN]	
b	c	1	0.34	0.49	900	900	1	1	900	900	0.93	1.58	Calcular Encurvadura	Calcular Encurvadura	1.06	2.08	0.64	0.29	1599.466	724.889	0.128
b	c	1	0.34	0.49	900	900	1	1	900	900	0.93	1.58	Calcular Encurvadura	Calcular Encurvadura	1.06	2.08	0.64	0.29	1599.466	724.889	0.119
b	c	1	0.34	0.49	900	900	1	1	900	900	0.93	1.58	Calcular Encurvadura	Calcular Encurvadura	1.06	2.08	0.64	0.29	1599.466	724.889	0.111

Figura 2.38: Tabela de cálculo para verificação do esforço normal resistente à encurvadura por compressão para o pilar HEB 240

Encurvadura Lateral - $M_{b,Rd}$																			
k_z	L [m]	L_{cr} [m]	k_w	ψ	Tipo de carregamento	C1	Za [cm]	Zs [cm]	Zj [cm]	Zg [cm]	M_{cr} [kN.m]	λ_{LT}	$\lambda_{LT} \leq 0,2$	Curva de encurvadura lateral	α_{LT}	ϕ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,rd,y}$ [kN.m]	$M_{ed,y}/$
																			$M_{b,rd,y}$
1	9	9	1	-0.56	me	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	836.609	0.544	Calcular Bambeamento	a	0.21	0.684	0.910	225.203	0.210
1	9	9	1	-0.56	me	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	836.609	0.544	Calcular Bambeamento	a	0.21	0.684	0.910	225.203	0.058
1	9	9	1	-0.56	me	2.700	0.00	0.00	0.00	0.00	836.609	0.544	Calcular Bambeamento	a	0.21	0.684	0.910	225.203	0.376

Figura 2.39: Tabela de cálculo para verificação do momento resistente à encurvadura lateral para o pilar HEB

240

Colunas-Vigas (Compressão + Flexão Desviada)																		
Susceptível à deformação por torção?	Med,y entre travamentos em zz - C_{my}		Med,y entre travamentos em yy - C_{mLT}		Med,z entre travamentos em yy - C_{mz}		K_{yy}	K_{yz}	K_{zy}	K_{zz}	$N_{ED}/N_{brd,y}$	$N_{ED}/N_{brd,z}$	$K_{yy} * (M_{y,ED}/M_{brd,y})$	$K_{zy} * (M_{y,ED}/M_{brd,y})$	$K_{yz} * (M_{z,ED}/M_{brd,z})$	$K_{zz} * (M_{z,ED}/M_{brd,z})$	Rácio da Eq. 6.61	Rácio da Eq. 6.62
	L (m)	C_{my}	L (m)	C_{mLT}	L (m)	C_{mz}												
Sim	9.00	0.40	9.00	0.40	9.00	0.43	0.417	0.302	0.914	0.504	0.058	0.128	0.157	0.344	0.023	0.038	0.238	0.510
Sim	9.00	0.40	9.00	0.40	9.00	0.43	0.417	0.302	0.914	0.504	0.058	0.128	0.157	0.344	0.023	0.038	0.238	0.510
Sim	9.00	0.40	9.00	0.40	9.00	0.43	0.417	0.302	0.914	0.504	0.058	0.128	0.157	0.344	0.023	0.038	0.238	0.510

Figura 2.40: Tabela de cálculo para verificação da flexão composta com compressão com a apresentação dos fatores de iteração para o pilar HEB 240

Segue-se a comparação dos diversos resultados parciais obtidos na determinação do rácio final para o pilar HEB 240 mais esforçado.

Tabela 2.27: Comparação de resultados para cálculo da encurvadura por compressão

	SAP2000	Tabela de Cálculo
$N_{b,Rd,z}$ (kN.m)	725,72	724,89
Rácio	0,121	0,128

Tabela 2.28: Comparação de resultados para cálculo do momento crítico

	<i>SAP2000</i>	<i>LTBeam</i>	<i>Tabela de Cálculo</i>
M_{cr} (kN.m)	739,63	784,47	836,61

Tabela 2.29: Comparação de resultados para cálculo da encurvadura por flexão

	<i>SAP2000</i>	<i>Tabela de Cálculo</i>
$M_{b,Rd}$ (kN.m)	222,21	225,20
Rácio	0,351	0,376

Nota: O rácio “parcial” de 0,351, obtido pelo "SAP2000", já tem em conta a multiplicação pelo fator iterativo mais desfavorável.

Tabela 2.30: Comparação de resultados para os fatores de iteração e rácio final

	<i>SAP2000</i>	<i>Tabela de Cálculo</i>
k_{yy}	0,416	0,417
k_{yz}	0,300	0,302
K_{zy}	0,919	0,914
K_{zz}	0,500	0,504
Rácio Final	0,509	0,510

Conclui-se com estes procedimentos que os resultados obtidos validam os valores da folha de cálculo do "SAP2000", verificando-se a segurança aos estados limites últimos para os pilares. No entanto, deve ser realçado, que houve casos em que foi necessário proceder à correção dos fatores de iteração no programa "SAP2000".

3º Procedimento (HEB 240)

Tendo em conta que a deformação admissível para os pilares não deve ser superior a $h/300$, obteve-se neste caso para o pilar de 9 m os seguintes valores:

Tabela 2.31: Estado limite de utilização

$\delta_{m\acute{a}x} (m)$	$\delta_{Admiss\acute{i}vel} (m)$	Verificação
0,005	0,03	Ok

A flecha máxima é verificada sendo inferior à deformação admissível.

Para complementar a informação sobre o dimensionamento da estrutura metálica, encontra-se no anexo II a listagem de todos os perfis com os respectivos rácios provenientes do programa "SAP2000". De seguida apresenta-se a tabela de cálculo "Excel" completa correspondente ao dimensionamento da travessa HEB 200 e do pilar HEB 240.

3. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

ARMADO

Para a realização do dimensionamento dos elementos de betão armado foram elaboradas algumas tabelas de cálculo (em "Excel") com base nos fluxogramas apresentados na memória descritiva deste trabalho (a partir da norma NP EN 1992-1-1). O procedimento usado para a realização do dimensionamento consistiu em retirar os esforços obtidos do programa de cálculo automático, e de seguida introduzi-los como "dados" nas diversas tabelas, determinando-se assim as respetivas armaduras para as seções dos elementos estruturais. Foi também utilizado o programa "Gala Reinforcement" para a determinação das armaduras dos muros de suporte.

3.1. Laje de Acesso

A laje de acesso é constituída por um conjunto de lajes vigadas com uma espessura de 0,20 m.

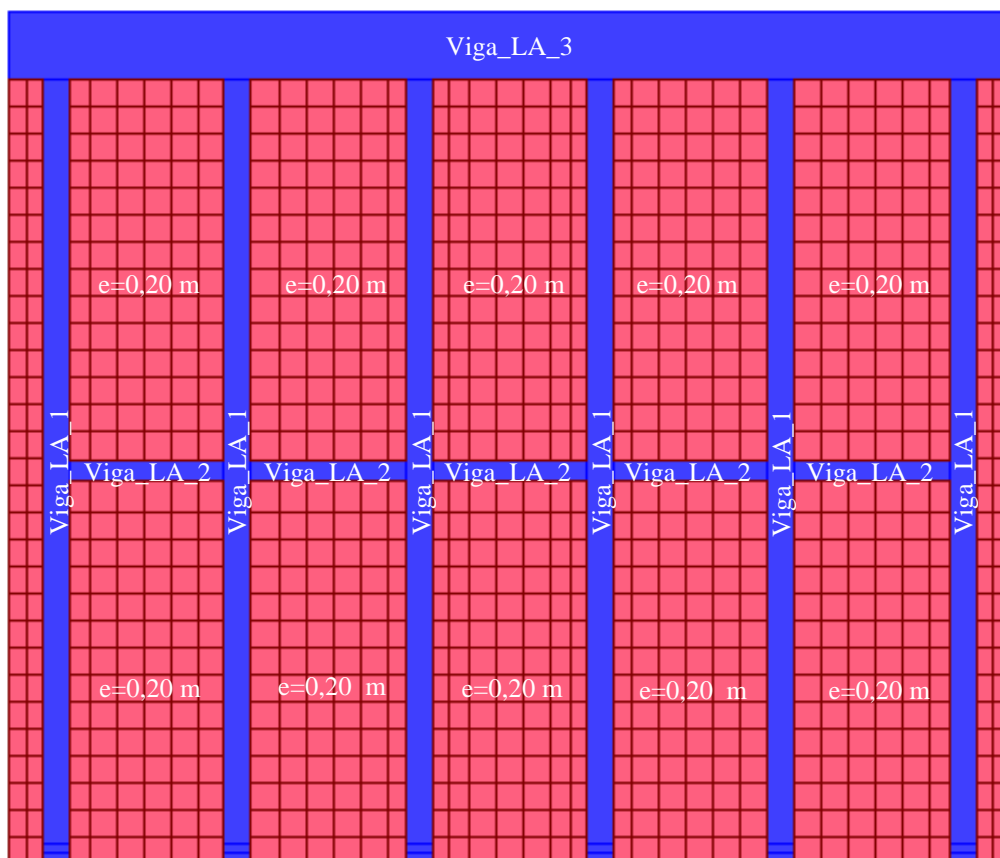


Figura 3.1: Identificação do conjunto das lajes e identificação das vigas da laje de acesso

3.1.1. Lajes

3.1.1.1. Envoltente Máxima dos Esforços de Cálculo

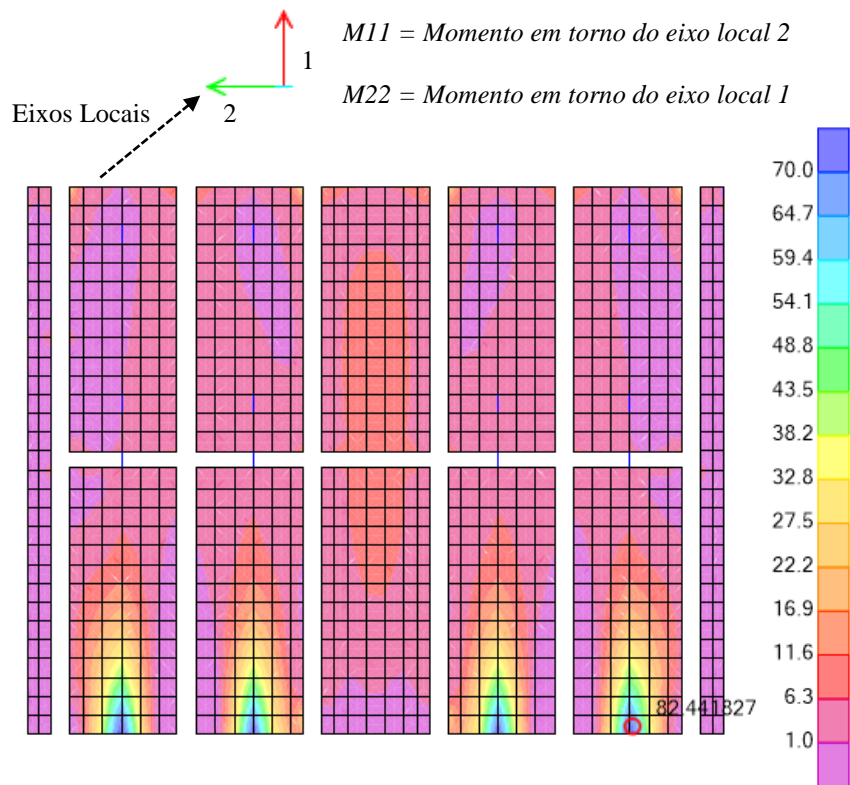


Figura 3.2: Esforços de cálculo ($M22$) para a combinação Envoltente Máx – (KN.m/m)

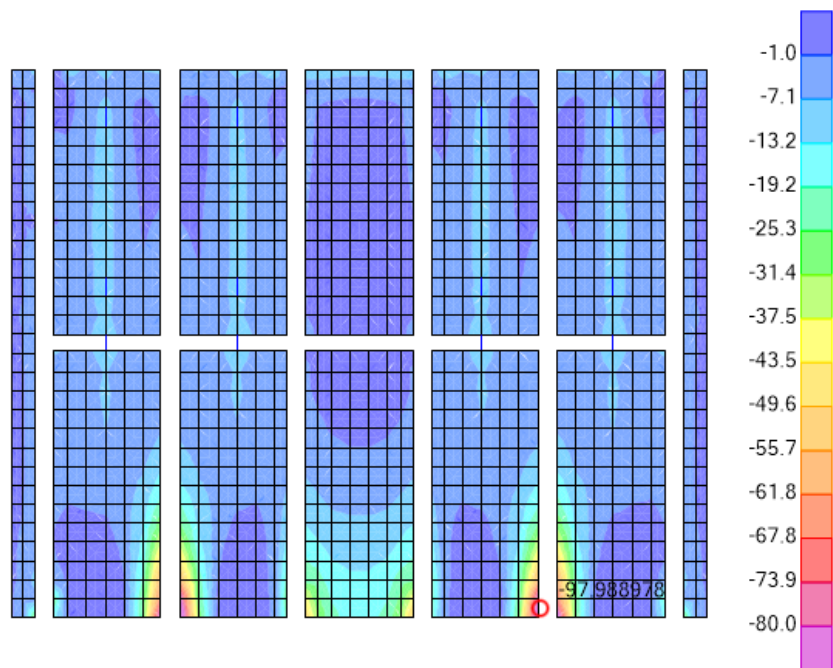


Figura 3.3: Esforços de cálculo ($M22$) para a combinação Envoltente Mín – (KN.m/m)

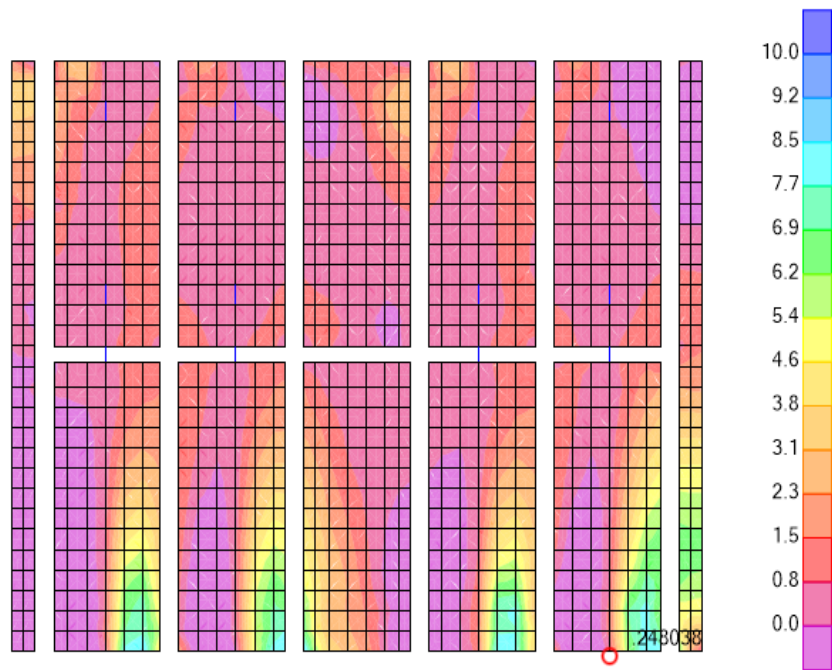


Figura 3.4: Esforços de cálculo (M_{12}) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

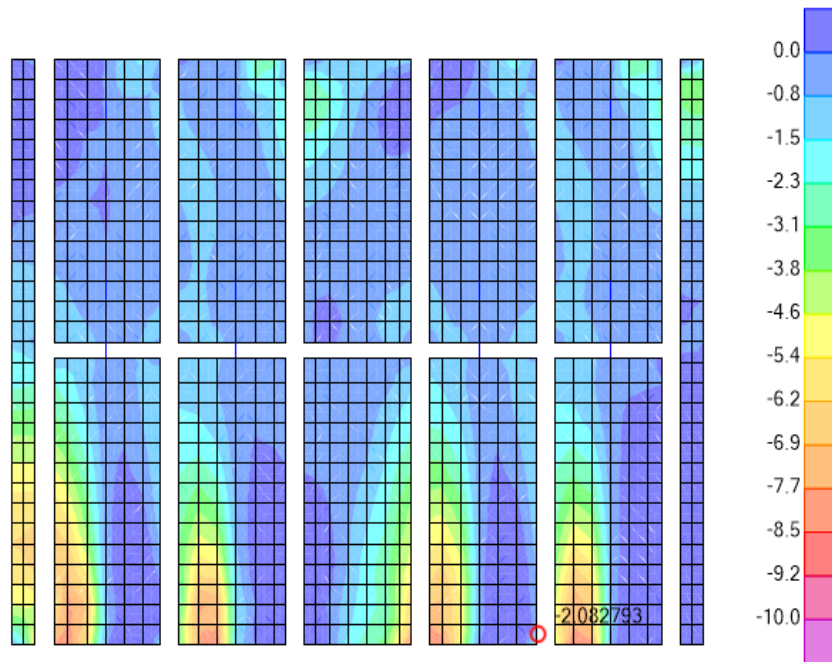


Figura 3.5: Esforços de cálculo (M_{12}) para a combinação Envolvente Mín – (KN.m/m)

