

A – PEÇAS ESCRITAS

III. MEMÓRIA JUSTIFICATIVA

ÍNDICE

1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO	1
1.1 Elementos de Betão Armado	1
1.1.1 Lajes	1
1.1.2 Vigas	2
1.1.3 Pilares.....	4
1.1.4 Muros da Cave	6
1.1.5 Platibandas	6
1.1.6 Sapatas	6
1.2 Elementos Metálicos.....	8
1.2.1 Estrutura de Suporte da Sala Elétrica.....	8
2 MODELAÇÃO ESTRUTURAL	11
2.1 Modelo de Cálculo.....	11
2.1.1 Estrutura de Betão Armado.....	11
2.1.2 Estruturas Metálicas	12
2.2 Validação dos Modelos no "SAP2000"	13
3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES	15
3.1 Peso Próprio.....	15
3.2 Restantes Cargas Permanentes.....	16
3.3 Sobrecargas	16
3.4 Temperatura	17
3.5 Vento.....	19
3.5.1 Pressão dinâmica de Pico	19
3.5.2 Coeficientes de Pressão nos Alçados	20
3.5.3 Ação do Vento nos Pilares	22
3.5.4 Ação do Vento nas Platibandas.....	26
3.5.5 Coeficientes de Pressão na Cobertura	26
3.6 Sismo	29
3.7 Impulso das Terras.....	32
4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO	33
4.1 Lajes.....	33
4.1.1 Dimensionamento	33
4.1.2 Lajes da Cobertura	34
4.1.2.1 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão.....	34
4.1.2.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso	37
4.1.2.3 Estados Limites de Utilização – Controlo de Fendilhação	38
4.1.2.4 Estados Limites de Utilização – Controlo de Deformação.....	38
4.1.3 Laje Térrea	38

4.1.3.1 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão.....	38
4.1.3.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso	42
4.2 Platibandas	43
4.2.1 Dimensionamento	43
4.2.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Verticais e Horizontais	43
4.2.3 Estados Limites de Utilização – Controlo da Fendilhação	46
4.3 Muros	46
4.3.1 Dimensionamento	46
4.3.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Verticais e Horizontais	46
4.3.3 Estados Limites Últimos – Armaduras Transversais	51
4.3.4 Estados Limites de Utilização – Controlo da Fendilhação	53
4.4 Vigas da Cobertura	53
4.4.1 Dimensionamento	53
4.4.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão.....	54
4.4.3 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso	57
4.4.4 Estados Limites de Utilização - Fendilhação	62
4.4.5 Estados Limites de Utilização – Deformação	62
4.5 Pilares.....	63
4.5.1 Dimensionamento	63
4.5.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Longitudinais	64
4.5.3 Estados Limites Últimos – Armaduras Transversais (Cintas)	67
4.5.4 Estados Limites de Utilização - Fendilhação	69
4.6 Sapatas	70
4.6.1 Dimensionamento	70
4.6.2 Estados Limites Últimos – Resistência à Rotura por Corte	70
5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA	75
5.1 Dimensionamento	75
5.1.1 Características Geométricas e Propriedades das Secções Transversais.....	75
5.1.2 Classificação da Classe das Secções Transversais.....	76
5.2 Dimensionamento das Secções Transversais e dos Elementos dos Pilares e das Vigas.	77
5.3 Dimensionamento dos Pilares IPE 100.....	77
5.3.1 Processos de Cálculo.....	80
5.3.2 Estados Limites de Utilização – Verificação de Segurança aos Estados Limites de Deformação	88
5.2 Dimensionamento das Vigas IPE 100	89
5.3.1 Diagramas de Esforços de Cálculo	90
5.3.3 Processos de Cálculo.....	91
5.3 Ligações	96
5.3.4 Ligações Soldadas.....	96
5.3.5 Ligações Aparafusadas	98

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Identificação das Lajes da Cobertura	2
Figura 1.2 – Identificação das Vigas da Cobertura	4
Figura 1.3 - Identificação dos Pilares	5
Figura 1.4 - Planta de Fundações	7
Figura 1.5 - Planta do Piso Metálico	8
Figura 1.6 - Localização dos Pilares Metálicos.....	9
Figura 1.7- Corte Transversal Tipo	9
Figura 2.1 - Modelo Unifilar - Vistas em 3D	12
Figura 2.2 - Modelo Unifilar - Vistas em 3D.....	12
Figura 2.3 - Laje Térrea.....	12
Figura 2.4 - Modelo Extrudido da Estrutura do Piso Metálico	13
Figura 3.1 - Definição dos Materiais "SAP2000"	15
Figura 3.2 - Restantes Cargas Permanentes – a) Laje da Cobertura (1.5 kN/m ²);.....	16
Figura 3.3 - Restantes Cargas Permanentes - Piso Metálico (1.5 kN/m ²).....	16
Figura 3.4 - Sobrecargas – a) Laje da Cobertura (0.4 kN/m ²); b) Laje Térrea (2 kN/m ²)	17
Figura 3.5 - Sobrecargas – Piso Metálico (1.8 kN/m ²)	17
Figura 3.6 - Variação Uniforme de Temperatura nas Coberturas e Platibandas – a) VUT ⁺ (18° C);	18
Figura 3.7 - Variação Uniforme de Temperatura nas Vigas e nos Pilares – a) VUT ⁺ (18° C);	18
Figura 3.8 - Ação do Vento	19
Figura 3.9 - Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados – a) W _x ; b) W _{xx}	21
Figura 3.10 - Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados - a) W _y ; b) W _{yy}	21
Figura 3.11 - Coeficientes de Pressão Interior - a) 1º Caso - Pressão; b) 2º Caso - Sucção	21
Figura 3.12 - Coeficientes de Pressão Resultantes –Alçados W _x , W _{xx} - a) 1ª Hipótese;.....	22
Figura 3.13 - Coeficientes de Pressão Resultantes –Alçados W _y , W _{yy} - a) 1ª Hipótese;.....	22
Figura 3.14 - Coeficientes de Pressão Exteriores W _x - Cobertura.....	26
Figura 3.15 - Coeficientes de Pressão Exteriores W _{xx} - Cobertura.....	26
Figura 3.16 - Coeficientes de Pressão Exterior W _y - Cobertura	27
Figura 3.17 - Coeficientes de Pressão Exterior W _{yy} - Cobertura	27
Figura 3.18 - Coeficientes de Pressão Resultantes - Cobertura W _x , W _{xx} – a) 1ª Hipótese ...	28
Figura 3.19 - Coeficientes de Pressão Resultantes - Cobertura W _y , W _{yy} – a) 1ª Hipótese ...	28
Figura 3.20 - Espectros de Cálculo para Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2.....	30
Figura 3.21 - 4º Modo de Vibração	31
Figura 3.22 - 1º Modo de Vibração	31
Figura 3.23 - 90º Modo de Vibração	31

Figura 3.24 - 5º Modo de Vibração	31
Figura 3.25 - Impulsos de terreno nos muros da cave.....	32
Figura 4.1 - Eixos Locais das Lajes	33
Figura 4.2 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	34
Figura 4.3 - M_{22} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	35
Figura 4.4 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	35
Figura 4.5 - V_{23} (kN) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Transversos Positivos;	37
Figura 4.6 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	39
Figura 4.7 - M_{22} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	39
Figura 4.8 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	40
Figura 4.9 - V_{23} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Eforços Transversos Positivos;.....	42
Figura 4.10 - V_{13} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Eforços Transversos Positivos;....	42
Figura 4.11 - Eixos Locais das Platibandas.....	43
Figura 4.12 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	44
Figura 4.13 – M_{22} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	44
Figura 4.14 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	44
Figura 4.15 - F_{11} (kN) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Positivos;	45
Figura 4.16 - F_{22} (kN) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Positivos;	45
Figura 4.17 - Corte Transversal Tipo das Platibandas	45
Figura 4.18 - Eixos Locais dos Muros da Cave	46
Figura 4.19 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	47
Figura 4.20 - M_{22} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	47
Figura 4.21 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Momentos Positivos;.....	47
Figura 4.22 - F_{11} (kN) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Positivos;	48
Figura 4.23 - F_{22} (kN) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Positivos;	48
Figura 4.24 - Identificação das armaduras dos muros.....	48
Figura 4.25 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Frontal	49
Figura 4.26 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Lateral Direito	49
Figura 4.27 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Lateral Esquerdo	50
Figura 4.28 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Tardoz	50
Figura 4.29 - V_{23} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Transversos Positivos; ..	51
Figura 4.30 - V_{13} (kN.m/m) – a) Envoltente Máxima dos Esforços Transversos Positivos; ..	52
Figura 4.31 - Armaduras das Paredes.....	52
Figura 4.32 - Controlo de Fendilhação nos Muros (0.25 m x 1.85 m).....	53
Figura 4.33 - Eixos Locais das Vigas.....	54
Figura 4.34 - Envoltente dos Momentos Fletores das Vigas da Cobertura.....	54

Figura 4.35 - Envoltente dos Esforços Transversos das Vigas da Cobertura.....	57
Figura 4.36 - Estado Limite de Fendilhação na Secção do Apoio de uma das Vigas.....	62
Figura 4.37 - Identificação dos Grupos de Pilares – a) Vista em 3D; b) Vista em Planta.....	63
Figura 4.38 - Ábacos de Flexão Composta a) $N = 158.7$ kN; b) $N = 231.5$ kN	64
Figura 4.39 - Ábacos de Flexão Composta a) $N = - 80.4$ kN; b) $N = - 102.2$ kN.....	65
Figura 4.40 - Ábacos de Flexão Composta a) $N = - 144.67$ kN; b) $N = - 107$ kN.....	66
Figura 4.41 - Ábacos de Flexão Composta a) $N = - 111.42$ kN; b) $N = - 107$ kN.....	66
Figura 4.42 - Armaduras no Pilares	68
Figura 4.43 - Estado Limite de Fendilhação nas Secções dos Pilares.....	69
Figura 5.1 – Vista em 3D do Piso Metálico	75
Figura 5.2 – Rácios de Dimensionamento da Combinação mais condicionante do pilar IPE100	79
Figura 5.3 - Diagramas de Esforços de Cálculo.....	79
Figura 5.4 - Folha de Dimensionamento do "SAP 2000 " para o Pilar IPE100 mais solicitado.....	84
Figura 5.5 - Folha de Cálculo do "SemiComp" - Verificação da Secção Transversal	86
Figura 5.6 - Folha de Cálculo do "SemiComp" - Verificação para o Elemento à Flexão Composta com Compressão	87
Figura 5.7 - Determinação do Momento Critico - "LTBeam"	88
Figura 5.8 - "SAP2000" - Rácios de Dimensionamento da Viga mais solicitada	90
Figura 5.9 - Diagramas de Esforços na Viga	90
Figura 5.10 - Folhas de Dimensionamento do "SAP2000" para a Viga IPE100.....	94
Figura 5.11 - Deslocamento Máximo da Viga para a Combinação E.L.Serviço	96
Figura 5.12 - Ábaco de Dimensionamento dos Cordões de Soldadura de ângulo S235 JR.....	97
Figura 5.13 - Pormenor em 3D da ligação Pilar - Viga.....	97
Figura 5.14 - Pormenor em 3D da ligação na base s do Pilar Rotulado.....	99

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.1 - Pré – Dimensionamento das Lajes da Cobertura	2
Quadro 1.2 - Pré-Dimensionamento das Vigas	3
Quadro 1.3 - Dimensões dos Pilares	5
Quadro 1.4 - Dimensões dos Muros da Cave.....	6
Quadro 1.5 - Geometria das Sapatas	7
Quadro 2.1 - Peso Próprio dos Elementos Estruturais no modelo "SAP2000"	13
Quadro 2.2 - Reações Verticais nos Apoios "SAP2000"	14
Quadro 3.1 - Variação Uniforme de Temperatura Máxima Negativa – Inverno	17
Quadro 3.2 - Variação Uniforme de Temperatura Máxima Positiva – Verão	18
Quadro 3.3 - Determinação da Pressão Dinâmica de Pico.....	20
Quadro 3.4 - Ação do Vento nos Pilares - Direção x.....	24
Quadro 3.5 - Ação do Vento nos Pilares - Direção xx.....	24
Quadro 3.6 - Ação do Vento nos Pilares - Direção y.....	24
Quadro 3.7 - Ação do Vento nos Pilares - Direção yy.....	25
Quadro 3.8 - Ação do Vento na Cobertura nas Direções x e xx	28
Quadro 3.9 - Ação do Vento na Cobertura nas Direções y e yy	29
Quadro 3.10 - Determinação dos Espectros de Resposta de Cálculo.....	29
Quadro 4.1 - Armaduras de Flexão das Lajes da Cobertura	36
Quadro 4.2 - Verificação de Esforço Transverso das Lajes da Cobertura	38
Quadro 4.3 - Armaduras de Flexão da Laje Térrea.....	41
Quadro 4.4 - Verificação de Segurança ao Esforço Transverso da Laje Térrea	43
Quadro 4.5 - Armaduras dos Muros.....	51
Quadro 4.6 - Verificação do Esforço Transverso Resistente Máximo.....	52
Quadro 4.7 - Vigas da Cobertura – Armaduras de Flexão.....	55
Quadro 4.8 - Dimensionamento ao Esforço Transverso das Vigas da Cobertura.....	57
Quadro 4.9 - Armaduras de Esforço Transverso nas Vigas da Cobertura	59
Quadro 4.10 - Vigas de Coberturas - Armadura Mínima de Fendilhação	62
Quadro 4.11 - Grupos e Geometria dos Pilares.....	63
Quadro 4.12 - Esforços de Cálculo – Grupo A	64
Quadro 4.13 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo A	64
Quadro 4.14 - Esforços de Cálculo – Grupo B	65
Quadro 4.15 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo B	65

Quadro 4.16 - Esforços de Cálculo – Grupo C	65
Quadro 4.17 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo C	66
Quadro 4.18 - Esforços de Cálculo – Grupo D	66
Quadro 4.19 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo D	67
Quadro 4.20 - Valor de Cálculo do Esforço Transverso Máximo	67
Quadro 4.21 - Cintas nos Pilares	68
Quadro 4.22 - Armaduras Mínimas de Fendilhação dos Pilares	69
Quadro 4.23 - Verificação de Segurança do Solo – Combinações Sísmicas	71
Quadro 4.24 - Verificação de Segurança do Solo – Combinações Raras	72
Quadro 4.25 - Verificação de Segurança das Sapatas	73
Quadro 5.1 - Propriedades e Características Geométricas - Perfil IPE 100	76
Quadro 5.2 - Propriedades e Caraterísticas Geométricas - Perfil T50x6	76
Quadro 5.3 - Classificação das Secções do Perfil IPE 100	76
Quadro 5.4 - Classificação das Secções do Perfil T50 x 6	76
Quadro 5.5 - Processos utilizados no dimensionamento da Estrutura Metálica	77
Quadro 5.6 - Rácios dos Pilares	77
Quadro 5.7 - Esforços de Cálculo mais desfavoráveis na secção do Pilar	79
Quadro 5.8 - Resistência da Secção ao Esforço Axial de Compressão	80
Quadro 5.9 - Resistência da Secção à Flexão	80
Quadro 5.10 - Resistência da Secção ao Esforço Transverso	80
Quadro 5.11 - Resistência da Secção à Flexão Composta (M+N)	81
Quadro 5.12 - Resistência da Secção à Flexão Desviada	81
Quadro 5.13 - Resistência da Secção à Flexão Composta com Esforço Transverso (M+N+V)	81
Quadro 5.14 - Resistência do Elemento à Encurvadura por Compressão	82
Quadro 5.15 - Resistência do Elemento à Encurvadura Lateral	82
Quadro 5.17 – Fatores de Interação kij	83
Quadro 5.16 - Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes	83
Quadro 5.18 - Flexão Composta com Compressão	83
Quadro 5.19 - Deslocamento Horizontal Máximo do Pilar	88
Quadro 5.20 - Rácios das Vigas	89
Quadro 5.21 - Esforços de Cálculo mais desfavoráveis na secção da Viga	90
Quadro 5.22 - Resistência da Secção à Flexão	91
Quadro 5.23 - Resistência da Secção ao Esforço Transverso	91
Quadro 5.24 - Resistência do Elemento à Encurvadura Lateral	92

Quadro 5.26 - Fatores de Interação k_{ij}	92
Quadro 5.25 - Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes	92
Quadro 5.27 - Flexão Composta Com Compressão	93
Quadro 5.28 - Valores dos Esforços em cada Troço da Viga	95
Quadro 5.29 - Rácios das Secções mais Esforçadas e da Encurvadura da Viga.....	95
Quadro 5.30 - Rácios na Viga	95
Quadro 5.31 - Rácios na Viga	95
Quadro 5.32 - Deslocamento Máximo da Viga.....	96

1 PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O pré-dimensionamento do Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação foi realizado para todos os elementos estruturais, dentro dos critérios de segurança e de economia, definidos pelos Eurocódigos e por outras Normas.

1.1 Elementos de Betão Armado

1.1.1 Lajes

A espessura das lajes varia em função das condições de ligação ao exterior, dos vãos, da relação entre vãos, dos valores das ações, etc.

As lajes da cobertura da Sala Elétrica são do tipo vigadas maciças, sendo as lajes de fundação térreas assentes num meio elástico.

▪ Lajes da Cobertura

O pré-dimensionamento das lajes da cobertura foi realizado a partir das Eq.1.1 e 1.2.

$$d \geq \frac{L_{\text{menor vão}}}{26 \cdot \frac{500}{f_{yk}}} \quad (\text{Eq. 1.1})$$

$$h = d + \frac{\phi}{2} + \text{rec} \quad (\text{Eq. 1.2})$$

Em que:

d – altura útil da laje;

$L_{\text{menor vão}}$ – menor dos vãos;

ϕ – diâmetro do varão da armadura de flexão;

c – recobrimento das armaduras.

Todas as lajes da cobertura foram consideradas armadas numa só direção, atendendo à

Cláusula §5.3.1 (5) do EC2: $\frac{L_{\text{maior}}}{L_{\text{menor}}} \geq 2.0$.

As espessuras consideradas para as lajes da cobertura estão indicadas no Quadro 1.1.

Quadro 1.1 - Pré - Dimensionamento das Lajes da Cobertura

Betão C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ Aço A500 NR $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ Rec.= 3 cm			
Lajes	$L_{\text{menor vão}}$ [m]	$d \geq \frac{L_{\text{menor vão}}}{26} \cdot \frac{500}{f_{yk}}$	h_{adotado} [m]
L _{1.1}	2.41	0.09	0.16
L _{1.2}	3.35	0.13	0.16
L _{1.3}	3.35	0.13	0.16
L _{1.4}	3.85	0.15	0.16

Na Figura 1.1 estão identificadas as lajes da cobertura.

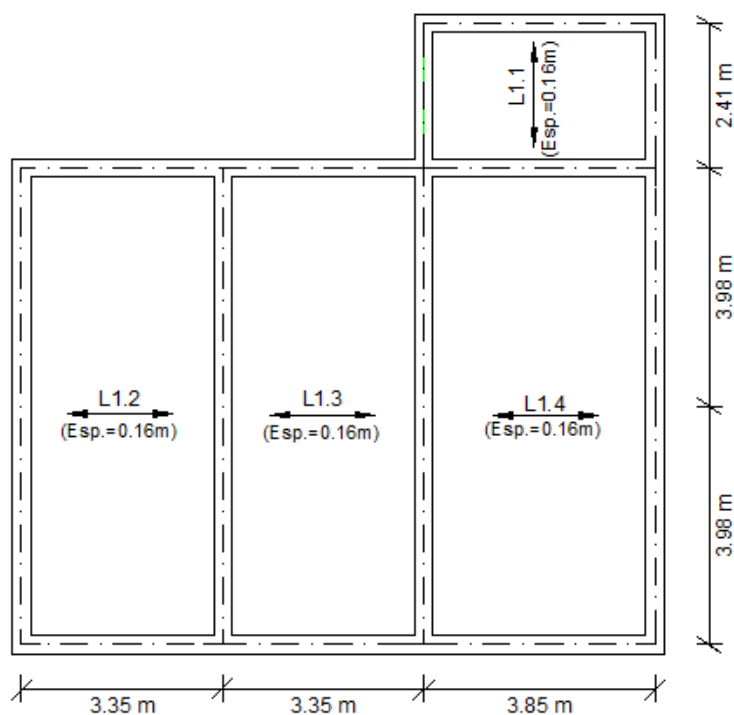


Figura 1.1 - Identificação das Lajes da Cobertura

▪ Laje Térrea

A laje térrea assenta num meio elástico tendo-se considerado no pré-dimensionamento uma espessura de 0.15 m.

1.1.2 Vigas

O pré-dimensionamento das vigas foi feito a partir das Eq.1.3 e 1.4.

As dimensões consideradas tiveram também em conta as dimensões dos pilares de 0.35 m x 0.35 m e dos muros da cave de 0.25 m x 1.85 m.

$$h = \frac{L}{10 \text{ a } 12} \quad (\text{Eq. 1.3})$$

$$\frac{h}{3} \leq b \leq \frac{h}{2} \quad (\text{Eq. 1.4})$$

Em que L representa o vão e h altura.

A geometria de todas as vigas para a estrutura do Edifício está indicada no Quadro 1.2.

Quadro 1.2 - Pré-Dimensionamento das Vigas

Betão C25/30 Aço A500 Rec. = 3 cm				
$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{vk} = 500 \text{ Mpa}$				
Vigas	$L_{\text{vão}}$ [m]	$h = \frac{L}{10}$	h_{adotado} [m]	Secções [m x m]
V _{1.1}	3.85	0.39	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.2}	3.35	0.39	0.70	0.30 x 0.70
	3.35	0.34	0.70	0.30 x 0.70
	3.85	0.39	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.3}	3.35	0.39	0.70	0.30 x 0.70
	3.35	0.34	0.70	0.30 x 0.70
	3.85	0.39	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.4}	3.98	0.40	0.70	0.30 x 0.70
	3.98	0.40	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.5}	7.96	0.80	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.6}	7.96	0.80	0.70	0.30 x 0.70
	2.41	0.24	0.70	0.30 x 0.70
V _{1.7}	3.98	0.40	0.70	0.30 x 0.70
	3.98	0.40	0.70	0.30 x 0.70
	2.41	0.24	0.70	0.30 x 0.70
V _{E.1}	3.85	0.39	0.60	0.25 x 0.60
V _{E.2}	2.41	0.24	0.60	0.25 x 0.60
V _{E.3}	2.41	0.24	0.60	0.35 x 0.60

Na Figura 1.2 representa-se a identificação de todas as vigas da cobertura.

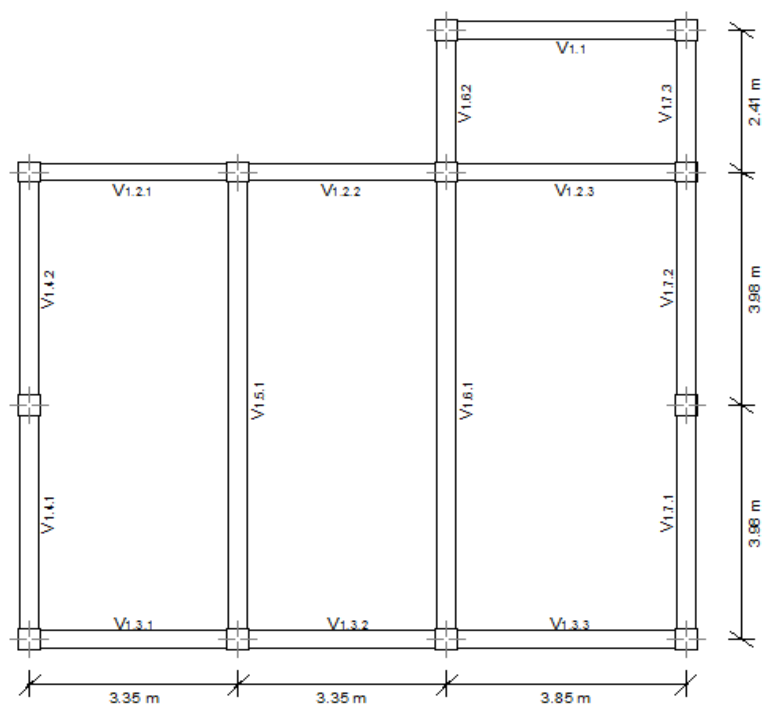


Figura 1.2 – Identificação das Vigas da Cobertura

1.1.3 Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares foi realizado a partir da Eq.1.5, com base nos esforços N_{Ed} , determinados em função das áreas de influência de cada um, tendo-se considerado para ν o valor de 0.65.

$$A_c = \frac{N_{Ed}}{\nu \times f_{cd}} \quad (\text{Eq. 1.5})$$

Em que:

A_c – área da secção transversal dos pilares;

N_{Ed} – valor de cálculo do esforço axial;

ν – esforço axial reduzido para a combinação fundamental dos estados limites últimos;

f_{cd} – valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão.

No Quadro 1.3 estão indicados a geometria dos pilares.

Quadro 1.3 - Dimensões dos Pilares

<i>Betão C25/30</i> $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$		<i>Aço A500</i> $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$		<i>Rec. = 3 cm</i>	
<i>Pilares</i>	<i>H</i> [m]	<i>Secções Transversais</i> [m x m]			
P _{1.1}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.2}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.3}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.4}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.5}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.6}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.7}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.8}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.9}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.10}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.11}	4.65	0.35 x 0.35			
P _{1.12}	4.65	0.35 x 0.35			

Na Figura 1.3 estão identificados em planta todos os pilares.

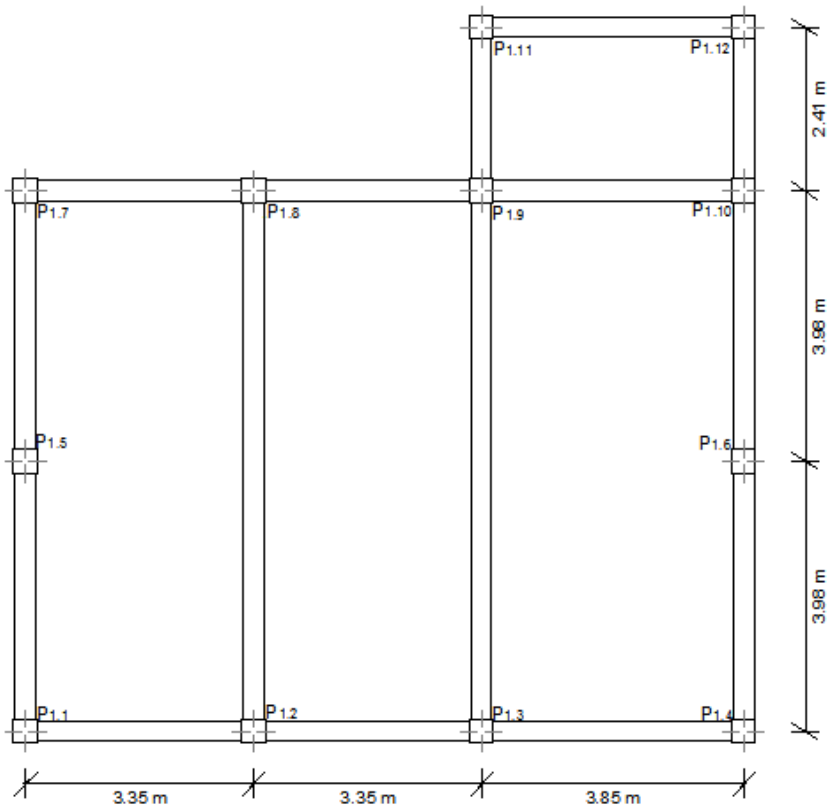


Figura 1.3 - Identificação dos Pilares

1.1.4 Muros da Cave

A espessura dos muros da cave foi definida com base nos esforços provenientes do peso próprio e dos impulsos do terreno, tendo-se considerado uma espessura de 0.25 m para todos os muros.

Quadro 1.4 - Dimensões dos Muros da Cave

Betão C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$		Aço A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$		Rec. = 3 cm
Muros da Cave	$L_{vão}$ [m]	Secções Transversais [m x m]		
p1.1	3.35	0.25 x 1.85		
p1.2	3.35	0.25 x 1.85		
p1.3	3.85	0.25 x 1.85		
p1.4	3.98	0.25 x 1.85		
p1.5	3.98	0.25 x 1.85		
p1.6	3.98	0.25 x 1.85		
p1.7	3.98	0.25 x 1.85		
p1.8	3.35	0.25 x 1.85		
p1.9	3.35	0.25 x 1.85		
p1.10	3.85	0.25 x 1.85		

1.1.5 Platibandas

As platibandas foram dimensionadas em função dos pormenores dos desenhos do projeto de arquitetura, tendo-se considerado secções com as dimensões de 0.12 m x 1.1 m.

1.1.6 Sapatas

O pré-dimensionamento das sapatas foi efetuado de modo a garantir que os esforços da superestrutura fossem inferiores às tensões admissíveis do terreno de fundação.

De referir, que na estrutura deste Edifício, os momentos fletores nas bases dos pilares são absorvidos diretamente pelas vigas de fundação, razão pela qual as sapatas foram calculadas só para os esforços axiais.

As dimensões em planta das sapatas A_{min} foram calculadas pela expressão:

$$A_{min} \geq \frac{N_{\text{ pilar}}}{\sigma_{\text{ adm}}} \quad (\text{Eq. 1.6})$$

Considerou-se para a tensão admissível no terreno de fundação 0.25 MPa.

No Quadro 1.5 indicam-se as dimensões das sapatas.

Quadro 1.5 - Geometria das Sapatas

<i>Betão C25/30</i> $f_{ck}=25 \text{ Mpa}$		<i>Aço A500</i> $f_{yk}=500 \text{ Mpa}$		<i>Rec.=4 cm</i>	
<i>Sapatas</i>	<i>H</i> [m]	<i>Secções Transversais</i> [m x m]			
S _{1.1}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.2}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.3}	0.3	1.25 x 1.25			
S _{1.4}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.5}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.6}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.7}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.8}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.9}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.10}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.11}	0.30	1.25 x 1.25			
S _{1.12}	0.30	1.25 x 1.25			

Na Figura 1.4 está representada a planta de fundações do Edifício.

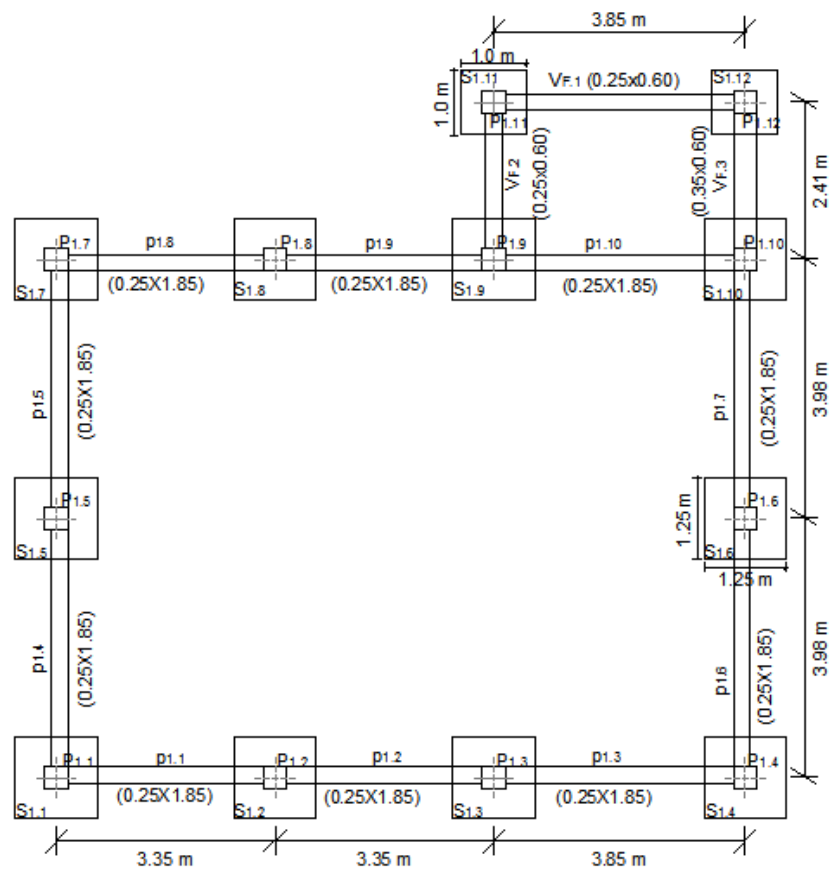


Figura 1.4 - Planta de Fundações

1.2 Elementos Metálicos

1.2.1 Estrutura de Suporte da Sala Elétrica

O pré-dimensionamento das estruturas metálicas que servem de suporte aos equipamentos da Sala Elétrica, foi feito com base num pórtico tipo, que se repete de um modo idêntico ao longo da estrutura.

O esqueleto estrutural inclui as vigas principais IPE100 orientadas segundo as duas direções ortogonais, e as vigas secundárias T50x6 colocadas entre as vigas principais.

Este esqueleto está apoiado em pilares IPE100 ligados à laje térrea.

As Figuras 1.5, 1.6 e 1.7 mostram duas plantas e um corte tipo das estruturas metálicas.