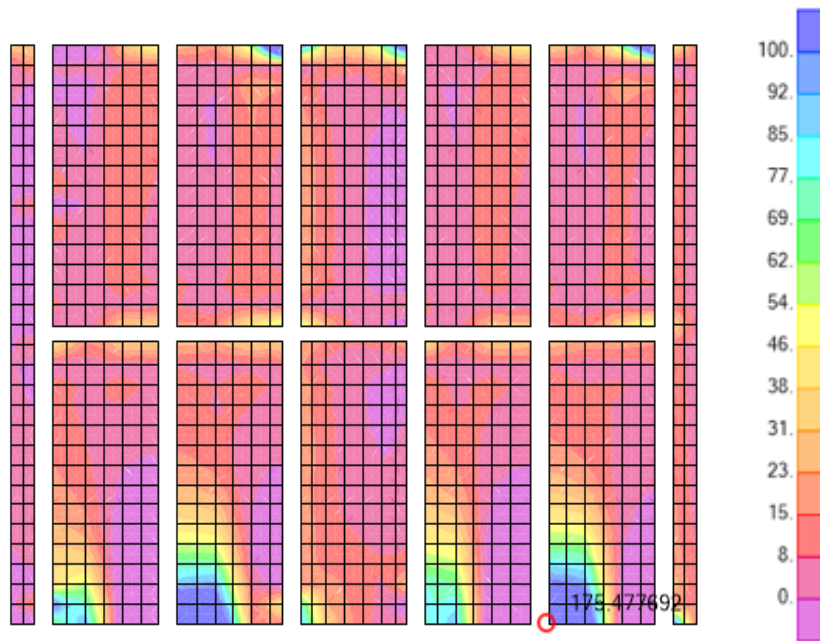


Figura 3.6: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)

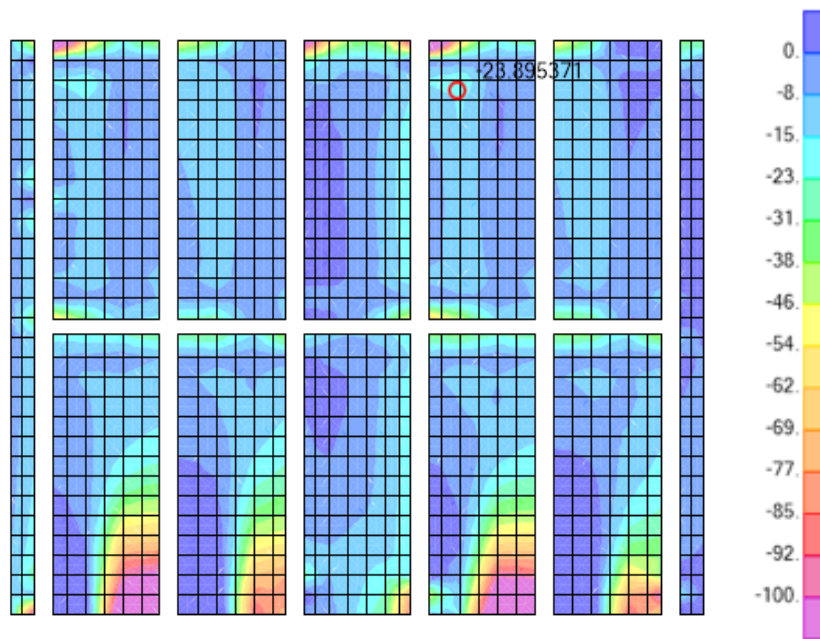


Figura 3.7: Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Mín – (KN/m)

3.1.1.2. Dimensionamento Orgânico

Com as envolventes de esforços para as diversas combinações determinaram-se os esforços de cálculo finais adotando-se o seguinte critério:

$$m_{11} \geq 0 \Rightarrow m_{sd,11}^+ = m_{11} + |m_{12}|$$

$$m_{11} < 0 \Rightarrow m_{sd,11}^- = m_{11} - |m_{12}|$$

$$m_{12} \geq 0 \Rightarrow m_{sd,11}^+ = m_{22} - |m_{12}|$$

$$m_{12} < 0 \Rightarrow m_{sd,11}^- = m_{22} + |m_{12}|$$

a) Estados Limites Últimos

Para o cálculo das armaduras considerou-se que a laje está dividida em duas zonas.

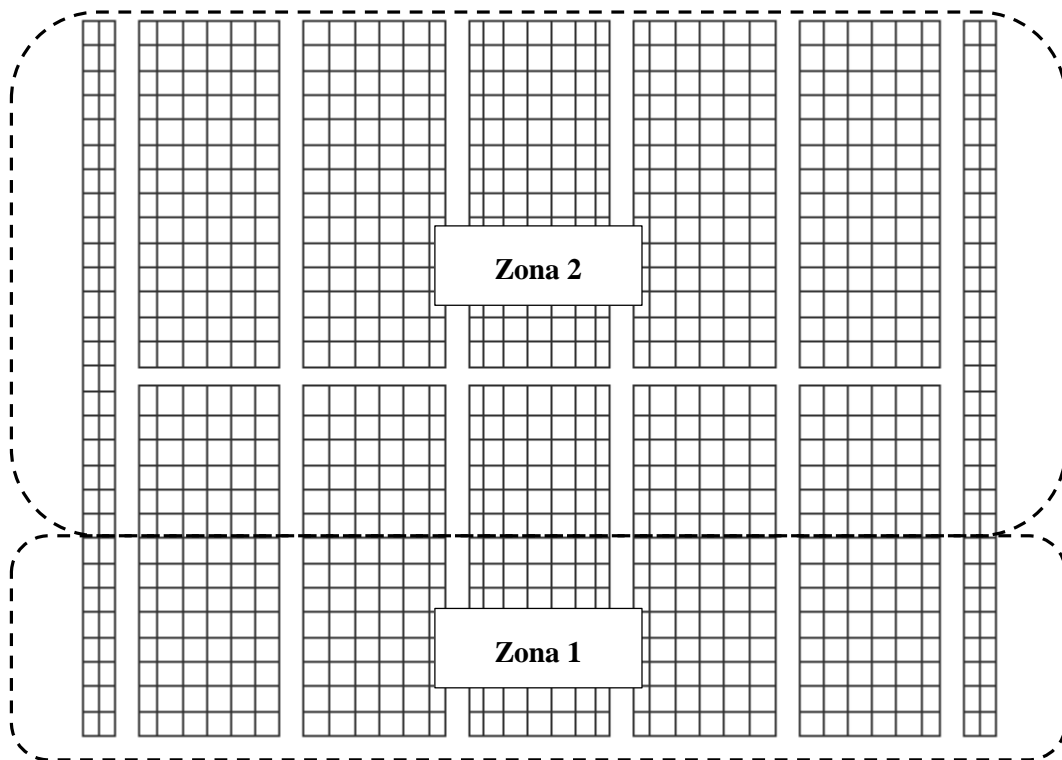


Figura 3.8: Identificação das zonas onde ocorrem esforços de diferentes ordens de grandeza

O dimensionamento está indicado nas figuras 3.9, 3.10, 3.11 e 3.12.

a.1) Armaduras de Flexão

		Armaduras de Flexão Principais - Laje de Transição							
		Características da Secção			Materiais				
		h=	0.2	m	Betão C25/30	$f_{cd} =$	16.7	Mpa	
		d=	0.16	m	Aço A500NR	$f_{syd} =$	435	Mpa	
		$A_{s,min} = 1.830 \text{ cm}^2/\text{m}$							
		M_{Ed} (kN.m/m)	μ	ω	$A_{s,cálculo}$ (cm ² /m)	$A_{s,Adoptado}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	s (m)	Armaduras
Zona 1	M11sd+	16.75	0.039	0.040	2.47	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M11sd-	47.50	0.111	0.120	7.36	7.54	12	0.15	$\phi 12//0.15$
	M22sd+	82.69	0.193	0.224	13.75	20.11	16	0.10	$\phi 16//0.1$
	M22sd-	99.52	0.233	0.280	17.23	20.11	16	0.10	$\phi 16//0.1$
Zona 2	M11sd+	6.65	0.016	0.016	0.97	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M11sd-	13.39	0.031	0.032	1.96	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M22sd+	26.54	0.062	0.065	3.97	5.65	12	0.20	$\phi 12//0.2$
	M22sd-	14.51	0.034	0.035	2.13	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$

Figura 3.9: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão

a.2) Armaduras de Distribuição

		Armaduras de distribuição				
		$0,2A_s$ (cm ² /m)	$A_{s,Adoptado,dist}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	s (m)	Armaduras de distribuição
Zona 1	M11sd+	0.50	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M11sd-	1.51	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M22sd+	4.02	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$
	M22sd-	4.02	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$
Zona 2	M11sd+	0.50	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M11sd-	0.50	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M22sd+	1.13	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$
	M22sd-	0.79	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$

Figura 3.10: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de distribuição

a.3) Armaduras de Esforço Transverso

		Verificação da resistência do betão ao esforço transverso (Laje de Acesso)										
		V _{ed} (kN)	N _{ed}	C _{rd,c}	k	v _{min}	k ₁	b _w (m)	ρ _t	σ _{cp} (Mpa)	V _{Rd,c} (kN)	Verificação
Zona 1	V23sd+	116		0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.0126	0	121.17	OK
	V23sd-	-116		0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.013	0	121.17	OK
Zona 2	V23sd+	25		0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.004	0	79.39	OK
	V23sd-	-25		0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.002	0	79.20	OK

Figura 3.11: Tabela de cálculo para verificação da armadura de esforço transverso

a.4) Punçoamento

A verificação do punçoamento foi realizada segundo duas condições distintas que relacionam as tensões atuantes com as resistentes (EC2 - §6.4.3).

A primeira condição é verificada considerando o perímetro da zona carregada correspondente à área da roda do veículo, U₀:

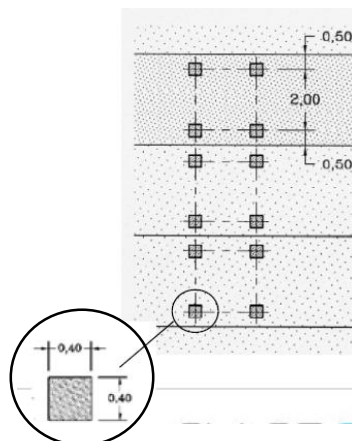


Figura 3.12: Área de contacto entre a roda do veículo e a laje

A tensão atuante não deve exceder o valor máximo da tensão resistente de punçoamento:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max} \leftrightarrow \frac{V_{sd}}{U_0 \cdot d} \leq 0,5 \cdot 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

Em que:

V_{Rd,max} - Valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

V_{sd} - Esforço atuante;

U_0 - Perímetro da área da roda em contacto com laje;

f_{ck} - Valor característico da tensão de compressão do betão;

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de compressão do betão.

Deve-se ainda verificar uma segunda condição dada pela seguinte expressão 6.47 art.º6.4.4(1) do EC2, de modo a determinar se é necessário armadura de punçoamento:

$$V_{sd} \leq V_{Rd,c} \Leftrightarrow \frac{V_{sd}}{U_1 \cdot d} \leq \max \left\{ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp}; v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right\} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Em que:

$V_{Rd,c}$ - Valor de cálculo da resistência ao punçoamento sem armadura de punçoamento, ao longo da secção de controlo considerada;

U_1 - Perímetro da área efetiva de punçoamento ($U_1 = U_0 + 4 \cdot \pi \cdot d$);

ρ_l - Taxa de armadura ($\rho_l \leq 0,02$);

f_{cd} - Valor de cálculo da tensão de compressão do betão.

Apresenta-se de seguida os resultados com base nas expressões anteriores.

1ª Verificação:

Verificação da resistência do betão ao Punçoamento (1ª Verificação)					
	$V_{ed,máx}$ (kN)	U_0 (m)	$V_{ed}/(U_0 \cdot d)$	$V_{Rd,máx}$ (kN)	Verificação
Zona 1	75	1.60	292.97	4509.00	OK
Zona 2	75	1.60	292.97	4509.00	OK

Figura 3.13: Excerto da tabela de cálculo - 1ª Verificação da resistência do betão ao punçoamento

2ª Verificação:

Verificação da resistência do betão ao Punçoamento (2ª Verificação)											
	$V_{ed,máx}$ (kN)	U_1 (m)	$V_{ed}/(U_1 \cdot d)$	$C_{rd,c}$	k	v_{min}	k_1	ρ_l	σ_{cp} (Mpa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verificação
Zona 1	75	3.61	129.83	0.12	2.00	0.495	0.15	0.0126	0	757.34	OK
Zona 2	75	3.61	129.83	0.12	2.00	0.495	0.15	0.0035	0	496.16	OK

Figura 3.14: Excerto da tabela de cálculo - 2ª Verificação da resistência do betão ao punçoamento

Com os resultados obtidos verifica-se que não são necessárias armaduras de punçoamento.

b) Estados limites de utilização

b.1) Fendilhação

Laje de Acesso - Fendilhação ($A_{s,min}$)					
k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
1	0.4	2.6	0.1	500	2.08

Figura 3.15: Armadura mínima de fendilhação para a laje de acesso

Todas as armaduras longitudinais da laje de acesso necessárias têm uma armadura superior a 2,08 cm²/m, verificando-se o estado limite de utilização.

b.2) Deformação

As deformações máximas na laje de acesso foram inferiores à deformação admissível ($\delta < L/250$):

Tabela 3.1: Deformação vertical máxima nas lajes (laje de acesso)

$\delta_{máx}$ (m)	$\delta_{Admissível}$ (m)	Verificação
0,0005	0,009	Ok

3.1.2. Vigas

Apresenta-se na tabela em baixo as dimensões das vigas da laje de acesso.

Tabela 3.2: Dimensões das vigas da laje de acesso

<i>Viga</i>	<i>b (m)</i>	<i>h (m)</i>
<i>Viga_LA_1</i>	0,4	1,2
<i>Viga_LA_2</i>	0,3	0,5
<i>Viga_LA_3</i>	1,0	1,6

3.1.2.1. Envoltente Máxima dos Esforços de Cálculo

As figuras seguintes apresentam os diagramas referentes às envoltentes dos esforços de cálculo para as vigas que compõem a laje de acesso.

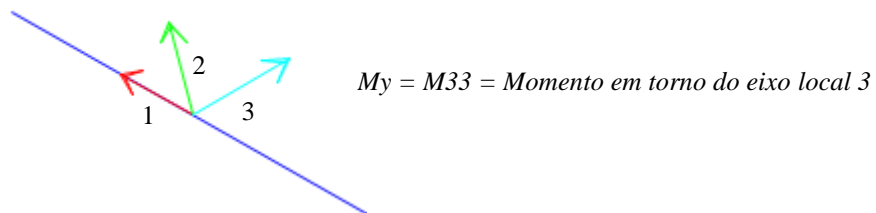


Figura 3.16: Eixos locais de um elemento tipo "frame" ("SAP2000")

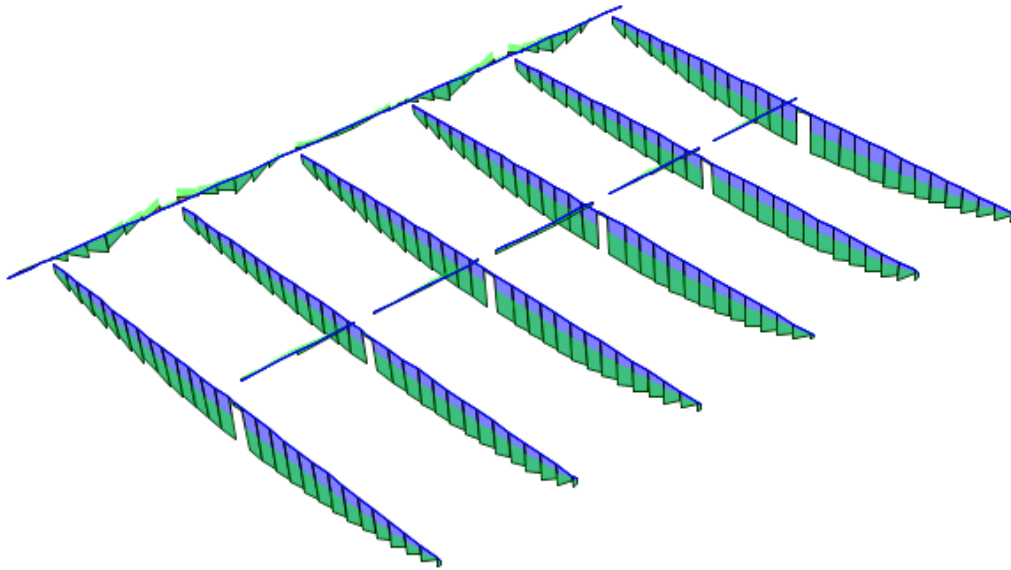


Figura 3.17: Vigas da laje de acesso – Esforços de cálculo (M_{33}) para a combinação Envolvente – (KN.m)

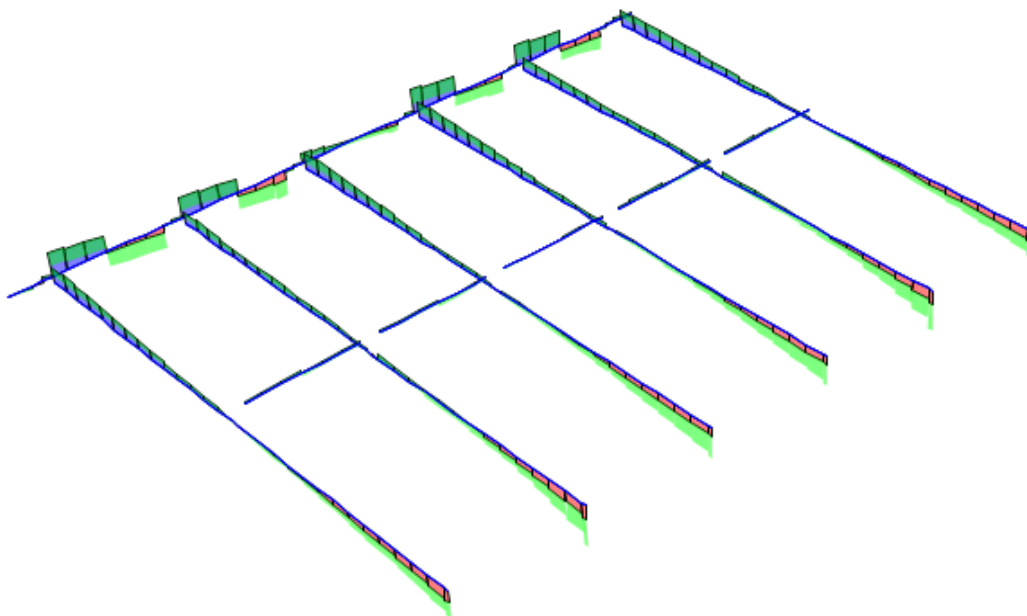


Figura 3.18: Vigas da Laje de Acesso - Esforços de cálculo (V_{22}) para a combinação Envolvente – (KN/m)

3.1.2.2. Dimensionamento

a) Estados limites últimos

Para o dimensionamento das vigas escolheu-se dentro do mesmo grupo (vigas com a mesma secção) a viga com os esforços mais desfavoráveis para se calcular as armaduras de flexão e de esforço transversal respetivas.

a.1) Armaduras de Flexão

		Vigas Laje de Acesso - Armaduras de Flexão													
		Características da Secção						Materiais							
		h (m)	d (m)	b (m)				Betão C25/30	$f_{cd} = 16.7$	Mpa					
		-	-	-				Aço A500NR	$f_{syd} = 435$	Mpa					
		h (m)	d (m)	b (m)	$M_{ed,y}$ (kN.m/m)	μ	ω	$A_{s,máx}$ (cm ² /m)	A_s (cm ² /m)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)	$A_{s,Adoptado}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	n	Armaduras	
Viga 0.4x1.2	Apoio Esq.	E.L.U máx	1.20	1.16	0.40	37.85	0.004	0.004	192.00	0.75	15.68	15.71	20	5	5 ϕ 20
	Meio Vão		1.20	1.16	0.40	297.04	0.033	0.034	192.00	6.01	15.68	15.71	20	5	5 ϕ 20
	Apoio Dir.		1.20	1.16	0.40	64.05	0.007	0.007	192.00	1.27	15.68	15.71	20	5	5 ϕ 20
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx +	0.50	0.46	0.30	18.18	0.017	0.017	60.00	0.92	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	Meio Vão		0.50	0.46	0.30	27.46	0.026	0.026	60.00	1.39	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	Apoio Dir.		0.50	0.46	0.30	19.39	0.018	0.018	60.00	0.98	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx -	0.50	0.46	0.30	-7.75	-0.007	-0.007	60.00	-0.39	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	Meio Vão		0.50	0.46	0.30	-31.10	-0.029	-0.029	60.00	-1.53	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
	Apoio Dir.		0.50	0.46	0.30	-14.80	-0.014	-0.014	60.00	-0.73	6.22	6.28	20	2	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12
Viga 1.0x1.6	Apoio Esq.	E.L.U máx	1.60	1.56	1.00	-98.76	-0.002	-0.002	640.00	-1.45	21.09	21.99	20	7	7 ϕ 20
	Meio Vão		1.60	1.56	1.00	130.25	0.003	0.003	640.00	1.92	21.09	21.99	20	7	7 ϕ 20
	Apoio Dir.		1.60	1.56	1.00	-98.84	-0.002	-0.002	640.00	-1.45	21.09	21.99	20	7	7 ϕ 20

Figura 3.19: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão nas vigas da laje de acesso

a.2) Armaduras de Esforço Transverso

		Vigas Laje de Acesso - Armaduras de esforço transverso ($\theta = 45^\circ$)															
		V_{ed} (kN)	α_{cw}	bw	z	v_l	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$S_l,máx$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{máx}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	n^o ramos	$(A_{sw/s})_{2\text{ ramos}}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{adoptado}$ (cm ² /m)	
Viga 0.4x1.2	Apoio Esq.	E.L.U máx	-279.34	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	6.15	41.46	6.15	2	3.08	3.35
	Meio Vão		-27.89	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	0.61	41.46	3.20	2	1.60	2.51
	Apoio Dir.		161.54	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	3.56	41.46	3.56	2	1.78	2.51
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx +	-12.13	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	0.67	31.10	2.40	2	1.20	2.51
	Meio Vão		8.91	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	0.49	31.10	2.40	2	1.20	2.51
	Apoio Dir.		11.53	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	0.64	31.10	2.40	2	1.20	2.51
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx -	17.08	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	0.95	31.10	2.40	2	1.20	2.51
	Meio Vão		-33.90	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	1.88	31.10	2.40	2	1.20	2.51
	Apoio Dir.		-19.11	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	1.06	31.10	2.40	2	1.20	2.51
Viga 1.0x1.6	Apoio Esq.	E.L.U máx	217.48	1	1.00	1.404	0.54	6330.64	1.17	0.0008	8.00	3.56	103.66	8.00	2	4.00	5.24
	Meio Vão		168.18	1	1.00	1.404	0.54	6330.64	1.17	0.0008	8.00	2.75	103.66	8.00	2	4.00	5.24
	Apoio Dir.		-231.72	1	1.00	1.404	0.54	6330.64	1.17	0.0008	8.00	3.79	103.66	8.00	2	4.00	5.24

Figura 3.20: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de esforço transverso nas vigas da laje de acesso

b) Estados limites de utilização

b.1) Fendilhação

Vigas da Laje de Acesso - Fendilhação ($A_{s,min}$)						
	k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
Viga 0.4 x 1.2	0.65	0.4	2.6	0.24	500	3.24
Viga 0.3 x 0.5	1	0.4	2.6	0.08	500	1.56
Viga 1.0 x 1.6	0.65	0.4	2.6	0.80	500	10.82

Figura 3.21: Armadura mínima de fendilhação para as vigas da laje de acesso

Após verificação da fendilhação foi necessário calcular as armaduras de pele para as vigas com uma altura igual ou superior a um metro conforme indica a NP EN 1992-1-1.

Vigas da Laje de Acesso - Fendilhação - Armaduras de Pele						
	k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
Viga 0.4 x 1.2	0.5	0.4	2.6	0.24	500	2.50
Viga 1.0 x 1.6	0.5	0.4	2.6	0.80	500	8.32

Figura 3.22: Armadura de pele para as vigas da laje de acesso com uma altura igual ou superior a 1,0 m

Para todas as vigas da laje de acesso foi verificado o controlo da fendilhação.

Vigas Laje de Acesso - Controlo de fendilhação ($W_k = 0,3$ mm) - Quadros 7.2N e 7.3N										
		$M_{ed,y}$ (kN.m/m)	z	A_s (cm ² /m)	σ_s (Mpa)	Armaduras	Diâmetro Máximo (mm)	Tensão no Aço (Mpa)	$s_{máx}$ (mm)	Verificação
Viga 0.4x1.2	Apoio Esq.	26.53	1.044	15.71	1.62	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Meio Vão	211.77	1.044	15.71	12.91	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Apoio Dir.	45.07	1.044	15.71	2.75	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	12.75	0.414	6.28	4.90	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Meio Vão	18.99	0.414	6.28	7.30	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Apoio Dir.	13.21	0.414	6.28	5.08	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	-5.28	0.414	6.28	2.03	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Meio Vão	-21.59	0.414	6.28	8.30	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Apoio Dir.	-8.10	0.414	6.28	3.11	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
Viga 1.0x1.6	Apoio Esq.	-69.49	1.404	21.99	2.25	7 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Meio Vão	91.37	1.404	21.99	2.96	7 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Apoio Dir.	-69.34	1.404	21.99	2.25	7 ϕ 20	25	200	250	Ok

Figura 3.23: Controlo da fendilhação para as vigas da laje de acesso

b.2) Deformação

Tabela 3.3: Deformação vertical máxima nas vigas da laje de acesso

	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	$\delta_{Admiss\acute{i}vel}$ (m)	Verificação
Viga_LA_1	0,004	0,045	Ok
Viga_LA_2	0,0001	0,011	Ok

3.2. Piso de Betão Armado

O piso de betão armado que serve também de suporte às tremonhas é constituído pelas seguintes lajes e vigas:

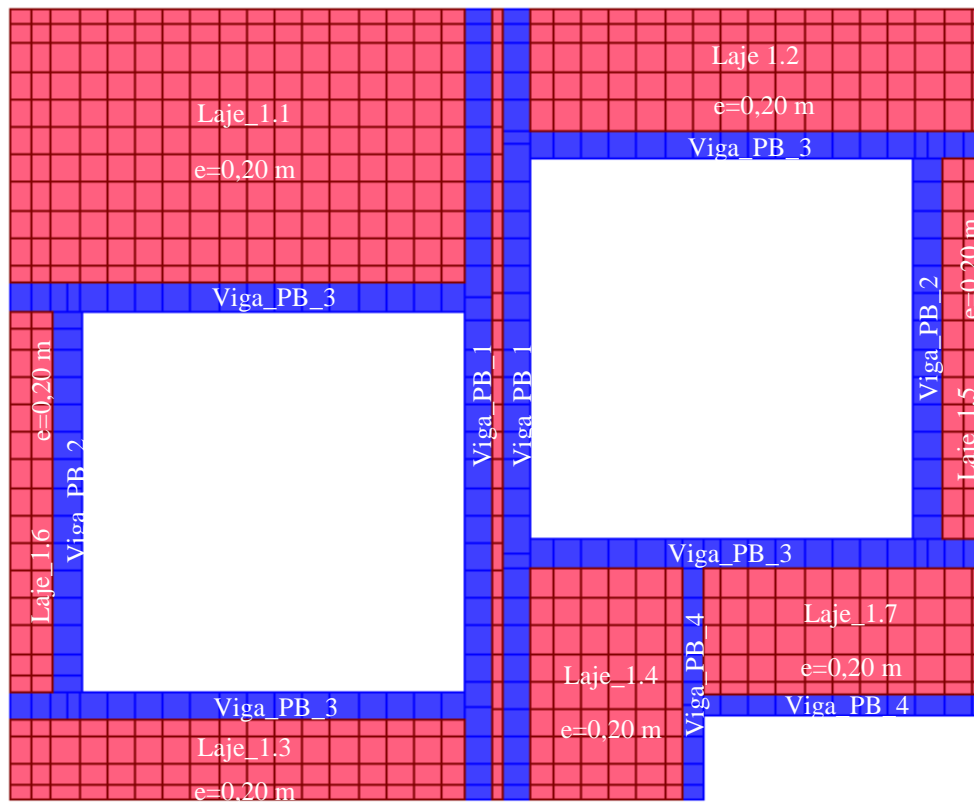


Figura 3.24: Identificação das lajes e vigas do piso de betão

3.2.1. Lajes

Os cálculos seguintes referem-se ao dimensionamento das lajes e vigas que constituem o piso de betão armado.

3.2.1.1. Envolvente Máxima dos Esforços de Cálculo

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas das envolturas máximas e mínimas para o conjunto de lajes do piso de betão.

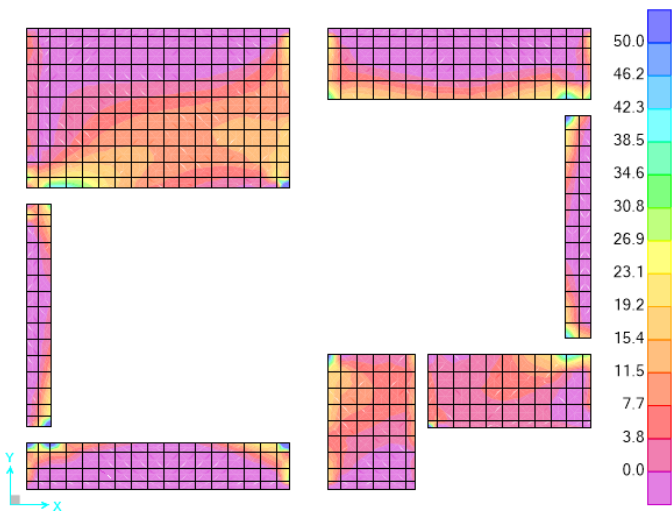
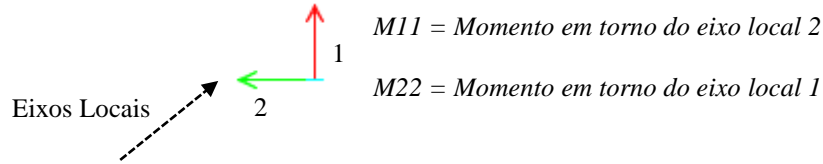


Figura 3.25: Piso de Betão – Esforços de cálculo ($M11$) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

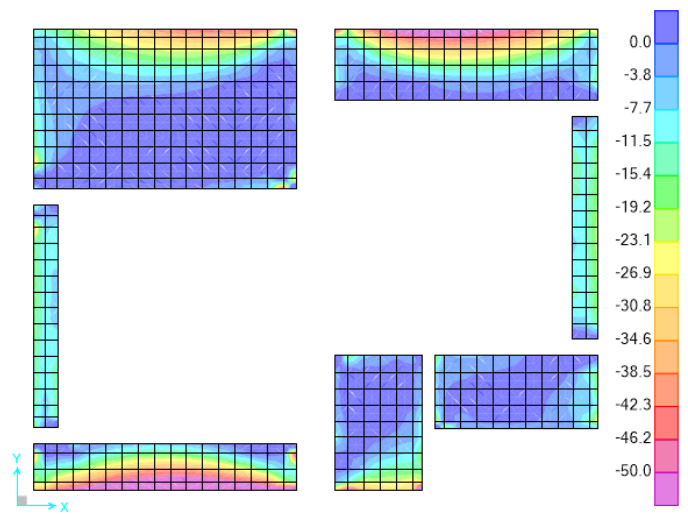


Figura 3.26: Piso de Betão – Esforços de cálculo ($M11$) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

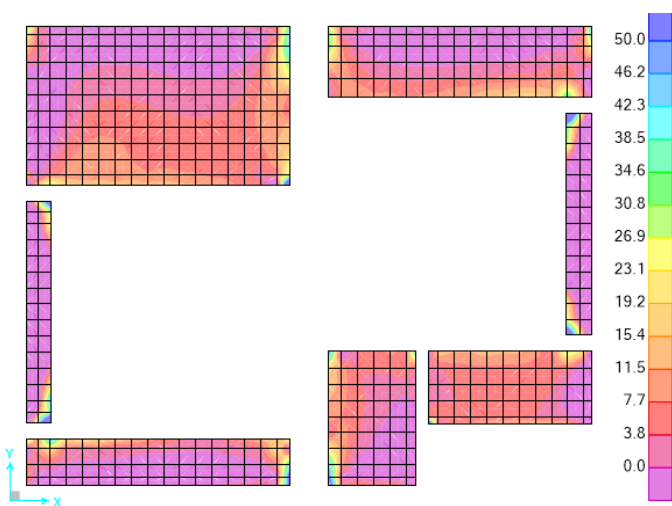


Figura 3.27: Piso de Betão – Esforços de cálculo ($M22$) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

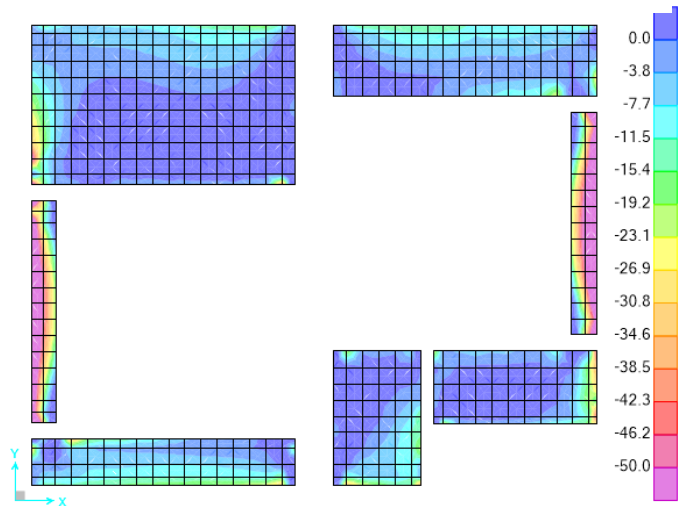


Figura 3.28: Piso de Betão – Esforços de cálculo ($M22$) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

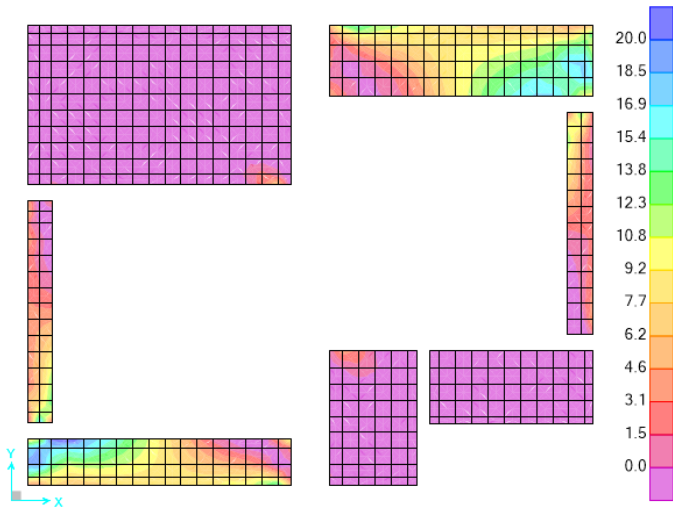


Figura 3.30: Esforços de cálculo (M12) para a combinação
Envolvente Máx – (KN.m/m)