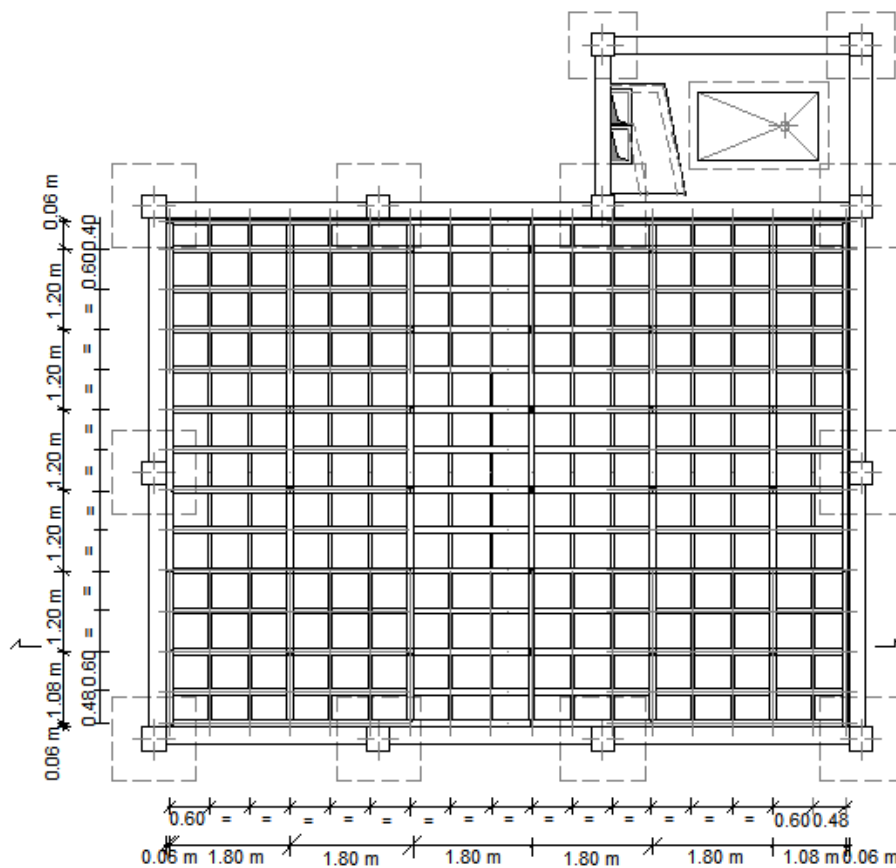


Figura 1.5 - Planta do Piso Metálico

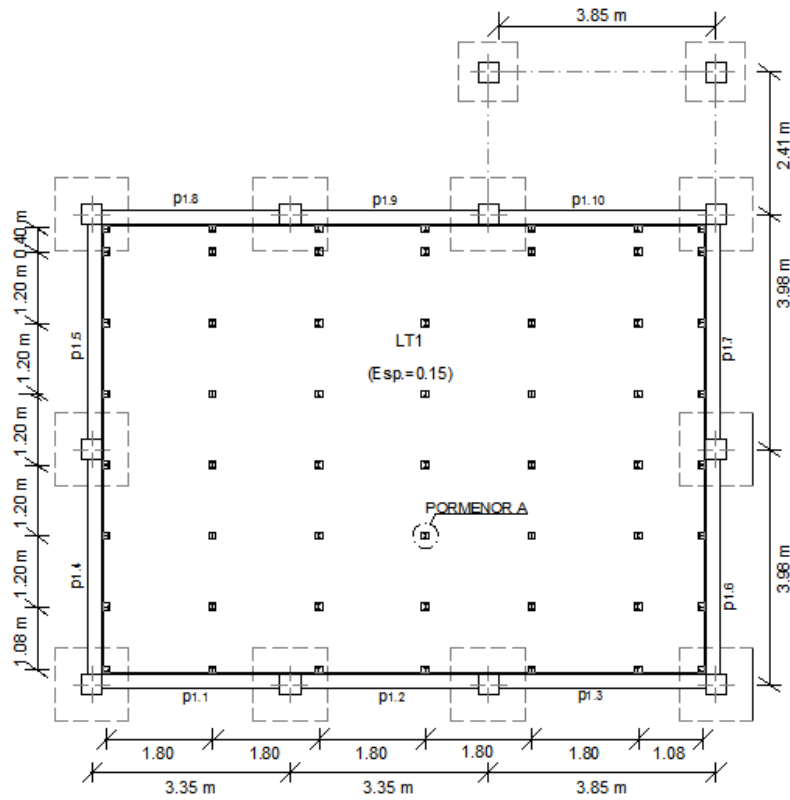


Figura 1.6 - Localização dos Pilares Metálicos

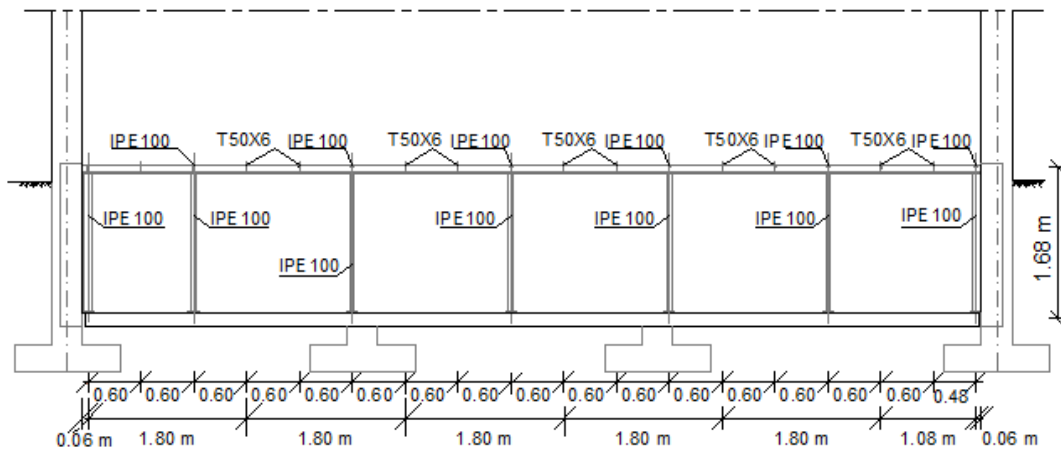


Figura 1.7- Corte Transversal Tipo

2 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

A análise da estrutura foi efetuada com base num conjunto de modelos de cálculo, realizados a partir de um programa de elementos finitos, "SAP2000", versão 17.

Os modelos estudados foram definidos a partir da geometria da estrutura que foi pré-dimensionada no capítulo anterior.

2.1 Modelo de Cálculo

2.1.1 Estrutura de Betão Armado

Os modelos foram definidos a partir da geometria da estrutura, tendo-se considerado elementos do tipo "barra", para simular as vigas e os pilares, e elementos do tipo "shell-thick" para simular as lajes, os muros e as platibandas.

A laje térrea foi considerada apoiada em apoios elásticos (ver Figura 2.3).

O cálculo da rigidez das molas foi feito com base na área de influência de cada nó da malha tipo da laje térrea, para um coeficiente de reação do solo K_s , calculado do seguinte modo:

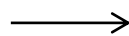
$$K_s = \frac{E_s}{B(1-\nu^2)} \quad (\text{Eq. 2.1})$$

Em que:

$$E_s = 3000 \text{ kN/m}^2 \text{ (argila muito dura);}$$

$$B = 1 \text{ m;}$$

$$\nu = 0.4 \text{ (argila muito dura).}$$



$$K_s = 35700 \text{ kN/m}^3$$

Nas Figuras seguintes representa-se os modelos final da estrutura da Sala Elétrica e do Posto de Transformação considerados no "SAP2000".

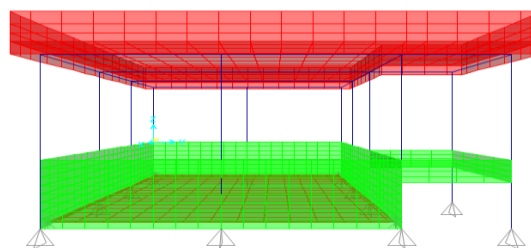
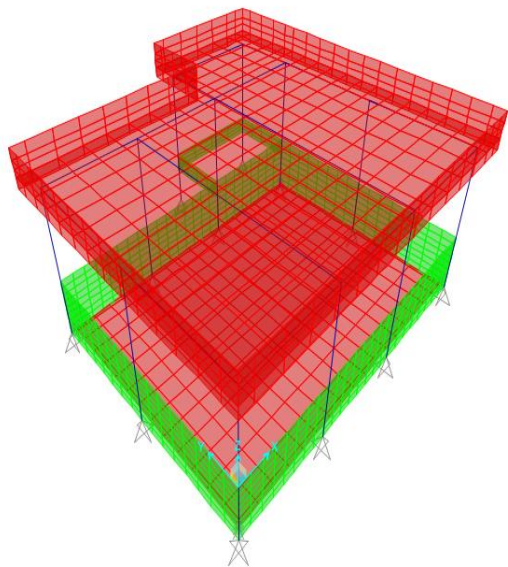


Figura 2.1 - Modelo Unifilar - Vistas em 3D

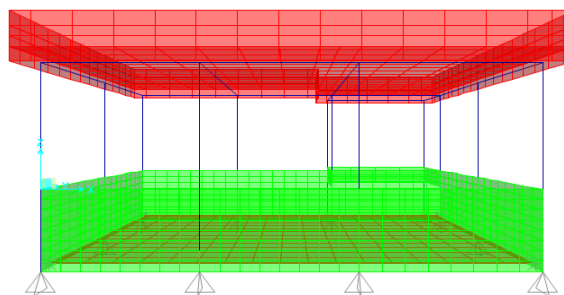


Figura 2.2 - Modelo Unifilar - Vistas em 3D

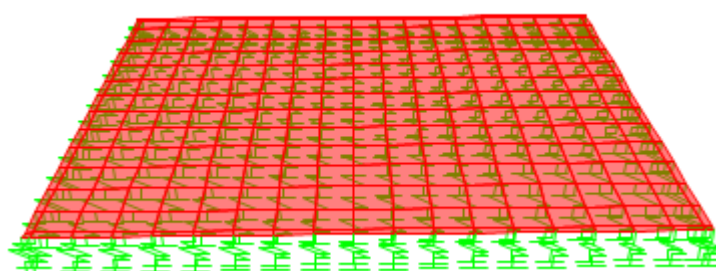


Figura 2.3 - Laje Térrea

2.1.2 Estruturas Metálicas

A Figura 2.4 mostra as estruturas metálicas do piso técnico (cave), cujo pavimento serve de suporte aos equipamentos elétricos da Sala Elétrica.

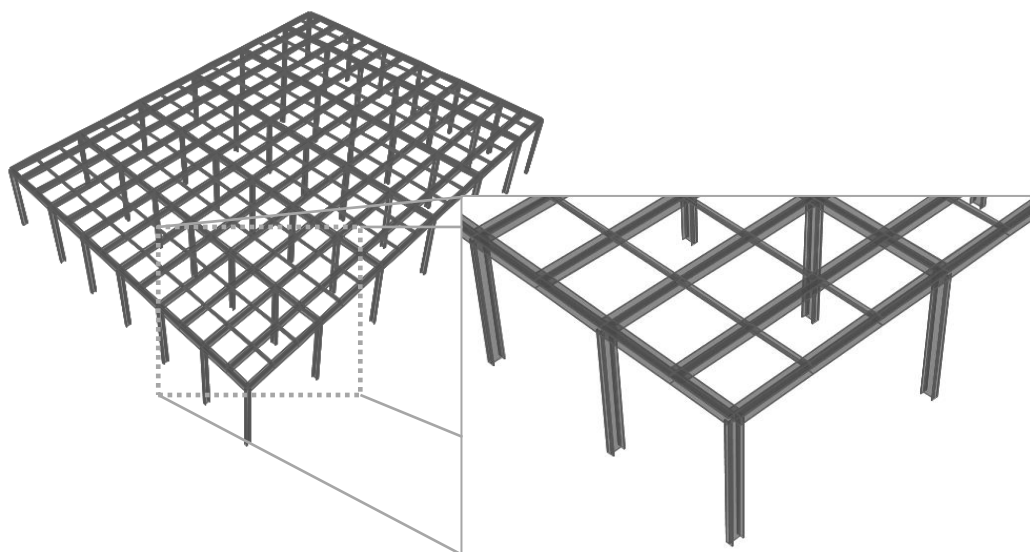


Figura 2.4 - Modelo Extrudido da Estrutura do Piso Metálico

2.2 Validação dos Modelos no "SAP2000"

Sempre que possível procedeu-se à verificação e validação dos diferentes ficheiros de dados e de resultados obtidos nas análises realizadas.

A validação dos diferentes modelos foi feita através das seguintes verificações:

- Comparação do peso próprio total das estruturas lajes, vigas e pilares, calculadas a numa folha em "Excel", com os resultados obtidos pelo somatório das cargas verticais do programa de elementos finitos;
- Análise crítica das deformações determinadas a partir do "SAP2000";
- Verificação da orientação dos eixos principais dos diferentes elementos, com base nos sistemas de eixos para os nós e para as barras do programa de cálculo automático.

Nos Quadros 2.1 e 2.2 representam-se alguns dos estudos realizados que serviram para a validação dos modelos.

Quadro 2.1 - Peso Próprio dos Elementos Estruturais no modelo "SAP2000"

<i>Elementos Estruturais</i>	<i>Peso Próprio [kN]</i>
P - 0.35 m x 0.35 m	172.7
V - 0.3 m x 0.7 m	323.4
L16	448.8
L12	149.5
P1 - 0.25 m x 1.85 m	460.5
Peso Total	1555

Quadro 2.2 - Reações Verticais nos Apoios "SAP2000"

<i>Identificação dos Apoios</i>	<i>Reações Verticais F3 [kN]</i>
2	131.6
3	100.7
4	167.7
22	66.4
24	44.3
26	215.0
53	103.2
54	158.3
55	166.8
57	110.2
58	145
2349	145.4
Peso Total	1555

Em que:

P - 0.35 m x 0.35 m – pilares;

V - 0.30 m x 0.70 m – vigas;

L16 – lajes de cobertura com espessuras de 0.16 m;

L12 – platibandas com espessuras de 0.12 m;

p1 - 0.25 m x 1.85 m – parede do muro de fundação.

3 QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

3.1 Peso Próprio

O peso próprio dos elementos de betão armado e metálicos foi considerado de forma automática pelo programa de cálculo, através da introdução das características geométricas e dos materiais constituintes, betão armado e aço dos perfis laminados, conforme se indica na Figura 3.1.

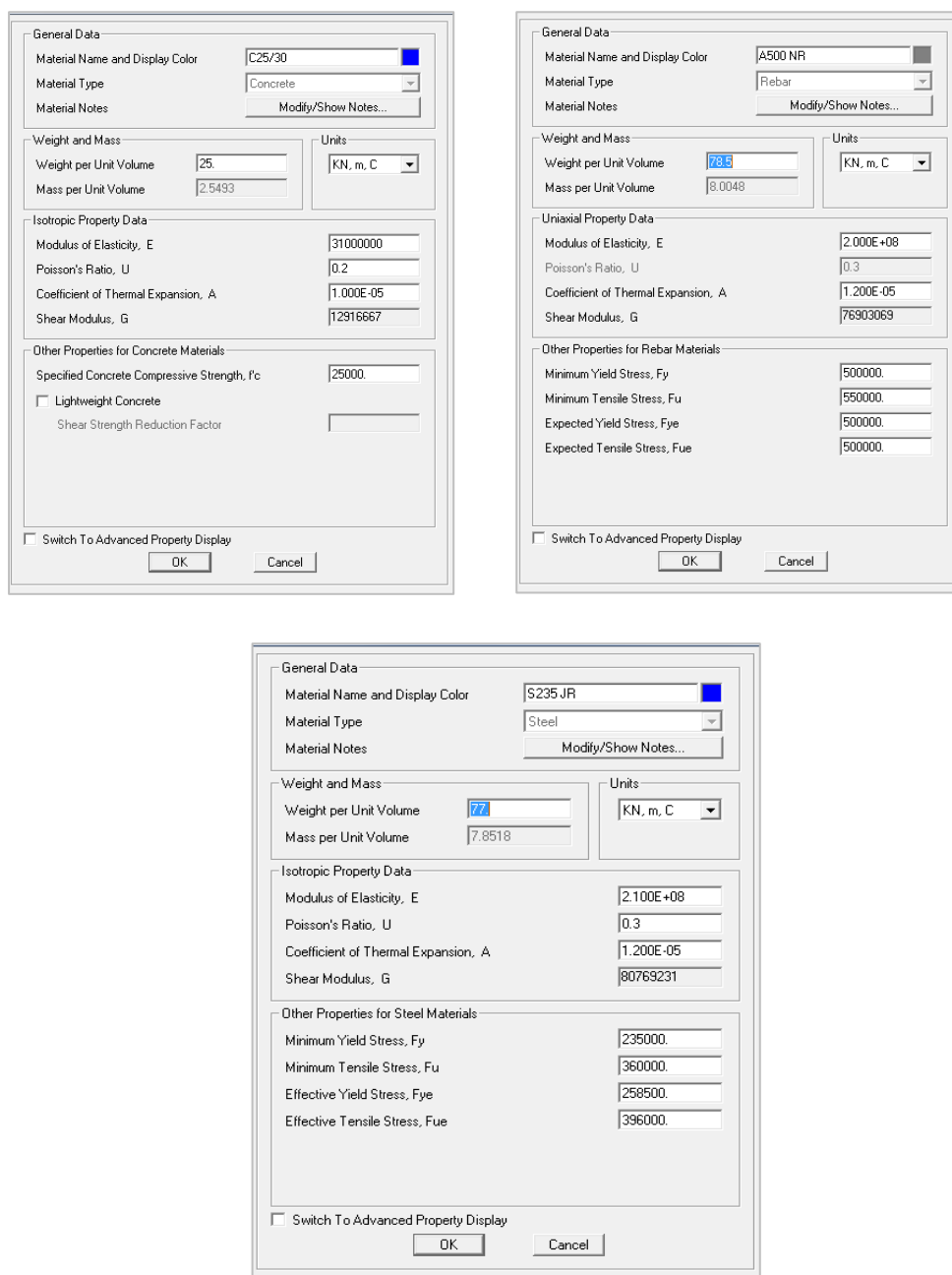
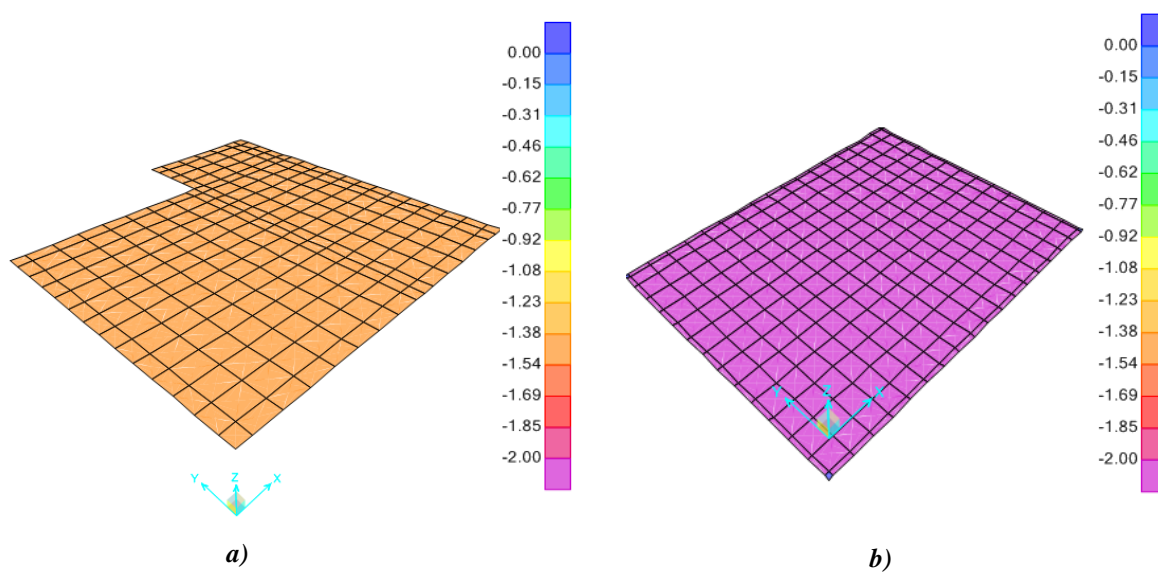


Figura 3.1 - Definição dos Materiais "SAP2000"

3.2 Restantes Cargas Permanentes

Nas Figuras 3.2 e 3.3 representam-se as restantes cargas permanentes consideradas.



**Figura 3.2 - Restantes Cargas Permanentes – a) Laje da Cobertura (1.5 kN/m²);
b) Laje Térrea (2 kN/m²)**

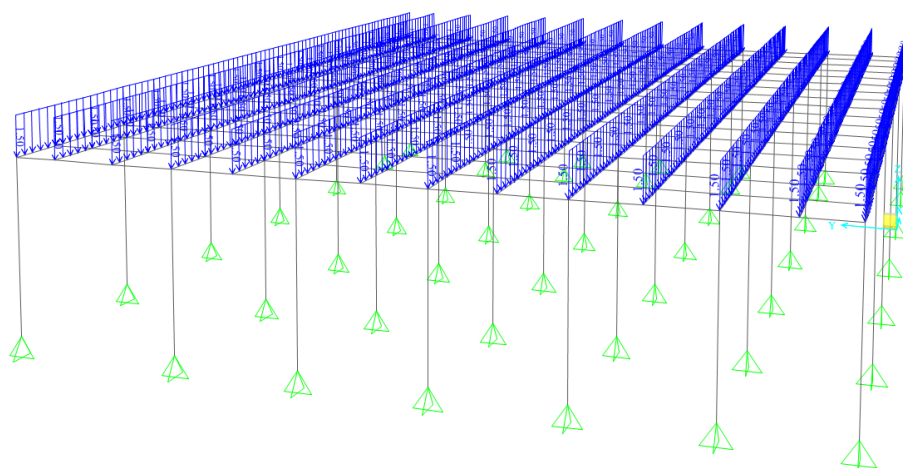


Figura 3.3 - Restantes Cargas Permanentes - Piso Metálico (1.5 kN/m²)

3.3 Sobrecargas

As sobrecargas que atuam nas estruturas estão indicadas nas Figuras 3.4 e 3.5.

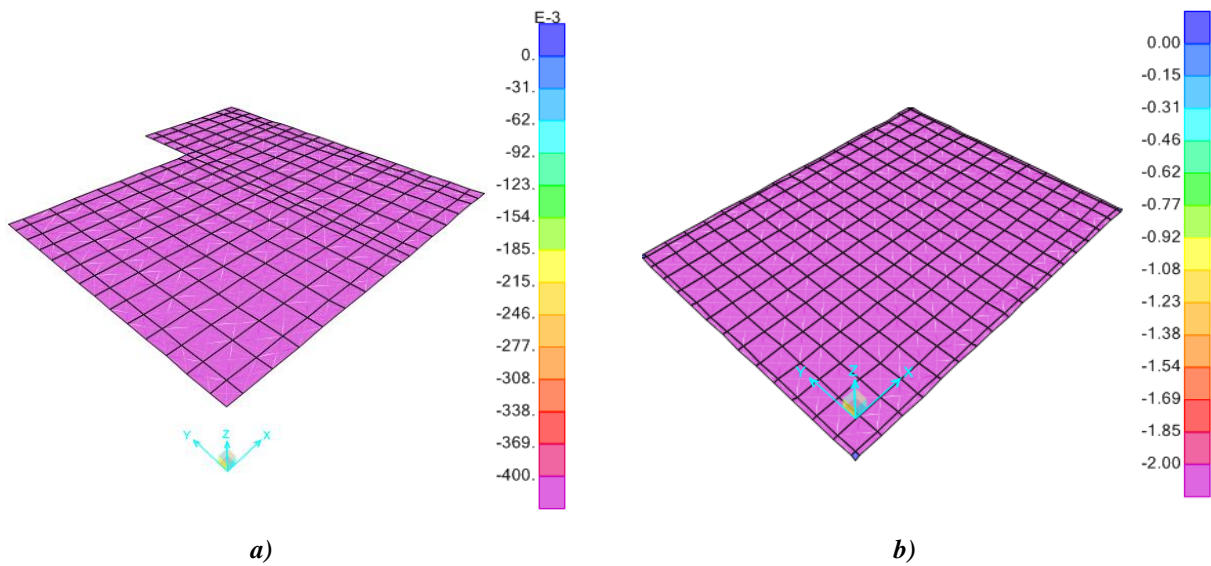


Figura 3.4 - Sobrecargas – a) Laje da Cobertura (0.4 kN/m^2); b) Laje Térrea (2 kN/m^2)

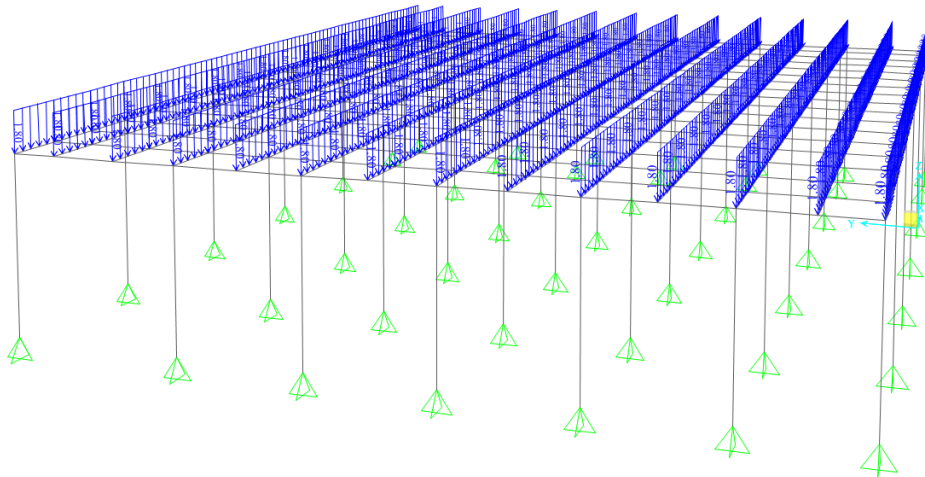


Figura 3.5 - Sobrecargas – Piso Metálico (1.8 kN/m^2)

3.4 Temperatura

A quantificação das variações uniformes de temperatura consta nos Quadros 3.1 e 3.2 e nas Figuras 3.6 e 3.7.

Quadro 3.1 - Variação Uniforme de Temperatura Máxima Negativa – Inverno

<i>Variação Uniforme de Temperatura Máxima Negativa - Inverno</i>							
H [m]	T_{min} [°C]	$T_{min(H)}$ [°C]	$T_{out} = T_{min}$ [°C]	T_{in} [°C]	T [°C]	T_0 [°C]	ΔT_u [°C]
100	0	-0.5	-0.5	18	8.75	15	-6.25

Quadro 3.2 - Variação Uniforme de Temperatura Máxima Positiva – Verão

<i>Variação Uniforme de Temperatura Máxima Positiva - Verão</i>							
H [m]	T_{max} [°C]	$T_{max}(H)$ [°C]	$T_{out} = T_{max} + T_{cor}$ [°C]	T_{in} [°C]	T [°C]	T_{θ} [°C]	ΔT_u^+ [°C]
100	40	39	41	25	33	15	18

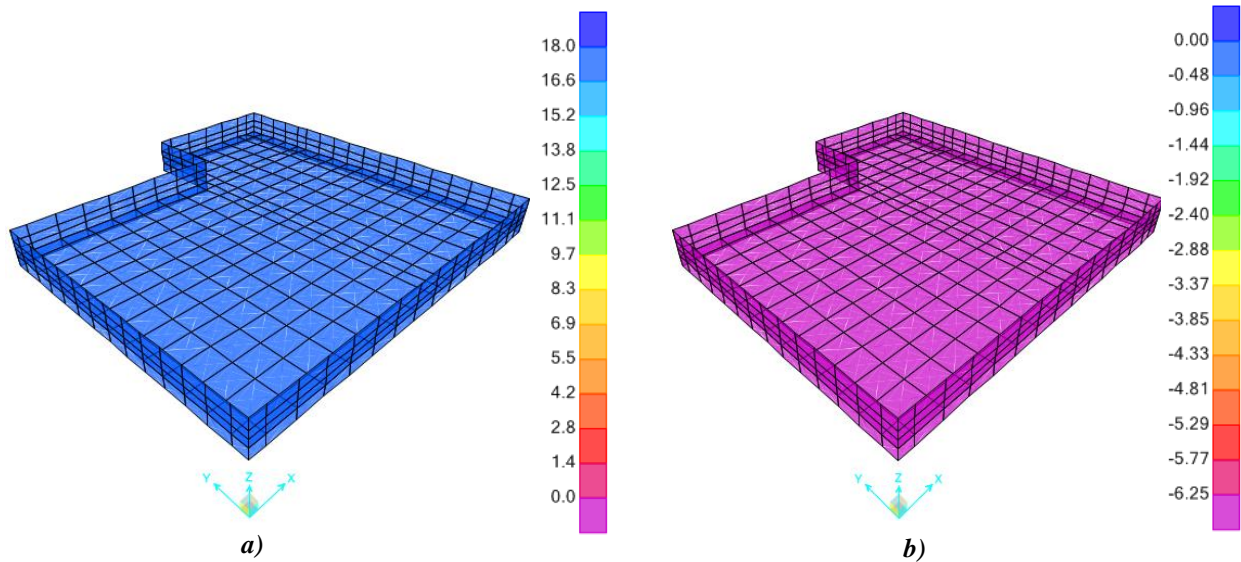


Figura 3.6 - Variação Uniforme de Temperatura nas Coberturas e Platibandas – a) VUT^+ (18° C);
b) VUT^- (- 6.25° C)

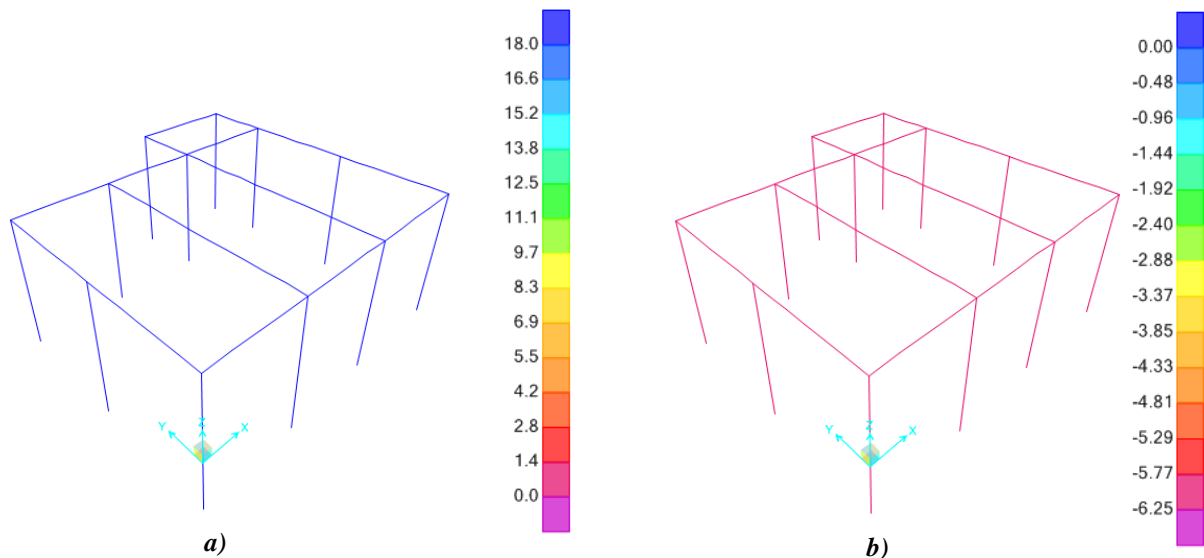


Figura 3.7 - Variação Uniforme de Temperatura nas Vigas e nos Pilares – a) VUT^+ (18° C);
b) VUT^- (- 6.25° C)

3.5 Vento

As ações provenientes do vento, conforme se indica na Figura 3.8, produzem forças nas quatro direções ortogonais:

- W_x – direção do vento em x com sentido positivo;
- W_{xx} – direção do vento em x com sentido negativo;
- W_y – direção do vento em y com sentido positivo;
- W_{yy} – direção do vento em y com sentido negativo.

De modo a simplificar a ação do vento no modelo em estudo, considerou-se para o Edifício da Sala Elétrica e do Posto de Transformação, uma geometria em planta retangular.

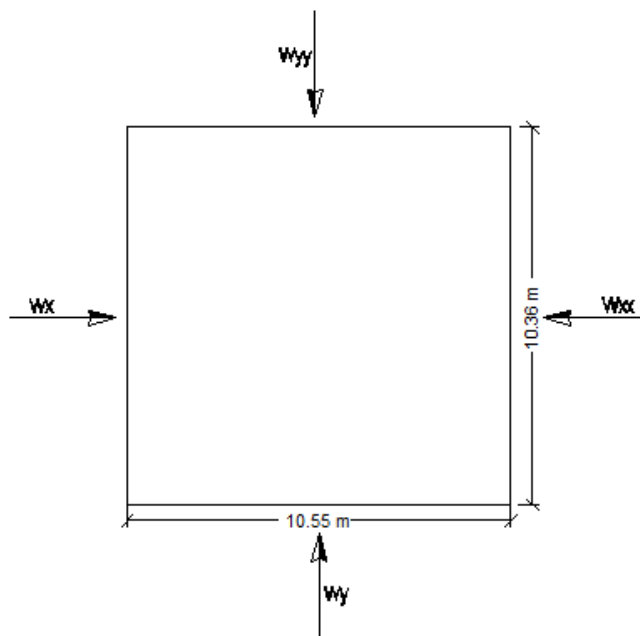


Figura 3.8 - Ação do Vento

3.5.1 Pressão dinâmica de Pico

No Quadro 3.3 indicam-se os parâmetros que permitiram quantificar a ação do vento de acordo com o que foi já indicado na Memória Descritiva.