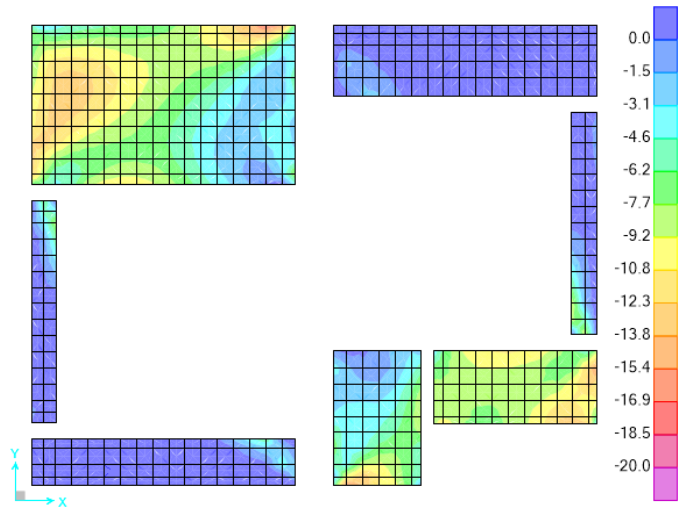


Figura 3.29: Esforços de cálculo (M12) para a combinação
Envolvente Min – (KN.m/m)

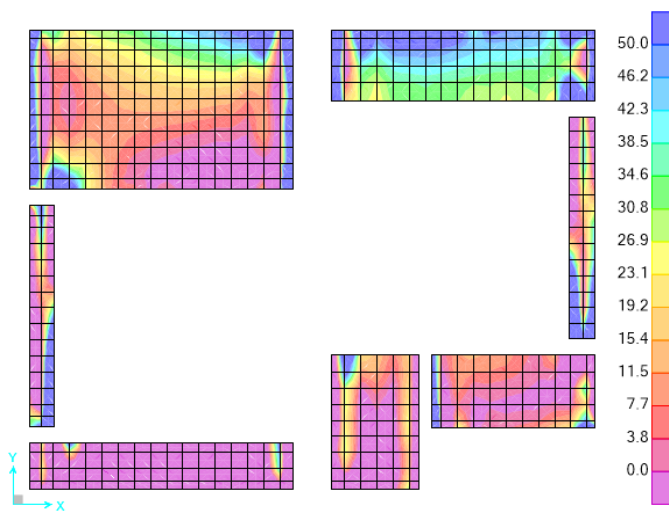


Figura 3.31: Esforços de cálculo (V13) para a combinação
Envolvente Máx – (KN/m)

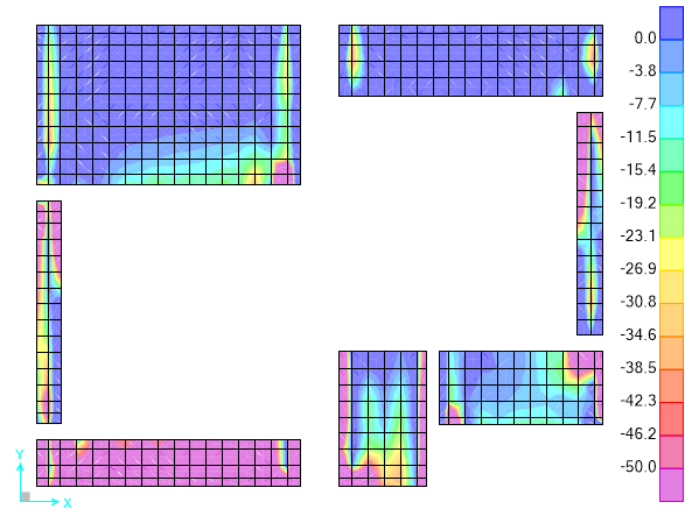


Figura 3.32: Esforços de cálculo (V13) para a combinação
Envolvente Min – (KN/m)

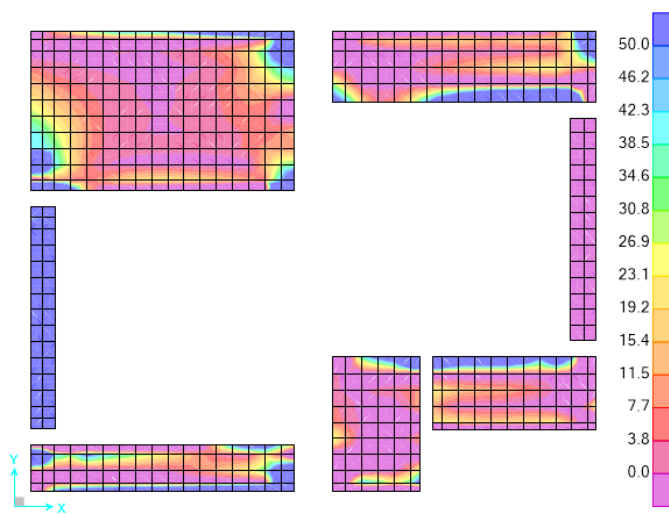


Figura 3.34: Esforços de cálculo (V23) para a combinação
Envolvente Máx – (KN/m)

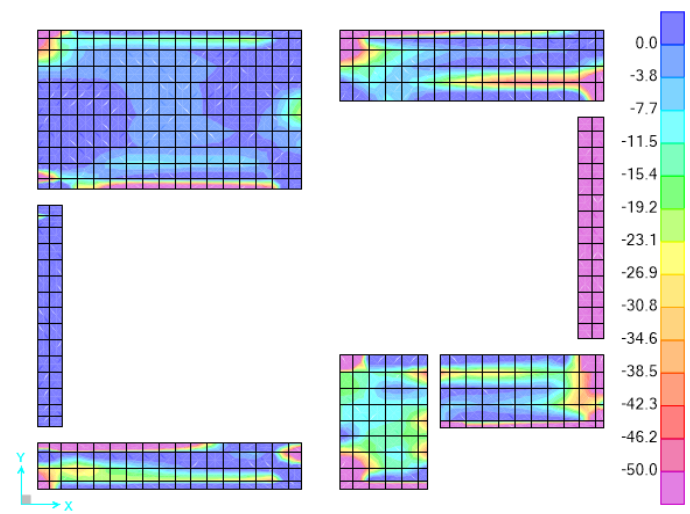


Figura 3.33: Esforços de cálculo (V23) para a combinação
Envolvente Min – (KN/m)

3.2.1.2. Dimensionamento Orgânico

Os esforços de cálculo finais foram determinados através das envolventes de esforços com o mesmo critério descrito em 3.1.1.2.

a) Estados Limites Últimos

As lajes 1.1 e 1.4 são dimensionadas segundo as duas direções x-x e y-y ($0,5 < l_x/l_y < 2$). As restantes são dimensionadas apenas segundo uma direção.

a.1) Armaduras de Flexão

Armaduras de Flexão Principais - Piso de Betão										
Características da Secção				Materiais						
h=	0.2	m	Betão C25/30			$f_{cd} =$	16.7	Mpa		
d=	0.16	m	Aço A500NR			$f_{syd} =$	435	Mpa		
				$A_{s,min} = 1.830 \text{ cm}^2/\text{m}$						
	M_{Ed} (kN.m/m)	μ	ω	$A_{s,cálculo}$ (cm^2/m)	$A_{s,Adoptado}$ (cm^2/m)	ϕ (mm)	s (m)	Armaduras		
Laje 1.1	M11sd+	39.99	0.094	0.100	6.12	7.54	12	0.15	$\phi 12//0.15$	
	M11sd-	-60.82	0.142	0.157	9.66	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$	
	M22sd+	20.61	0.048	0.050	3.05	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	
	M22sd-	-34.43	0.081	0.085	5.22	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
Laje 1.2	M11sd+	56.93	0.133	0.146	8.98	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$	
	M11sd-	-49.27	0.115	0.125	7.66	7.85	10	0.10	$\phi 10//0.1$	
Laje 1.3	M11sd+	22.50	0.053	0.054	3.34	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	
	M11sd-	-73.50	0.172	0.195	11.98	13.40	16	0.15	$\phi 16//0.15$	
Laje 1.4	M11sd+	30.45	0.071	0.075	4.58	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
	M11sd-	-39.51	0.092	0.098	6.04	7.54	12	0.15	$\phi 12//0.15$	
	M22sd+	26.29	0.061	0.064	3.93	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
	M22sd-	-26.06	0.061	0.063	3.90	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	
Laje 1.5	M22sd+	40.44	0.095	0.101	6.19	7.85	10	0.10	$\phi 10//0.1$	
	M22sd-	-112.11	0.262	0.327	20.09	20.11	16	0.10	$\phi 16//0.1$	
Laje 1.6	M22sd+	31.84	0.074	0.078	4.80	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
	M22sd-	-106.15	0.248	0.304	18.70	20.11	16	0.10	$\phi 16//0.1$	
Laje 1.7	M11sd+	24.14	0.056	0.059	3.60	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	
	M11sd-	-23.35	0.055	0.057	3.48	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	

Figura 3.35: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão no piso de betão armado

a.2) Armaduras de Distribuição

Para as lajes dimensionadas apenas numa direção foram calculadas as armaduras de distribuição:

		Armaduras de distribuição					Armaduras de distribuição
		$0,2A_s$ (cm ² /m)	$A_{s,Adoptado,dist}$ (cm ² /m)	ϕ (mm)	s (m)		
Laje 1.2	M11sd+	2.26	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
	M11sd-	1.57	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
Laje 1.3	M11sd+	0.79	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
	M11sd-	2.68	3.93	10	0.20	$\phi 10//0.2$	
Laje 1.5	M22sd+	1.57	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
	M22sd-	4.02	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
Laje 1.6	M22sd+	1.05	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
	M22sd-	4.02	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$	
Laje 1.7	M11sd+	0.79	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	
	M11sd-	0.79	2.51	8	0.20	$\phi 8//0.2$	

Figura 3.36: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de distribuição no piso de betão armado

a.3) Armaduras de Esforço Transverso

Foi verificada a dispensa das armaduras de esforço transverso em todas as lajes com exceção das lajes 1.5 e 1.6.

		Verificação da resistência do betão ao esforço transverso									Verificação
		V_{ed} (kN)	$C_{rd,c}$	k	v_{min}	k_1	b_w (m)	ρ_l	σ_{cp} (Mpa)	$V_{rd,c}$ (kN)	
Laje 1.1	V13sd+	62.28	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.0047	0	87.38	OK
	V13sd-	-26.34	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.0071	0	100.02	OK
	V23sd+	35.63	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.0025	0	79.20	OK
	V23sd-	-19.44	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.003	0	79.20	OK
Laje 1.2	V13sd+	64.46	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.007	0	100.02	OK
	V13sd-	-13.57	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.005	0	88.57	OK
Laje 1.3	V13sd+	5.05	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.002	0	79.20	OK
	V13sd-	-93.82	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.008	0	105.85	OK
Laje 1.4	V13sd+	47.98	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.003	0	79.20	OK
	V13sd-	-62.02	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.005	0	87.38	OK
	V23sd+	15.16	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.003	0	79.20	OK
	V23sd-	-29.62	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.002	0	79.20	OK
Laje 1.5	V23sd+	-55.13	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.005	0	88.57	OK
	V23sd-	-168.29	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.013	0	121.17	Não Verifica
Laje 1.6	V23sd+	171.1	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.003	0	79.20	Não Verifica
	V23sd-	45.31	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.013	0	121.17	OK
Laje 1.7	V13sd+	17.27	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.002	0	79.20	OK
	V13sd-	-27.03	0.12	2.00	0.495	0.15	1.00	0.002	0	79.20	OK

Figura 3.37: Excerto da tabela de cálculo para verificação da armadura de esforço transverso

Face aos resultados obtidos, foi necessário calcular as armaduras de esforço transverso, para as devidas lajes.

Conjunto de Lajes do Piso de Betão - Armaduras de esforço transverso ($\theta = 45^\circ$)																
		V_{ed} (kN)	α_{cw}	b_w (m)	z (m)	v_l	$V_{Rd,máx}$ (kN)	$S_{l,máx}$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$A_{sw/s}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{máx}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	nº ramos	$(A_{sw/s})_{2\text{ ramos}}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{adoptado}$ (cm ² /m)
Laje 1.5	V23sd-	-168.29	1	1.00	0.144	0.54	649.30	0.12	0.0008	8.00	26.88	103.71	26.88	21	1.28	2.51
Laje 1.6	V23sd+	171.1	1	1.00	0.144	0.54	649.30	0.12	0.0008	8.00	27.33	103.71	27.33	24	1.14	2.51

Figura 3.38: Excerto da tabela de cálculo para determinação da armadura de esforço transverso

b) Estados limites de utilização

b.1) Fendilhação

Piso de Betão - Fendilhação ($A_{s,min}$)					
k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
1	0.4	2.6	0.1	500	2.08

Figura 3.39: Armadura mínima de fendilhação para as lajes do piso de betão

Todas as armaduras longitudinais existentes no piso de betão têm uma armadura superior a 2,08 cm²/m, verificando-se assim este estado limite de utilização.

b.2) Deformação

O controlo das deformações nas lajes do piso de betão foi verificado.

Tabela 3.4: Deformação vertical máxima nas lajes do piso de betão

	$\delta_{máx}$ (m)	$\delta_{Admissível}$ (m)	Verificação
Laje_1.1	0,0003	0,017	Ok
Laje_1.2	0,000	0,008	Ok
Laje_1.3	0,0003	0,005	Ok
Laje_1.4	0,000	0,010	Ok
Laje_1.5	0,0002	0,003	Ok
Laje_1.6	0,0001	0,003	Ok
Laje_1.7	0,0001	0,009	Ok

3.2.2. Vigas

No dimensionamento das vigas foi realizado o mesmo processo que em 3.1.2, no qual foram dimensionadas as vigas que constituem o piso de betão, escolhendo-se dentro do mesmo grupo (de secção igual) aquela com os esforços mais desfavoráveis.

Em baixo apresenta-se a tabela 3.5 com as dimensões das vigas.

Tabela 3.5: Dimensões das vigas do piso de betão

Viga	b (m)	h (m)
Viga_PB_1	0,4	1,2
Viga_PB_2	0,4	0,8
Viga_PB_3	0,4	1,0
Viga_PB_4	0,3	0,5

3.2.2.1. Envoltiva Máxima dos Esforços de Cálculo

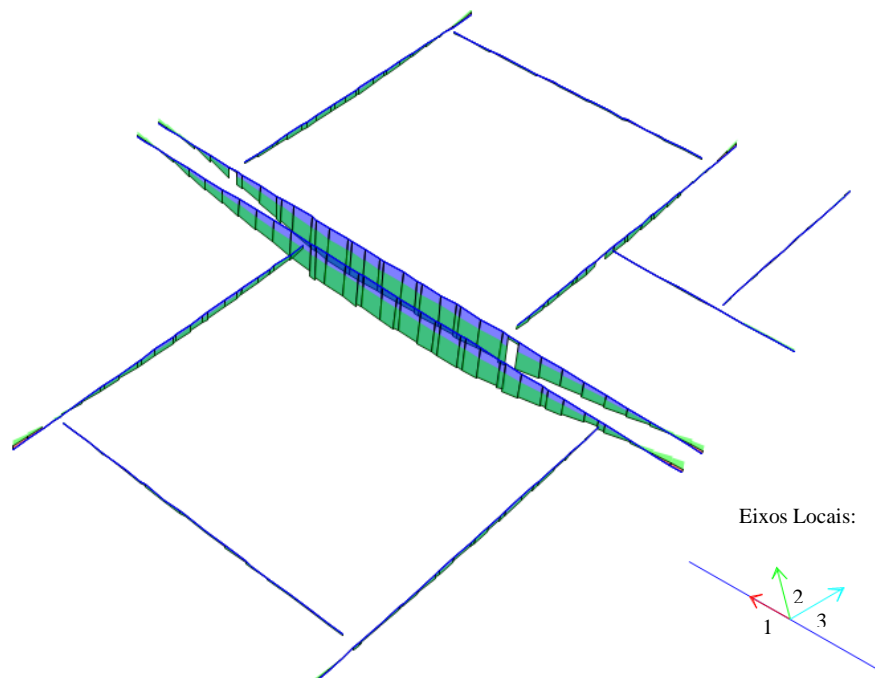


Figura 3.40: Esforços de cálculo (M_{33}) para a combinação Envolvente – (KN.m)