Quadro 3.3 - Determinação da Pressão Dinâmica de Pico

<i>Parâmetros de cálculo da Pressão Dinâmica de Pico</i>	
Altura de referência $h \leq b$	$z_e = 4.1 \text{ m}$
Valor básico da velocidade de referência do vento, Zona A Coeficiente de direção Coeficiente de sazão	$v_{b,0} = 27 \text{ m/s}$ $c_{dir} = 1.0$ $c_{season} = 1.0$
Velocidade de referência do vento $v_b = c_{dir} \cdot c_{season} \cdot v_{b,0}$ Categoria do Terreno II Comprimento de rugosidade Altura mínima Altura máxima $z_{min} \leq z \leq z_{max}, z = 4.1 \text{ m}$	$v_b = 27 \text{ m/s}$ $z_0 = 0.05 \text{ m}$ $z_{min} = 2 \text{ m}$ $z_{max} = 200 \text{ m}$ $2 \leq z \leq 200$
Coeficiente de terreno dependente do comprimento de rugosidade z_0 $k_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}}\right)^{0.07}$	$k_r = 0.19$
Coeficiente de rugosidade Coeficiente de orografia	$c_r(z) = 0.837$ $c_0(z) = 1.0$
Velocidade média do vento $v_m(z) = c_r(z) \cdot c_0(z) \cdot v_b$	$v_m(z) = 27 \text{ m/s}$
Coeficiente de turbulência Intensidade de turbulência $I_v(z) = \frac{k_I}{c_o(z) \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)}$	$k_I = 1.0$ $I_v(z) = 0.23$
Massa volúmica do ar	$\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$
Pressão dinâmica de pico $q_p(z) = [1 + 7I_v(z)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z)$	$q_p(z) = 1.83 \text{ kN/m}^2$

3.5.2 Coeficientes de Pressão nos Alçados

Os coeficientes de pressão determinados anteriormente para os alçados constam nas figuras seguintes.

- **Coefficientes de Pressão Exteriores**

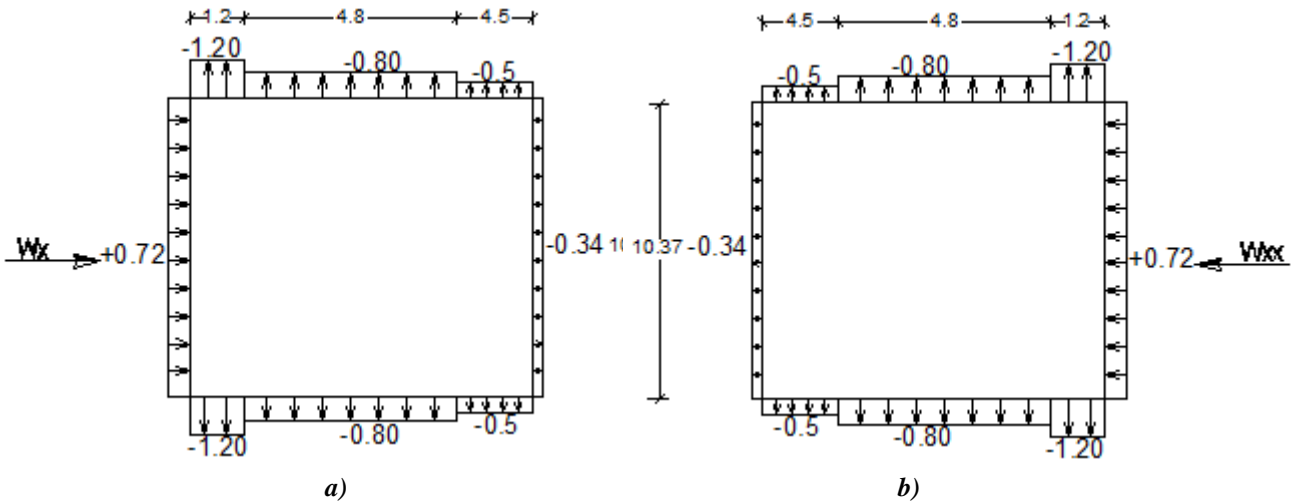


Figura 3.9 - Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados - a) W_x ; b) W_{xx}

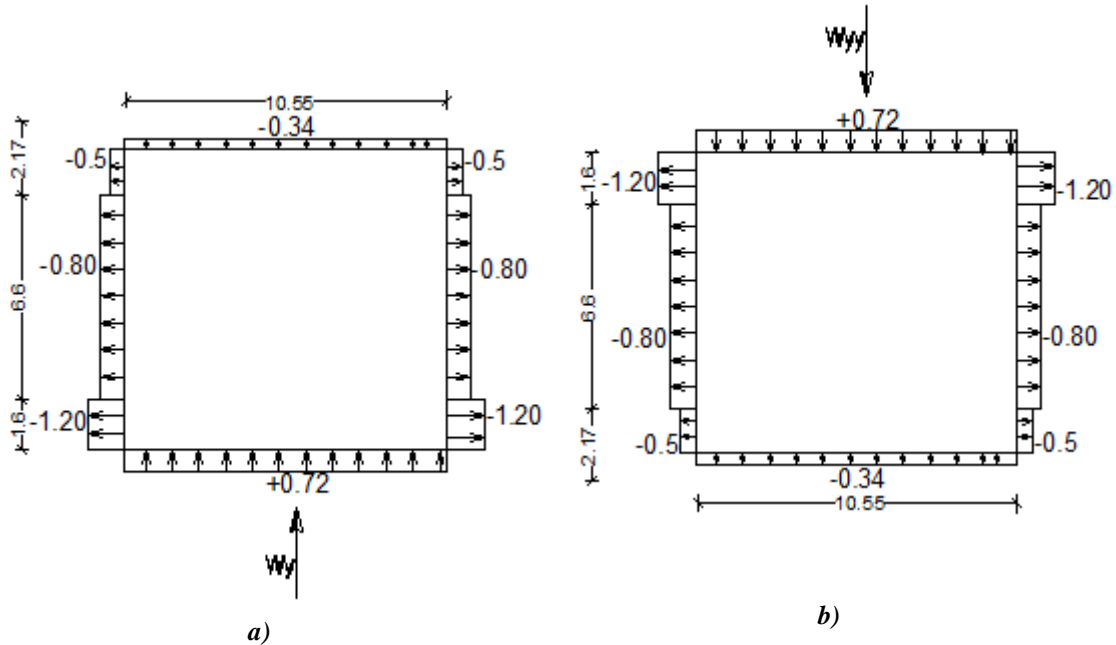


Figura 3.10 - Coeficientes de Pressão Exteriores nos Alçados - a) W_y ; b) W_{yy}

- **Coefficientes de Pressão Interiores**

Na Figura 3.11 estão indicados os coeficientes de pressão interiores (pressões e sucções).

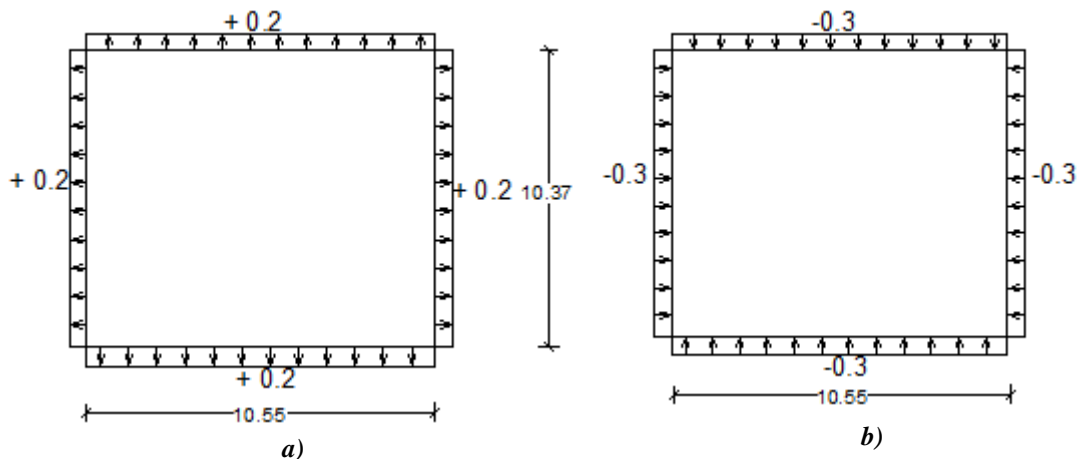


Figura 3.11 - Coeficientes de Pressão Interior - a) 1º Caso - Pressão; b) 2º Caso - Sucção

▪ Coeficientes de Pressão Resultantes

Para cada direção e sentido da ação do vento foram considerados duas hipóteses para os coeficientes de pressão interiores (pressões e sucções), que em conjunto com os coeficientes de pressão exteriores, originam oito hipóteses diferentes para as ações do vento.

Nas figuras seguintes indicam-se os coeficientes de pressão resultantes.

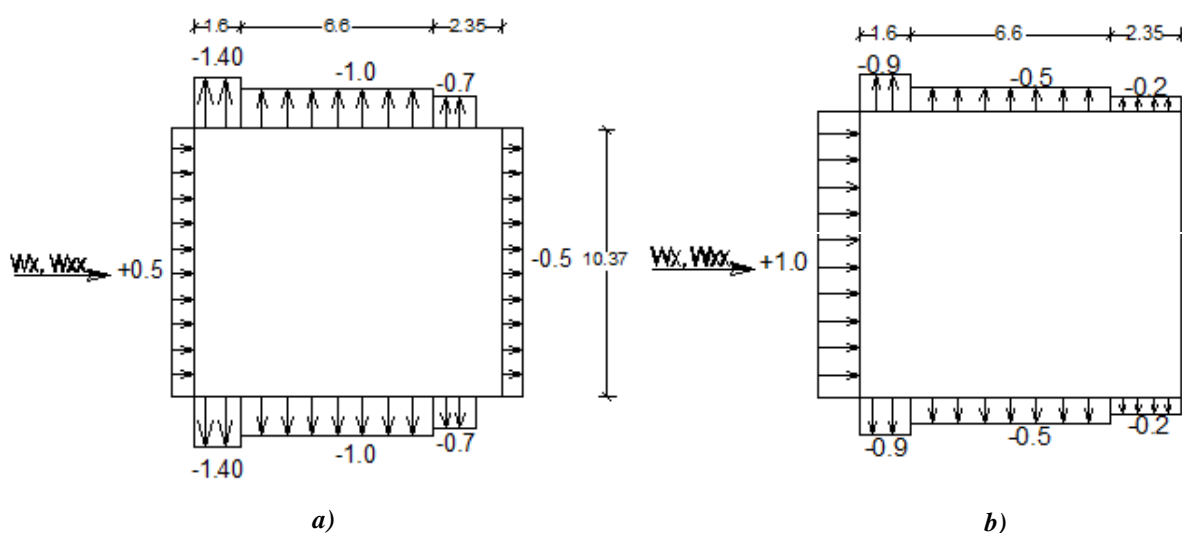


Figura 3.12 - Coeficientes de Pressão Resultantes –Alçados W_x, W_{xx} - a) 1ª Hipótese; b) 2ª Hipótese

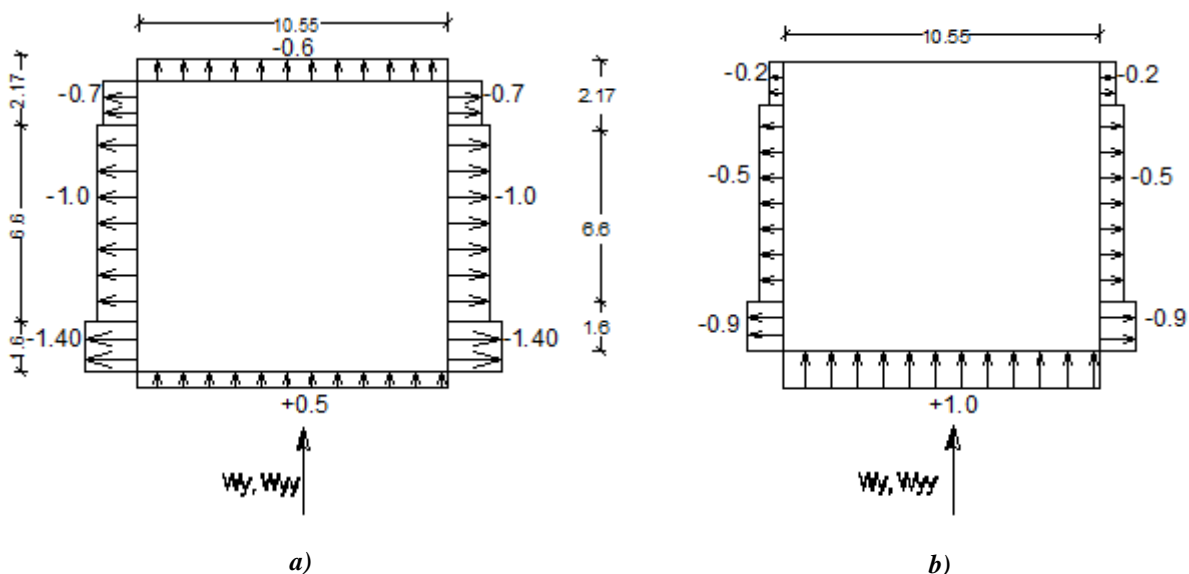


Figura 3.13 - Coeficientes de Pressão Resultantes –Alçados W_y, W_{yy} - a) 1ª Hipótese; b) 2ª Hipótese

3.5.3 Ação do Vento nos Pilares

A partir da pressão dinâmica de pico e dos coeficientes de pressão nos alçados, determinaram-se as forças do vento nos pilares, com base nas larguras de influência dos

mesmos, obtendo-se assim os valores das forças distribuídas que se encontram resumidos nos Quadros 3.4 a 3.7.

Sendo:

F_w – força da ação do vento;

$c_{p,Resultante}$ – coeficiente de pressão resultante;

$L_{influência}$ – largura de influência dos pilares;

$F_{wdist,Pilar}$ – força distribuída no pilar;

B – alçado de barlavento;

S – alçado de sotavento;

LE – alçado lado esquerdo;

LD – alçado lado direito.

Quadro 3.4 - Ação do Vento nos Pilares - Direção x

<i>Cargas Distribuídas nos Pilares - Wx</i>																	
<i>Wx1 (1ª Hipótese)</i>									<i>Wx2 (2ª Hipótese)</i>								
<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]						<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]					
			<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>				<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>
D	0.5	0.4	P₁	1.2	0.5	-0.5	-1.9	-1.9	D	1.0	0.8	P₁	1.2	1.0	0.0	-1.2	-1.2
E	-0.5	-0.4	P₂	3.2	1.4	-1.4	-2.8	-2.8	E	0.0	0.0	P₂	3.2	2.6	0.0	-1.4	-1.4
A	-1.4	-1.2	P₃	3.98	1.7	-1.8	-3.0	-3.0	A	-0.9	-0.7	P₃	3.98	3.3	0.0	-1.5	-1.5
B	-1.0	-0.8	P₄	2.0	0.9	-0.9	-1.1	-1.1	B	-0.5	-0.4	P₄	2.0	1.65	0.0	-0.3	-0.3
C	-0.7	-0.6							C	-0.2	-0.2						

Quadro 3.5 - Ação do Vento nos Pilares - Direção xx

<i>Cargas Distribuídas nos Pilares - Wxx</i>																	
<i>Wxx1 (1ª Hipótese)</i>									<i>Wxx2 (2ª Hipótese)</i>								
<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]						<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]					
			<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>				<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>
D	0.5	0.4	P₁	1.2	0.5	-0.5	-2.2	-2.2	D	1.0	0.8	P₁	1.2	1.0	0.0	-1.4	-1.4
E	-0.5	-0.4	P₂	3.2	1.4	-1.4	-3.0	-3.0	E	0.0	0.0	P₂	3.2	2.6	0.0	-1.5	-1.5
A	-1.4	-1.2	P₃	3.98	1.7	-1.8	-2.8	-2.8	A	-0.9	-0.7	P₃	3.98	3.3	0.0	-1.4	-1.4
B	-1.0	-0.8	P₄	2.0	0.9	-0.9	-1.0	-1.0	B	-0.5	-0.4	P₄	2.0	1.6	0.0	-0.28	-0.3
C	-0.7	-0.6							C	-0.2	-0.2						

Quadro 3.6 - Ação do Vento nos Pilares - Direção y

<i>Cargas Distribuídas nos Pilares - Wy</i>																	
<i>Wy1 (1ª Hipótese)</i>									<i>Wy2 (2ª Hipótese)</i>								
<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]						<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]					
			<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>				<i>Pilares</i>	<i>L_{influência}</i>	<i>B</i>	<i>S</i>	<i>LE</i>	<i>LD</i>
D	0.5	0.4	P₁	1.7	0.7	-0.8	-2.3	-2.3	D	1.0	0.8	P₁	1.7	1.4	0.0	-1.5	-1.5
E	-0.6	-0.5	P₂	3.35	1.5	-1.5	-3.3	-3.3	E	0.0	0.0	P₂	3.35	2.8	0.0	-1.6	-1.6
A	-1.4	-1.2	P₃	3.6	1.6	-1.64	-2.6	-2.6	A	-0.9	-0.7	P₃	3.6	3.0	0.0	-1.3	-1.3
B	-1.0	-0.8	P₄	1.9	0.8	-0.9	-0.7	-0.7	B	-0.5	-0.4	P₄	1.9	1.6	0.0	-0.2	-0.2
C	-0.7	-0.6							C	-0.2	-0.2						

Quadro 3.7 - Ação do Vento nos Pilares - Direção yy

<i>Cargas Distribuídas nos Pilares - Wyy</i>																	
<i>Wyy1 (1ª Hipótese)</i>									<i>Wyy2 (2ª Hipótese)</i>								
<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]						<i>Zonas</i>	<i>c_{p,Resultante}</i>	<i>F_w</i> [kN/m ²]	<i>F_{wdist,Pilar}</i> [kN/m]					
D	0.5	0.4	Pilares	L_{influência}	B	S	LE	LD	D	1.0	0.8	Pilares	L_{influência}	B	S	LE	LD
E	-0.6	-0.5	P₁	1.7	0.7	-0.8	-1.4	-1.4	E	0.0	0.0	P₁	1.7	1.4	0.0	-0.9	-0.9
A	-1.4	-1.2	P₂	3.35	1.5	-1.5	-2.6	-2.6	A	-0.9	-0.7	P₂	3.35	2.8	0.0	-1.3	-1.3
B	-1.0	-0.8	P₃	3.6	1.6	-1.6	-3.3	-3.3	B	-0.5	-0.4	P₃	3.6	3.0	0.0	-1.6	-1.6
C	-0.7	-0.6	P₄	1.9	0.8	-0.9	-1.2	-1.2	C	-0.2	-0.2	P₄	1.9	1.6	0.0	-0.3	-0.3

3.5.4 Ação do Vento nas Platibandas

Para a determinação das forças resultantes exercidas sobre as platibandas foram considerados por simplificação os mesmos valores dos coeficientes de pressão exteriores dos alçados.

Em relação aos valores dos coeficientes de pressão interiores apenas foram considerados os valores positivos ($c_{pi} = +0.2$) por questões de segurança.

3.5.5 Coeficientes de Pressão na Cobertura

Nas Figuras 3.14 a 3.17 estão indicados os coeficientes de pressão para as direções do vento na cobertura.

▪ Coeficientes de Pressão Exteriores

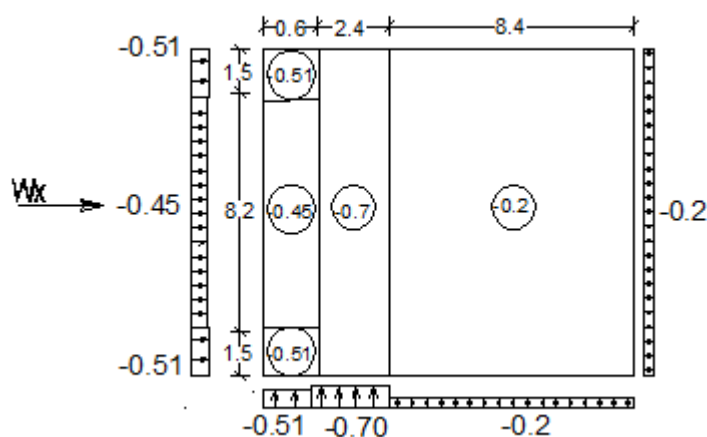


Figura 3.14 - Coeficientes de Pressão Exteriores W_x - Cobertura

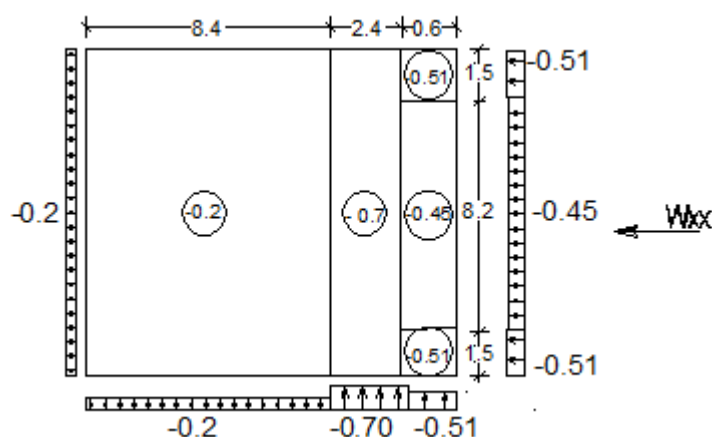


Figura 3.15 - Coeficientes de Pressão Exteriores W_{xx} - Cobertura

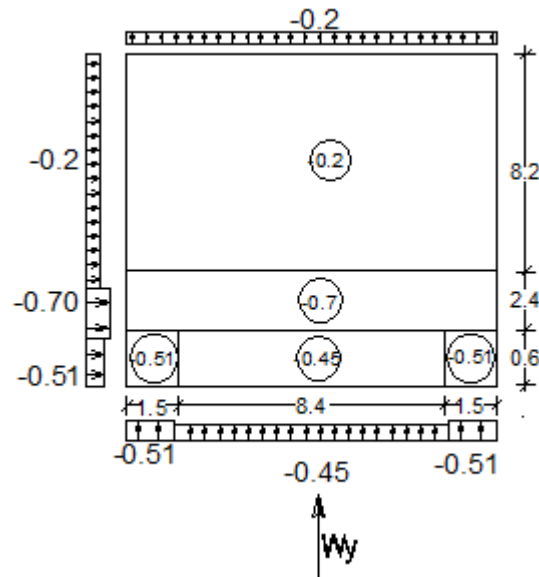


Figura 3.16 - Coeficientes de Pressão Exterior W_y - Cobertura

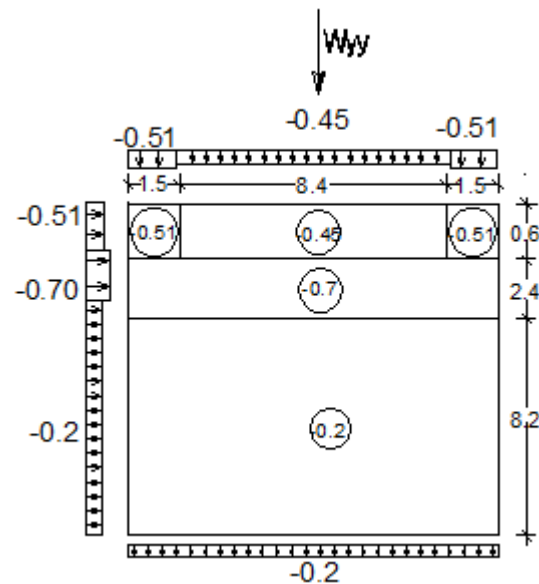


Figura 3.17 - Coeficientes de Pressão Exterior W_{yy} - Cobertura

▪ Coeficientes de Pressão Interiores

Os coeficientes de pressão interiores foram já indicados em 3.5.2.

▪ Coeficientes de Pressão Resultantes

Na zona da cobertura foram também considerados oito hipóteses para a ação do vento, em função das diferentes direções, sentidos e coeficientes de pressão exteriores e interiores.

Os coeficientes de pressão resultantes estão indicados nas Figuras 3.18 e 3.19 e nos Quadros 3.8 e 3.9.

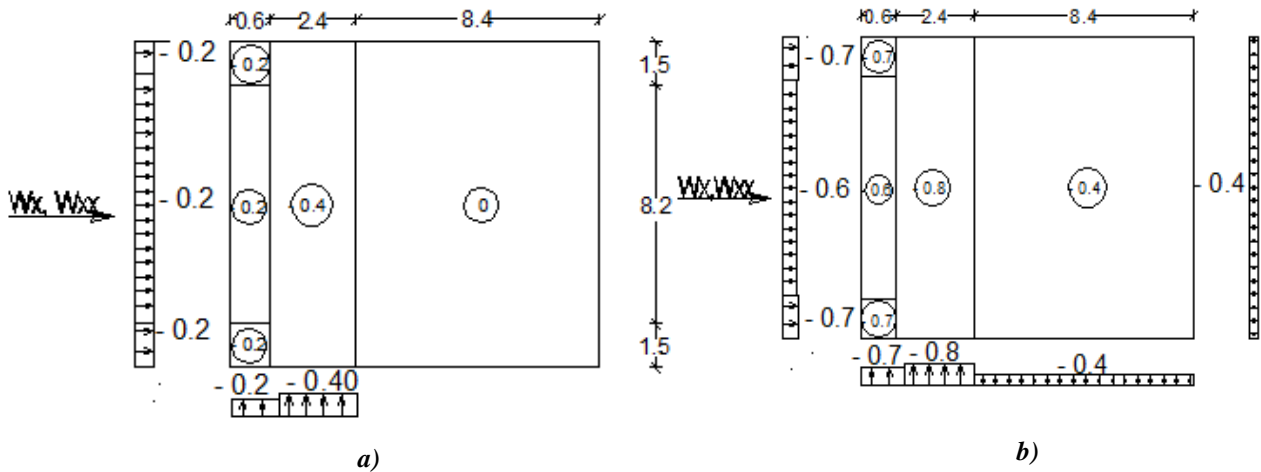


Figura 3.18 - Coeficientes de Pressão Resultantes - Cobertura W_x, W_{xx} – a) 1ª Hipótese
b) 2ª Hipótese

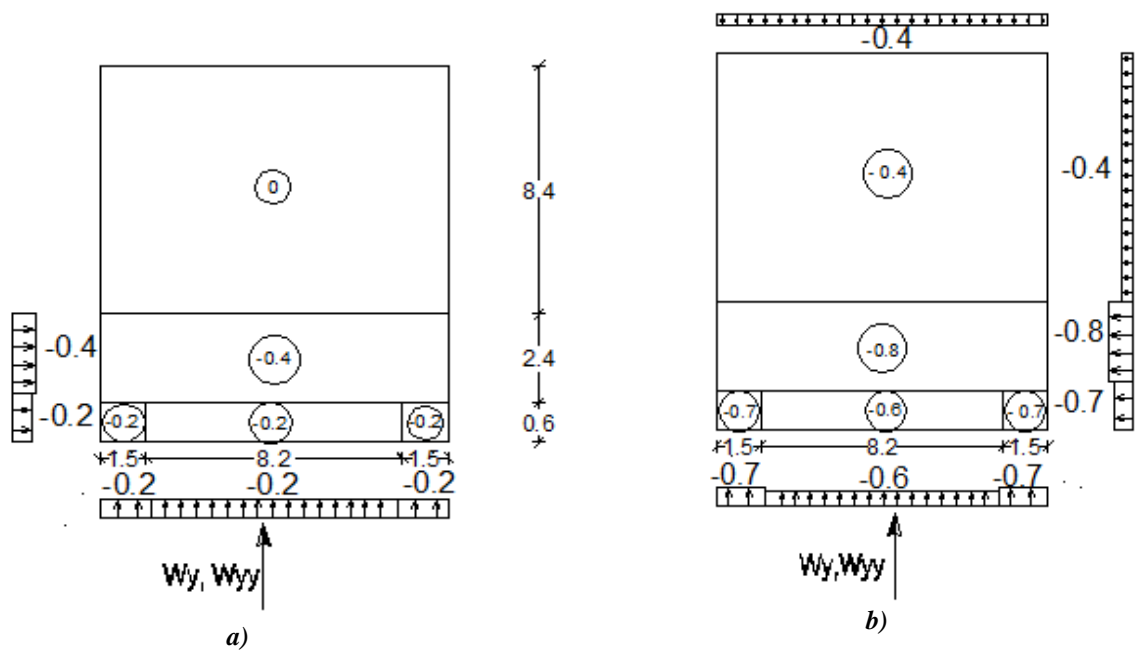


Figura 3.19 - Coeficientes de Pressão Resultantes - Cobertura W_y, W_{yy} – a) 1ª Hipótese
b) 2ª Hipótese

Quadro 3.8 - Ação do Vento na Cobertura nas Direções x e xx

Zonas	h/h_p	$q_p(z)$	$c_s c_d$	W_x, W_{xx}			
				1ª Hipótese		2ª Hipótese	
				$c_{p, Resultante}$	F_w [kN/m ²]	$c_{p, Resultante}$	F_w [kN/m ²]
F	0.367	0.8268	1	-0.3	-0.2	-0.80	-0.7
G				-0.3	-0.2	-0.75	-0.6
H				-0.5	-0.4	-1.0	-0.8
I				0.0	0.0	-0.5	-0.4

Quadro 3.9 - Ação do Vento na Cobertura nas Direções y e yy

Zonas	h/h_p	$q_p(z)$	$c_s c_d$	Wy, Wyy			
				1ª Hipótese		2ª Hipótese	
				$c_{p,Resultante}$	F_w [kN/m ²]	$c_{p,Resultante}$	F_w [kN/m ²]
F	0.367	0.8268	1	-0.3	-0.2	-0.80	-0.7
G				-0.3	-0.2	-0.75	-0.6
H				-0.5	-0.4	-1.0	-0.8
I				0.0	0.0	-0.5	-0.4

3.6 Sismo

A ação sísmica foi realizada a partir dos espectros de resposta, segundo o EC8 previstos para o território nacional, para o concelho onde o edifício irá ser construído.

O Quadro 3.10 indica alguns dos parâmetros necessários no cálculo dos espectros de resposta.

Quadro 3.10 - Determinação dos Espectros de Resposta de Cálculo

Parâmetros de Espectros de Resposta de Cálculo	Ação Sísmica Tipo 1	Ação Sísmica Tipo 2
Tipo de Terreno	B	B
Zona Sísmica	1.2	2.3
Classe de Importância	II	II
γ_I	1	1
a_{gR} (m/s ²)	2	1.7
a_g (m/s ²)	2	1.7
$S_{máx}$	1.35	1.35
T_B (s)	0.1	0.1
T_C (s)	0.6	0.25
T_D (s)	2.0	2.0
$1 \text{ m/s}^2 < a_g < 4 \text{ m/s}^2$ $S = S_{\max} - \frac{S_{\max} - 1}{3}(a_g - 1)$	1.2	1.3
ξ (%)	5	5
η	1	1
q	1.5	1.5
β	0.2	0.2

Considerando o valor recomendado de β igual a 0.2, e os parâmetros definidos anteriormente, foi possível definir os espectros de resposta horizontais elásticos representados na Figura 3.20.

Espetros de Cálculo Tipo 1 e 2 (5% de amortecimento)

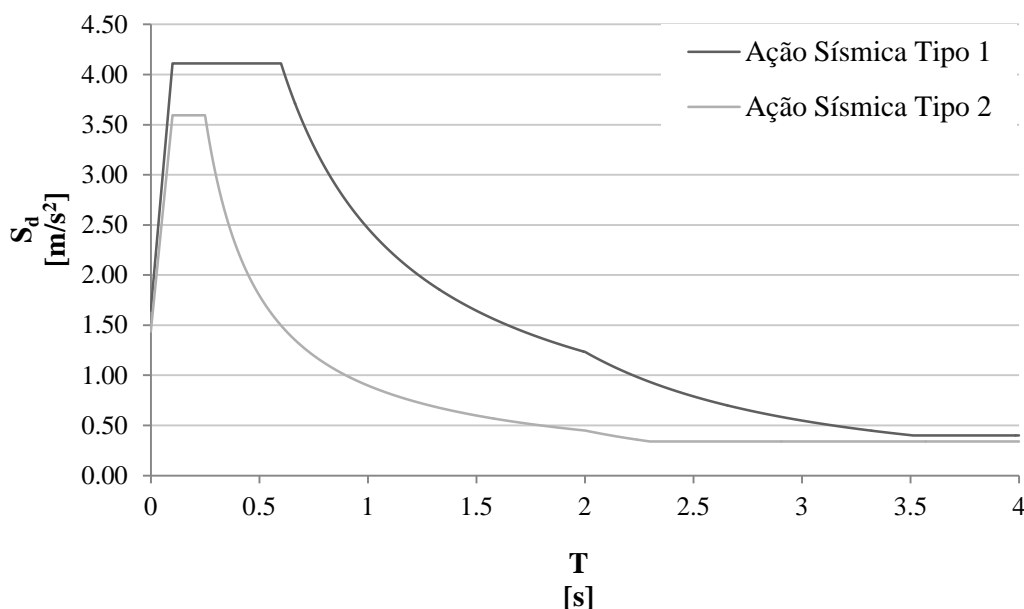


Figura 3.20 - Espetros de Cálculo para Ações Sísmicas do Tipo 1 e 2

No programa de elementos finitos que serviu para o estudo da ação sísmica introduziram-se em ficheiros "txt" as funções espectrais de cálculo, para as ações sísmicas do Tipo 1 e 2, conforme se indica na Figura 3.20.

As combinações das ações sísmicas horizontais estão de acordo com a Cláusula §4.3.3.5.1 (3) da NP EN 1998-1, tendo-se considerado que as componentes horizontais U1 e U2 atuam simultaneamente combinadas segundo os seguintes critérios:

$$E_{Ed,X} "+" 0.3E_{Ed,Y} \quad (\text{Eq. 3.1})$$

$$0.3E_{Ed,X} "+" E_{Ed,Y} \quad (\text{Eq. 3.2})$$

Em que:

"+" – significa "a combinar com";

E_{Edx} – representa os esforços devidos à aplicação da ação sísmica segundo x ;

E_{Eddy} – representa os esforços devidos à aplicação da mesma ação sísmica segundo y .