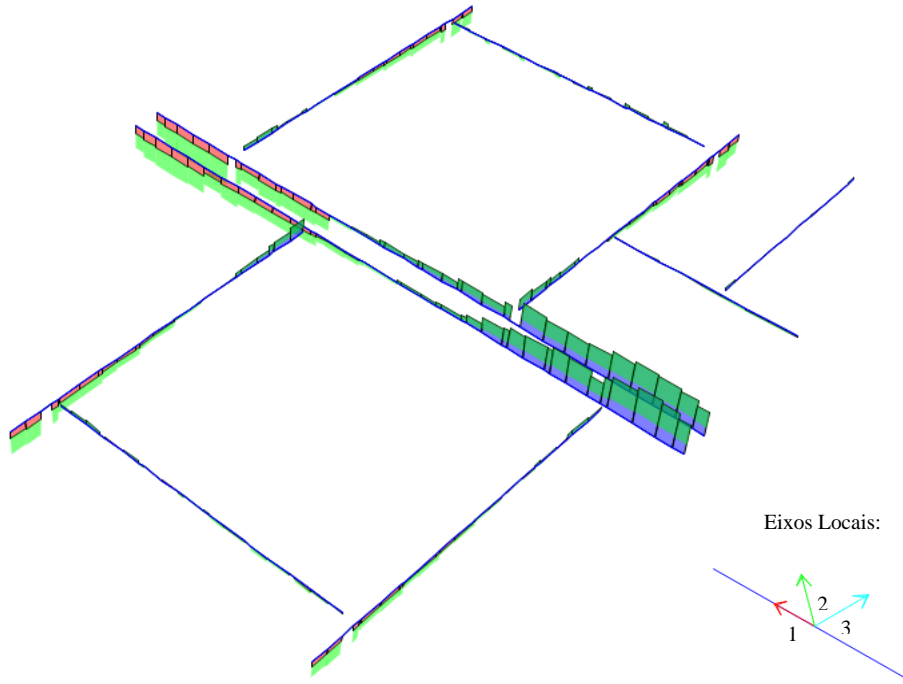


Figura 3.41: Esforços de cálculo (V22) para a combinação Envolvente (KN/m)

3.2.2.2. Dimensionamento

a) Estados limites últimos

a.1) Armaduras de Flexão

		Vigas Piso de Betão - Armaduras de Flexão													
		Características da Secção						Materiais							
		h (m)	d (m)	b (m)				Betão C25/30		f _{cd} = 16.7		Mpa			
		-	-	-				Aço A500NR		f _{syd} = 435		Mpa			
		h (m)	d (m)	b (m)	M _{ed,y} (kN.m/m)	μ	ω	A _{s,máx} (cm ² /m)	A _s (cm ² /m)	A _{s,min} (cm ² /m)	A _{s,Adoptado} (cm ² /m)	φ (mm)	n	Armaduras	
Viga 0.4x1.2	Apoio Esq.	E.L.U máx	1.20	1.16	0.40	-361.47	-0.040	0.041	192.00	7.35	15.68	15.71	20	5	5 φ20
	Meio Vão		1.20	1.16	0.40	1870.29	0.208	0.244	192.00	43.49	15.68	44.18	25	9	9 φ25
	Apoio Dir.		1.20	1.16	0.40	-420.49	-0.047	0.048	192.00	8.58	15.68	15.71	20	5	5 φ20
Viga 0.4x0.8	Apoio Esq.	E.L.U máx	0.80	0.76	0.40	49.06	0.013	0.013	128.00	1.50	10.28	12.57	20	4	4 φ20
	Meio Vão		0.80	0.76	0.40	92.85	0.024	0.024	128.00	2.85	10.28	12.57	20	4	4 φ20
	Apoio Dir.		0.80	0.76	0.40	22.45	0.006	0.006	128.00	0.68	10.28	12.57	20	4	4 φ20
Viga 0.4x1.0	Apoio Esq.	E.L.U máx	1.00	0.96	0.40	-477.60	-0.078	0.082	160.00	12.03	12.98	15.71	20	5	5 φ20
	Meio Vão		1.00	0.96	0.40	383.25	0.062	0.065	160.00	9.55	12.98	15.71	20	5	5 φ20
	Apoio Dir.		1.00	0.96	0.40	200.72	0.033	0.033	160.00	4.91	12.98	15.71	20	5	5 φ20
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx	0.50	0.46	0.30	-113.64	-0.107	0.115	60.00	6.10	6.22	6.28	-	-	2 φ16 + 2 φ12
	Meio Vão		0.50	0.46	0.30	21.51	0.020	0.021	60.00	1.09	6.22	6.28	-	-	2 φ16 + 2 φ12
	Apoio Dir.		0.50	0.46	0.30	3.37	0.003	0.003	60.00	0.17	6.22	6.28	-	-	2 φ16 + 2 φ12

Figura 3.42: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão nas vigas do piso de betão

a.2) Armaduras de Esforço Transverso

		Vigas do Piso de Betão - Armaduras de esforço transverso ($\theta = 45^\circ$)															
		Ved	α_{cw}	bw	z	v_l	$V_{Rd,max}$ (kN)	$s_{l,max}$ (m)	$\rho_{w,min}$	$(A_{sw/s})_{min}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{max}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{calc}$ (cm ² /m)	nº ramos	$(A_{sw/s})_{2\text{ ramos}}$ (cm ² /m)	$(A_{sw/s})_{adoptado}$ (cm ² /m)	
Viga 0.4x1.2	Apoio Esq.	E.L.U máx	-645.32	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	14.21	41.46	14.21	2	7.10	7.54
	Meio Vão	E.L.U máx	-70.19	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	1.55	41.46	3.20	2	1.60	2.51
	Apoio Dir.	E.L.U máx	600.60	1	0.40	1.044	0.54	1882.96	0.87	0.0008	3.20	13.22	41.46	13.22	2	6.61	7.54
Viga 0.4x0.8	Apoio Esq.	E.L.U máx	-38.38	1	0.40	0.684	0.54	1233.66	0.57	0.0008	3.20	1.29	41.46	3.20	2	1.60	2.51
	Meio Vão	E.L.U máx	-87.04	1	0.40	0.684	0.54	1233.66	0.57	0.0008	3.20	2.93	41.46	3.20	2	1.60	2.51
	Apoio Dir.	E.L.U máx	27.71	1	0.40	0.684	0.54	1233.66	0.57	0.0008	3.20	0.93	41.46	3.20	2	1.60	2.51
Viga 0.4x1.0	Apoio Esq.	E.L.U máx	-628.57	1	0.40	0.864	0.54	1558.31	0.72	0.0008	3.20	16.72	41.46	16.72	2	8.36	11.31
	Meio Vão	E.L.U máx	-79.54	1	0.40	0.864	0.54	1558.31	0.72	0.0008	3.20	2.12	41.46	3.20	2	1.60	2.51
	Apoio Dir.	E.L.U máx	350.66	1	0.40	0.864	0.54	1558.31	0.72	0.0008	3.20	9.33	41.46	9.33	2	4.67	5.03
Viga 0.3x0.5	Apoio Esq.	E.L.U máx	-43.92	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	2.44	31.10	2.44	2	1.22	2.51
	Meio Vão	E.L.U máx	-61.86	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	3.43	31.10	3.43	2	1.72	2.51
	Apoio Dir.	E.L.U máx	6.24	1	0.30	0.414	0.54	560.02	0.35	0.0008	2.40	0.35	31.10	2.40	2	1.20	2.51

Figura 3.43: Tabela de cálculo para determinação das armaduras de esforço transverso nas vigas do piso de betão

b) Estados limites de utilização

b.1) Fendilhação

Vigas do Piso de Betão - Fendilhação ($A_{s,min}$)						
	k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
Viga 0.4 x 1.2	0.65	0.4	2.6	0.24	500	3.24
Viga 0.4 x 0.8	0.65	0.4	2.6	0.16	500	2.16
Viga 0.4 x 1.0	0.65	0.4	2.6	0.20	500	2.70
Viga 0.3 x 0.5	1.00	0.4	2.6	0.08	500	1.56

Figura 3.44: Armadura mínima de fendilhação nas vigas do piso de betão

Vigas do Piso de Betão - Armaduras de Pele - Fendilhação						
	k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
Viga 0.4 x 1.2	0.5	0.4	2.6	0.24	500	2.50
Viga 0.4 x 1.0	0.5	0.4	2.6	0.20	500	2.08

Figura 3.45: Armadura de pele para as vigas da laje de acesso com uma altura igual ou superior a 1,0 m

Vigas Piso de Betão - Controlo de fendilhação ($W_k = 0,3 \text{ mm}$) - Quadros 7.2N e 7.3N										
		$M_{ed,y}$ (kN.m/m)	z	A_s (cm ² /m)	σ_s (Mpa)	Armaduras	Diâmetro Máximo (mm)	Tensão no Aço (Mpa)	$s_{m\acute{a}x}$ (mm)	Verificação
Viga 0,4x1,2	Apoio Esq.	-182.10	1.044	15.71	11.10	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Meio Vão	1282.59	1.044	44.18	27.81	9 ϕ 25	25	200	250	Ok
	Apoio Dir.	-177.85	1.044	15.71	10.85	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
Viga 0,4x0,8	Apoio Esq.	32.79	0.684	12.57	3.81	4 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Meio Vão	63.64	0.684	12.57	7.40	4 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Apoio Dir.	14.93	0.684	12.57	1.74	4 ϕ 20	25	200	250	Ok
Viga 0,4x1,0	Apoio Esq.	-233.25	0.864	15.71	17.18	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Meio Vão	263.46	0.864	15.71	19.41	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
	Apoio Dir.	136.94	0.864	15.71	10.09	5 ϕ 20	25	200	250	Ok
Viga 0,3x0,5	Apoio Esq.	-78.23	0.414	6.28	30.07	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Meio Vão	15.49	0.414	6.28	5.95	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok
	Apoio Dir.	2.44	0.414	6.28	0.94	2 ϕ 16 + 2 ϕ 12	16	240	200	Ok

Figura 3.46: Controlo de fendilhação para as vigas do piso de betão

O controlo da fendilhação para as vigas do piso de betão foi verificado em todos os casos conforme apresentado.

b.2) Deformação

Tabela 3.6: Deformação vertical máxima nas vigas do piso de betão

	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	$\delta_{Admiss\acute{i}vel}$ (m)	Verificação
Viga_PB_1	0,009	0,046	Ok
Viga_PB_2	0,001	0,024	Ok
Viga_PB_3	0,001	0,027	Ok
Viga_PB_4	0,001	0,014	Ok

Foram verificadas as flechas máximas nas vigas do piso de betão.

3.3. Muros de Suporte

Os muros de suporte estão sujeitos a flexão composta havendo a necessidade de analisar os diagramas de esforços de compressão/tração nas duas direções (F11 e F22), paralelamente com os diagramas de flexão (M11, M22 e M12).

3.3.1. Envoltura Máxima dos Esforços de Cálculo

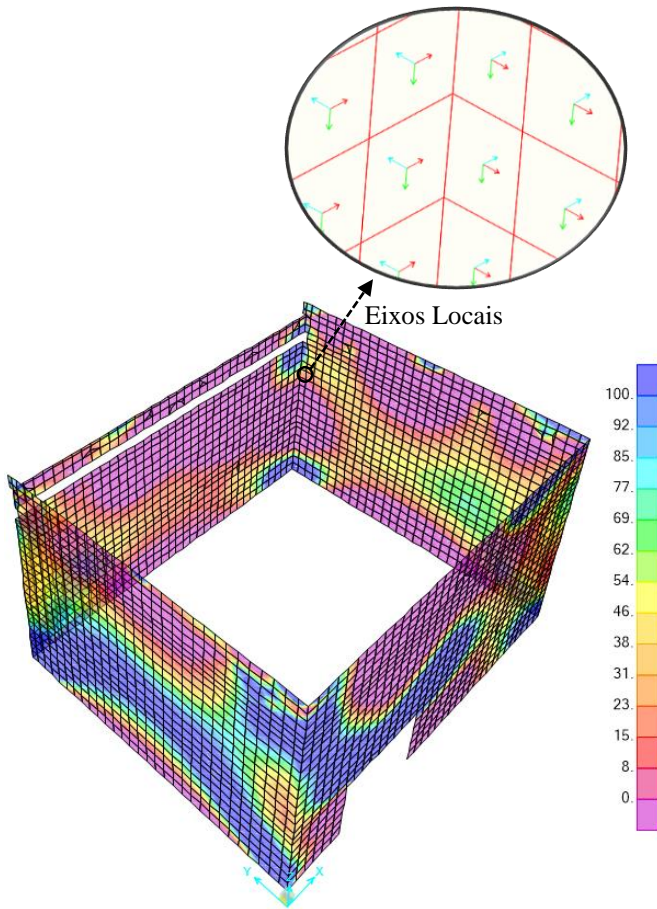


Figura 3.47: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F11) para a combinação Envoltura Máx – (KN/m)

$M11 = \text{Momento em torno do eixo local 2}$
 $M22 = \text{Momento em torno do eixo local 1}$

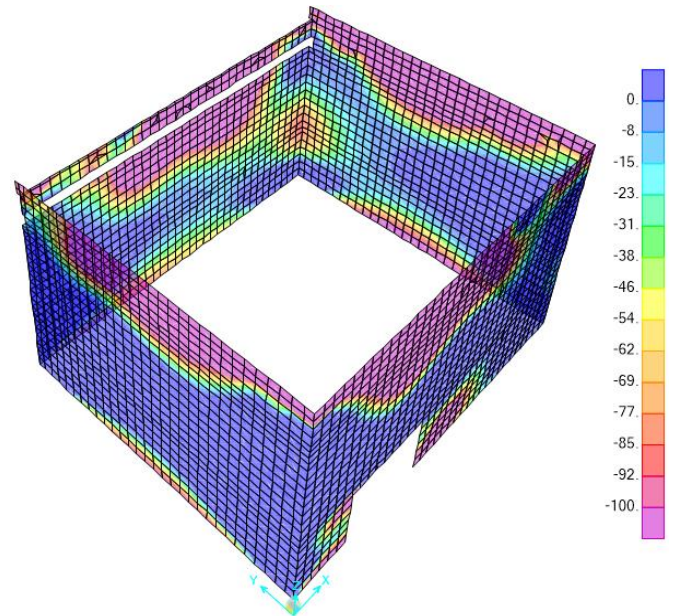


Figura 3.48: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F11) para a combinação Envoltura Min – (KN/m)

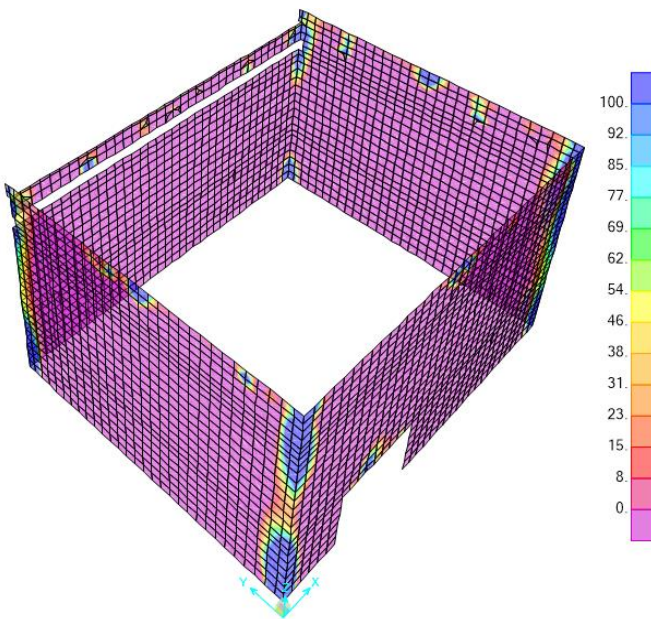


Figura 3.49: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F22) para a combinação Envoltura Máx – (KN/m)

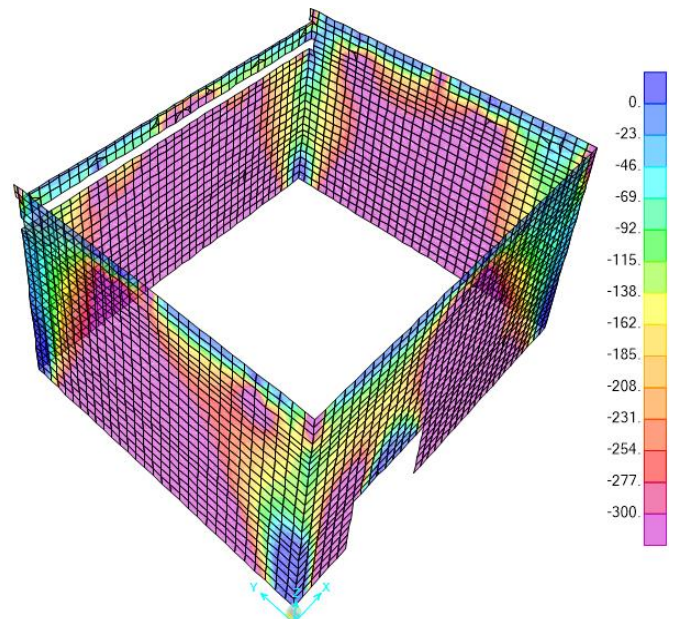


Figura 3.50: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (F22) para a combinação Envoltura Min – (KN/m)