A partir da função "mass source", do "SAP2000", foram definidas as massas consideradas na análise sísmica, que incluíram as restantes cargas permanentes e as sobrecargas, sendo que as sobrecargas foram multiplicadas pelo coeficiente ψ_2 .

A resposta dinâmica da estrutura foi obtida a partir de uma análise modal, tendo-se considerado o número de modos de vibração necessários de modo a obterem-se fatores de participação modais superiores a 90 % nas duas direções principais x e y.

Apresentam-se nas Figuras 3.21 a 3.24 os modos com maior participação de massa.

▪ **1º Modo de Vibração**

Participação Modal (y-y): 12.5 %
 $f = 1.65 \text{ Hz}$
 $T = 0.605 \text{ s}$

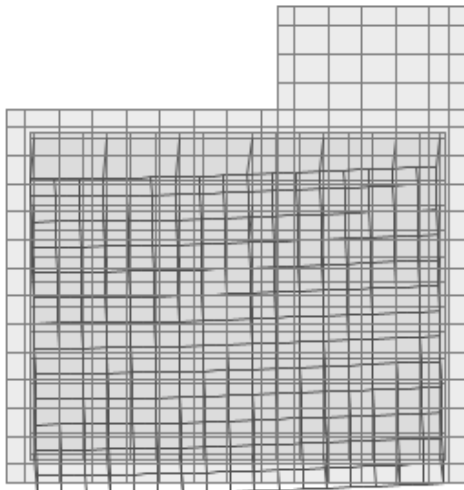


Figura 3.21 - 1º Modo de Vibração

▪ **4º Modo de Vibração**

Participação Modal (y-y): 48.4 %
 $f = 5.2 \text{ Hz}$
 $T = 0.19 \text{ s}$

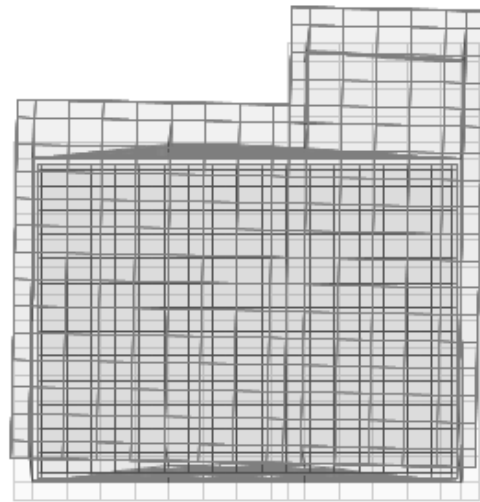


Figura 3.22 - 4º Modo de Vibração

▪ **5º Modo de Vibração**

Participação Modal (x-x): 47 %
 $f = 6.2 \text{ Hz}$
 $T = 0.605 \text{ s}$

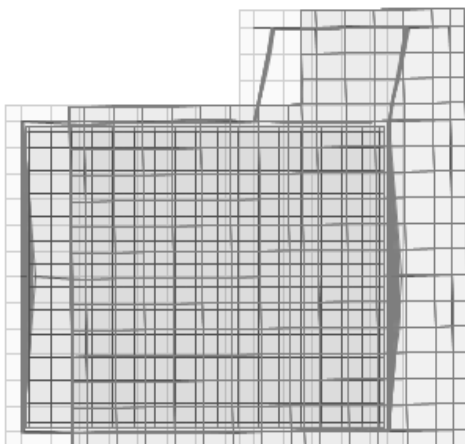


Figura 3.23 - 5º Modo de Vibração

▪ **90º Modo de Vibração**

Participação Modal (y-y): 19 %
 $f = 38.4 \text{ Hz}$
 $T = 0.03 \text{ s}$

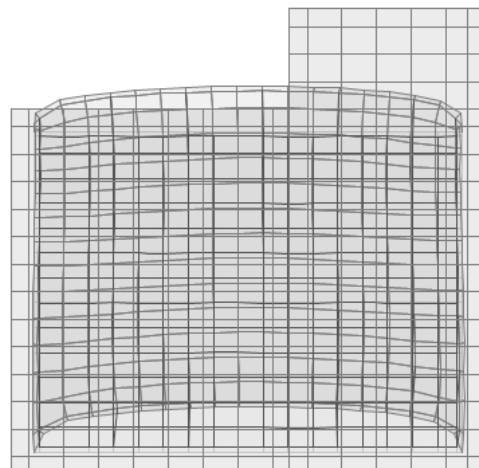


Figura 3.24 - 90º Modo de Vibração

3.7 Impulso das Terras

Os impulsos das terras foram simulados através de uma carga triangular, aplicada nos muros da cave que delimitam o Edifício em todo o perímetro (ver Figura 3.25).

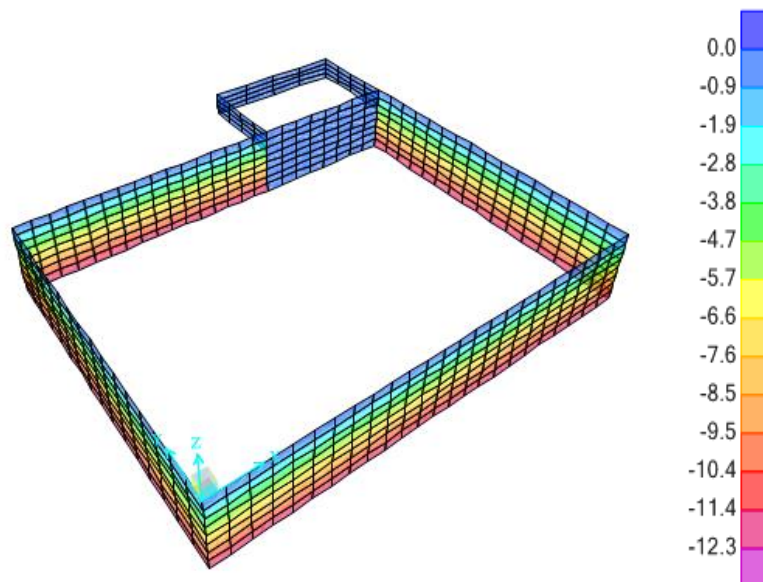


Figura 3.25 - Impulsos de terreno nos muros da cave

4 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO

Para o dimensionamento dos elementos de betão armado foram retirados os esforços do modelo de cálculo e calculadas as armaduras longitudinais e transversais das lajes, vigas, pilares e sapatas, segundo os critérios de dimensionamento definidos na Memória Descritiva.

As lajes e as vigas foram dimensionadas a partir de tabelas elaboradas em folhas de cálculo em "Excel", realizadas para este Projeto, tendo-se utilizado também o *software* de cálculo "Gala Reinforcement" para o dimensionamento orgânico das platibandas, dos pilares e dos muros da cave.

4.1 Lajes

De um modo geral as lajes que constituem os pavimentos dos edifícios só são dimensionadas para cargas verticais perpendiculares ao seu plano médio, sendo a resistência às ações horizontais garantida pelo esqueleto estrutural dos pilares e das vigas.

4.1.1 Dimensionamento

O dimensionamento das lajes foi feito a partir dos esforços envolventes de cálculo, determinados nas duas direções principais, para as combinações de ações mais desfavoráveis dos estados limites últimos.

Os eixos principais das lajes são os indicados na Figura 4.1.

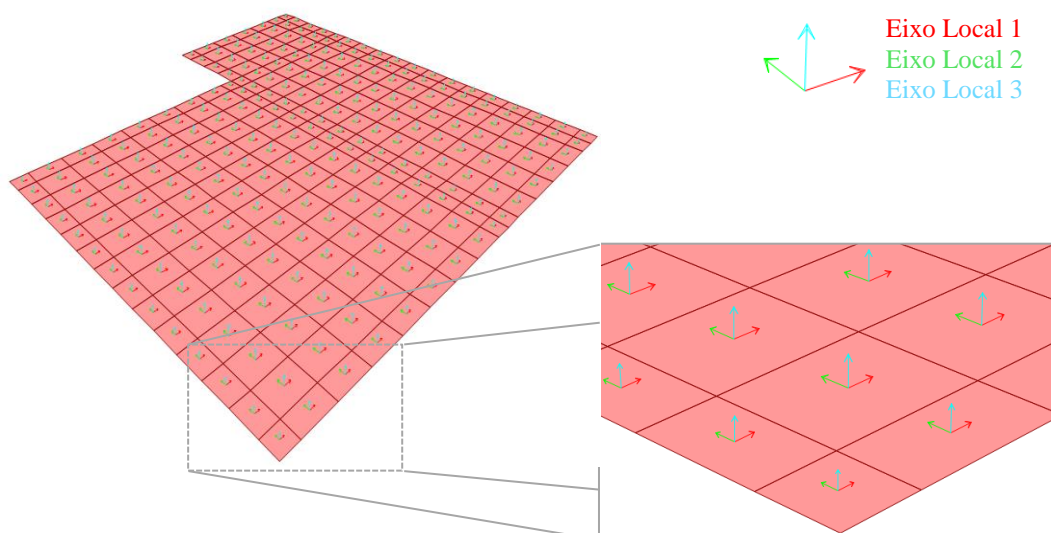


Figura 4.1 - Eixos Locais das Lajes

Os esforços finais dos momentos de cálculo foram obtidos a partir dos seguintes critérios de combinação:

$$M_{11} \geq 0 \longrightarrow M_{Ed,11}^+ = M_{11} + |M_{12}|$$

$$M_{11} < 0 \longrightarrow M_{Ed,11}^- = M_{11} - |M_{12}|$$

$$M_{22} \geq 0 \longrightarrow M_{Ed,22}^+ = M_{22} + |M_{12}|$$

$$M_{22} < 0 \longrightarrow M_{Ed,22}^- = M_{22} - |M_{12}|$$

4.1.2 Lajes da Cobertura

4.1.2.1 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão

Nas figuras seguintes são indicados os momentos positivos e negativos, para as combinações envolventes mais desfavoráveis, das lajes da cobertura determinados no modelo desenvolvido no "SAP2000".

▪ Esforços de Cálculo M_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

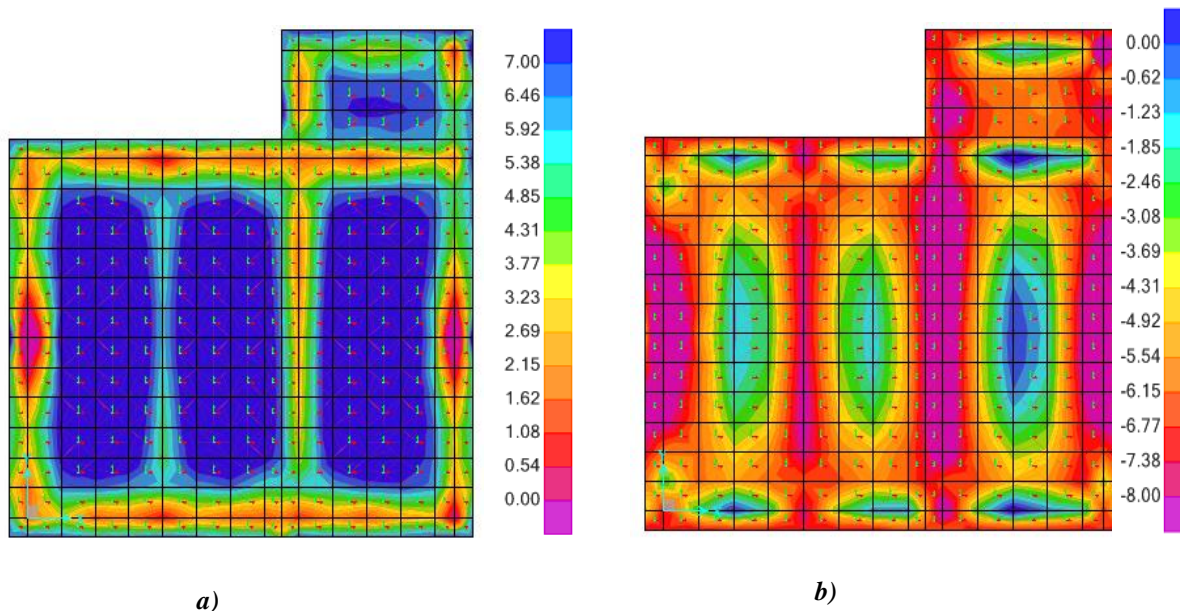


Figura 4.2 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envoltiva Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envoltiva Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

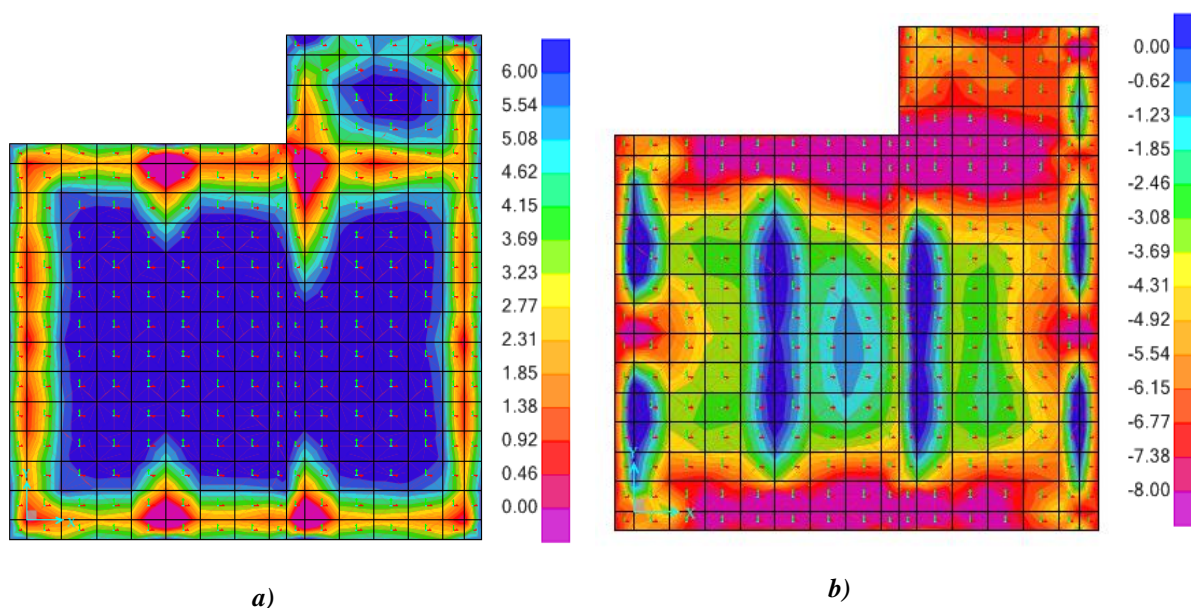


Figura 4.3 - M_{22} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{12} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

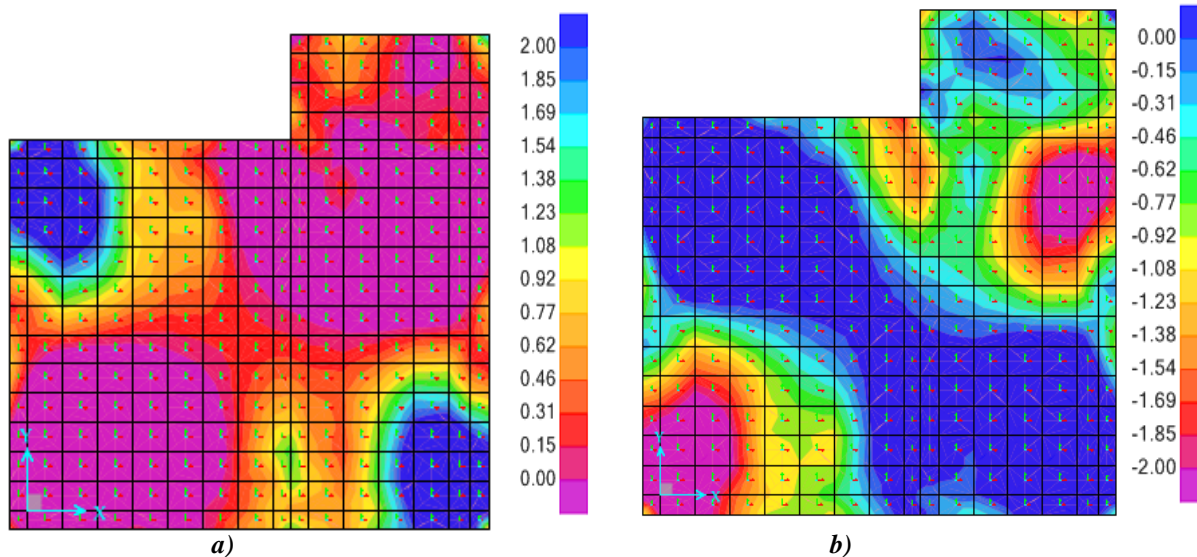


Figura 4.4 - M_{12} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

Para as armaduras de flexão respeitaram-se os critérios de dimensionamento indicados na Memória Descritiva.

O Quadro 4.1 indica todos os parâmetros e expressões necessárias ao dimensionamento das lajes do Edifício.

Quadro 4.1 - Armaduras de Flexão das Lajes da Cobertura

<i> Materiais </i>		<i> Armaduras de Flexão Principais </i>								<i> Armaduras de Distribuição </i>			
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 1 \text{ m}$ $h = 0.16 \text{ m}$	A500 $f_{vk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 3 \text{ cm}$ $d = 0.13 \text{ m}$	M_{Ed} [kN.m/m]	μ	ω	$A_{s,c\acute{a}lculo}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado}$ [cm ² /m]	Armaduras	$0.2 A_s$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado,dist.}$ [cm ² /m]	Armaduras	
L_{1.1}	Env_E.L.U	M_{11Ed}^+	3	0.011	0.011	0.53	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{11Ed-}	-1.5	0.005	0.005	0.27	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed+}	2.5	0.009	0.009	0.44	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed-}	-5	0.018	0.018	0.89	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
L_{1.2}	Env_E.L.U	M_{11Ed}^+	8	0.028	0.029	1.44	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{11Ed-}	-5	0.018	0.018	0.89	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed+}	6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed-}	-6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
L_{1.3}	Env_E.L.U	M_{11Ed}^+	6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{11Ed-}	-2	0.007	0.007	0.36	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed+}	6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed-}	-6.5	0.023	0.023	1.16	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
L_{1.4}	Env_E.L.U	M_{11Ed}^+	8	0.028	0.029	1.44	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{11Ed-}	-7	0.025	0.025	1.25	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed+}	6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25
		M_{22Ed-}	-6	0.021	0.022	1.07	1.76	64.0	4.02	φ8//0.125	0.804	2.01	φ8//0.25

4.1.2.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso

O dimensionamento ao esforço transverso das lajes da cobertura foi realizado com base nos esforços envolventes mais condicionantes tendo em a conta a resistência do betão ao corte.

▪ **Esforços de Cálculo V_{23} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima**

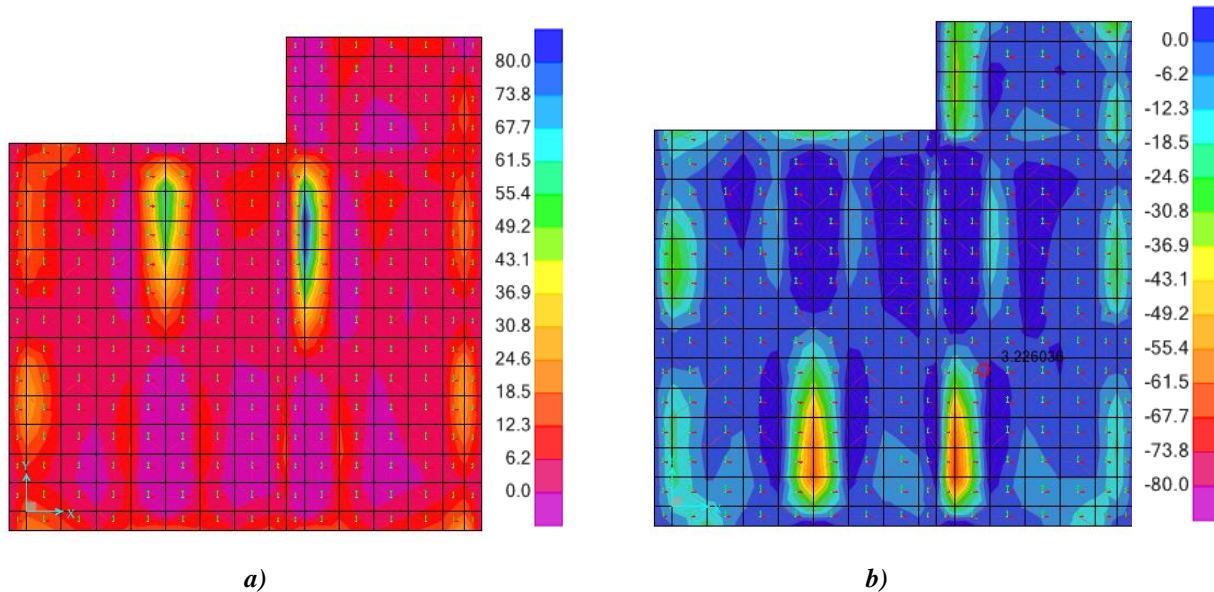


Figura 4.5 - V_{23} (kN) – a) Envolvente Máxima dos Esforços Transversos Positivos; b) Envolvente Mínima dos Esforços Transversos Negativos

O Quadro 4.2 resume as verificações realizadas para o esforço transverso.

Quadro 4.2 - Verificação de Esforço Transverso das Lajes da Cobertura

<i>Materiais</i>		<i>Armaduras de Esforço Transverso</i>										
C25/30 $f_{ck}=25$ Mpa $b = 1$ m $h = 0.16$ m		A500 $f_{yk} = 500$ Mpa Rec.= 3 cm $d = 0.13$ m										
Lajes	Combinação	V_{Ed} [kN]	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	k_1	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rdc} [kN]	Obs.		
L _{1.1}	Env_E.L.U	V_{Ed23}^+	14	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
		V_{Ed23}^-	-7	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
L _{1.2}	Env_E.L.U	V_{Ed23}^+	41	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
		V_{Ed23}^-	-33	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
L _{1.3}	Env_E.L.U	V_{Ed23}^+	38	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
		V_{Ed23}^-	-30	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
L _{1.4}	Env_E.L.U	V_{Ed23}^+	25	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	
		V_{Ed23}^-	-11	0.12	2	0.003	0.15	0	0.49	64.3	Verifica	

4.1.2.3 Estados Limites de Utilização – Controlo de Fendilhação

Em lajes com trações axiais pouco significativas dispensa-se a verificação da fendilhação.

4.1.2.4 Estados Limites de Utilização – Controlo de Deformação

As deformações máximas em todas as lajes da cobertura são inferiores à deformação admissível ($\delta < L/250$).

4.1.3 Laje Térrea

4.1.3.1 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão

Os esforços de cálculo para a determinação das armaduras de flexão são os indicados nas Figuras 4.6 a 4.8.

- Esforços de Cálculo M_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

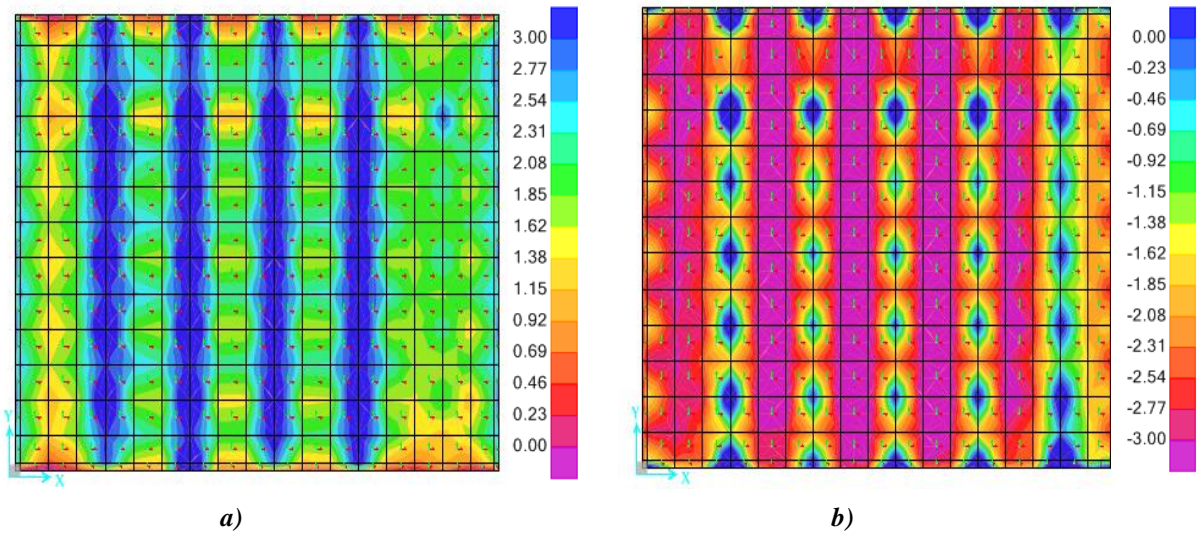


Figura 4.6 - M_{11} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

- Esforços de Cálculo M_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

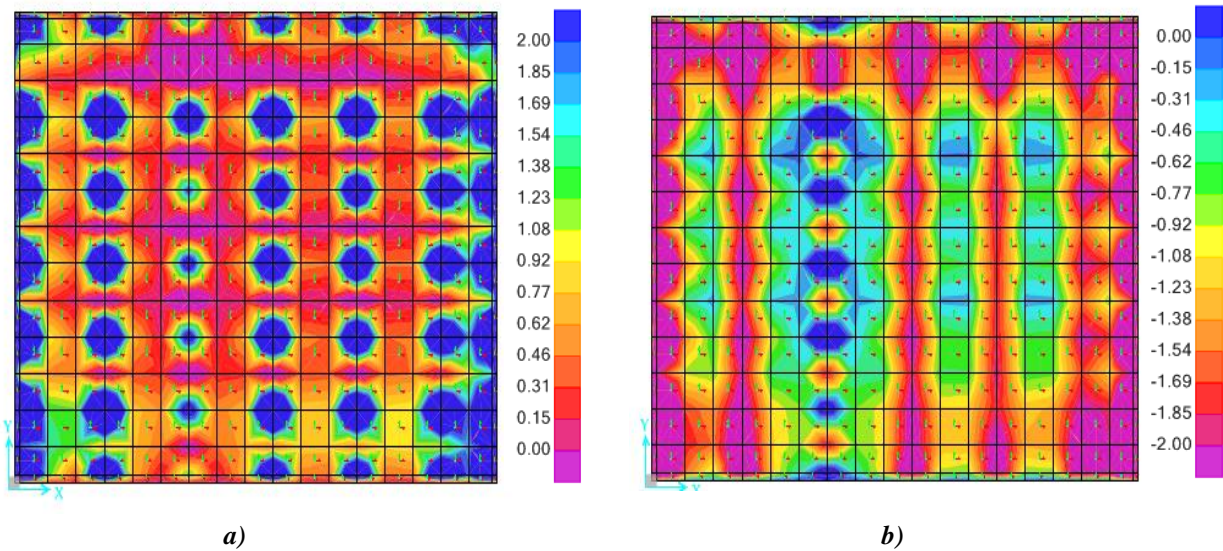
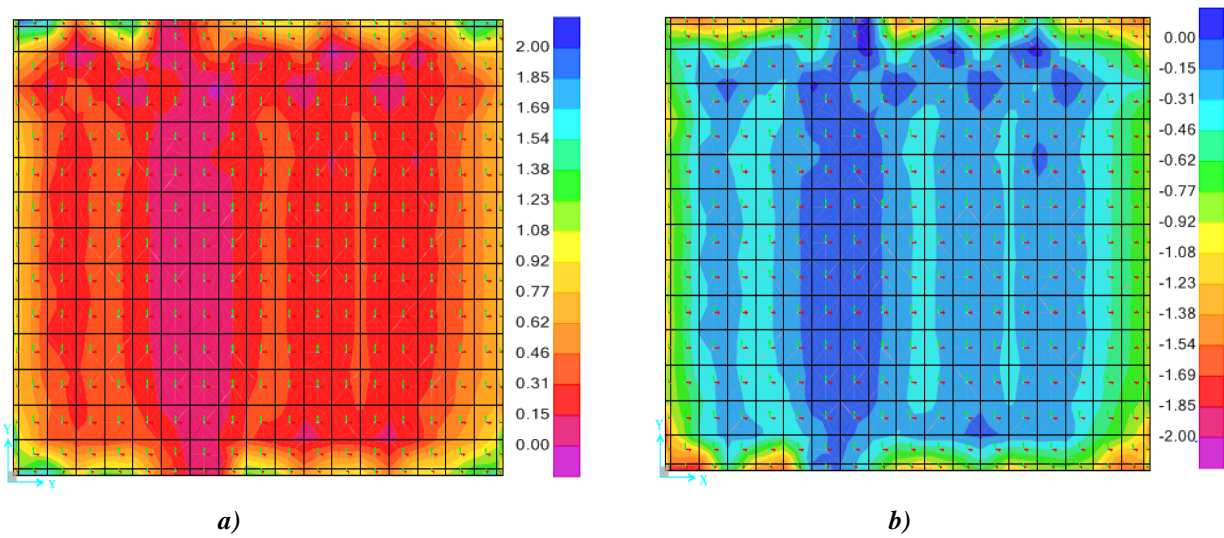


Figura 4.7 - M_{22} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{12} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima



**Figura 4.8 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envoltiva Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envoltiva Mínima dos Momentos Negativos**

No Quadro 4.3 resume-se o dimensionamento da laje térrea.

Quadro 4.3 - Armaduras de Flexão da Laje Térrea

<i> Materiais </i>		<i> Armaduras de Flexão Principais </i>								<i> Armaduras de Distribuição </i>			
C25/30 A500 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $b = 1 \text{ m}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $h = 0.15 \text{ m}$ $d = 0.11 \text{ m}$													
Lajes	Combinações	M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	$A_{s,c\acute{a}lculo}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado}$ [cm ² /m]	Armaduras	$0.2 A_s$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado,dist}$ [cm ² /m]	Armaduras	
L_{T.1}	Env_E.L.U	M_{11Ed}^+	5	0.0248	0.025	1.06	1.49	60	1.62	φ6//0.175	0.32	1.62	φ6//0.175
		M_{11Ed}^-	-5	0.0248	0.025	1.06	1.49	60	1.62	φ6//0.175	0.32	1.62	φ6//0.175
		M_{22Ed}^+	5	0.0248	0.025	1.06	1.49	60	1.62	φ6//0.175	0.32	1.62	φ6//0.175
		M_{22Ed}^-	-5	0.0248	0.025	1.06	1.49	60	1.62	φ6//0.175	0.32	1.62	φ6//0.175

4.1.3.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso

As figuras seguintes representam os diagramas das envolventes mais desfavoráveis do esforço transverso empregues na verificação de segurança das lajes.

▪ Esforços de Cálculo V_{23} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

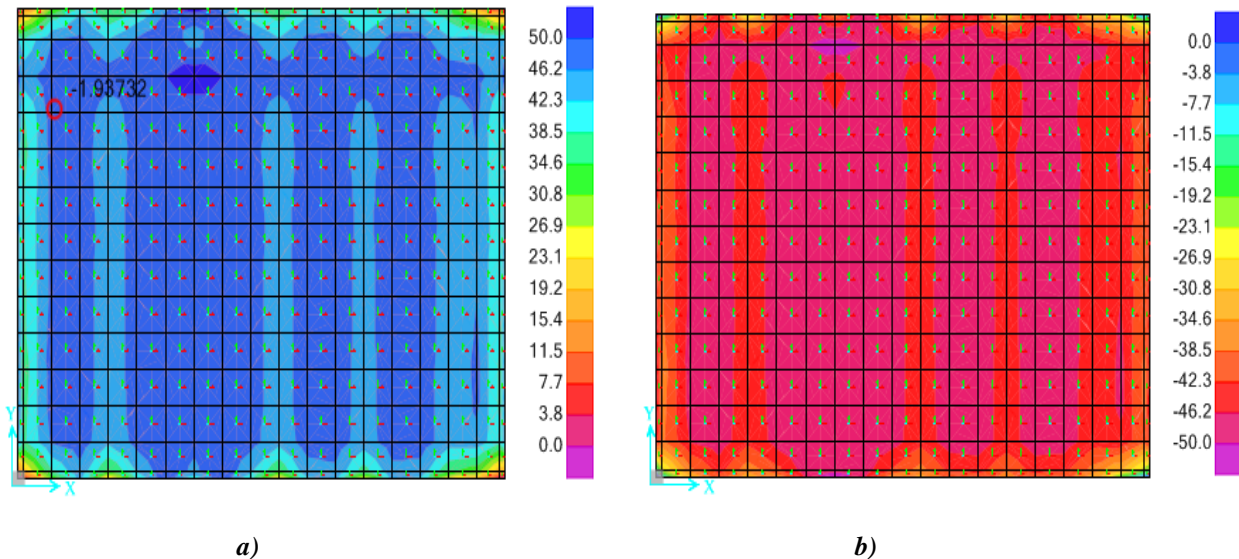


Figura 4.9 - V_{23} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Eforços Transversos Positivos; *b)* Envolvente Mínima dos Eforços Transversos Negativos

▪ Esforços de Cálculo V_{13} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

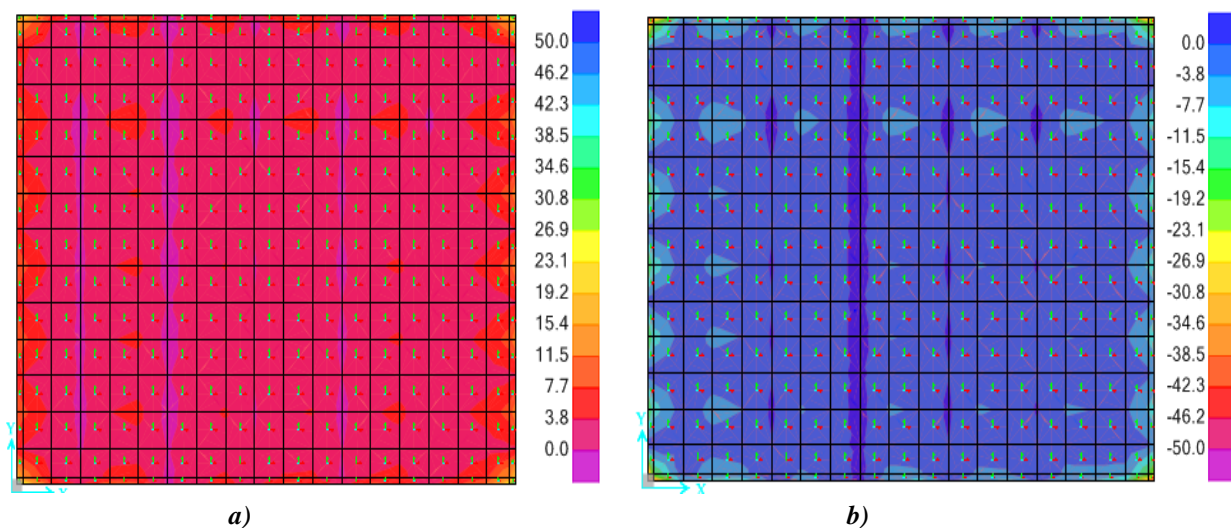


Figura 4.10 - V_{13} (kN.m/m) – *a)* Envolvente Máxima dos Eforços Transversos Positivos; *b)* Envolvente Mínima dos Eforços Transversos Negativos

No Quadro 4.4 é feita a verificação de segurança da laje ao esforço transverso.

Quadro 4.4 - Verificação de Segurança ao Esforço Transverso da Laje Térrea

Materiais		Armaduras de Esforço Transverso											
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 1 \text{ m}$ $h = 0.15 \text{ m}$		A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $d = 0.11 \text{ m}$											
Lajes	Combinação	V_{Ed} [kN]	$C_{Rd,c}$	k	ρ_1	k_1	σ_{cp}	v_{min}	V_{Rdc} [kN]	Obs.			
L _{T1}	Env_E.L.U	V_{Ed23}^+	23	0.12	2	0.001	0.15	0	0.49	54.4	Verifica		
		V_{Ed23}^-	-13	0.12	2	0.001	0.15	0	0.49	54.4	Verifica		

4.2 Platibandas

4.2.1 Dimensionamento

O dimensionamento foi realizado tendo-se considerado os momentos fletores M_{11} , M_{22} e M_{12} e os esforços axiais F_{11} e F_{22} de cálculo, tendo as armaduras sido calculadas com recurso ao "GaLa Reinforcement" a partir de ábacos de flexão composta.

A Figura 4.11 indica os eixos das lajes das platibandas.

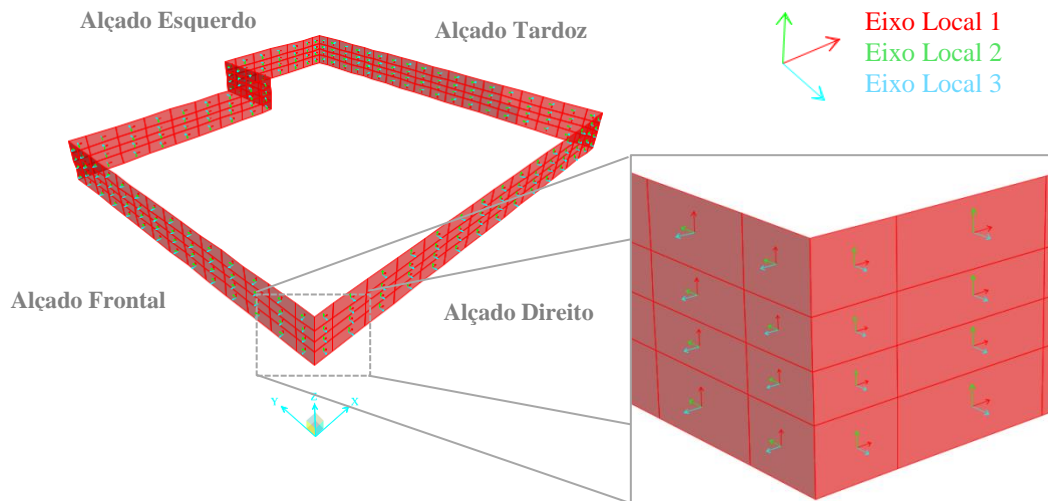


Figura 4.11 - Eixos Locais das Platibandas

4.2.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Verticais e Horizontais

Nas Figuras seguintes estão indicados esforços das combinações envolventes máximas e mínimas de cálculo.

▪ Esforços de Cálculo M_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

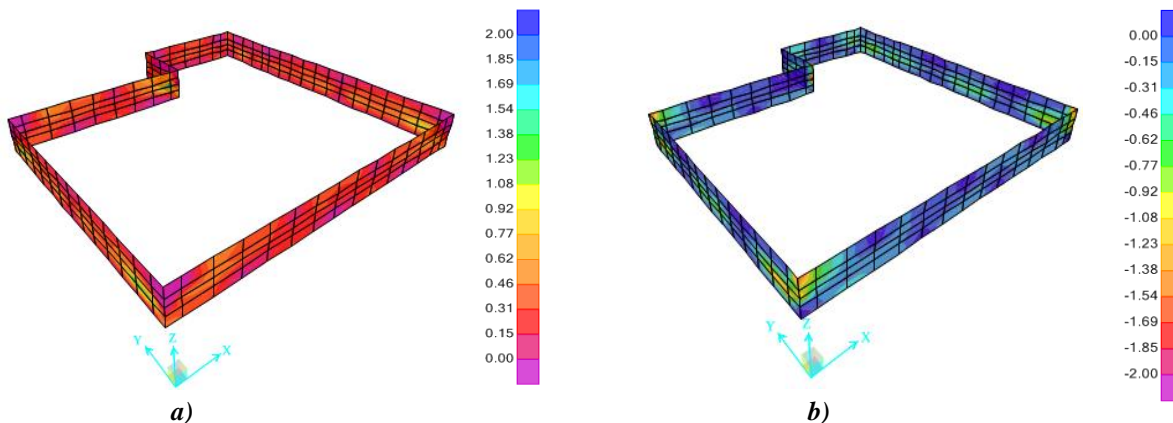


Figura 4.12 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

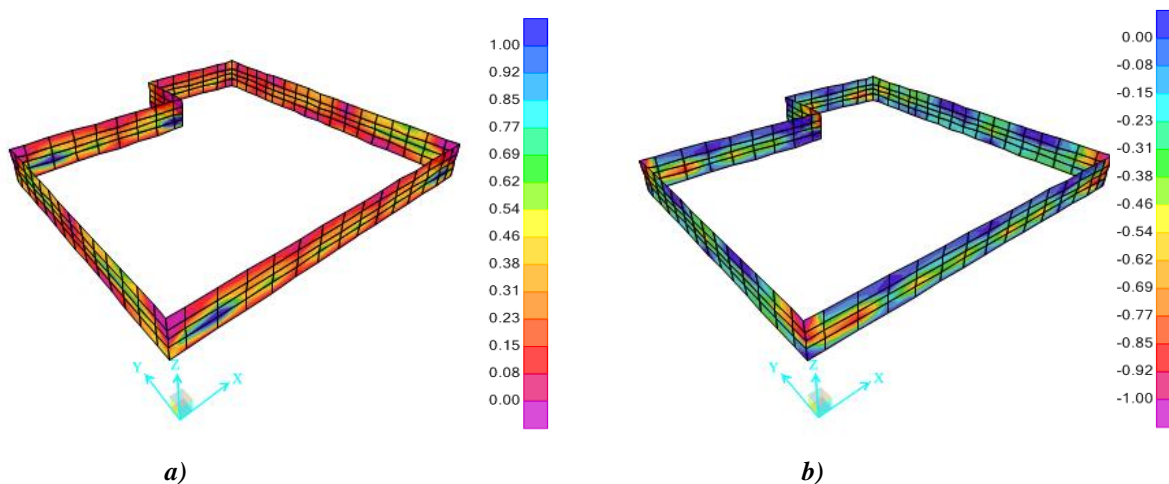


Figura 4.13 – M_{22} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{12} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

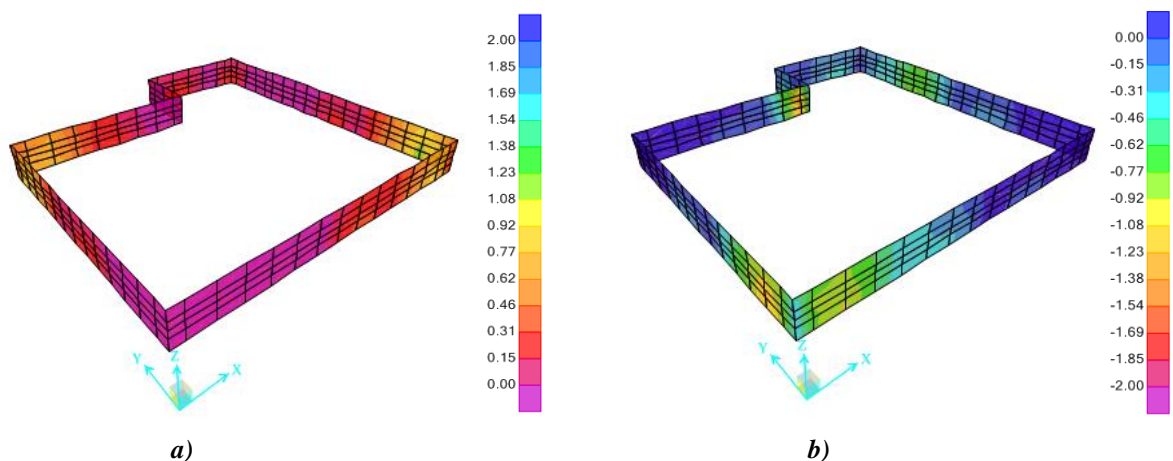


Figura 4.14 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo F_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

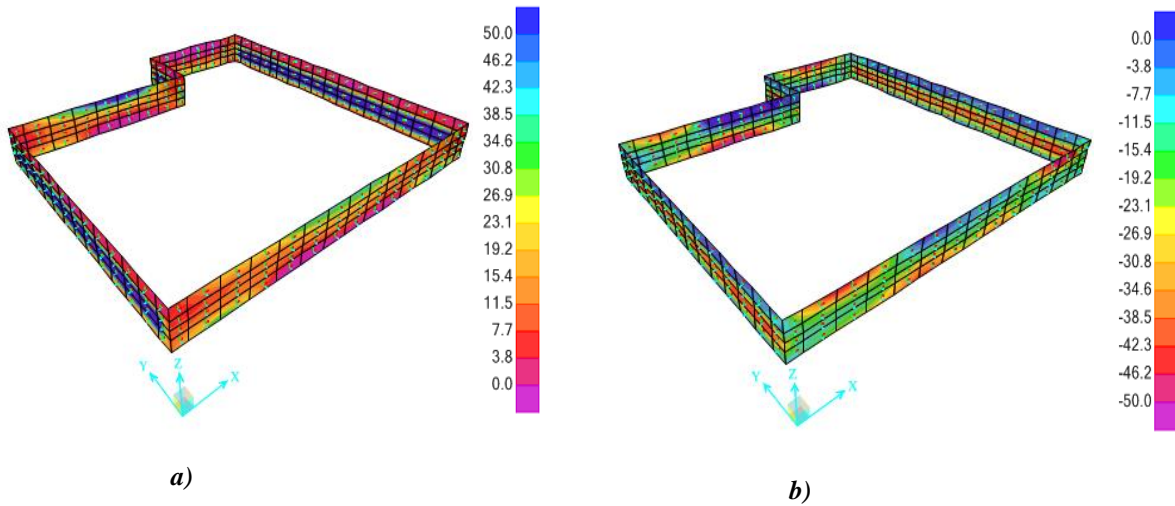


Figura 4.15 - F_{11} (kN) – a) Envolvente Máxima dos Esforços Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Esforços Negativos

▪ Esforços de Cálculo F_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

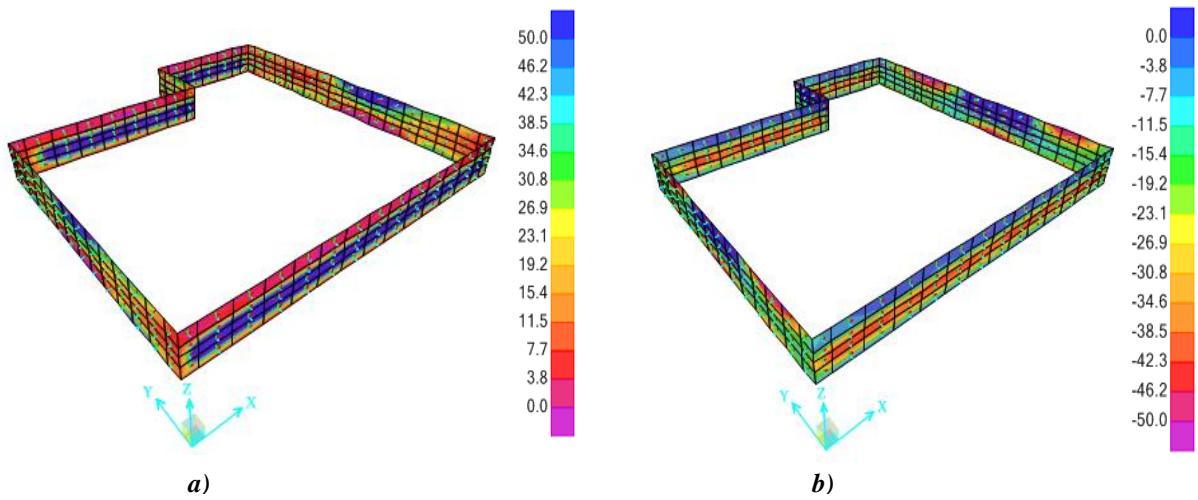


Figura 4.16 - F_{22} (kN) – a) Envolvente Máxima dos Esforços Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Esforços Negativos

Armaduras horizontais e verticais

Na Figura 4.17 indica-se as armaduras resultantes dos cálculos efetuados.

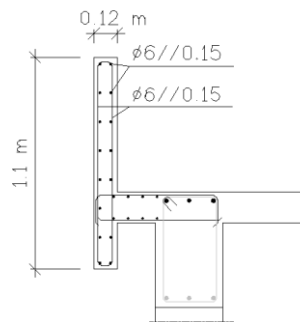


Figura 4.17 - Corte Transversal Tipo das Platibandas

4.2.3 Estados Limites de Utilização – Controlo da Fendilhação

A fendilhação foi também analisada tendo-se constatado que as aberturas são inferiores aos máximos regulamentares.

4.3 Muros

4.3.1 Dimensionamento

O dimensionamento das paredes dos muros foi feito aos Estados Limites Últimos e de Utilização, tendo-se considerado os momentos fletores M_{11} , M_{22} e M_{12} e os esforços axiais F_{11} e F_{22} de cálculo.

Na Figura 4.18 indica-se os eixos locais dos muros da cave.

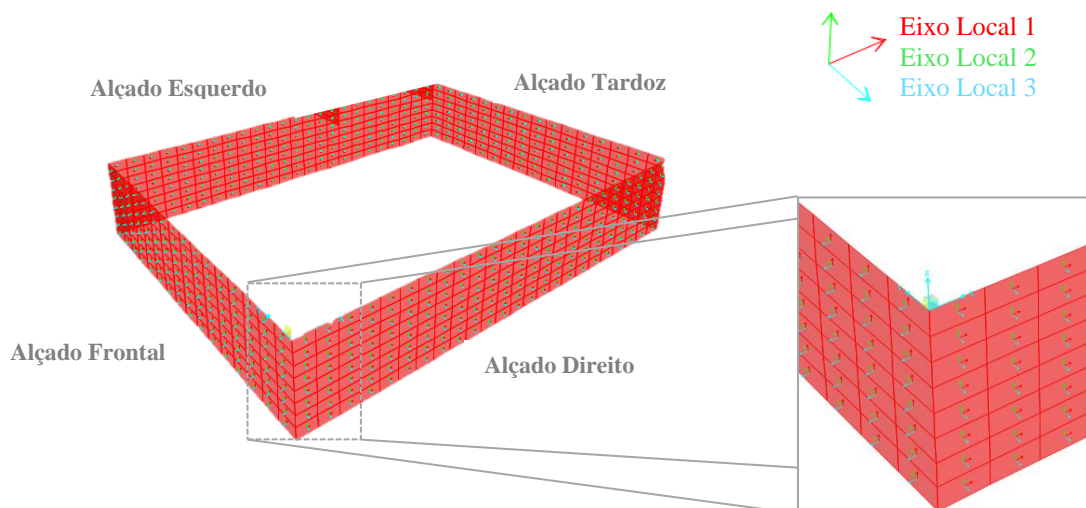


Figura 4.18 - Eixos Locais dos Muros da Cave

4.3.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Verticais e Horizontais

Nas Figuras 4.19 a 4.23 estão indicados os esforços das combinações envolventes máximas e mínimas necessários no cálculo das armaduras dos muros da cave.

▪ Esforços de Cálculo M_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

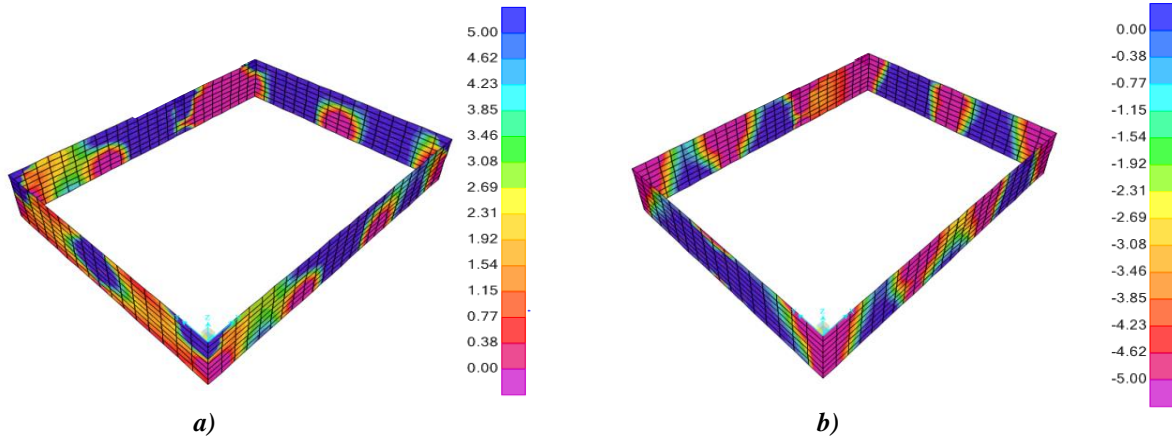


Figura 4.19 - M_{11} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

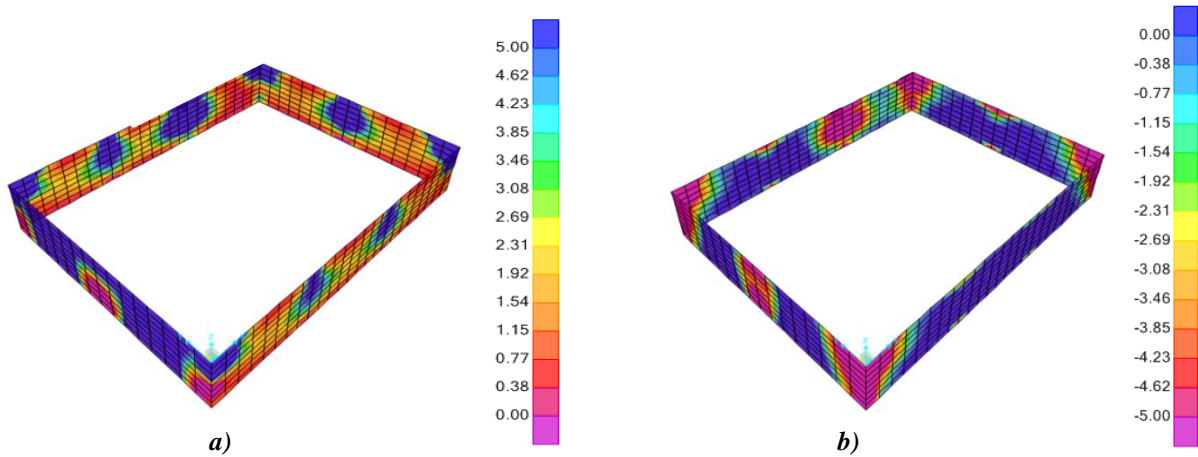


Figura 4.20 - M_{22} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ Esforços de Cálculo M_{12} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

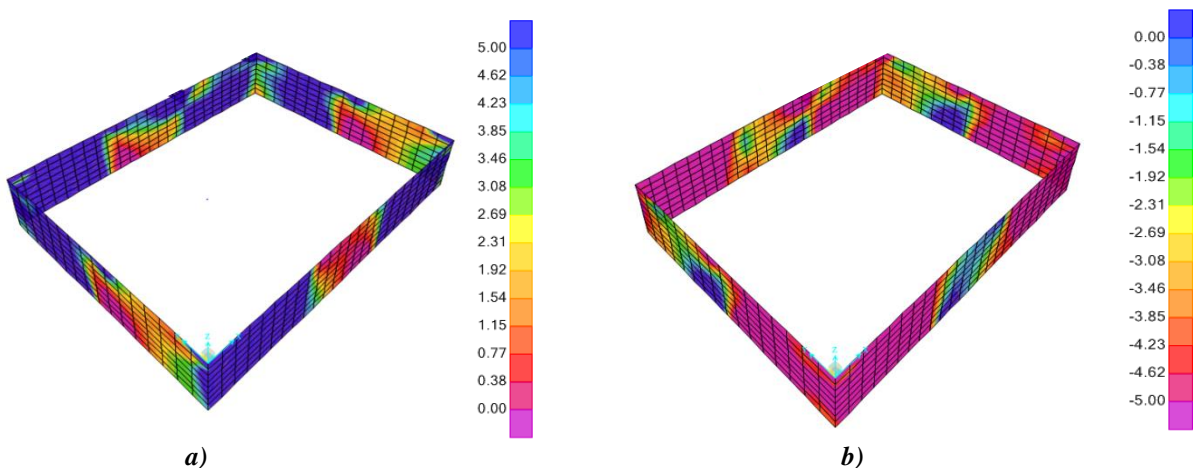


Figura 4.21 - M_{12} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Momentos Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Momentos Negativos

▪ **Esforços de Cálculo F_{11} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima**

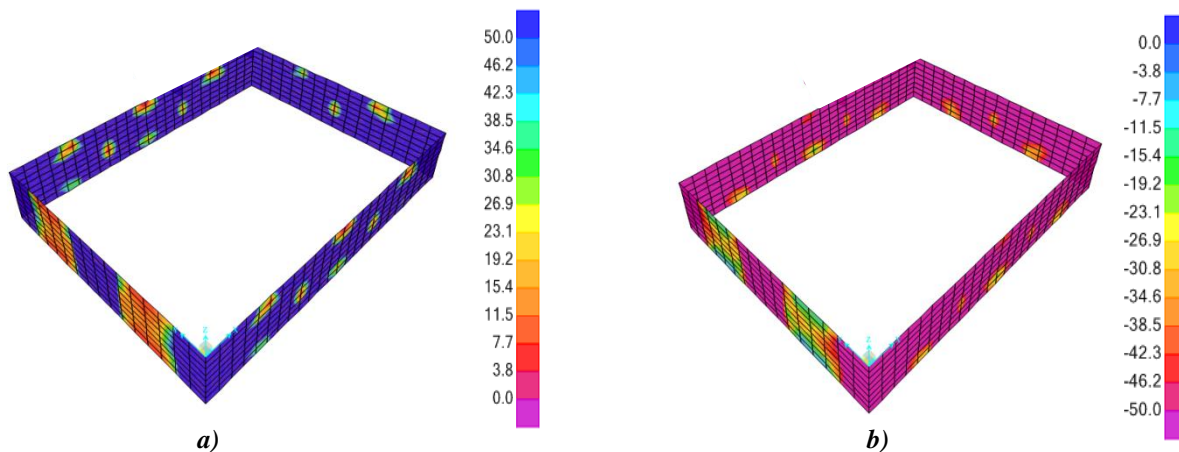


Figura 4.22 - F_{11} (kN) – *a)* Envolvente Máxima dos Esforços Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Esforços Negativos

▪ **Esforços de Cálculo F_{22} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima**

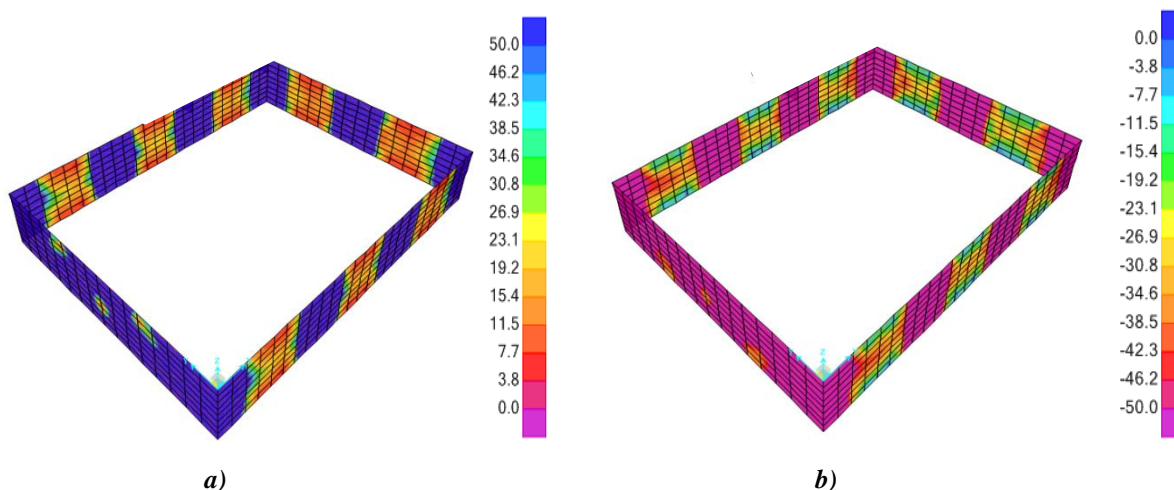


Figura 4.23 - F_{22} (kN) – *a)* Envolvente Máxima dos Esforços Positivos;
b) Envolvente Mínima dos Esforços Negativos

▪ **Dimensionamento Orgânico**

As paredes dos muros comportam-se como vigas-paredes e as armaduras são as indicadas na Figura 4.24.

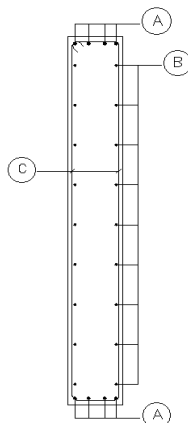


Figura 4.24 - Identificação das armaduras dos muros

Simbologia:

- (A) – Armaduras horizontais superiores e inferiores;
- (B) – Armaduras horizontais;
- (C) – Armaduras verticais.

As áreas das armaduras horizontais e verticais dos muros foram calculadas independentemente nas duas direções, a partir dos esforços de cálculo $F_{11} + M_{11}$ e $F_{22} + M_{22}$, tal como mostram os ábacos das Figuras 4.25 a 4.28.

Muros do Alçado Frontal

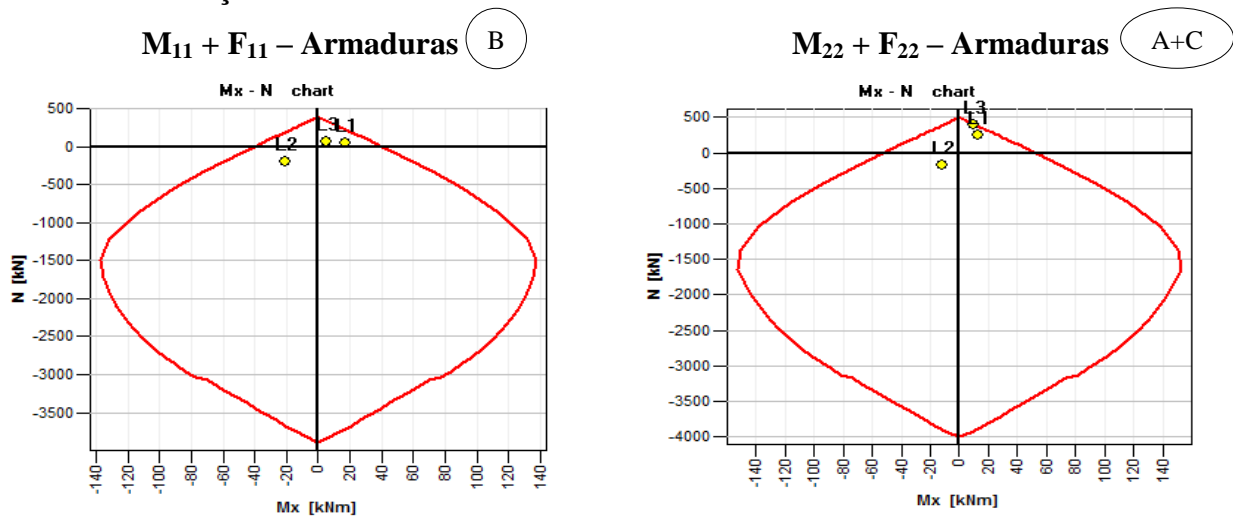


Figura 4.25 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Frontal

Armaduras Muros do Alçado Lateral Direito

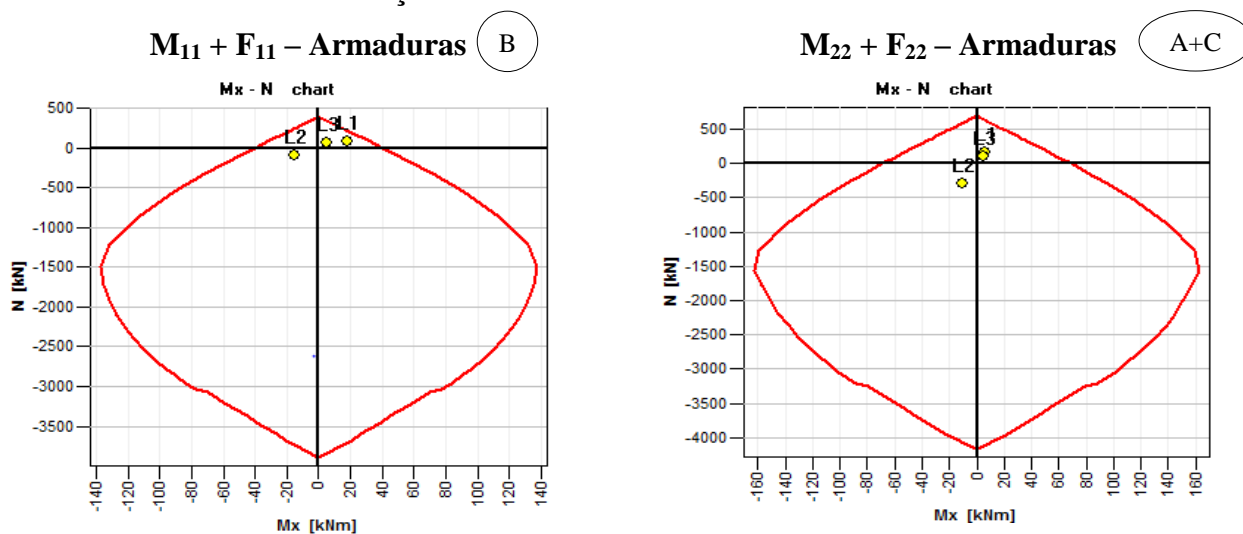


Figura 4.26 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Lateral Direito

Muros do Alçado Lateral Esquerdo

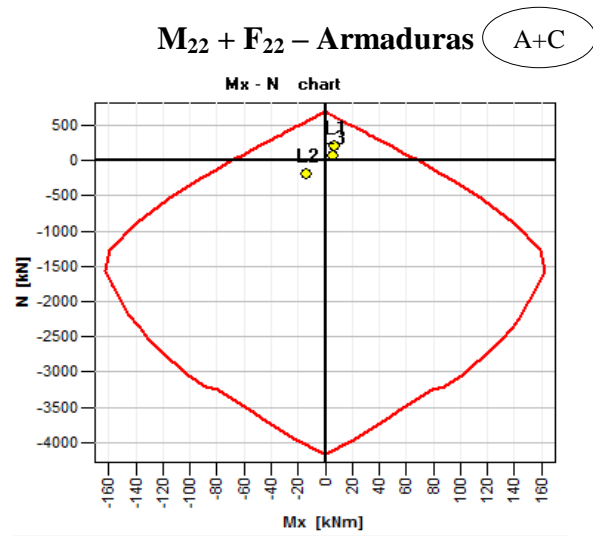
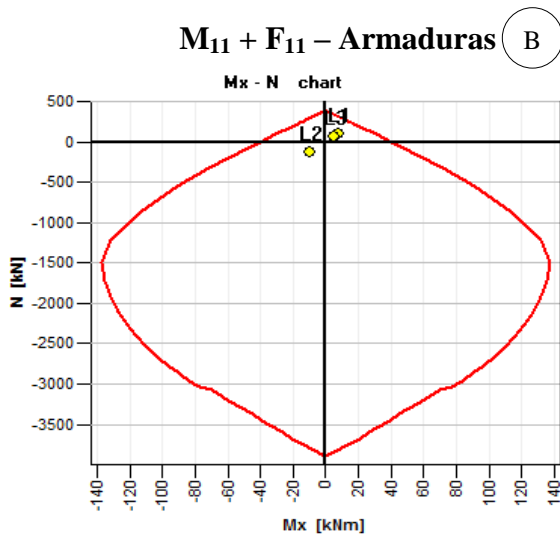


Figura 4.27 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Lateral Esquerdo

Muros do Alçado Tardoz

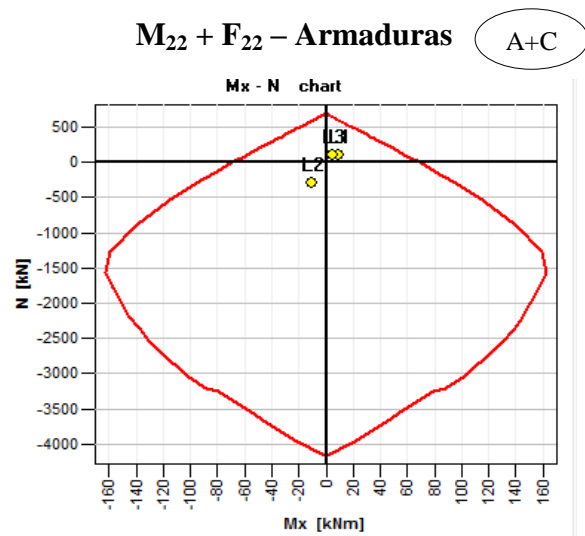
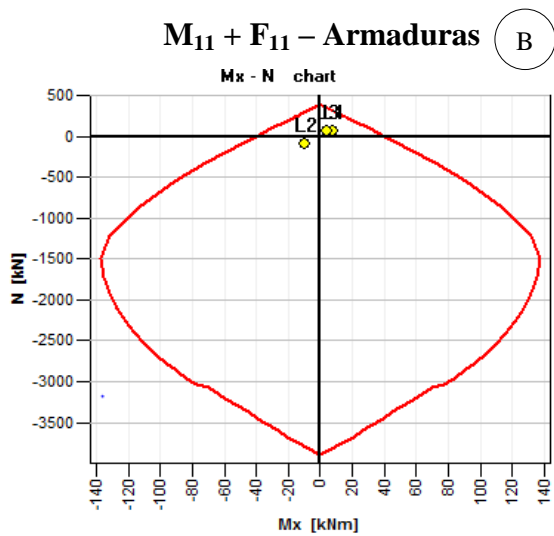


Figura 4.28 - Ábacos de Flexão Composta dos Muros do Alçado Tardoz

No Quadro 4.5 indica-se um quadro resumo das armaduras dos muros.