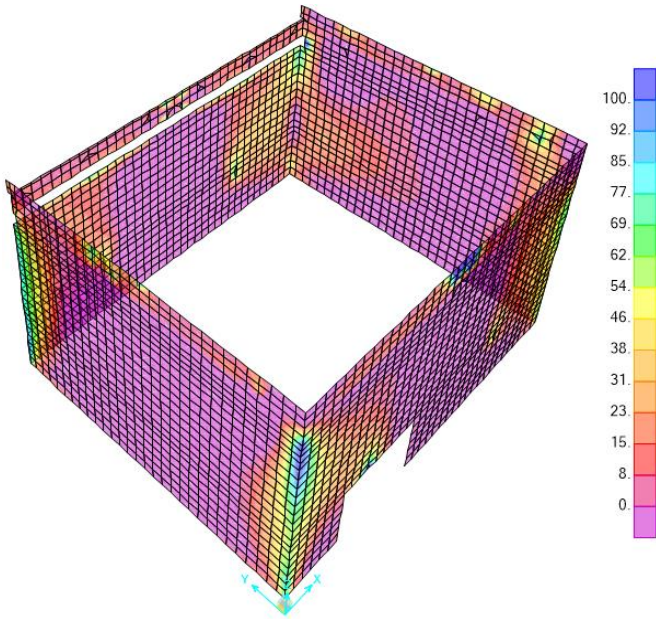


Figura 3.51: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

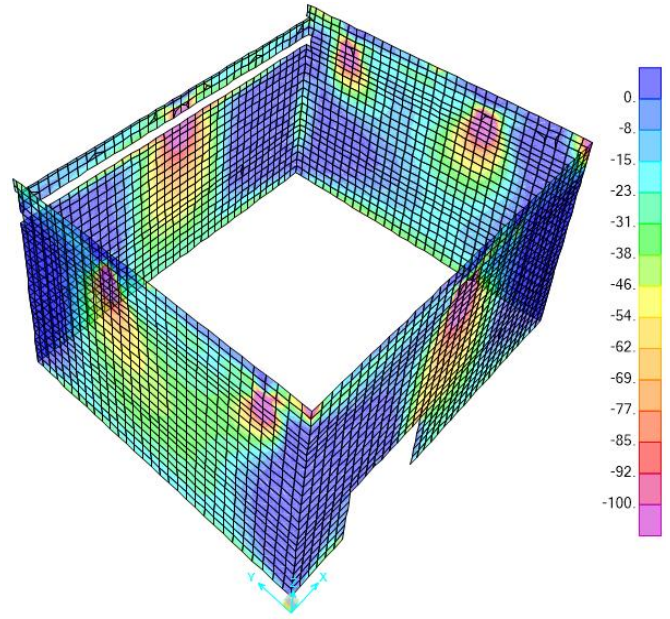


Figura 3.52: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

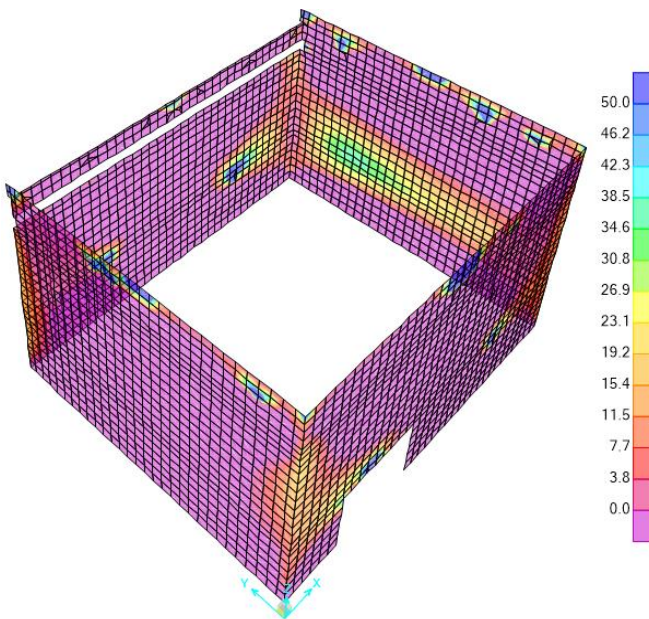


Figura 3.53: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

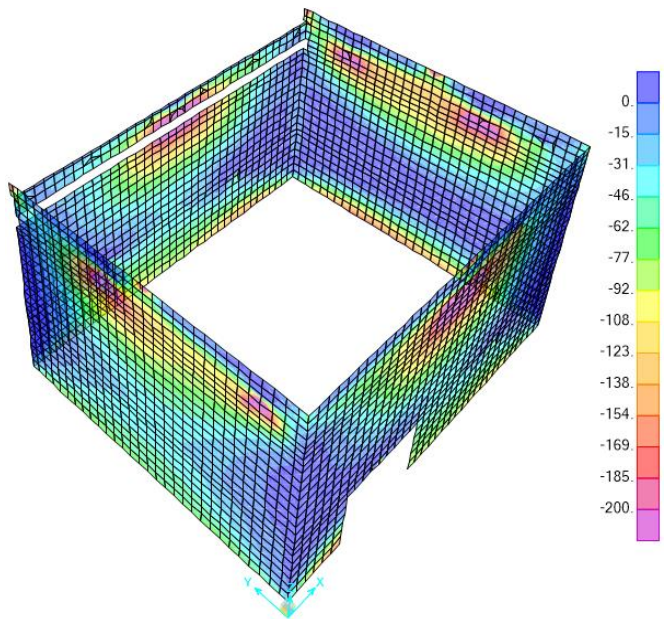


Figura 3.54: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

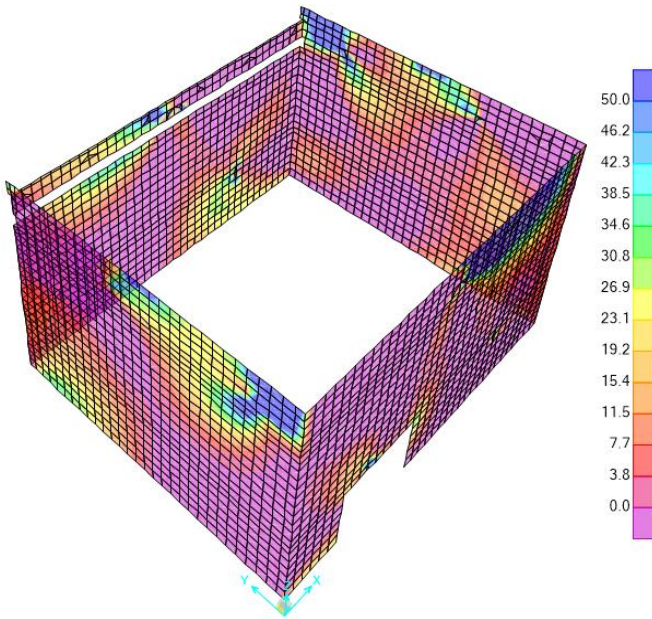


Figura 3.55: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M_{12}) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

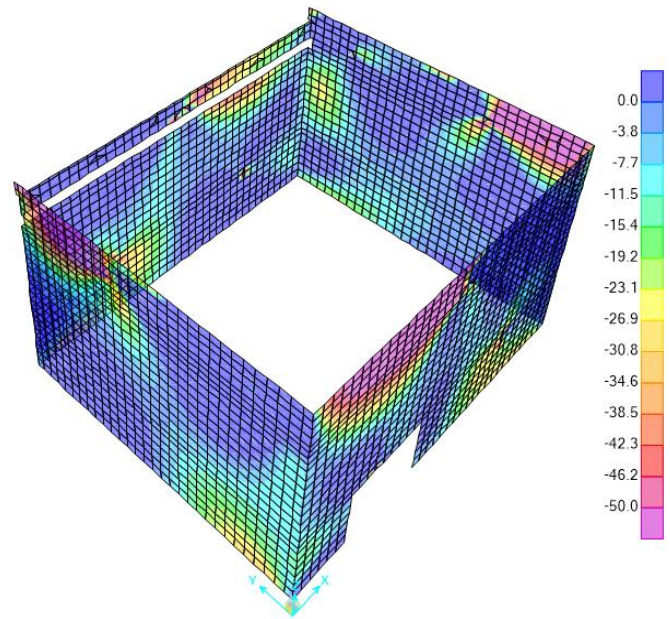


Figura 3.56: Muros de Suporte – Esforços de cálculo (M_{12}) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

3.3.2. Dimensionamento

a) Estados Limites Últimos

O dimensionamento dos muros de suporte foi realizado com recurso ao *software "Gala Reinforcement"*, a partir de um abaco envolvente que é função da variação dos esforços axiais resistentes (compressão/tração) e dos momentos resistentes. Este abaco permite verificar para os diferentes esforços e armaduras consideradas a resistência aos esforços de cálculos para as diferentes combinações de ações. Nesse sentido foram introduzidos os esforços ($N + M$) para as combinações de ações mais desfavoráveis, verificando se os mesmos estavam ou não dentro dos limites dos abacos pré-dimensionados à armadura arbitrada, tratando-se assim de um processo iterativo.

Para um detalhe mais completo estão indicados em anexo os relatórios gerados por aquele programa para alguns dos casos considerados (ver anexo IV). Segue-se o dimensionamento dos muros de suporte com base neste programa, identificando-se para cada uma das seções analisadas as respetivas armaduras e esforços de cálculo ($M + N$).

- **Muro Frontal**

- Face Interior:

M11 + F11 - $\phi 12//0.15$

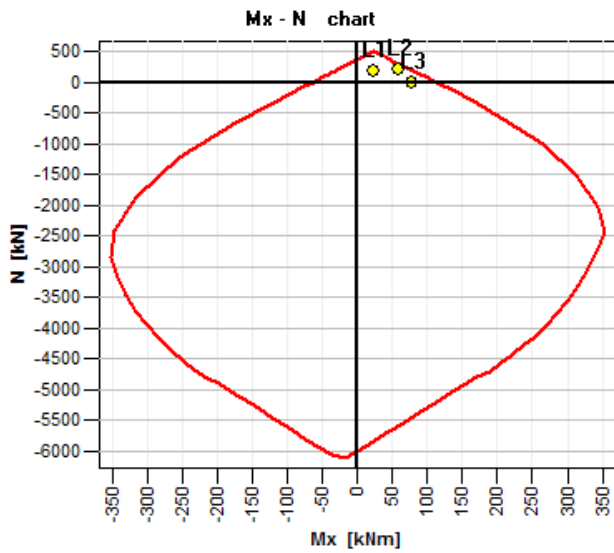


Figura 3.57: Muro Frontal – Face Interior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 10//0.15$

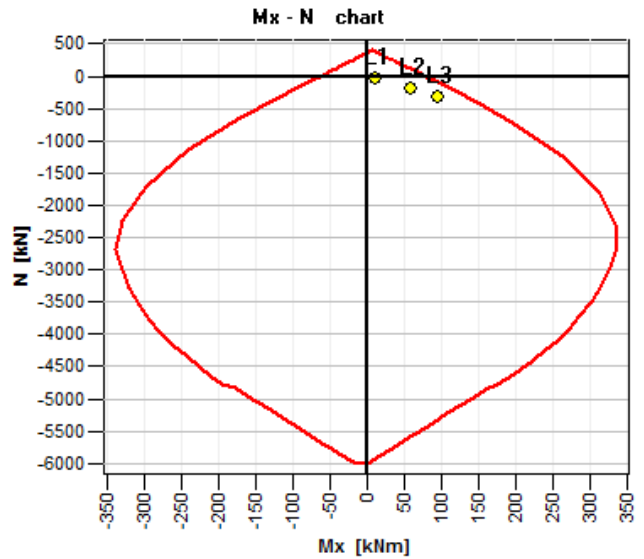


Figura 3.58: Muro Frontal – Face Interior (M22 + F22)

- Face Exterior:

M11 + F11 - $\phi 12//0.15$

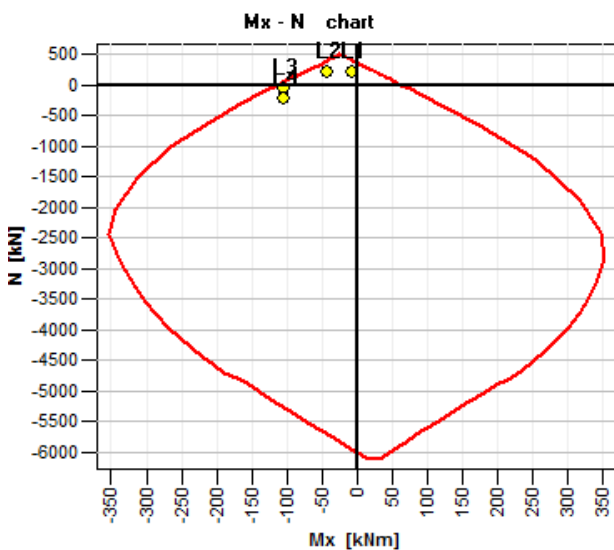


Figura 3.59: Muro Frontal – Face Exterior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 10//0.15$

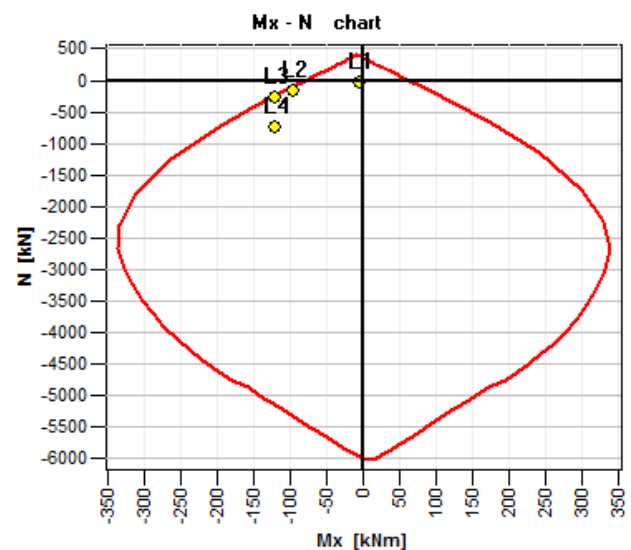


Figura 3.60: Muro Frontal – Face Exterior (M22 + F22)

• **Muro Lateral Direito**

➤ Face Interior:

M11 + F11 - $\phi 16//0.20$

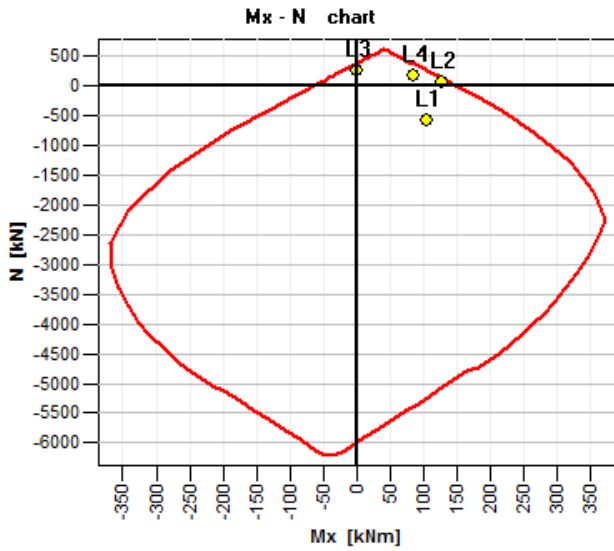


Figura 3.61: Muro Lateral Direito – Face Interior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 12//0.15$

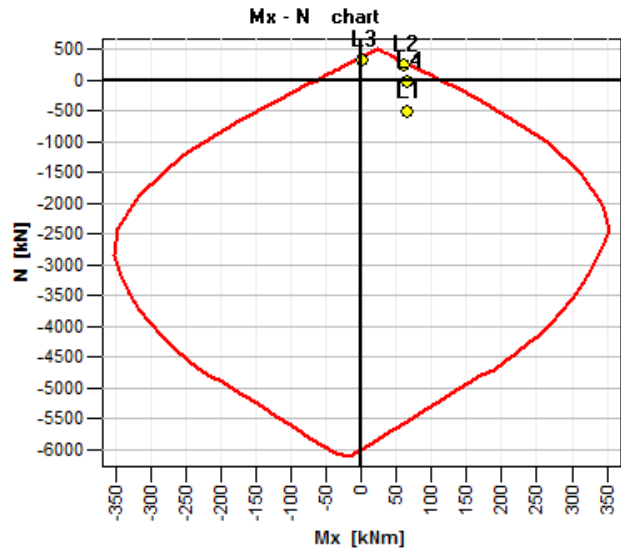


Figura 3.62: Muro Lateral Direito – Face Interior (M22 + F22)

➤ Face Exterior:

M11 + F11 - $\phi 16//0.20$

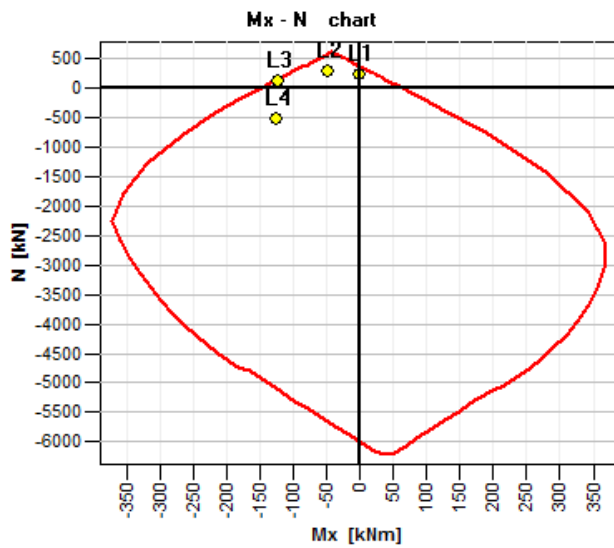


Figura 3.63: Muro Lateral Direito – Face Exterior (M11 + F11)

M11 + F11 - $\phi 12//0.20$ ($z < 57,30$ m)

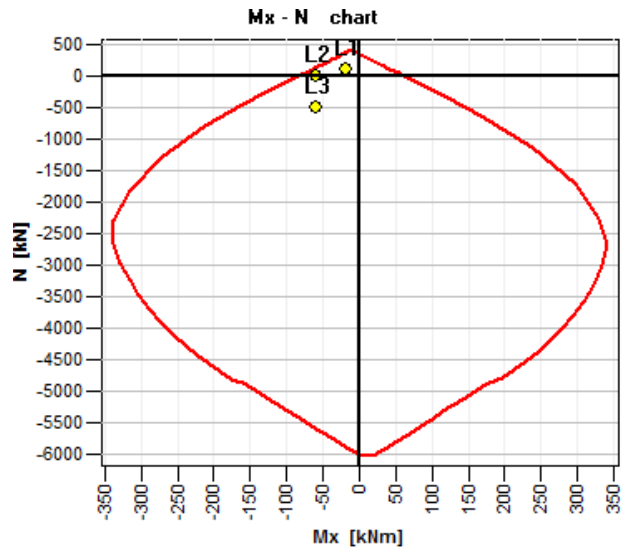


Figura 3.64: Muro Lateral Direito – Face Exterior abaixo da cota 57,30 (M22 + F22)

M11 + F11 - $\phi 16/0.20$ ($z > 57,30$ m)

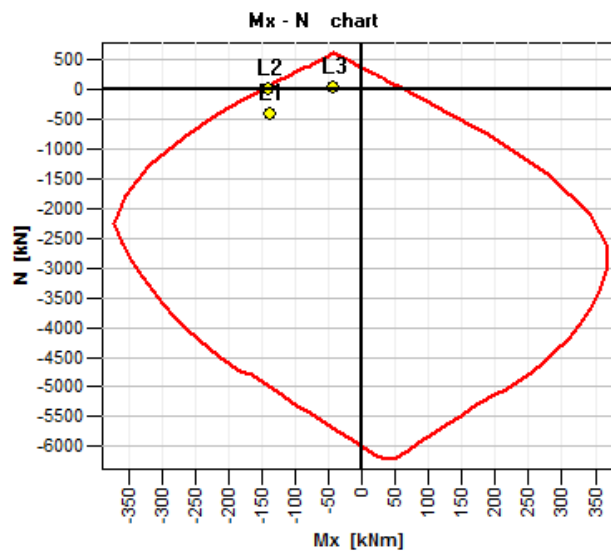


Figura 3.65: Muro Lateral Direito – Face Exterior acima da cota 57,30 (M22 + F22)

- Muro Lateral Esquerdo

➤ Face Interior:

M11 + F11 - $\phi 10/0.15$

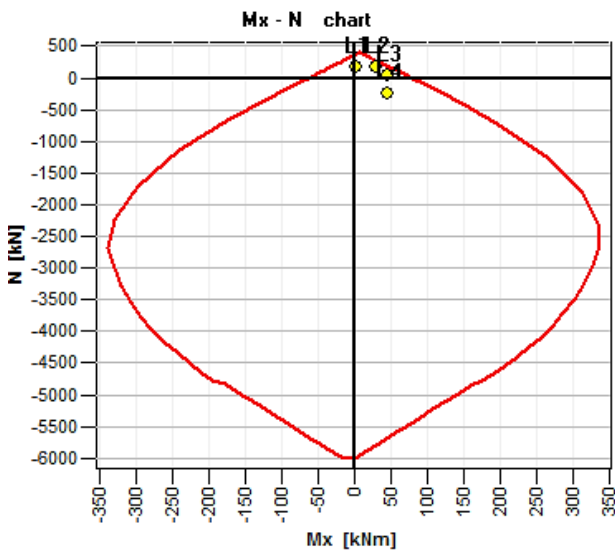


Figura 3.66: Muro Lateral Esquerdo – Face Interior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 10/0.15$

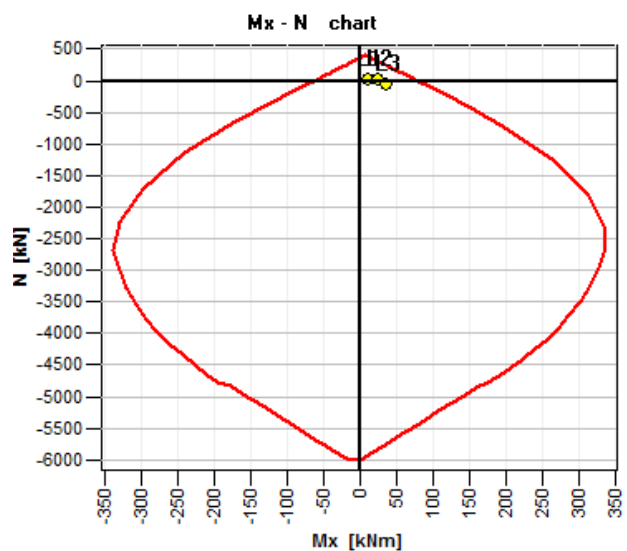


Figura 3.67: Muro Lateral Esquerdo – Face Interior (M22 + F22)

➤ Face Exterior:

M11 + F11 - $\phi 10//0.15$ ($z > 56,95$ m)

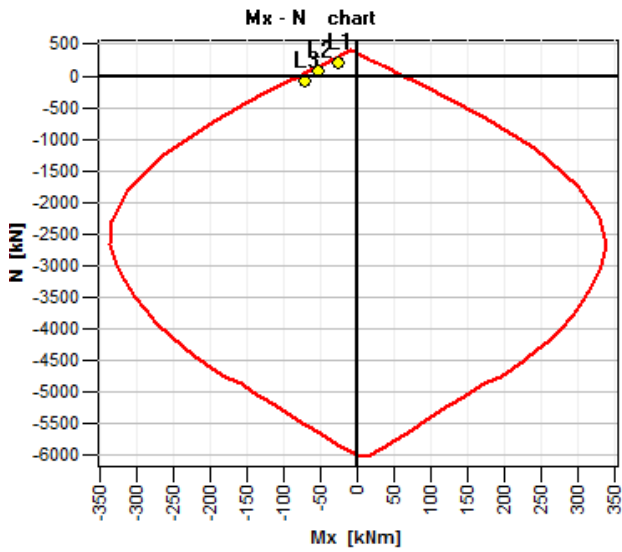


Figura 3.68: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior abaixo da cota 56,95 (M11 + F11)

M11 + F11 - $\phi 16//0.20$ ($z > 56,95$ m)

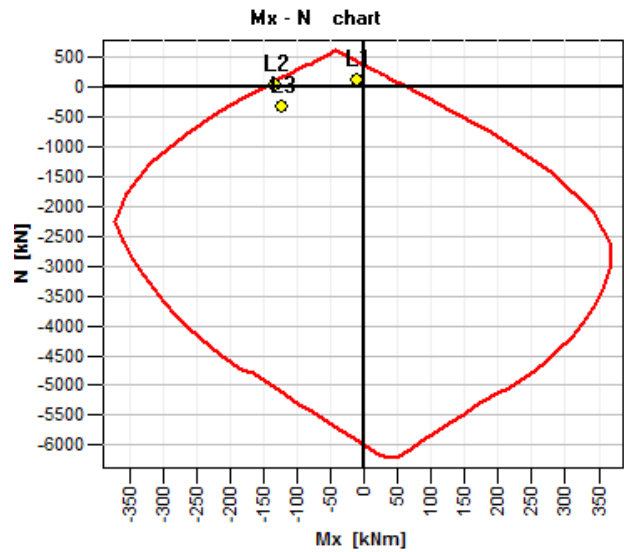


Figura 3.69: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior acima da cota 56,95 (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 12//0.15$

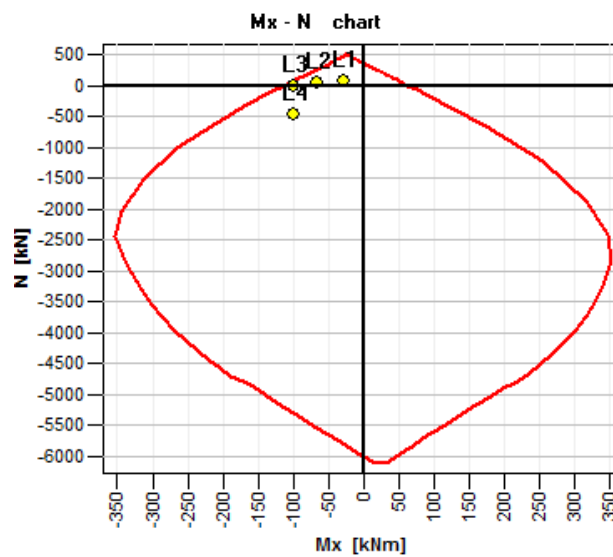


Figura 3.70: Muro Lateral Esquerdo – Face Exterior (M22 + F22)

- Muro Tardoz

- Face Interior:

M11 + F11 - $\phi 12//0.15$

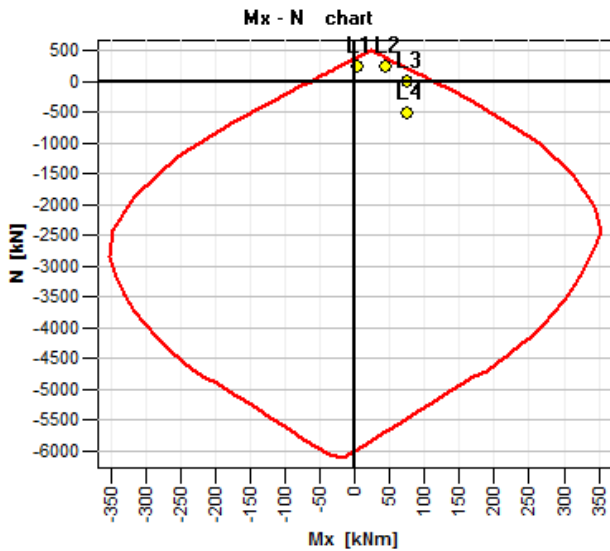


Figura 3.71: Muro Tardoz – Face Interior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 16//0.20$

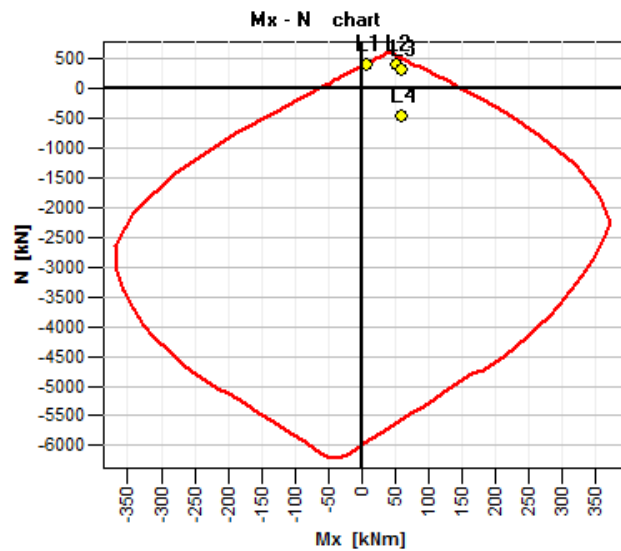


Figura 3.72: Muro Tardoz – Face Interior (M22 + F22)

- Face Exterior:

M11 + F11 - $\phi 16//0.20$

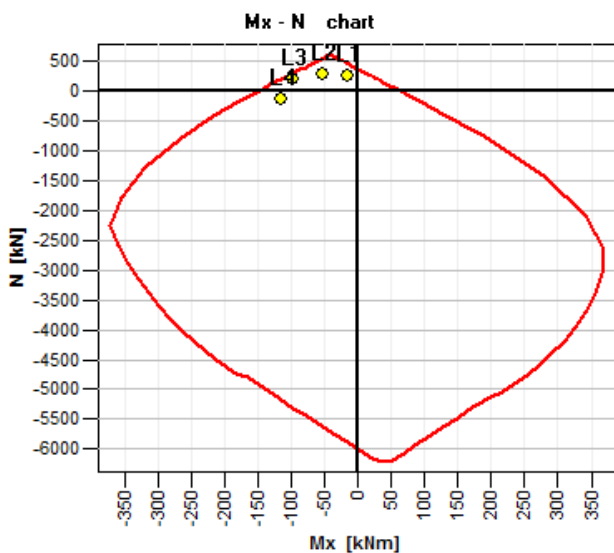


Figura 3.73: Muro Tardoz – Face Exterior (M11 + F11)

M22 + F22 - $\phi 12//0.10$

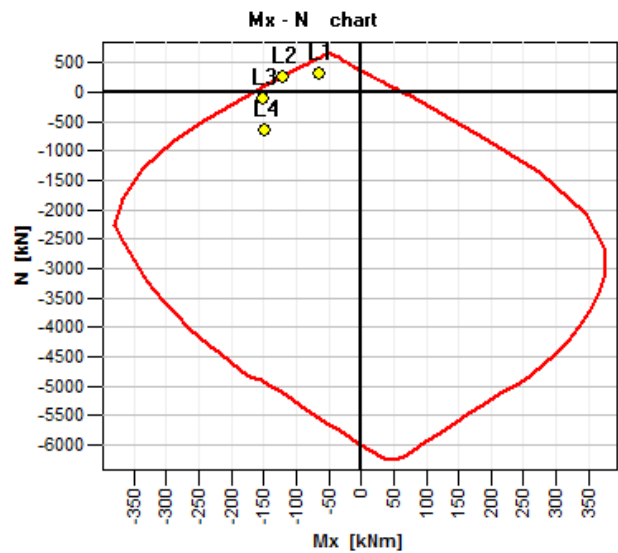


Figura 3.74: Muro Tardoz – Face Exterior (M22 + F22)

Nas figuras seguintes resumem-se todas as armaduras para todos os muros obtidos do programa "Gala Reinforcement".

Armaduras dos Muros de Suporte										
Frontal		Lateral Direito			Lateral Esquerdo			Tardoz		
Face Inferior	Face Superior	Face Inferior	Face Superior (Z<57,30)	Face Superior (Z> 57,30)	Face Inferior	Face Superior (Z<56,95)	Face Superior (Z>56,95)	Face Inferior	Face Superior	
F11 + M11	φ12//0.15	φ12//0.15	φ16//0.20	φ16//0.20		φ10//0.15	φ10//0.15	φ16//0.20	φ12//0.15	φ16//0.20
M22 + M22	φ10//0.15	φ10//0.15	φ12//0.15	φ12//0.20	φ16//0.20	φ10//0.15	φ12//0.15		φ16//0.20	φ12//0.10

Figura 3.75: Armaduras dos muros de suporte

De modo a uniformizar as armaduras nos muros de suporte, por razões construtivas e económicas optou-se por uma malha com os mesmos diâmetros nos diferentes muros.

Uniformização das Armaduras dos Muros de Suporte								
Frontal		Lateral Direito		Lateral Esquerdo		Tardoz		
Face Inferior	Face Superior	Face Inferior	Face Superior	Face Inferior	Face Superior	Face Inferior	Face Superior	
F11 + M11	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10
M22 + M22	φ10//0.10	φ10//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10	φ12//0.10

Figura 3.76: Uniformização das armaduras nos muros de suporte

Relativamente ao esforço transversal este foi verificado, não sendo necessário a existência de estribos ($V_{Ed} < V_{Rd,c}$).

b) Estados Limites de Utilização

b.1) Fendilhação

A armadura mínima de fendilhação para os muros de suporte com uma espessura de 40 cm é dada pelo seguinte quadro:

Muros de Suporte - Fendilhação ($A_{s,min}$)					
k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m ²)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm ² /m)
1	0.4	2.6	0.2	500	4.16

Figura 3.77: Armadura mínima de fendilhação para as lajes do piso de betão

Uma vez que todas as armaduras longitudinais nos muros têm uma armadura superior a 4,16 cm²/m, conclui-se que este estado limite de utilização fica verificado.

b.2) Deformação

Tabela 3.7: Deformações máximas nos muros de suporte

	$\delta_{m\acute{a}x}$ (m)	$\delta_{Admiss\acute{i}vel}$ (m)	Verificação
Muro Frontal	0,002	0,032	Ok
Muro Lateral Direito	0,002	0,032	Ok
Muro Lateral Esquerdo	0,001	0,032	Ok
Muro Tardoz	0,003	0,032	Ok

Através da tabela anterior constata-se que a deformação máxima para os muros de suporte também é verificada.

3.4. Laje de Ensoleiramento

A laje de ensoleiramento tem uma espessura de 0,80 m e uma espessura de 0,40 m na zona central.