Quadro 4.5 - Armaduras dos Muros

Materiais		Armaduras				Armaduras			
C25/30 A500 $f_{ck} = 25\text{Mpa}$ $f_{yk} = 500\text{Mpa}$ $b = 0.12\text{ m}$ $Rec. = 4\text{cm}$ $h = 1.1\text{ m}$ $d = 1.81\text{m}$		B				A+C			
Secções	Faces	Esforços de Cálculo	$A_{s,hmin}$ [cm^2/m]	$A_{s,h,adotada}$ [cm^2/m]	Armaduras	Esforços de Cálculo	$A_{s,vmin}$ [cm^2/m]	$A_{s,v,adotada}$ [cm^2/m]	Armaduras
Alçado Frontal	Interior Exterior	$M_{11}+F_{11}$	2.5	3.14	4 ϕ 10	$M_{22}+F_{22}$	5.0	7.07	9 ϕ 10
Alçado Lateral Direito	Interior Exterior	$M_{11}+F_{11}$	2.5	3.14	4 ϕ 10	$M_{22}+F_{22}$	5.0	7.07	9 ϕ 10
Alçado Esquerdo	Interior Exterior	$M_{11}+F_{11}$	2.5	3.14	4 ϕ 10	$M_{22}+F_{22}$	5.0	7.07	9 ϕ 10
Alçado Tardoz	Interior Exterior	$M_{11}+F_{11}$	2.5	3.14	4 ϕ 10	$M_{22}+F_{22}$	5.0	7.07	9 ϕ 10

4.3.3 Estados Limites Últimos – Armaduras Transversais

As figuras seguintes representam os diagramas de esforços transversos mais desfavoráveis, de todos os muros na verificação ao esforço transverso.

▪ Esforços de Cálculo V_{23} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

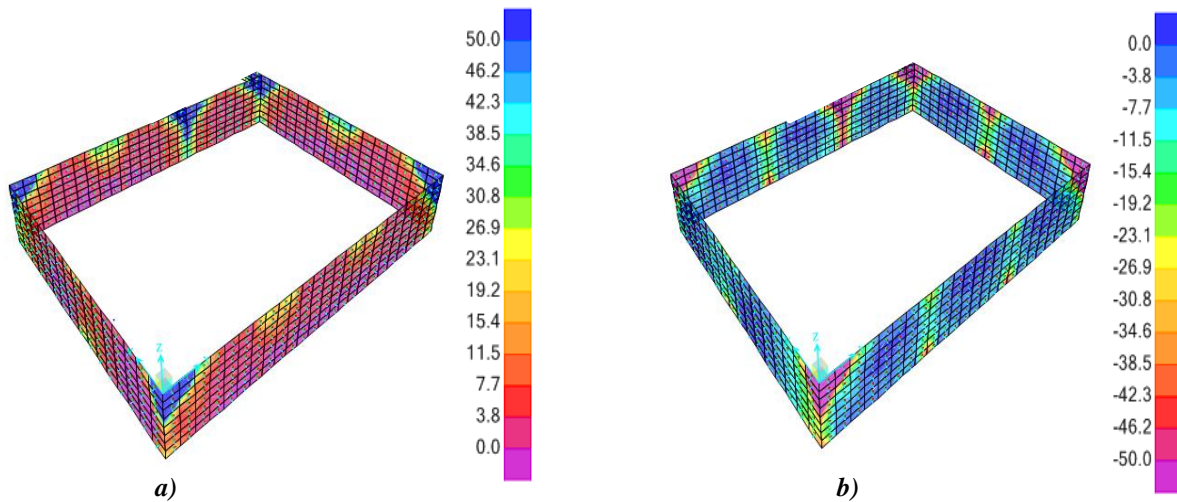


Figura 4.29 - V_{23} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Esforços Transversos Positivos; b) Envolvente Mínima dos Esforços Transversos Negativos

▪ Esforços de Cálculo V_{13} para as Combinações Envolventes Máxima e Mínima

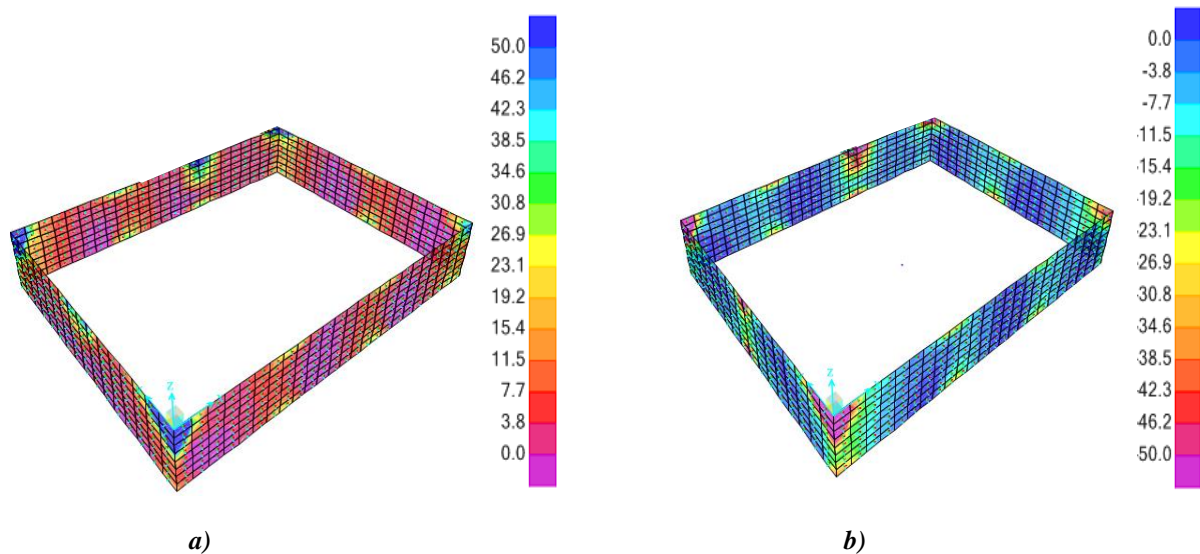


Figura 4.30 - V_{13} (kN.m/m) – a) Envolvente Máxima dos Esforços Transversos Positivos; b) Envolvente Mínima dos Esforços Transversos Negativos

O Quadro seguinte apresenta a verificação do esforço transverso resistente máximo das paredes dos muros.

Quadro 4.6 - Verificação do Esforço Transverso Resistente Máximo

Materiais		<i>Esforço Transverso Resistente Máximo</i>					
C25/30 A500 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $b = 0.25 \text{ m}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $h = 1.85 \text{ m}$ $d = 1.81 \text{ m}$							
Muros	Combinação	V_{Ed} [kN]	a_{cw}	ν	θ [°]	$V_{Rd,máx}$ [kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,máx}$
p1	ENV_E.L.U	70	1	0.54	45	1833	Verifica

Na Figura 4.31 indica-se as armaduras adotadas na secção das paredes dos muros.

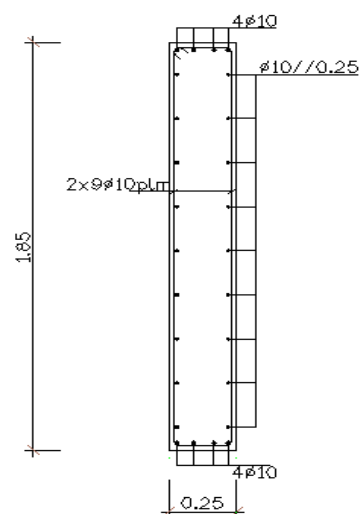
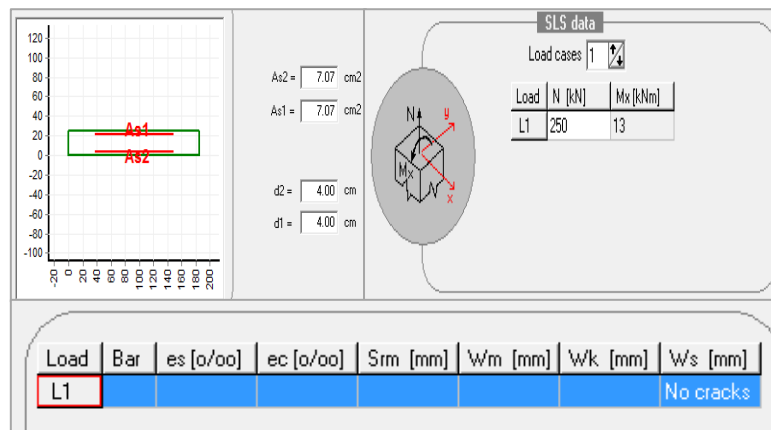


Figura 4.31 - Armaduras das Paredes

4.3.4 Estados Limites de Utilização – Controlo da Fendilhação

O controlo da fendilhação foi realizado através do programa "Gala Reinforcement", tendo-se determinado as dimensões máximas das fendas com base nos esforços mais condicionantes.



Em que:

Figura 4.32 - Controlo de Fendilhação nos Muros (0.25 m x 1.85 m)

e_s – extensão média dos varões;

e_c – extensão do betão;

S_{rm} – espaçamento médio entre fendas;

W_m – espessura média das aberturas ao eixo dos varões;

W_k – espessura de cálculo das aberturas ao eixo dos varões;

W_s – espessura de cálculo das aberturas à face da secção.

4.4 Vigas da Cobertura

4.4.1 Dimensionamento

O dimensionamento orgânico foi realizado a partir de folhas de cálculo em "Excel", recorrendo também ao *software* "Gala Reinforcement", com base nos esforços de cálculo.

A Figura 4.33 indica os eixos locais das vigas.

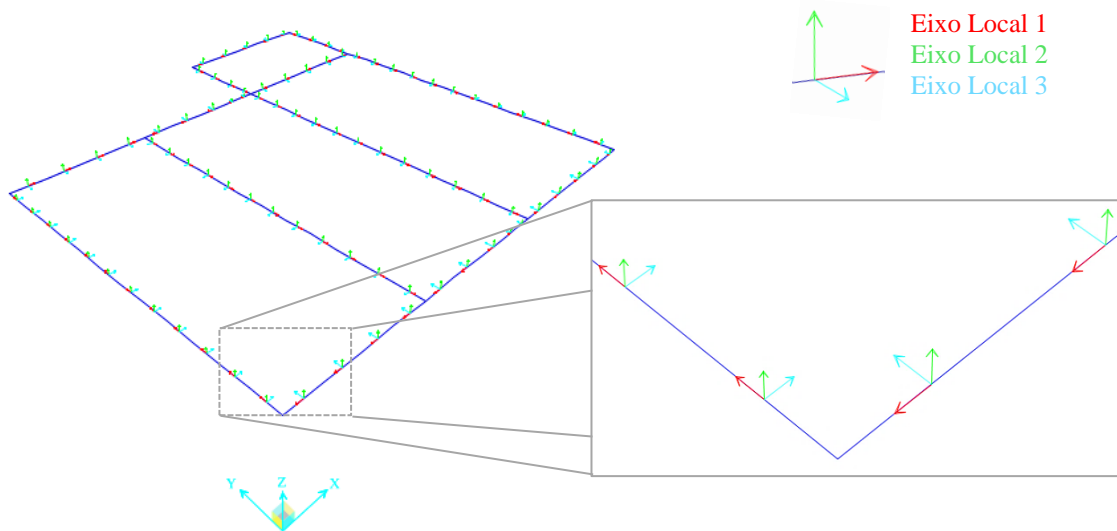


Figura 4.33 - Eixos Locais das Vigas

4.4.2 Estados Limites Últimos – Armaduras de Flexão

O dimensionamento em relação ao estado limite último de flexão de todas as vigas está resumido no Quadro 4.7.

Na Figura 4.34 representa-se os diagramas dos momentos fletores referentes às envolventes das combinações de ações mais desfavoráveis.

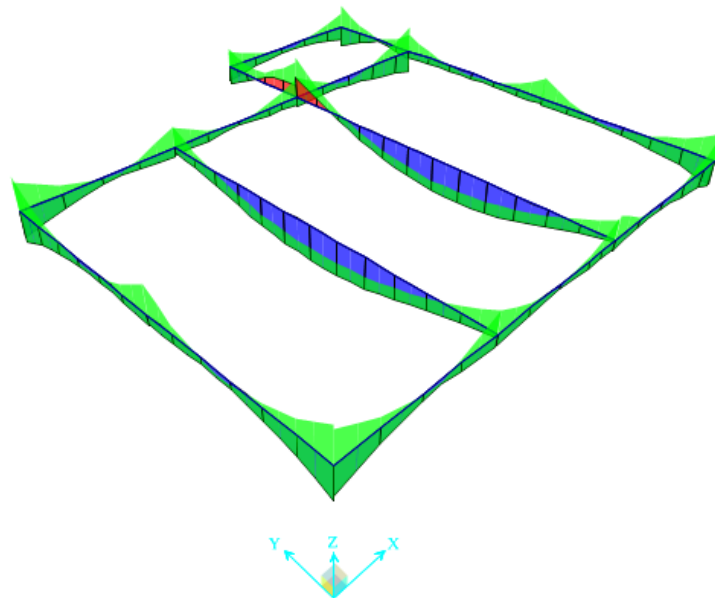


Figura 4.34 - Envoltória dos Momentos Fletores das Vigas da Cobertura

Quadro 4.7 - Vigas da Cobertura – Armaduras de Flexão

Materiais				<i>Armaduras de Flexão das Vigas da Cobertura</i>							
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 0.3 \text{ m}$ $h = 0.7 \text{ m}$		A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $d = 0.66 \text{ m}$									
Vigas	L [m]	Secções	Combinação	M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	$A_{s,c\acute{a}lculo}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado}$ [cm ² /m]	Armaduras
V _{1.1}	3.85	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-47.09	0.0216	0.0219	1.66	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		15.39	0.0071	0.0071	0.54	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-48.58	0.0223	0.0226	1.71	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.2.1}	3.35	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-75.96	0.0349	0.0355	2.69	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		17.63	0.0081	0.0081	0.62	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-57.70	0.0265	0.0269	2.04	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.2.2}	3.35	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-60.23	0.0277	0.0280	2.13	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		12.29	0.0099	0.0100	0.76	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-57.70	0.0284	0.0288	2.18	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.2.3}	3.85	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-60.23	0.0277	0.0280	2.13	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		10.27	0.0047	0.0047	0.36	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-78.46	0.0360	0.0367	2.79	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.3.1}	3.35	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-57.66	0.0265	0.0268	2.04	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		18.28	0.0084	0.0084	0.64	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-78.90	0.0362	0.0369	2.80	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.3.2}	3.35	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-61.77	0.0284	0.0288	2.18	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		12.62	0.0058	0.0058	0.44	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-57.66	0.0265	0.0268	2.04	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.3.3}	3.85	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-80.00	0.0367	0.0374	2.84	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		21.64	0.0099	0.0100	0.76	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-61.77	0.0284	0.0288	2.18	2.68	84	3.39	3φ12

Quadro 4.7 - Vigas da Cobertura – Armaduras de Flexão (cont.)

Materiais				<i>Armaduras de Flexão das Vigas da Cobertura</i>							
C25/30		A500									
$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$		$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$									
$b = 0.3 \text{ m}$		$Rec. = 4 \text{ cm}$									
$h = 0.7 \text{ m}$		$d = 0.66 \text{ m}$									
Vigas	L [m]	Secções	Combinação	M_{Ed} [kN.m]	μ	ω	$A_{s,c\acute{a}lculo}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,max}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotado}$ [cm ² /m]	Armaduras
V _{1.4.1}	3.98	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-90.32	0.0415	0.0424	3.22	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		19.29	0.0089	0.0089	0.68	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-72.13	0.0331	0.0337	2.56	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.4.2}	3.98	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-72.13	0.0331	0.0337	2.56	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		19.30	0.0089	0.0089	0.68	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-91.20	0.0419	0.0428	3.25	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.5}	7.96	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-60.28	0.0277	0.0281	2.13	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		91.69	0.0421	0.0430	3.27	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-56.22	0.0258	0.0262	1.99	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.6.1}	7.96	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-119.61	0.0549	0.0565	4.29	2.68	84	4.52	4φ12
		1/2Vão		91.50	0.0420	0.0429	3.26	2.68	84	4.52	4φ12
		Apoio Direito		-51.76	0.0238	0.0241	1.83	2.68	84	4.52	4φ12
V _{1.6.2}	2.41	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-56.94	0.0261	0.0265	2.01	2.68	84	4.52	4φ12
		1/2Vão		-32.94	0.0151	0.0152	1.16	2.68	84	4.52	4φ12
		Apoio Direito		-119.61	0.0549	0.0565	4.29	2.68	84	4.52	4φ12
V _{1.7.1}	3.98	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-73.25	0.0336	0.0342	2.60	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		17.23	0.0079	0.0079	0.60	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-64.65	0.0297	0.0301	2.29	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.7.2}	3.98	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-64.65	0.0297	0.0301	2.29	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		9.61	0.0044	0.0044	0.34	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-52.71	0.0242	0.0245	1.86	2.68	84	3.39	3φ12
V _{1.7.3}	2.41	Apoio Esquerdo	Env_E.L.U	-52.71	0.0242	0.0245	1.86	2.68	84	3.39	3φ12
		1/2Vão		5.02	0.0023	0.0023	0.18	2.68	84	3.39	3φ12
		Apoio Direito		-70.07	0.0322	0.0327	2.48	2.68	84	3.39	3φ12

4.4.3 Estados Limites Últimos – Armaduras de Esforço Transverso

O dimensionamento das armaduras de corte foi realizado com base na envolvente dos esforços transversos máximos indicada na Figura 4.35 a partir de um conjunto de folhas de cálculo em "Excel".

Os resultados estão indicados nos Quadros 4.8 e 4.9.

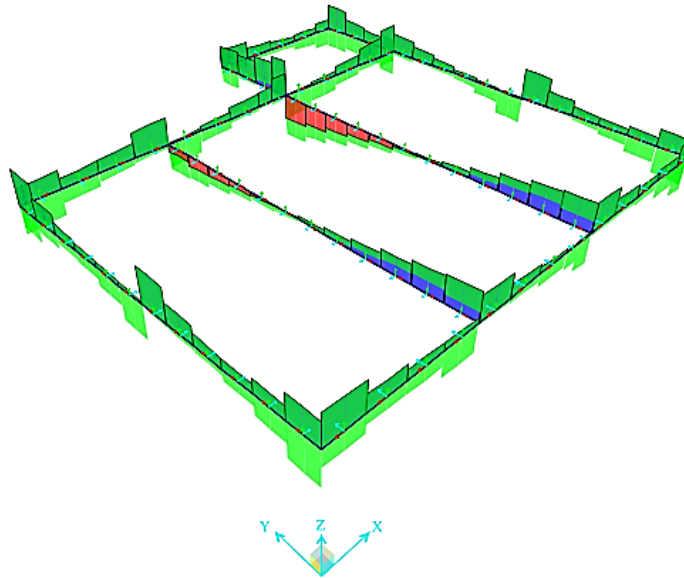


Figura 4.35 - Envolvente dos Esforços Transversos das Vigas da Cobertura

Quadro 4.8 - Dimensionamento ao Esforço Transverso das Vigas da Cobertura

Materiais				Valor de Cálculo do Esforço Transverso Máximo					
C25/30		A500							
$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$		$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$							
$b = 0.3 \text{ m}$		$Rec. = 4 \text{ cm}$							
$h = 0.7 \text{ m}$		$d = 0.66 \text{ m}$							
Vigas	L [m]	Secções	Comb.	V_{Ed} [kN]	a_{cw}	ν	θ [°]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,max}$
V _{1.1}	3.85	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-47.66	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		15.22	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		45.26	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.2.1}	3.35	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-64.68	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		-29.96	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		61.41	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.2.2}	3.35	Apoio	ENV_ E.L.U	-56.24	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		21.99	1	0.54	45	802	Verifica
		Apoio Direito		55.53	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.2.3}	3.85	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-60.93	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		24.94	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		70.81	1	0.54	45	802	Verifica

Quadro 4.8 - Dimensionamento ao Esforço Transverso das Vigas da Cobertura (cont.)

Materiais				Valor de Cálculo do Esforço Transverso Máximo					
C25/30		A500							
$f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$		$f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$							
$b = 0.3 \text{ m}$		$Rec. = 4 \text{ cm}$							
$h = 0.7 \text{ m}$		$d = 0.66 \text{ m}$							
Vigas	L [m]	Secções	Comb.	V_{Ed} [kN]	a_{cw}	ν	θ [°]	$V_{Rd,máx}$ [kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,máx}$
V _{1.3.1}	3.35	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-61.29	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		31.31	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		67.38	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.3.2}	3.35	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-64.7	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		22.34	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		54.27	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.3.3}	3.85	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-75.93	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		19.98	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		62.88	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.4.1}	3.98	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-78.95	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		22.03	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		76.24	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.4.2}	3.98	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-75.92	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		23.05	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		79.27	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.5}	7.96	Apoio	ENV_ E.L.U	-59.85	1	0.54	45	802	Verifica
		1/2Vão		-6.93	1	0.54	45	802	Verifica
		Ap. Direito		62.02	1	0.54	45	802	Verifica
V _{1.6.1}	3.98	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-101.17	1	0.54	46	802	Verifica
		1/2Vão		-10.996	1	0.54	47	802	Verifica
		Apo. Direito		63.50	1	0.54	48	802	Verifica
V _{1.6.2}	2.41	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	52.68	1	0.54	49	802	Verifica
		1/2Vão		-6.84	1	0.54	50	802	Verifica
		Ap. Direito		87.88	1	0.54	51	802	Verifica
V _{1.7.1}	3.98	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-65.57	1	0.54	52	802	Verifica
		1/2Vão		-19.33	1	0.54	53	802	Verifica
		Ap. Direito		69.97	1	0.54	54	802	Verifica
V _{1.7.2}	3.98	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-63.99	1	0.54	55	802	Verifica
		1/2Vão		-13.65	1	0.54	56	802	Verifica
		Ap. Direito		47.62	1	0.54	57	802	Verifica
V _{1.7.3}	2.41	Ap. Esquerdo	ENV_ E.L.U	-63.28	1	0.54	58	802	Verifica
		1/2Vão		-43.98	1	0.54	59	802	Verifica
		Ap. Direito		65.76	1	0.54	60	802	Verifica

Quadro 4.9 - Armaduras de Esforço Transverso nas Vigas da Cobertura

Materiais		Armaduras de Esforço Transverso												
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 0.3 \text{ m}$ $h = 0.7 \text{ m}$		A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $d = 0.66 \text{ m}$												
Vigas	Secções	Combinação	$\rho_{w,min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{calc}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adoptado}$	Nº Ramos	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ramo}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ramo \text{ adoptado}}$	$s_{l,máx}$ [mm]	$s_{t,máx}$ [mm]	Estribos	
				[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]					
V _{1.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	1.85	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.59	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	1.75	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.2.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.50	31.05	2.50	2	1.3	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	1.16	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.38	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.2.2}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.18	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.85	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.15	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.2.3}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.36	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.97	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.74	31.05	2.74	2	1.4	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.3.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.37	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	1.21	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.61	31.05	2.61	2	1.3	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.3.2}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.51	31.05	2.51	2	1.3	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.87	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.10	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.3.3}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.94	31.05	2.94	2	1.5	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.77	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.43	31.05	2.43	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	

Quadro 4.9 - Armaduras de Esforço Transverso nas Vigas da Cobertura (cont.)

Materiais		Armaduras de Esforço Transverso												
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 0.3 \text{ m}$ $h = 0.7 \text{ m}$		A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 4 \text{ cm}$ $d = 0.66 \text{ m}$												
Vigas	Secções	Combinação	$\rho_{w,min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{calc}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adoptado}$	N^o ramos	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo \text{ adoptado}}$	$s_{l,máx}$ [mm]	$s_{t,máx}$ [mm]	Estribos	
					[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]				
V _{1.4.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	3.06	31.05	3.06	2	1.5	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.85	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.95	31.05	2.95	2	1.5	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.4.2}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.94	31.05	2.94	2	1.5	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.89	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	3.07	31.05	3.07	2	1.5	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.5}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.32	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.27	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.40	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.6.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	4.06	31.05	4.06	2	2.0	2.51	495	495	φ8//0.2	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.46	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.73	31.05	2.73	2	1.4	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.6.2}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	2.35	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.32	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	4.20	31.05	4.20	2	2.1	2.51	495	495	φ8//0.25	
V _{1.7.1}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	3.25	31.05	3.25	2	1.6	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.99	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	3.73	31.05	3.73	2	1.9	2.01	495	495	φ8//0.25	
V _{1.7.2}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	3.54	31.05	3.54	2	1.8	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	0.78	31.05	2.40	2	1.2	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	2.84	31.05	2.84	2	1.4	2.01	495	495	φ8//0.25	

Quadro 4.9 - Armaduras de Esforço Transverso nas Vigas da Cobertura (cont.)

Materiais		<i>Armaduras de Esforço Transverso</i>												
C25/30 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $b = 0.3 \text{ m}$ $h = 0.7 \text{ m}$		A500 $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $Rec. = 4\text{cm}$ $d = 0.66 \text{ m}$												
Vigas	Secções	Combinação	$\rho_{w,min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{calc}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adoptado}$	$n^{\circ} \text{ ramos}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ramo}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{ramo \text{ adoptado}}$	$s_{l,máx}$ [mm]	$s_{t,máx}$ [mm]	Estribos	
				[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]	[cm ² /m]		[cm ² /m]	[cm ² /m]				[cm ² /m]
V _{1.7.3}	Ap. Esq.	ENV_E.L.U	0.0008	2.40	3.92	31.05	3.92	2	2.0	2.01	495	495	φ8//0.25	
	1/2Vão		0.0008	2.40	2.83	31.05	2.83	2	1.4	2.01	495	495	φ8//0.25	
	Ap. Dir.		0.0008	2.40	4.41	31.05	4.41	2	2.2	2.51	495	495	φ8//0.25	

4.4.4 Estados Limites de Utilização - Fendilhação

O dimensionamento aos estados limites de fendilhação foi efetuado aplicando os critérios do EC2, através de uma folha de cálculo em "Excel", e recorrendo também ao *software* "Gala Reinforcement".

- **Armadura Mínima de Fendilhação**

Quadro 4.10 - Vigas de Coberturas - Armadura Mínima de Fendilhação

Materiais		Armadura Mínima de Fendilhação				
C25/30 $f_{ck} = 25$ Mpa	A500 $f_{yk} = 500$ Mpa Rec. = 4 cm					
Viga	Combinação	$f_{ct,eff}$ [MPa]	k_c	k	A_{ct} [cm ² /m]	$A_{s,min/s}$ [cm ² /m]
V0.30mx0.70m	ENV_E.L.U	2.6	0.4	1	10.50	2.18

Conclusão: Todas as armaduras longitudinais das vigas da cobertura têm armaduras superiores à armadura mínima de fendilhação.

- **Espaçamentos Máximos dos Varões**

O limite máximo de abertura de fendas w_{max} não pode ser superior a 0.3 mm uma vez que todas as vigas são da classe de exposição XC2.

A verificação das aberturas das fendas foi realizada nas secções dos apoios das vigas.

Na Figura 4.36 está indicada a verificação para a secção mais desfavorável de uma das vigas, tendo-se verificado que a abertura máxima é de 0.279 mm, inferior ao valor máximo admissível.

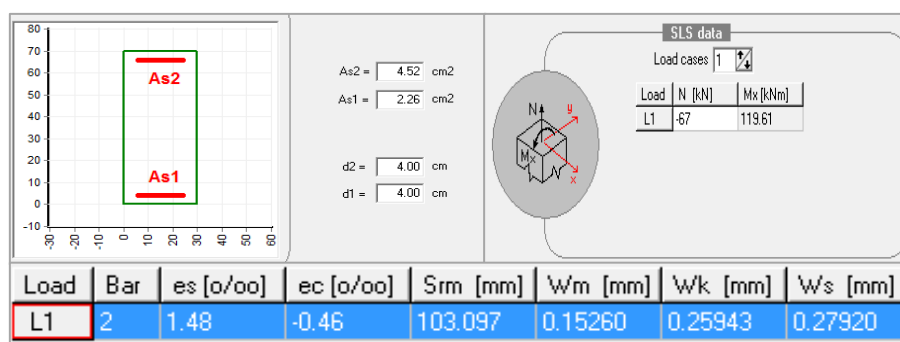


Figura 4.36 - Estado Limite de Fendilhação na Secção do Apoio de uma das Vigas

4.4.5 Estados Limites de Utilização – Deformação

Uma vez que as vigas foram dimensionadas de modo a satisfazerem os limites vão/altura de acordo com o EC2, considera-se que as flechas não excedem os limites estabelecidos.

Nota: Em relação às vigas de fundação do Edifício, o dimensionamento encontra-se no Anexo I.

4.5 Pilares

4.5.1 Dimensionamento

Os pilares foram dimensionados a partir da análise direta dos ficheiros de resultados dos esforços $N_{Ed,x} + M_{E,y} + M_{Ed,z}$, para as combinações mais desfavoráveis determinados no "SAP2000", em relação aos estados limites últimos.

O dimensionamento orgânico foi feito com recurso às expressões das secções sujeitas à flexão desviada com compressão e ou tração, a partir do *software* "Gala Reinforcement", considerando para os materiais o betão da classe C25/30 e o aço das armaduras ordinárias A500NR.

De modo a facilitar o dimensionamento dos pilares, criaram-se diferentes grupos, com base nos esforços da mesma ordem de grandeza.

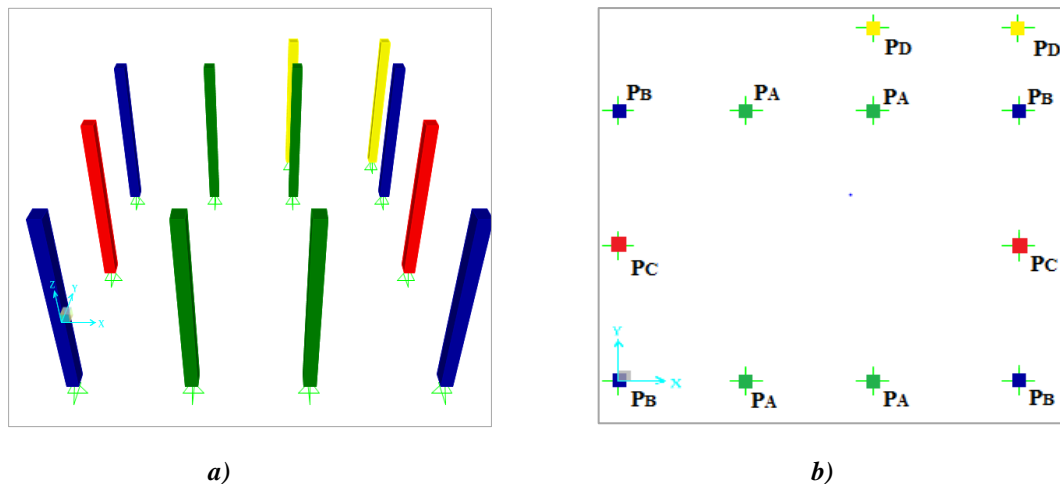


Figura 4.37 - Identificação dos Grupos de Pilares – a) Vista em 3D; b) Vista em Planta

Quadro 4.11 - Grupos e Geometria dos Pilares

Pilares	Grupos	Secções [m x m]		h [m]
		a	b	
P _{1.1}	A	0.35	0.35	1.85
P _{1.2}		0.35	0.35	1.85
P _{1.3}		0.35	0.35	1.85
P _{1.4}		0.35	0.35	1.85
P _{1.5}	B	0.35	0.35	1.85
P _{1.6}		0.35	0.35	1.85
P _{1.7}		0.35	0.35	1.85
P _{1.8}		0.35	0.35	1.85
P _{1.9}	C	0.35	0.35	1.85
P _{1.10}		0.35	0.35	1.85
P _{1.11}	D	0.35	0.35	1.85
P _{1.12}		0.35	0.35	1.85

4.5.2 Estados Limites Últimos – Armaduras Longitudinais

O dimensionamento foi realizado de modo a verificar se os esforços de cálculo para as combinações de ações dos estados limites últimos mais condicionantes, eram inferiores à capacidade resistente das secções previamente arbitradas (geometria e armaduras).

Os quadros e gráficos seguintes resumem o estudo das secções dos diferentes grupos de pilares, a partir dos esforços determinados no "SAP2000", tendo-se recorrido ao "Gala Reinforcement" e também a folhas elaboradas em "Excel" para as diferentes verificações.

▪ Pilares do Grupo A

Quadro 4.12 - Esforços de Cálculo – Grupo A

Combinação	N [kN]	M_z [kN.m]	M_y [kN.m]
ELU.T ⁺ _(W_{xx}2)	-158.70	40.07	18.25
ELU.T ⁺ _(W_y2)	-231.54	16.43	7.12

Ábacos de Dimensionamento – Flexão Composta com Compressão

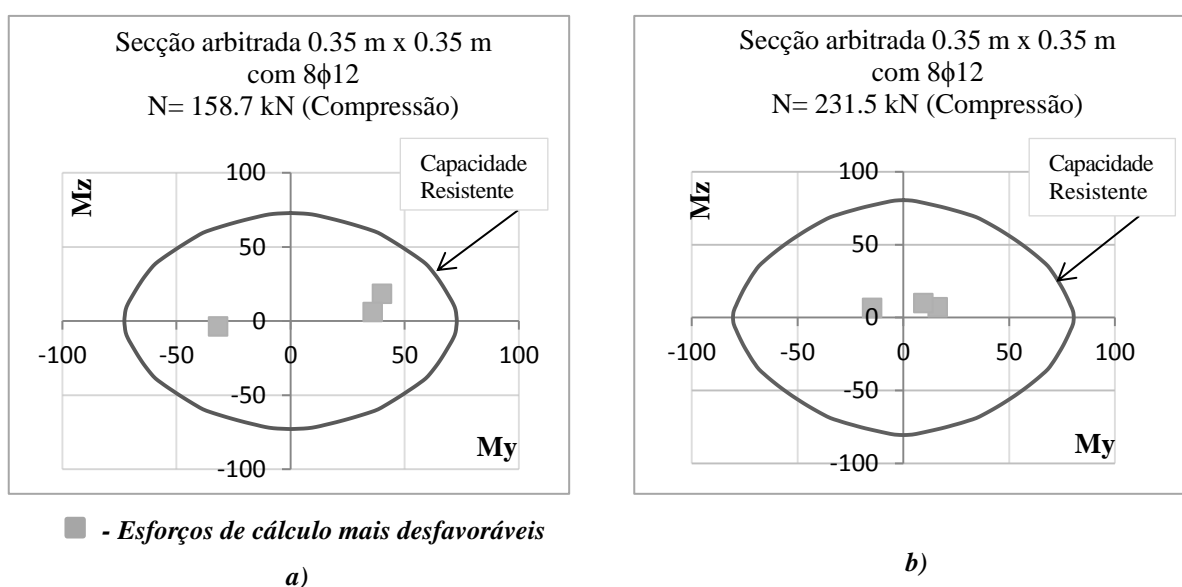


Figura 4.38 - Ábacos de Flexão Composta a) N= - 158.7 kN; b) N= - 231.5 kN

Quadro 4.13 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo A

Secção	A_{smin} [cm ²]	$A_{s,adotado}$ [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	Armadura adotada
0.35 m x 0.35 m	2.45	9.05	49	8φ12

▪ Pilares do Grupo B

Quadro 4.14 - Esforços de Cálculo – Grupo B

Combinação	N [kN]	M_z [kN.m]	M_y [kN.m]
ELU.T ⁺ _(W_{xx1})	-80.40	-20.80	39.22
ELU.T+(W _{yy1})	-102.20	-36.26	-35.83

Ábacos de Dimensionamento – Flexão Composta com Compressão

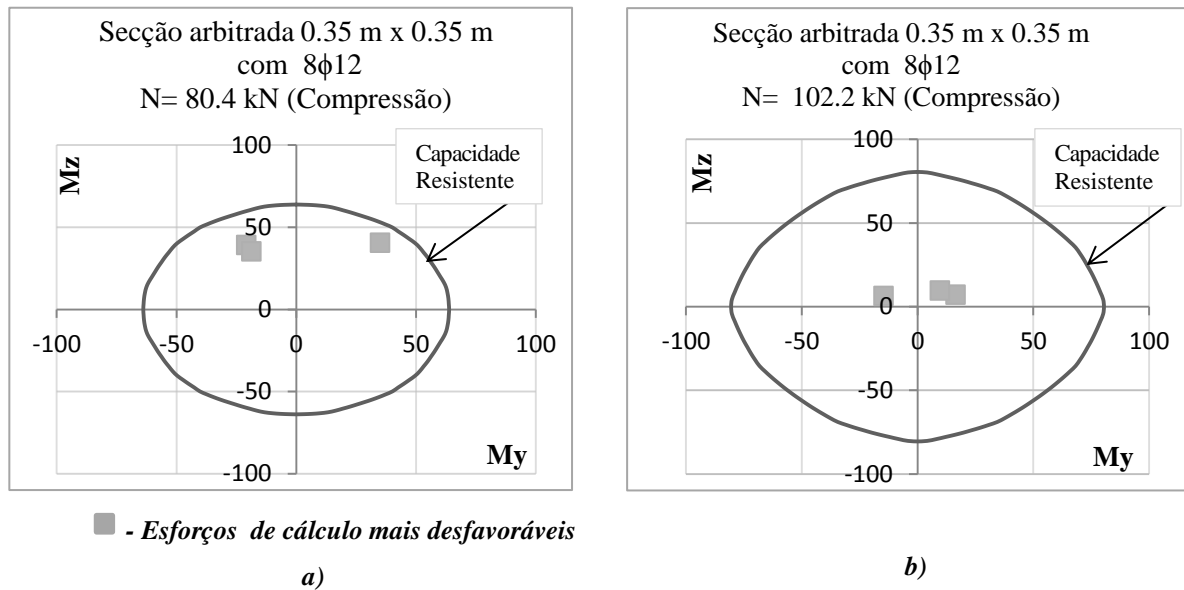


Figura 4.39 - Ábacos de Flexão Composta a) $N = - 80.4$ kN; b) $N = - 102.2$ kN

Quadro 4.15 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo B

Secção	A_{smin} [cm ²]	$A_{s,adotado}$ [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	Armadura adotada
0.35 m x 0.35 m	2.45	9.05	49	8φ12

▪ Pilares do Grupo C

Quadro 4.16 - Esforços de Cálculo – Grupo C

Combinação	N [kN]	M_z [kN.m]	M_y [kN.m]
ELU.T ⁺ _(W_{yy1})	-144.67	-11.89	18.36
ELU.E _{1y}	-107.30	70.14	14.52

Ábacos de Dimensionamento – Flexão Composta com Compressão

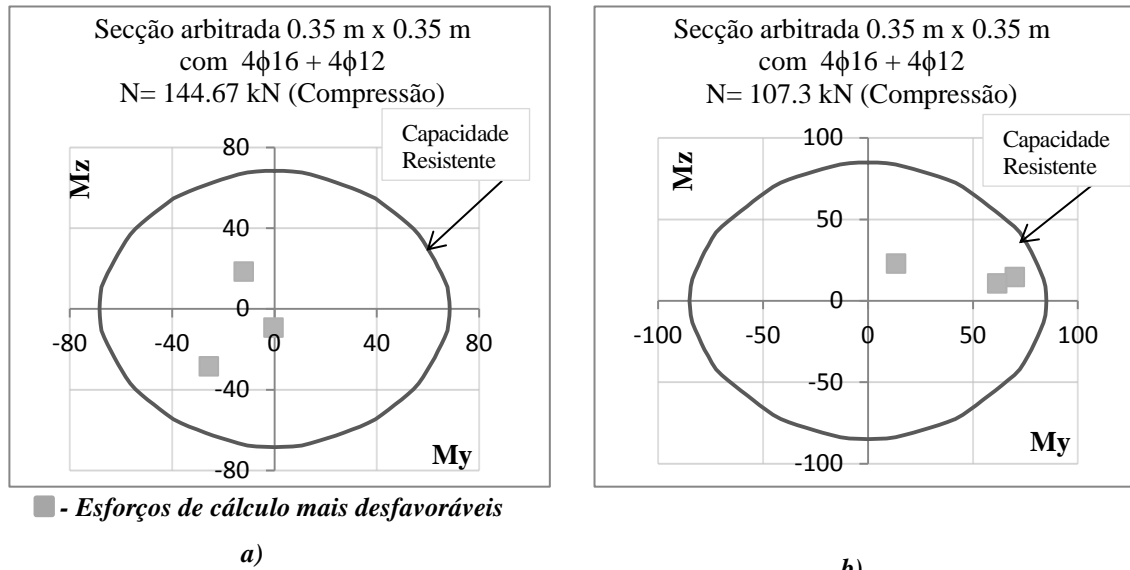


Figura 4.40 - Ábacos de Flexão Composta a) N = - 144.67 kN; b) N = - 107.3 kN

Quadro 4.17 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo C

Secção	A_{smin} [cm ²]	$A_{s,adotado}$ [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	Armadura adotada
0.35 m x 0.35 m	2.45	12.57	49	4φ16+4φ12

▪ Pilares do Grupo D

Quadro 4.18 - Esforços de Cálculo – Grupo D

Combinação	N [kN]	M_z [kN.m]	M_y [kN.m]
ELU.T ⁺ (W _{yy1})	-111.42	-12.73	-29.28
ELU.E _{1y}	-90.15	18.04	9.37

Ábacos de Dimensionamento – Flexão Composta com Compressão

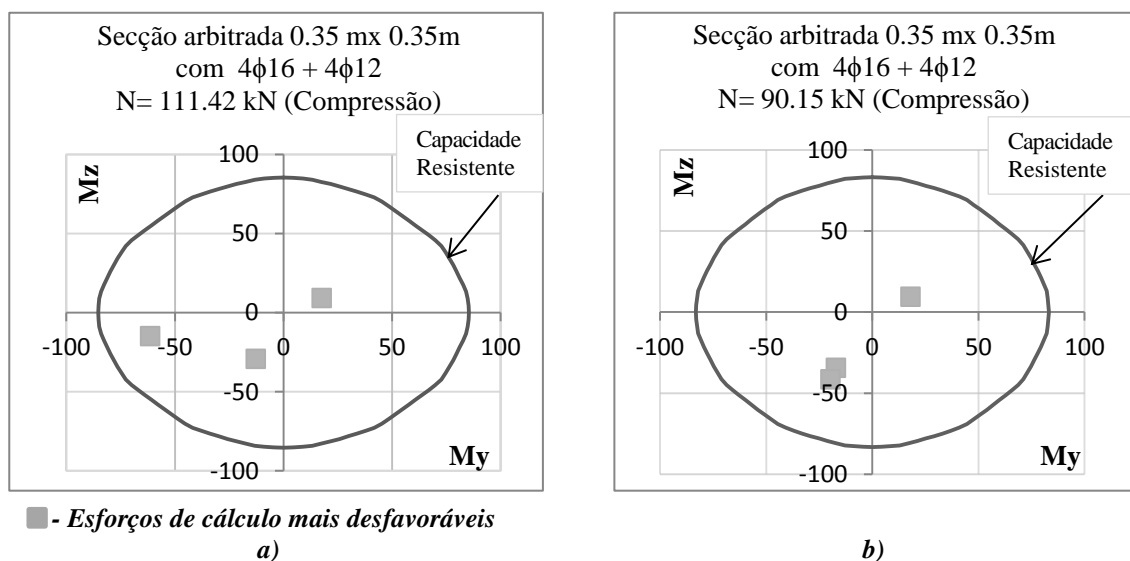


Figura 4.41 - Ábacos de Flexão Composta a) N = - 111.42 kN; b) N = - 90.15 kN

Quadro 4.19 - Armaduras Longitudinais dos Pilares do Grupo D

Secção	A_{smin} [cm ²]	$A_{s,adotado}$ [cm ²]	A_{smax} [cm ²]	Armaduras adotadas
0.35 m x 0.35 m	2.45	12.57	49	4 ϕ 16+4 ϕ 12

Nota: As armaduras consideradas para todos os pilares verificam a segurança aos estados limites últimos de flexão composta.

4.5.3 Estados Limites Últimos – Armaduras Transversais (Cintas)

A partir dos esforços transversos máximos das combinações dos estados limites últimos, foram realizados os cálculos para o dimensionamento das armaduras transversais, de acordo com os elementos indicados nos Quadros 4.20 e 4.21.

Quadro 4.20 - Valor de Cálculo do Esforço Transverso Máximo

Materiais		Valor de Cálculo do Esforço Transverso Máximo						
C25/30 A500 $f_{ck} = 25$ Mpa $f_{yk} = 500$ Mpa $b = 0.35$ m $Rec. = 4$ cm								
Pilares	Secções	$V_{Ed,y}$ [kN]	$V_{Ed,z}$ [kN]	a_{cw}	ν	θ [°]	$V_{Rd,máx}$ [kN]	$V_{Ed} < V_{Rd,máx}$
P_A	0.35m x 0.35m	23.48	40.87	1	0.54	45	439	Verifica
P_B	0.35m x 0.35m	37.41	38.51	1	0.54	45	439	Verifica
P_C	0.35m x 0.35m	17.39	13.01	1	0.54	45	439	Verifica
P_D	0.35m x 0.35m	45.96	31.33	1	0.54	45	439	Verifica

Quadro 4.21 - Cintas nos Pilares

Materiais		<i>Armaduras de Esforço Transverso</i>									
C25/30 A500 $f_{ck} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{yk} = 500 \text{ Mpa}$ $b = 0.3 \text{ m}$ $Rec. = 4\text{cm}$											
Grupos de Pilares	Secções	$\rho_{w,min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{min}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{calc}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{max}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{adoptado}$	N^o <i>Ramos</i>	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo}$	$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right)_{/ramo \text{ adoptado}}$	$s_{cl,max}$ [mm]	Estribos
P_A	0.35m x 0.35m	0.0008	2.80	3.37	36.23	3.37	2	1.7	3.35	160	φ8//0.15
P_B	0.35m x 0.35m	0.0008	2.80	3.19	36.23	3.19	2	1.6	3.35	160	φ8//0.15
P_C	0.35m x 0.35m	0.0008	2.80	1.54	36.23	1.54	2	1.4	3.35	160	φ8//0.15
P_D	0.35m x 0.35m	0.0008	2.80	4.21	36.23	4.21	2	2.1	3.35	160	φ8//0.15

A Figura 4.42 representa a pormenorização das armaduras nos pilares.

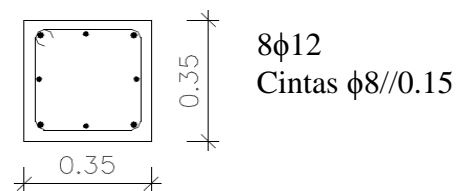


Figura 4.42 - Armaduras nos Pilares

4.5.4 Estados Limites de Utilização - Fendilhação

Os estados limites de fendilhação dos pilares foram analisados pelo "Gala Reinforcement" e também em folhas de cálculo em "Excel".

- **Armaduras Mínimas de Fendilhação**

Quadro 4.22 - Armaduras Mínimas de Fendilhação dos Pilares

Materiais		Armadura Mínima de Fendilhação			
C25/30 $f_{ck}= 25\text{Mpa}$ A500 $f_{yk}= 500\text{Mpa}$					
Grupos de Pilares	$f_{ct,eff}$ [MPa]	k_c	k	A_{ct} [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]
P _A	2.6	0.4	1	6.13	1.27
P _B	2.6	0.4	1	6.13	1.27
P _C	2.6	0.4	1	6.13	1.27
P _D	2.6	0.4	1	6.13	1.27

Nota: Todas as armaduras longitudinais dos pilares têm uma armadura superior à armadura mínima de fendilhação, verificando assim o estado limite de fendilhação.

- **Espaçamento Máximos dos Varões**

O limite máximo de abertura de fendas w_{max} considerado foi de 0.3 mm, uma vez que os pilares da estrutura pertencem à classe de exposição XC2.

A verificação das aberturas das fendas foi realizada nas secções dos pilares conforme indicado na Figura 4.42.

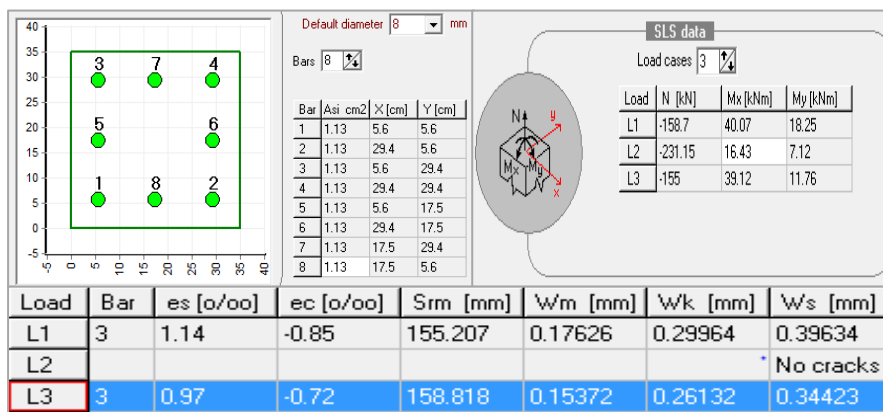


Figura 4.43 - Estado Limite de Fendilhação nas Secções dos Pilares

4.6 Sapatas

4.6.1 Dimensionamento

As sapatas foram calculadas segundo os critérios gerais definidos na Memória Descritiva.

De acordo com o que foi referido no pré-dimensionamento os momentos fletores dos pilares são absorvidos diretamente pelas vigas de fundação.

As sapatas foram dimensionadas para as combinações raras, e apenas para os esforços axiais provenientes da superestrutura, a que se juntaram também os pesos próprios e da terra sobre as sapatas.

O cálculo das armaduras foi feito pelo Método de Labelle a partir das seguintes expressões:

$$A_{sx} = \frac{F_{tsd,x}}{f_{syd} \cdot B} = N_{bsd} \cdot \frac{(A - a_o)}{8 \cdot (d \cdot f_{syd} \cdot B)} \quad (\text{Eq. 4.1})$$

$$A_{sy} = \frac{F_{tsd,y}}{f_{syd} \cdot B} = N_{bsd} \cdot \frac{(B - a_o)}{8 \cdot (d \cdot f_{syd} \cdot A)} \quad (\text{Eq. 4.2})$$

4.6.2 Estados Limites Últimos – Resistência à Rotura por Corte

Os Quadros 4.23, 4.24 e 4.25 resumem todas verificações realizadas no cálculo das sapatas.

Quadro 4.23 - Verificação de Segurança do Solo – Combinações Sísmicas

Sapatas	Betão C25/30 $f_{cd} = 16.7 \text{ Mpa}$		Aço A500 $f_{yd} = 435 \text{ Mpa}$				Peso de Terra [kN]	Peso da Sapata [kN]	Combinação Sísmica					Verificação	
	Geometria								Combinações	F_3 [kN]	N_b [kN]	σ_{solo} [kN/m ²]	$2\sigma_{adm}$ [kN/m ²]	Combinação Sísmica	
	A [m]	B [m]	H [m]	H_1 [m]	ao [m]	bo [m]								$\sigma_{solo} \leq 2\sigma_{adm}$	Rácio
S _{1.1}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	101.56	118.47	75.82	500	Verifica	0.15
S _{1.2}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	184.17	201.07	128.68	500	Verifica	0.26
S _{1.3}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	193.66	210.56	134.76	500	Verifica	0.27
S _{1.4}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	110.36	127.26	81.45	500	Verifica	0.16
S _{1.5}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	164.85	181.75	116.32	500	Verifica	0.23
S _{1.6}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	163.72	180.62	115.60	500	Verifica	0.23
S _{1.7}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	100.02	116.92	74.83	500	Verifica	0.15
S _{1.8}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	195.35	212.25	135.84	500	Verifica	0.27
S _{1.9}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	252.89	269.80	172.67	500	Verifica	0.35
S _{1.10}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	141.29	158.19	101.24	500	Verifica	0.20
S _{2.1}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	43.41	60.32	38.60	500	Verifica	0.08
S _{2.2}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELU_E1x	72.19	89.09	57.02	500	Verifica	0.11

Quadro 4.24 - Verificação de Segurança do Solo – Combinações Raras

Sapatas	Betão C25/30 $f_{cd} = 16.7$ MPa		Aço A500 $f_{yd} = 435$ MPa				Peso de Terra [kN]	Peso das Sapatas [kN]	Combinação Rara					Verificação	
	Geometria								Combinação Rara					Combinação Rara	
	A [m]	B [m]	H [m]	H ₁ [m]	ao [m]	bo [m]			Combinações	F ₃ [kN]	N _b [kN]	σ_{solo} [kN/m ²]	σ_{adm} [kN/m ²]	$\sigma_{solo} \leq \sigma_{adm}$	Rácio
S _{1.1}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T-(Wxx1)	125.05	141.96	90.85	250	Verifica	0.36
S _{1.2}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_SC1+SC2(T+, Wyy1)	186.20	203.10	129.99	250	Verifica	0.52
S _{1.3}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_SC1+SC2(T+, Wyy1)	195.75	212.65	136.10	250	Verifica	0.54
S _{1.4}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T-(Wyy1)	137.04	153.94	98.52	250	Verifica	0.39
S _{1.5}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_SC1+SC2(T+, Wxx1)	167.75	184.65	118.17	250	Verifica	0.47
S _{1.6}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_SC1+SC2(T+, Wyy1)	168.50	185.40	118.65	250	Verifica	0.47
S _{1.7}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T-(Wy1)	123.93	140.83	90.13	250	Verifica	0.36
S _{1.8}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_SC1+SC2(T+, Wx1)	196.13	213.03	136.34	250	Verifica	0.55
S _{1.9}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T-(Wyy1)	276.81	293.71	187.97	250	Verifica	0.75
S _{1.10}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_Wx1(T-)	145.48	162.38	103.93	250	Verifica	0.42
S _{1.11}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T+(Wy1)	69.43	86.34	55.25	250	Verifica	0.22
S _{1.12}	1.25	1.25	0.30	0.20	0.35	0.35	5.18	11.72	ELURara_T+(Wy1)	113.65	130.55	83.55	250	Verifica	0.33

Quadro 4.25 - Verificação de Segurança das Sapatas

Sapatas	Peso das Sapatas [kN]	Peso de Terra [kN]	Esforços da Estrutura						Armaduras Direção X			Armaduras Direção Y		
			Combinação Sísmica			Combinação Fundamental			Comb. Sísmica	Comb. Fund.	Arm.X	Comb. Sísmica	Comb. Fund.	Arm.Y
			Comb. (ELU.)	F_3 [kN]	N_{bsd} [kN]	Comb. (ELU.)	F_3 [kN]	N_{bsd} [kN]	$A_{sx,calculado}$ [cm ² /m]	$A_{sx,calculado}$ [cm ² /m]		$A_{sy,calculado}$ [cm ² /m]	$A_{sy,calculado}$ [cm ² /m]	
S _{1.1}	11.72	5.18	E1x	101.56	118.47	T ⁺ (W _{xx1})	176.66	193.57	0.91	1.48	φ12//0.15	0.91	1.48	φ12//0.15
S _{1.2}	11.72	5.18	E1x	184.17	195.88	SC1+SC2 (T ⁺)	252.89	269.80	1.50	2.07	φ12//0.15	1.50	2.07	φ12//0.15
S _{1.3}	11.72	5.18	E1x	193.66	205.38	SC1+SC2 (T ⁺)	252.89	269.80	1.57	2.07	φ12//0.15	1.57	2.07	φ12//0.15
S _{1.4}	11.72	5.18	E1x	110.36	122.08	T ⁺ (W _{yy1})	193.05	209.96	0.94	1.61	φ12//0.15	0.94	1.61	φ12//0.15
S _{1.5}	11.72	5.18	E1x	164.85	176.57	SC1+SC2 (T ⁺)	226.69	243.59	1.35	1.87	φ12//0.15	1.35	1.87	φ12//0.15
S _{1.6}	11.72	5.18	E1x	163.72	175.44	SC1+SC2 (T ⁺)	228.32	245.23	1.34	1.88	φ12//0.15	1.34	1.88	φ12//0.15
S _{1.7}	11.72	5.18	E1x	100.02	111.74	T ⁺ (W _{y1})	176.64	193.54	0.86	1.48	φ12//0.15	0.86	1.48	φ12//0.15
S _{1.8}	11.72	5.18	E1x	195.35	207.07	SC1+SC2 (T ⁺)	263.81	280.71	1.59	2.15	φ12//0.15	1.59	2.15	φ12//0.15
S _{1.9}	11.72	5.18	E1x	252.89	264.61	T ⁺ (W _{yy1})	377.52	394.42	2.03	3.02	φ12//0.15	2.03	3.02	φ12//0.15
S _{1.10}	11.72	5.18	E1x	141.29	153.01	SC2 (W _{x1} T ⁺)	197.16	214.06	1.17	1.64	φ12//0.15	1.17	1.64	φ12//0.15
S _{1.11}	11.72	5.18	E1x	43.41	55.13	T ⁺ (W _{y1})	102.47	119.37	0.42	0.91	φ12//0.15	0.42	0.91	φ12//0.15
S _{1.12}	11.72	5.18	E1x	72.19	83.90	T ⁺ (W _{y1})	163.27	180.17	0.64	1.38	φ12//0.15	0.64	1.38	φ12//0.15

5 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA METÁLICA

O dimensionamento da estrutura do piso metálico consistiu na verificação de segurança dos pilares e das vigas que formam esta estrutura, a partir dos esforços de cálculo, determinados no "SAP2000".

Foram realizadas todas as verificações de segurança para as secções transversais e para os elementos conforme o EC3.

Recorreu-se também ao programa "SemiComp" e a folhas de cálculo em "Excel", de modo a comparar os resultados obtidos nas diversas verificações.

O piso metálico é constituído por um esqueleto formado por pilares e vigas principais com perfis IPE100 e vigas secundárias cujos perfis são T50x6.

Todo este conjunto está ligado por um pavimento em aço em chapa xadrez 5/7 mm.

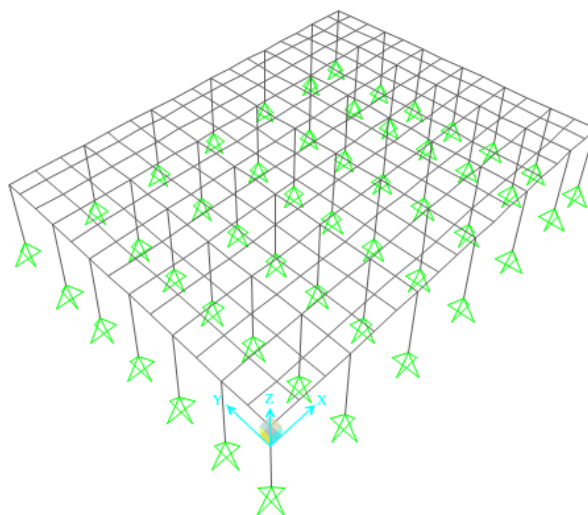


Figura 5.1 - Vista em 3D do Piso Metálico

5.1 Dimensionamento

5.1.1 Características Geométricas e Propriedades das Secções Transversais

A verificação da resistência das secções foi realizada a partir das características geométricas dos perfis, com base nas informações recolhidas na tabela de perfis laminados da "Arbed".

Nos Quadros 5.1 e 5.2 indicam-se as características geométricas dos perfis metálicos utilizados.

Quadro 5.1 - Propriedades e Características Geométricas - Perfil IPE 100

f_y [MPa]	E [MPa]	G [kg/m]	L [m]	h [mm]	b [mm]	t_w [mm]	t_f [mm]	A [mm ²]	r [mm]		
235	210	8.1	1.68	100	55	4.1	5.7	1032	7		
Eixo de Maior inércia y-y					Eixo de Menor Inércia z-z						
I_y [cm ⁴]	$W_{el,y}$ [cm ³]	$W_{pl,y}$ [cm ³]	i_y [cm]	$A_{v,z}$ [cm ²]	I_z [cm ⁴]	$W_{el,z}$ [cm ³]	$W_{pl,z}$ [cm ³]	i_z [cm]	$A_{v,y}$ [cm ²]	I_t [cm ⁴]	I_w [cm ⁶]
171	34.2	39.41	4.07	5.08	15.92	5.79	9.15	1.24	5.08	1.2	350

Quadro 5.2 - Propriedades e Características Geométricas - Perfil T50x6

f_y [MPa]	E [MPa]	G [kg/m]	L [m]	h [mm]	b [mm]	s = t [mm]	r [mm]	A [mm ²]
235	210	4.44	0.6	50	50	6	6	564
Eixo x-x			Eixo y-y			-		
I_x [cm ⁴]	I_x/V_x [cm ³]	i_x [cm]	I_y [cm ⁴]	I_y/V_y [cm ³]	i_y [cm]	-		
12.1	3.36	1.46	6.06	2.42	1.03	-		

5.1.2 Classificação da Classe das Secções Transversais

Os Quadros 5.3 e 5.4 referem todos os passos empregues na classificação das classes das secções transversais.

Quadro 5.3 - Classificação das Secções do Perfil IPE 100

Material	Classificação do Banzo				Classificação da Alma				Classe à Flexão + Compressão
	c [mm]	c / t_f	9ε	$\frac{c}{t_f} \leq 9 \varepsilon$	c [mm]	c / t_w	33ε	$\frac{c}{t_w} \leq 33 \varepsilon$	
Aço S235 JR $f_y = 235$ MPa $\varepsilon = 1$	18.45	3.2	9	Banzo da Classe 1	74.6	18.2	33	Alma da Classe 1	1

Quadro 5.4 - Classificação das Secções do Perfil T50 x 6

Material	Classificação do Banzo				Classificação da Alma				Classe à Flexão
	c [mm]	c / t	9ε	$\frac{c}{t_f} \leq 9 \varepsilon$	c [mm]	c / t	33ε	$\frac{c}{t_w} \leq 33 \varepsilon$	
Aço 235 JR $f_y = 235$ MPa $\varepsilon = 1$	16	2.7	10	Banzo da Classe 1	38	6.3	33	Alma da Classe 1	1

5.2 Dimensionamento das Secções Transversais e dos Elementos dos Pilares e das Vigas

Os elementos que constituem os pilares e as vigas foram dimensionados recorrendo aos processos indicados no Quadro 5.5.

Quadro 5.5 - Processos utilizados no dimensionamento da Estrutura Metálica

<i>Processos de Cálculo</i>	<i>Resistência das Secções Transversais</i>	<i>Resistência dos Elementos</i>
1 – Folha de Cálculo em "Excel"	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Esforço Axial de Compressão, Momento Fletor e Esforço Transverso. ▪ Flexão Composta. ▪ Flexão Desviada. ▪ Flexão Composta com Esforço Transverso. 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Encurvadura por Compressão. ▪ Encurvadura Lateral. ▪ Flexão Composta com Compressão.
2 – "SAP 2000"		
3 – "SemiComp" (+ "LTBeam")		
4 – Comparação dos Resultados		

5.3 Dimensionamento dos Pilares IPE 100

- **Estados Limites Últimos - Verificação da Resistência das Secções e dos Elementos mais solicitados**

Foi realizada uma análise aos estados limites últimos dos perfis IPE100 que constituem os montantes da estrutura metálica, tendo-se escolhido o pilar com maior rácio obtido no programa de elementos finitos.

No Quadro 5.6 apresentam-se os rácios de todos os pilares para a combinação condicionante dos estados limites últimos.

Quadro 5.6 - Rácios dos Pilares

Nº Barra	Perfil	Tipo	Combinações	Rácio
537	IPE100	Pilar	ELU	0.37
549	IPE100	Pilar	ELU	0.34
528	IPE100	Pilar	ELU	0.33
582	IPE100	Pilar	ELU	0.32
534	IPE100	Pilar	ELU	0.32
562	IPE100	Pilar	ELU	0.30
552	IPE100	Pilar	ELU	0.29
525	IPE100	Pilar	ELU	0.28

Quadro 5.6 - Rácios dos Pilares (cont.)