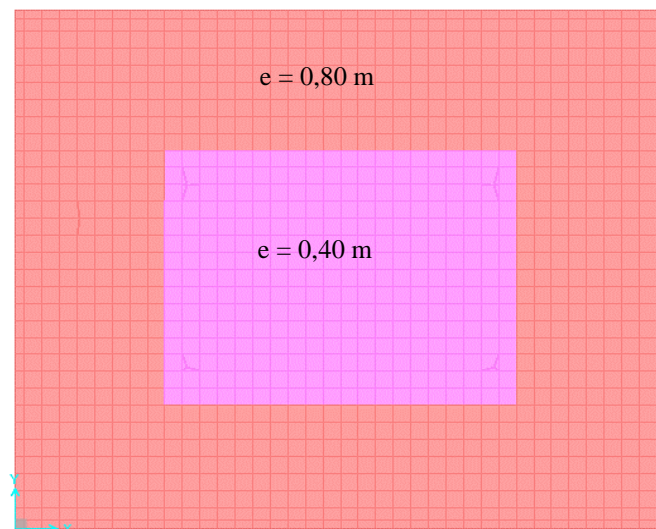
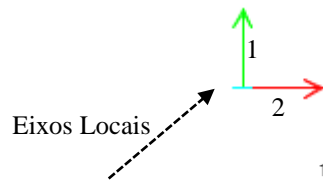


Figura 3.78: Laje de Ensoleiramento

3.4.1. Envoltória Máxima dos Esforços de Cálculo



$M11 = \text{Momento em torno do eixo local 2}$

$M22 = \text{Momento em torno do eixo local 1}$

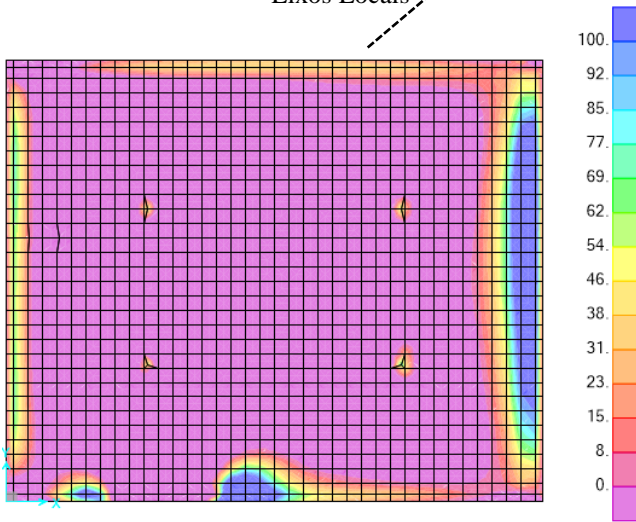


Figura 3.79: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

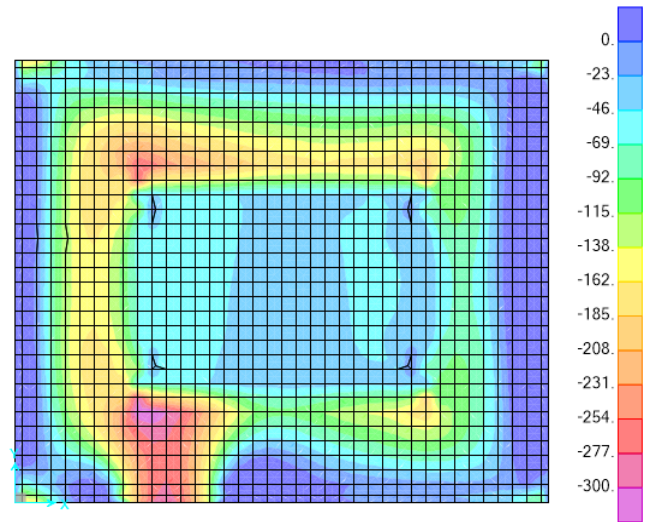


Figura 3.80: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M11) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

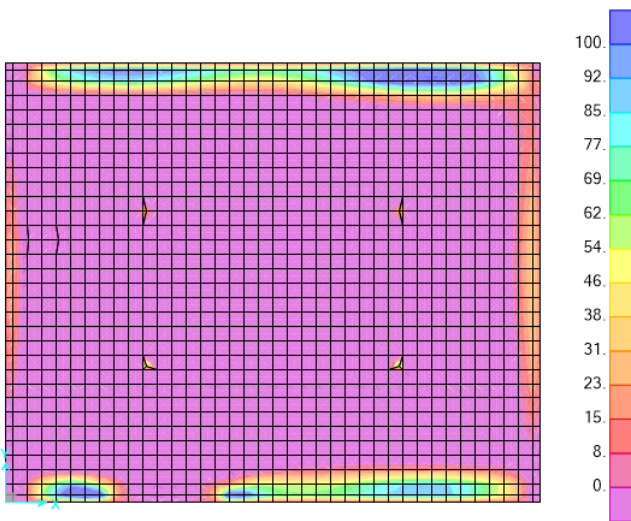


Figura 3.81: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Máx – (KN.m/m)

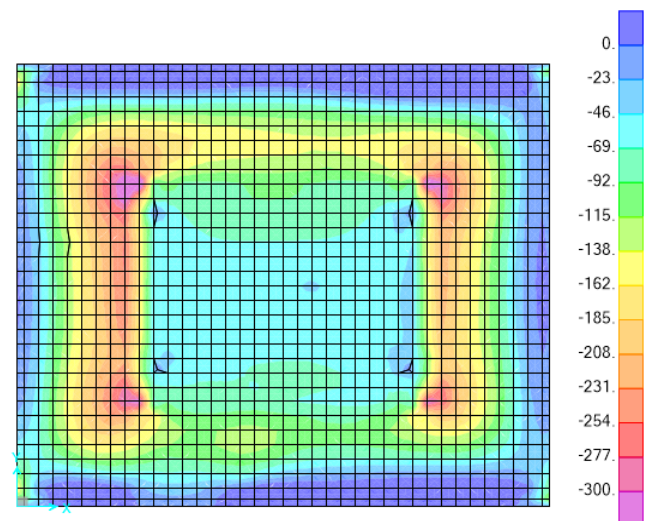


Figura 3.82: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M22) para a combinação Envolvente Min – (KN.m/m)

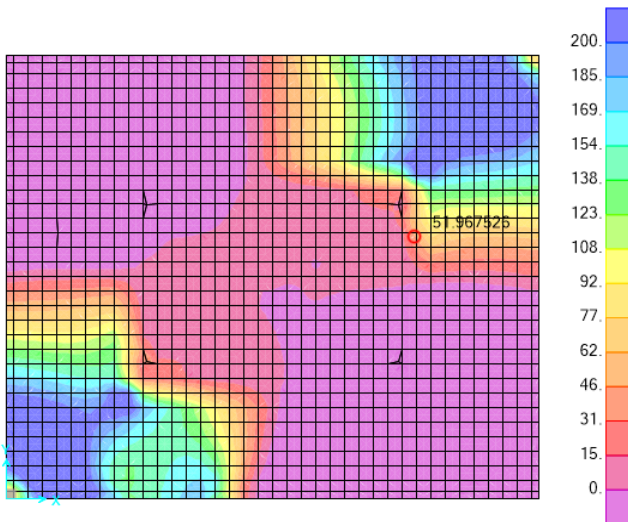


Figura 3.83: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)

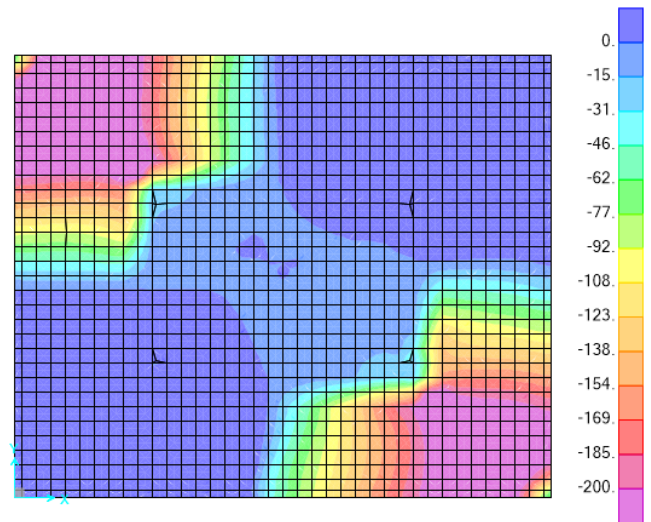


Figura 3.84: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (M12) para a combinação Envolvente Min – (KN/m)

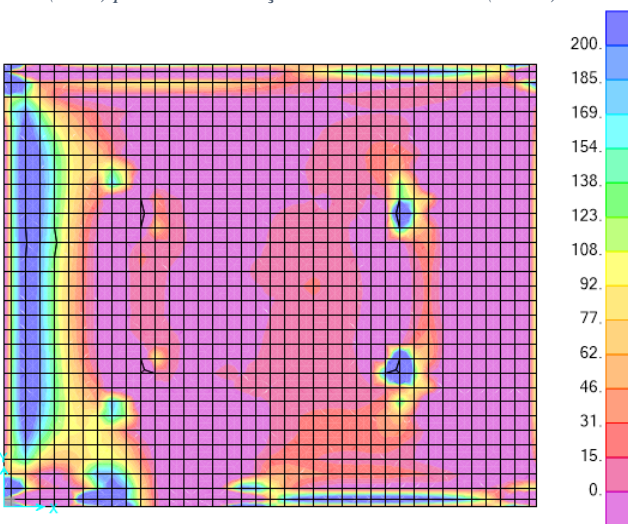


Figura 3.85: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)

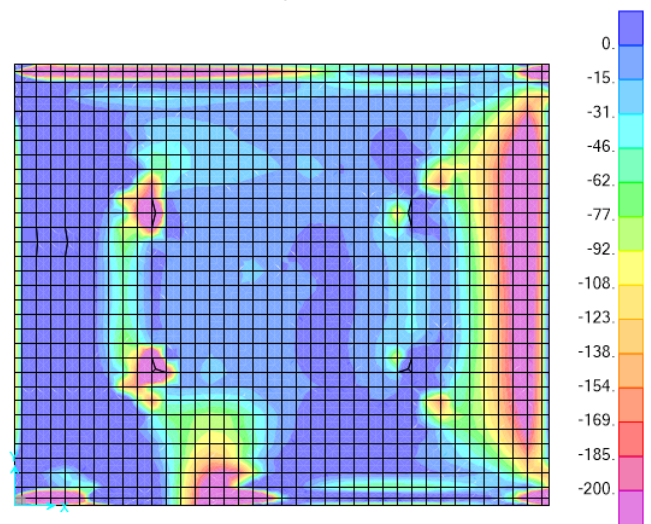


Figura 3.86: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V13) para a combinação Envolvente Min – (KN/m)

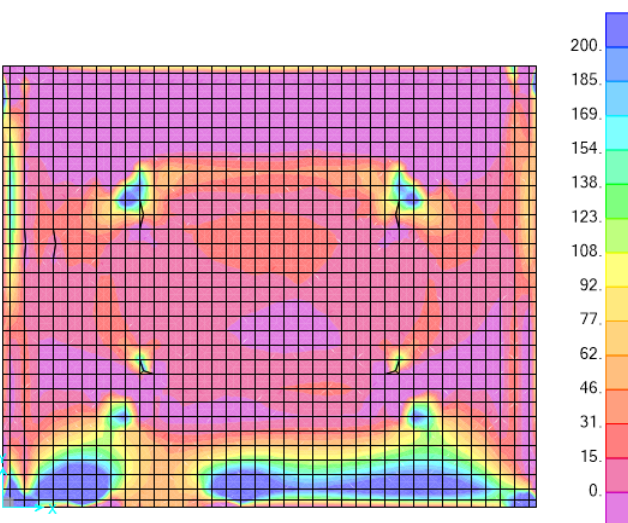


Figura 3.87: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Máx – (KN/m)

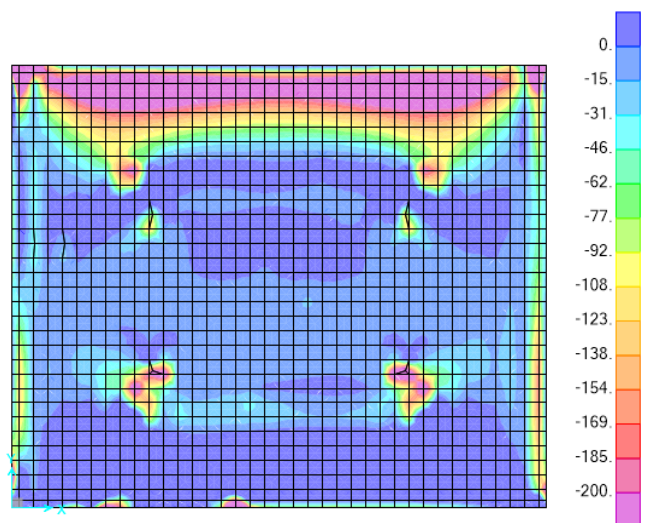


Figura 3.88: Laje de Ensoleiramento – Esforços de cálculo (V23) para a combinação Envolvente Min – (KN/m)

3.4.2. Dimensionamento

Os esforços de cálculo finais foram determinados através das envolventes de esforços pelo mesmo critério descrito em 3.1.1.2.

a) Estados Limites Últimos

a.1) Armaduras de Flexão

- Zona com espessura de 0,80 m

Armaduras de Flexão Principais - Ensoleiramento (Zona com esp.=0,80m)								
Características da Secção				Materiais				
h=	0.8	m		Betão C25/30	$f_{cd}=$	16.7	Mpa	
d=	0.75	m		Aço A500NR	$f_{s,d}=$	435	Mpa	
				$A_{s,min}=$ 8.580 cm^2/m				
M_{Ed} (kN.m/m)	μ	ω	$A_{s,cálculo}$ (cm^2/m)	$A_{s,Adoptado}$ (cm^2/m)	ϕ (mm)	s (m)	Armaduras	
M11sd+	261.91	0.028	0.028	8.17	10.05	16	0.20	$\phi 16//0.2$
M11sd-	-332.08	0.035	0.036	10.41	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$
M22sd+	353.16	0.038	0.038	11.09	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$
M22sd-	-358.07	0.038	0.039	11.25	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$

Figura 3.89: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão na laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura

- Zona com espessura de 0,40 m

Armaduras de Flexão Principais - Ensoleiramento (Zona com esp.=0,40m)								
Características da Secção				Materiais				
h=	0.4	m		Betão C25/30	$f_{cd}=$	16.7	Mpa	
d=	0.35	m		Aço A500NR	$f_{s,d}=$	435	Mpa	
				$A_{s,min}=$ 4.004 cm^2/m				
M_{Ed} (kN.m/m)	μ	ω	$A_{s,cálculo}$ (cm^2/m)	$A_{s,Adoptado}$ (cm^2/m)	ϕ (mm)	s (m)	Armaduras	
M11sd+	66.92	0.033	0.033	4.49	5.03	8	0.10	$\phi 8//0.1$
M11sd-	-160.80	0.079	0.083	11.12	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$
M22sd+	75.33	0.037	0.038	5.07	5.24	10	0.15	$\phi 10//0.15$
M22sd-	-162.79	0.080	0.084	11.27	11.31	12	0.10	$\phi 12//0.1$

Figura 3.90: Excerto da tabela de cálculo para determinação das armaduras de flexão na laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura

De forma a uniformizar as armaduras, considerou-se uma malha quadrada $\phi 12//0,10$ na face superior de todo o ensoleiramento e na face inferior da zona com espessura de 0,40 m uma malha quadrada de $\phi 10//0,10$.

a.2) Armaduras de Esforço Transverso

Nas figuras seguintes apresenta-se a verificação da resistência do betão ao esforço transverso ($V_{Rd,c}$) para cada uma das zonas.

➤ Zona com espessura de 0,80 m

Laje de Ensoleiramento - Armaduras de esforço transverso (zona com esp.=0,80 m)										
	V_{ed} (kN)	$C_{rd,c}$	k	v_{min}	k_1	b_w (m)	ρ_l	σ_{cp} (Mpa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verificação
V13sd+	196.99	0.12	1.52	0.327	0.15	1.00	0.0013	0	245.09	OK
V13sd-	-206.57	0.12	1.52	0.327	0.15	1.00	0.0015	0	245.09	OK
V23sd+	201.21	0.12	1.52	0.327	0.15	1.00	0.0015	0	245.09	OK
V23sd-	-233.78	0.12	1.52	0.327	0.15	1.00	0.0015	0	245.09	OK

Figura 3.91: Excerto da tabela de cálculo para verificação de armadura de esforço transverso na laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura

➤ Zona com espessura de 0,40 m

Laje de Ensoleiramento - Armaduras de esforço transverso (zona com esp.=0,40 m)										
	V_{ed} (kN)	$C_{rd,c}$	k	v_{min}	k_1	b_w (m)	ρ_l	σ_{cp} (Mpa)	$V_{Rd,c}$ (kN)	Verificação
V13sd+	135.41	0.12	1.76	0.407	0.15	1.00	0.0014	0	142.52	OK
V13sd-	-139.06	0.12	1.76	0.407	0.15	1.00	0.0032	0	147.98	OK
V23sd+	142.29	0.12	1.76	0.407	0.15	1.00	0.0015	0	142.52	OK
V23sd-	-146.10	0.12	1.76	0.407	0.15	1.00	0.003	0	147.98	OK

Figura 3.92: Excerto da tabela de cálculo para verificação de armadura de esforço transverso na laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura

Em função dos resultados obtidos verifica-se que não são necessários estribos uma vez que a resistência do betão é suficiente para assegurar o esforço transverso nas duas zonas.

b) Estados Limites de Utilização

b.1) Fendilhação

As armaduras de flexão calculadas anteriormente garantem a área de armadura mínima de fendilhação, nas duas zonas.

Ensoleiramento (esp.=0,80 m) - Fendilhação ($A_{s,min}$)					
k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m^2)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm^2/m)
1	0.4	2.6	0.4	500	8.32

Figura 3.93: Armadura mínima de fendilhação para a laje de ensoleiramento na zona com 0,80 m de espessura

Ensoleiramento (esp.=0,40 m) - Fendilhação ($A_{s,min}$)					
k	k_c	$f_{ct,eff}$ (Mpa)	A_{ct} (m^2)	f_{yk} (Mpa)	$A_{s,min}$ (cm^2/m)
1	0.4	2.6	0.2	500	4.16

Figura 3.94: Armadura mínima de fendilhação para a laje de ensoleiramento na zona com 0,40 m de espessura