Nº Barra	Perfil	Tipo	Combinações	Rácio
585	IPE100	Pilar	ELU	0.28
565	IPE100	Pilar	ELU	0.26
513	IPE100	Pilar	ELU	0.25
517	IPE100	Pilar	ELU	0.25
515	IPE100	Pilar	ELU	0.24
541	IPE100	Pilar	ELU	0.22
545	IPE100	Pilar	ELU	0.22
520	IPE100	Pilar	ELU	0.22
532	IPE100	Pilar	ELU	0.22
554	IPE100	Pilar	ELU	0.22
539	IPE100	Pilar	ELU	0.22
558	IPE100	Pilar	ELU	0.21
533	IPE100	Pilar	ELU	0.21
524	IPE100	Pilar	ELU	0.21
504	IPE100	Pilar	ELU	0.21
543	IPE100	Pilar	ELU	0.21
522	IPE100	Pilar	ELU	0.21
556	IPE100	Pilar	ELU	0.21
502	IPE100	Pilar	ELU	0.20
478	IPE100	Pilar	ELU	0.20
490	IPE100	Pilar	ELU	0.19
560	IPE100	Pilar	ELU	0.19
547	IPE100	Pilar	ELU	0.19
530	IPE100	Pilar	ELU	0.19
506	IPE100	Pilar	ELU	0.18
482	IPE100	Pilar	ELU	0.17
480	IPE100	Pilar	ELU	0.17
481	IPE100	Pilar	ELU	0.17
487	IPE100	Pilar	ELU	0.17
498	IPE100	Pilar	ELU	0.17
580	IPE100	Pilar	ELU	0.17
496	IPE100	Pilar	ELU	0.16
493	IPE100	Pilar	ELU	0.15
477	IPE100	Pilar	ELU	0.15
574	IPE100	Pilar	ELU	0.10
579	IPE100	Pilar	ELU	0.08
567	IPE100	Pilar	ELU	0.07
571	IPE100	Pilar	ELU	0.07
569	IPE100	Pilar	ELU	0.07
572	IPE100	Pilar	ELU	0.06
483	IPE100	Pilar	ELU	0.06

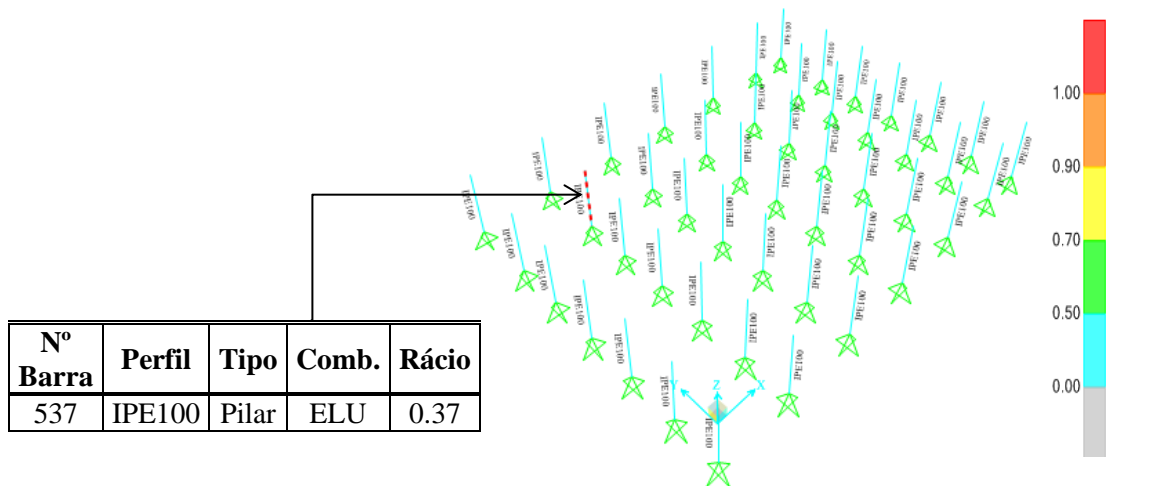


Figura 5.2 – Rácios de Dimensionamento da Combinação mais condicionante do pilar IPE100 “SAP 2000”

▪ Esforços de Cálculo para a combinação mais desfavorável

Os esforços de cálculo do pilar com maior rácio, correspondente à combinação mais desfavorável, estão indicados na Figura 5.3 e no Quadro 5.7.

Diagramas de Esforços de Cálculo

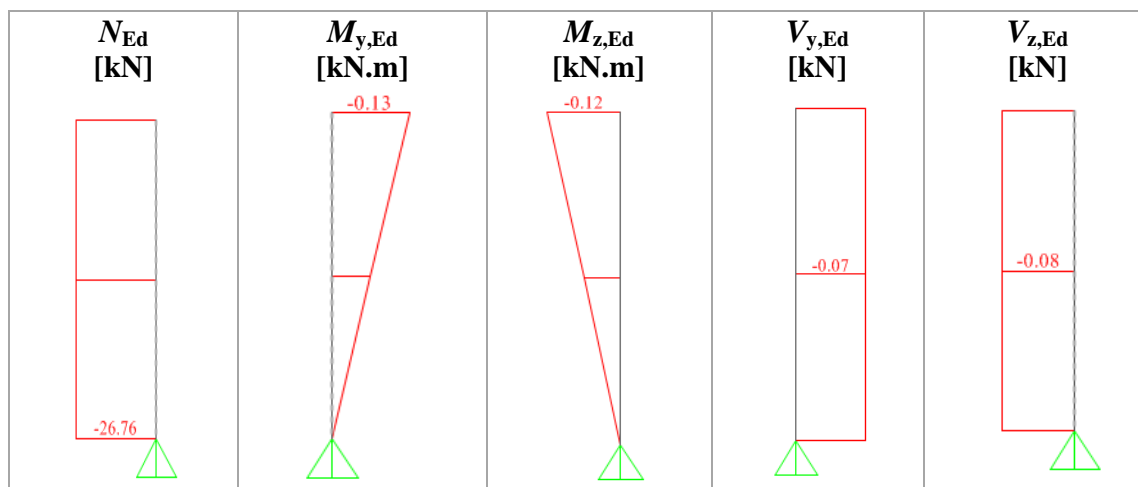


Figura 5.3 - Diagramas de Esforços de Cálculo

Quadro 5.7 - Esforços de Cálculo mais desfavoráveis na secção do Pilar

<i>Esforços Atuantes de Cálculo</i>				
N_{ED} [kN]	$M_{y,ED}$ [kN.m]	$M_{z,ED}$ [kN.m]	$V_{y,ED}$ [kN]	$V_{z,ED}$ [kN]
-26.76	-0.13	-0.12	-0.07	-0.08

5.3.1 Processos de Cálculo

- 1º Processo - Dimensionamento pelas Folhas de Cálculo em "Excel"

O dimensionamento em "Excel" permitiu proceder às seguintes verificações:

- Resistência das Secções Transversais

Quadro 5.8 – Resistência da Secção ao Esforço Axial de Compressão

<i>Esforço Axial de Compressão</i>			
$N_{ED(-)}$ [kN]	$N_{c,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}}$	$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.0$
26.76	242.52	0.11	Verifica

Quadro 5.9 - Resistência da Secção à Flexão

<i>Momento Fletor</i>							
Eixo y-y				Eixo z-z			
$M_{y,ED}$ [kN.m]	$M_{pl,rd,y}$ [kN.m]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} \leq 1.0$	$M_{z,ED}$ [kN.m]	$M_{pl,z,Rd}$ [kN.m]	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{cz,Rd}} \leq 1.0$
0.13	9.26	0.01	Verifica	0.12	2.15	0.13	Verifica

Quadro 5.10 - Resistência da Secção ao Esforço Transverso

<i>Esforço Transverso</i>												
Eixo y-y				Eixo z-z				Encurvadura por Esforço Transverso				
$V_{y,Ed}$ [kN]	$V_{pl,y,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{c,y,Rd}}$	$\frac{V_{y,Ed}}{V_{c,y,Rd}} \leq 1.0$	$V_{z,ED}$ [kN]	$V_{pl,z,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}}$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{h_w}{t_w}$	ϵ	η	$72 \times \frac{\epsilon}{\eta}$	$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \times \frac{\epsilon}{\eta}$
0.07	68.92	0.001	Verifica	0.08	68.95	0.001	Verifica	24.4	1	1	72	Verifica

Quadro 5.11 - Resistência da Secção à Flexão Composta (M+N)

<i>Flexão Composta (M+N)</i>											
Eixo y-y						Eixo z-z					
1ª Condição		2ª Condição		Não é necessário minorar o $M_{pl,Rd}$					Não é necessário minorar o $M_{pl,Rd}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \leq 1.0$
$0.25N_{pl,Rd}$	$N_{Ed} \leq 0.25 N_{pl,Rd}$	$\frac{0.5 h_w t_w}{\gamma_{M0}}$	$N_{Ed} \leq \frac{0.5 h_w t_w}{\gamma_{M0}}$	$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$	$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$		
60.63	Verifica	48.18	Verifica	9.261	0.014	Verifica	96.35	Verifica	2.15	0.06	Verifica

Quadro 5.12 - Resistência da Secção à Flexão Desviada

<i>Flexão Desviada</i>			
α	$\beta = 5n, \beta \geq 1$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta$	$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta \leq 1.0$
2	1	0.056	Verifica


Quadro 5.13 - Resistência da Secção à Flexão Composta com Esforço Transverso (M+N+V)

<i>Flexão Composta com Esforço Transverso (M+N+V)</i>									
Eixo y-y					Eixo z-z				
ρ_y	1ª Condição		2ª Condição		Não é necessário minorar o $M_{pl,Rd}$				Não é necessário minorar o $M_{pl,Rd}$
	$0.25 N_{Rd}$	$N_{Ed} \leq 0.25 N_{Rd}$	$0.5V_{Rd}$	$V_{Ed} \leq 0.5V_{Rd}$	$M_{NV,y,R,d} \leq M_{pl,y,R,d}$	$n \leq 0.20$	$0.5V_{Rd}$	$V_{Ed} \leq 0.5V_{Rd}$	$M_{NV,z,R,d} \leq M_{pl,z,R,d}$
1	60.63	Verifica	34.46	Verifica	9.26	Verifica	34.47	Verifica	2.15

Quadro 5.14 - Resistência do Elemento à Encurvadura por Compressão

<i>Elementos Uniformes Comprimidos - Colunas</i>																							
Curva de Encurvadura				Encurvadura segundo o Eixo mais Resistente y-y											Encurvadura segundo o Eixo menos Resistente z-z								
$\frac{h}{b}$	t_f [mm]	Curva eixo y-y	Curva eixo z-z	β_A	λ_1	α_y	L_{cry}	λ_y	$\bar{\lambda}_y$	Φ_y	χ_y	$\bar{\lambda}_y > 0.2$	$N_{b,y,Rd}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,y,Rd}} \leq 1.0$	α_z	L_{crz}	λ_z	$\bar{\lambda}_z$	Φ_z	χ_z	$\bar{\lambda}_z > 0.2$	$N_{b,Rd,z}$ [kN]	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,z,Rd}} \leq 1.0$
1.8	5.7	a	b	1	93.9	0.21	1.68	41.3	0.44	0.62	0.94	Verifica	228.5	Verifica	0.34	1.68	135.5	1.4	1.75	0.36	Verifica	88.31	Verifica

Quadro 5.15 - Resistência do Elemento à Encurvadura Lateral

<i>Elementos Uniformes em Flexão - Resistência à Encurvadura</i>																
Encurvadura Lateral																
Tipo de diagrama de Momentos em y	k_z	C1	M_{cr} [kN.m]	W_y [cm ³]	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$	$\frac{h}{b}$	Curva de Encurv. Lateral	α_{LT}	β	Φ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,Rd,y}$ [kN.m]	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd,y}} \leq 1.0$	
	1.0	1.88	23	39.41	0.64	0.4	Com risco de bambeamento	1.82	b	0.34	0.75	0.70	0.90	8.32	Verifica	

Resistência do Elemento à Flexão Composta com Compressão – Colunas - Viga

Quadro 5.17 - Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes

a) Cálculo dos Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes						
a.1) C_{my} - Flexão na direção do Eixo y-y e Travamento na direção do Eixo z-z						
L_y [m]	$M_{Ed,y,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,y,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagramas de Momentos	Tipo de Carga	Ψ_y	C_{my}
1.68	0	0.13	Linear	Uniforme	0	0.6
a.2) C_{mz} - Flexão na direção do eixo z-z e Travamento na direção do Eixo y-y						
L_z [m]	$M_{Ed,z,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,z,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagrama de Momentos	Tipo de Carga	Ψ_z	C_{mz}
1.68	0	0.12	Linear	Uniforme	0	0.6
a.3) C_{mLT} - Flexão na direção do eixo y-y e Travamento na direção do Eixo y-y						
L_y [m]	$M_{Ed,y,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,y,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagrama de Momentos	Tipo de Carga	Ψ_y	C_{mLT}
1.68	0	0.13	Linear	Uniforme	0	0.6

Quadro 5.16 – Fatores de Interação kij

b) Fatores de Interação k_{ij} – Método Alternativo 2			
k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.6	0.51	0.91	0.85

Quadro 5.18 - Flexão Composta com Compressão

c) Flexão Composta com Compressão Colunas - Viga									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	Eq.6.6.1 ≤ 1	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{zy} \times \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	Eq.6.6.2 ≤ 1
0.12	0.01	0.029	0.16	Verifica	0.30	0.014	0.048	0.37	Verifica

▪ 2º Processo de Cálculo - Dimensionamento pelo "SAP2000"

Apresenta-se na Figura 5.4 os resultados do dimensionamento da folha de cálculo do "SAP2000", que inclui os seguintes itens:

- 1 – Identificação do nº da barra, perfil, comprimento, combinação de ação, classe de secção;
- 2 – Características e propriedades geométricas do perfil;
- 3 – Esforços de cálculo para a combinação que conduz a um maior rácio;
- 4 – Dimensionamento da secção à flexão composta com compressão;
- 5 – Dimensionamento à encurvadura por compressão;
- 6 e 7 – Dimensionamento à encurvadura lateral;
- 8 – Fatores de Interação.

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)								
Units : KN, m, C								
1	Frame : 537	X Mid: 2.035	Combo: ELU	Design Type: Column				
	Length: 1.680	Y Mid: 6.115	Shape: IPE100	Frame Type: DCL-MRF				
	Loc : 1.680	Z Mid: -0.860	Class: Class 1	Rolled : Yes				
Country=Portugal			Combination=Eq. 6.10		Reliability=Class 1			
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				
2	Aeff=0.001	eNy=0.000	eNz=0.000	W _{el,yy} =3.420E-05		W _{eff,yy} =3.420E-05		
	A=0.001	I _{yy} =1.710E-06	i _{yy} =0.041	W _{el,zz} =5.782E-06		W _{eff,zz} =5.782E-06		
	It=0.000	I _{zz} =0.000	i _{zz} =0.012	W _{p1,yy} =3.940E-05		A _{v,z} =6.667E-04		
	Iw=0.000	I _{yz} =0.000	h=0.100	W _{p1,zz} =9.150E-06		A _{v,y} =5.062E-04		
	E=210000000.0	f _y =235000.000	f _u =360000.000					
3	STRESS CHECK FORCES & MOMENTS							
	Location 1.680	Ned -26.761	Med,yy 0.000	Med,zz 0.000	Ued,z -0.078	Ued,y -0.074	Ted 0.000	
4	PMH DEMAND/CAPACITY RATIO (Governing Equation EC3 6.3.3(4)-6.62)							
	D/C Ratio:	0.367 = 0.303 + 0.015 + 0.049 < 1.000			OK			
= NEd/(Chi _z NRk/GammaM1) + k _{zy} (M _y ,Ed+NEd eNy)/(Chi _{LT} M _y ,Rk/GammaM1) + k _{zz} (M _z ,Ed+NEd eNz)/(M _z ,Rk/GammaM1) (EC3 6.3.3(4)-6.62)								
5	AXIAL FORCE DESIGN							
	Axial	Ned Force -26.761	Nc,Rd Capacity 242.050	NT,Rd Capacity 242.050				
		Np1,Rd 242.050	Nu,Rd 266.976	Ncr,T 659.386	Ncr,TF 659.386	An/Ag 1.000		
		Curve	Alpha	Ncr	LambdaBar	Phi	Chi	Nb,Rd
	Major (y-y)	a	0.210	1255.731	0.439	0.621	0.942	228.061
	MajorB(y-y)	a	0.210	1255.731	0.439	0.621	0.942	228.061
	Minor (z-z)	b	0.340	116.761	1.440	1.747	0.365	88.429
	MinorB(z-z)	b	0.340	116.761	1.440	1.747	0.365	88.429
	Torsional TF	b	0.340	659.386	0.606	0.753	0.834	201.894

Figura 5.4 - Folha de Dimensionamento do "SAP2000" para o Pilar IPE100 mais solicitado

6	MOMENT DESIGN							
		Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity	
	Major (y-y)	0.000	-0.131	9.259	9.259	9.259	8.073	
	Minor (z-z)	0.000	-0.124	2.150	2.150	2.150		
	SHEAR DESIGN							
		Ued Force	Uc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion		
	Major (z)	0.078	68.676	0.001	OK	0.000		
	Minor (y)	0.074	90.461	0.001	OK	0.000		
	Reduction	Up1,Rd	Eta	LambdaBarW				
		68.676	1.200	0.250				
	CONTINUITY PLATE, DOUBLER PLATE AND BEAM/COLUMN RATIOS							
		Cont Pl Area	Dbl Pl Thick	BC Ratio Major	BC Ratio Minor			
	Joint Design	9.281E-05	0.000	N/C	N/C			
7	LTB	Curve a	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr
			0.210	0.646	0.755	0.872	1.880	22.221
8	Factors	kyy	kyz	kzy	kzz			
		0.617	0.513	0.914	0.854			

Figura 5.4 - Folha de Dimensionamento do "SAP2000" para o Pilar IPE100 mais solicitado (cont.)

▪ 3º Processo de Cálculo - Dimensionamento pelo "SemiComp"

Este *software* foi utilizado para a verificação da secção mais esforçada, e também do elemento à flexão composta com compressão, conforme os resultados indicados nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7.

▪ **Verificação da Secção**

SEMICOMP Cross-Section Check			
Choose method EN 1993-1-1 (elastic Resistance)			
$N_{Ed} =$ -26.760 kN	$M_{y,Ed} =$ -0.130 kNm	$V_{z,Ed} =$ -0.070 kN	<input type="button" value="Perform cross-section checks"/>
$M_{z,Ed} =$ -0.120 kNm	$V_{y,Ed} =$ -0.080 kN		
<i>Reference values for classification</i>			
$c/t_w =$ 18.195	$\alpha_{web} =$ 1.000	$\psi_{web} =$ 0.803	$\varepsilon =$ 1.000
$c/t_f =$ 3.237	$\alpha_{flange} =$ 1.000	$\psi_{flange} =$ 0.724	$\varepsilon_{mod,cl3/4} =$ NaN
<i>Boundaries</i>	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w, max} =$	33.000	38.000	44.923
$c/t_f \leq c/t_{f, max} =$	9.000	10.000	14.159
Cross section class =	1		
<div style="border: 1px solid gray; padding: 5px; font-size: small;"> Note: This tool is only applicable to Class 1 to 3. For Class 4 elastic cross-section values are used for all calculations. </div>			
$M_{pl,y,Rd} =$ 9.26 kNm	$M_{pl,z,Rd} =$ 2.15 kNm	$V_{pl,z,Rd} =$ 68.99 kN	
$M_{el,y,Rd} =$ 8.04 kNm	$M_{el,z,Rd} =$ 1.36 kNm	$V_{pl,y,Rd} =$ 85.07 kN	
$N_{Rd} =$ 242.60 kN			
EN 1993-1-1, 6.2.3 / 6.2.4			
<i>Tension or compression</i>			
$U_{(6.5)/(6.9)} =$ 0.110 $\leq 1,0$	ok		
EN 1993-1-1, 6.2.5			
<i>Bending moment</i>			
$U_{strong A} =$ 0.014 $\leq 1,0$	ok		
$U_{weak A} =$ 0.056 $\leq 1,0$	ok		
EN 1993-1-1, 6.2.6			
<i>Shear</i>			
$U_{z-plastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$	ok	$U_{y-plastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$	ok
$U_{z-elastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$	ok	$U_{y-elastic} =$ 0.001 $\leq 1,0$	ok
$h_w/t_w =$ 22.390 $\leq 72\varepsilon/\eta =$ 60.000	ok		
EN 1993-1-1, 6.2.9			
<i>Bending and axial force</i>			
$U_{(6.41)/(6.42)} =$ 0.056 $\leq 1,0$	ok		$UF =$ 0.131
<div style="font-size: x-small;"> 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. </div>			

Figura 5.5 - Folha de Cálculo do "SemiComp" - Verificação da Secção Transversal

▪ Verificação do Elemento à Flexão Composta com Compressão

SEMICOMP Member Check			
Choose method for member check	Choose method for cross-section resistance	Perform member design check	
Method 2 (EN 1993-1-1 Annex B)	EN 1993-1-1:2010-12		
Section classification for member design check (based on 1. order cross-section forces)			
Reference values for classification in the worst section along the member			
$c/t_w = 18.195$	$\alpha_{web} = 1.000$	$\psi_{web} = 0.996$	$\varepsilon = 1.000$
$c/t_f = 3.237$	$\alpha_{flange} = 1.000$	$\psi_{flange} = 0.991$	
Boundaries	Class 1	Class 2	Class 3
$c/t_w \leq c/t_{w,max} =$	33.000	38.000	42.051
$c/t_f \leq c/t_{f,max} =$	9.000	10.000	13.781
Member 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. The user should check if parts of member are Class 4 in the "Additional info"-sheet.			
Member Check			
$N_{Ed} = 242.596$ kN	$M_{pl,y,Rd} = 9.261$ kNm	$N_{Ed} = -26.760$ kN	
$M_{y,Rd} = 9.261$ kNm	$M_{pl,z,Rd} = 2.149$ kNm	$M_{y,Ed,max} = 0.130$ kNm	
$M_{z,Rd} = 2.149$ kNm	$M_{el,y,Rd} = 8.038$ kNm	$M_{z,Ed,max} = 0.120$ kNm	
$M_{el,z,Rd} = 1.360$ kNm			
Strong axis buckling	Weak axis buckling	Lateral torsional buckling	
$L_{cr,y} = 1.680$ m	$L_{cr,z} = 1.680$ m	$M_{cr} = 21.645$ kNm	
$N_{cr,y} = 1255.820$ kN	$N_{cr,z} = 116.898$ kN	$\alpha_{LT} = 0.34$ [-]	
$\alpha_y = 0.21$ [-]	$\alpha_z = 0.34$ [-]	$\lambda_{LT} = 0.654$ [-]	
$\lambda_y = 0.440$ [-]	$\lambda_z = 1.441$ [-]	$\chi_{LT,mod} = 1.000$ [-]	
$\chi_y = 0.942$ [-]	$\chi_z = 0.365$ [-]	$f_{mod} = 0.881$ [-]	
EN 1993-1-1, 6.3.3			
Uniform member in bending and axial compression		Global interaction factors	
Eq. (6.61):	$U = 0.154 \leq 1,0$ ok	$k_{yy} = 0.617$	
Eq. (6.62):	$U = 0.363 \leq 1,0$ ok	$k_{yz} = 0.512$	
		$k_{zy} = 0.914$	
		$k_{zz} = 0.854$	
Cross-section check at each end of the member			
Left end:	$U = 0.110 \leq 1,0$ ok	$UF = 0.110$	
Right end:	$U = 0.110 \leq 1,0$ ok	$UF = 0.131$	
Additional member checks			
EN 1993-1-1, 6.3.1			
Strong axis flexural buckling check			
Eq. (6.46):	$N_{Ed}/N_{o,Rd} = 0.117 \leq 1,0$ ok		
Weak axis flexural buckling check			
Eq. (6.46):	$N_{Ed}/N_{o,Rd} = 0.302 \leq 1,0$ ok		
EN 1993-1-1, 6.3.2			
Lateral torsional buckling			
Eq. (6.54):	$M_{Ed}/M_{o,Rd} = 0.014 \leq 1,0$ ok		

Figura 5.6 - Folha de Cálculo do "SemiComp" - Verificação para o Elemento à Flexão Composta com Compressão

Nota: Para a utilização do *software* "SemiComp" foi necessário determinar previamente o momento crítico, tendo-se utilizado para esta finalidade o *software* "LTBeam", cujo resultado está indicado na Figura 5.7.

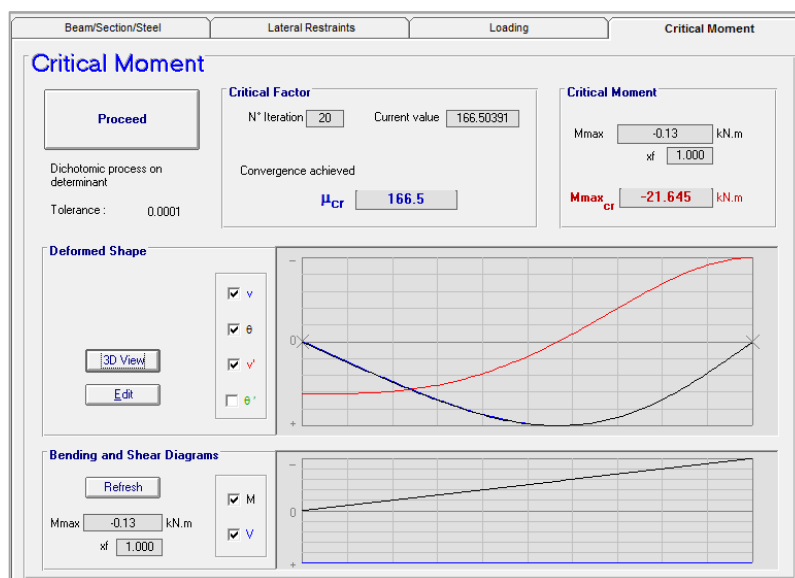


Figura 5.7 - Determinação do Momento Crítico - "LTBeam"

5.3.2 Estados Limites de Utilização – Verificação de Segurança aos Estados Limites de Deformação

A verificação de segurança aos estados limites de utilização foi determinada com base nos deslocamentos horizontais nas direções x e y determinados no "SAP2000".

No Quadro 5.19 apresentam-se os deslocamentos máximos e os valores admissíveis para o pilar mais condicionante.

Quadro 5.19 - Deslocamento Horizontal Máximo do Pilar

<i>Elemento</i>	$H/300$ [cm]	δ_x [cm]	$\delta_x \leq H/300$	δ_y [cm]	$\delta_y \leq H/300$
Pilar IPE100	$168/300 = 0.56$	0.008	Verifica	0.015	Verifica

A verificação de segurança aos estados limites de utilização foi realizada com base nos deslocamentos horizontais nas direções x e y determinados no "SAP2000".

5.2 Dimensionamento das Vigas IPE 100

- **Estados Limites Últimos - Verificação da Resistência das Secções e dos Elementos mais solicitados**

No dimensionamento aos estados limites últimos das vigas dos perfis IPE100, foi escolhida a viga com maior rácio, para a combinação mais condicionante.

No Quadro 5.20 apresentam-se os rácios de todas as vigas para a combinação desfavorável dos estados limites últimos.

Quadro 5.20 - Rácios das Vigas

Nº Barra	Perfil	Tipo	Combinações	Rácios
623	IPE100	Viga	ELU	0.38
622	IPE100	Viga	ELU	0.37
188	IPE100	Viga	ELU	0.37
150	IPE100	Viga	ELU	0.36
148	IPE100	Viga	ELU	0.36
187	IPE100	Viga	ELU	0.35
162	IPE100	Viga	ELU	0.35
175	IPE100	Viga	ELU	0.35
189	IPE100	Viga	ELU	0.35
186	IPE100	Viga	ELU	0.34
174	IPE100	Viga	ELU	0.34
161	IPE100	Viga	ELU	0.33
163	IPE100	Viga	ELU	0.33
176	IPE100	Viga	ELU	0.33
173	IPE100	Viga	ELU	0.32
160	IPE100	Viga	ELU	0.32
201	IPE100	Viga	ELU	0.29
200	IPE100	Viga	ELU	0.29
202	IPE100	Viga	ELU	0.28
199	IPE100	Viga	ELU	0.28
140	IPE100	Viga	ELU	0.20
139	IPE100	Viga	ELU	0.20
178	IPE100	Viga	ELU	0.19
177	IPE100	Viga	ELU	0.19
165	IPE100	Viga	ELU	0.18
164	IPE100	Viga	ELU	0.18
781	IPE100	Viga	ELU	0.18
780	IPE100	Viga	ELU	0.18

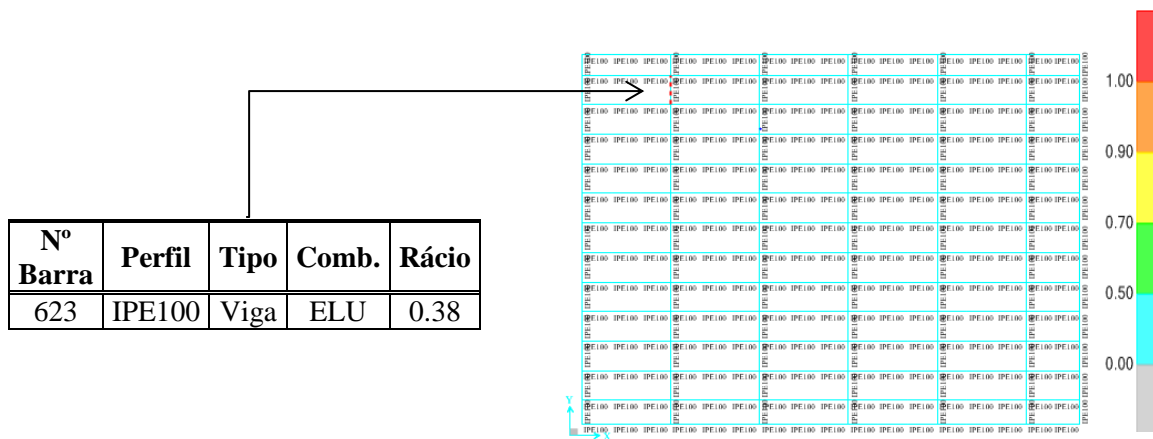


Figura 5.8 - "SAP2000" - Rácios de Dimensionamento da Viga mais solicitada

▪ Esforços de Cálculo para a combinação mais desfavorável

Na Figura 5.9 e no Quadro 5.21 apresentam-se os esforços de cálculo da viga com maior rácio, correspondente à combinação mais desfavorável.

5.3.1 Diagramas de Esforços de Cálculo

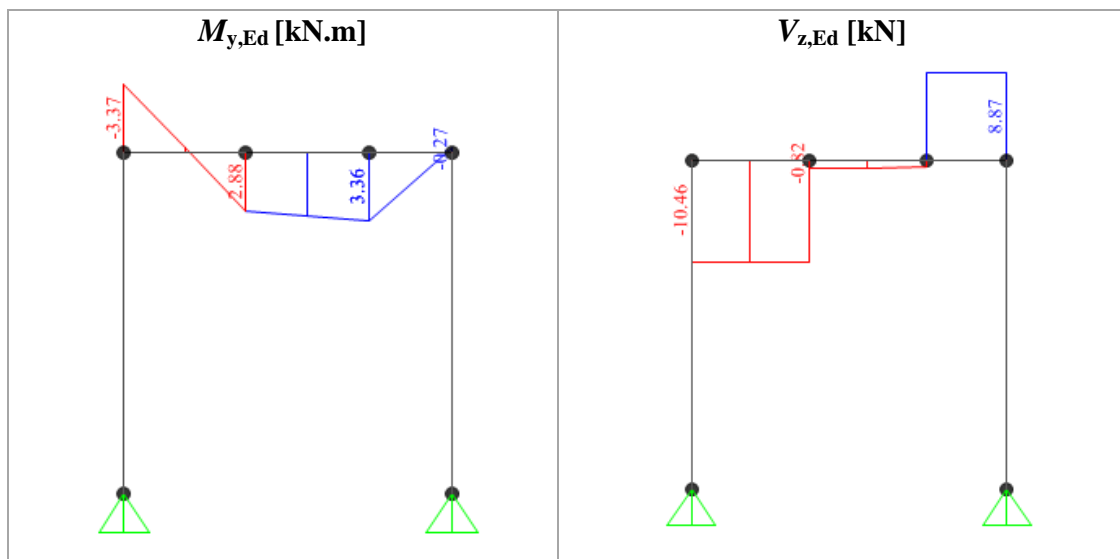


Figura 5.9 - Diagramas de Esforços na Viga

Quadro 5.21 - Esforços de Cálculo mais desfavoráveis na seção da Viga

N_{ED} [kN]	$M_{y,ED}$ [kN.m]	$M_{z,ED}$ [kN.m]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]
Sem significado	3.37	Sem significado	Sem significado	-10.46

5.3.3 Processos de Cálculo

- 1º Processo de Cálculo - Dimensionamento pelas Folhas de Cálculo em "Excel"

Verificações realizadas para a viga - IPE100:

- Resistência das Secções Transversais

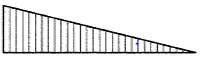
Quadro 5.22 - Resistência da Secção à Flexão

<i>Momento Fletor</i>			
Eixo y-y			
$M_{y,Ed}$ [kN.m]	$M_{pl,rd,y}$ [kN.m]	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{cy,Rd}} \leq 1.0$
3.37	9.26	0.36	Verifica

Quadro 5.23 - Resistência da Secção ao Esforço Transverso

<i>Esforço Transverso</i>								
Eixo z-z				Encurvadura por Esforço Transverso				
$V_{z,Ed}$ [kN]	$V_{pl,z,Rd}$ [kN]	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}}$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{c,z,Rd}} \leq 1.0$	$\frac{h_w}{t_w}$	ϵ	η	$72 \times \frac{\epsilon}{\eta}$	$\frac{h_w}{t_w} \leq 72 \times \frac{\epsilon}{\eta}$
10.46	68.95	0.152	Verifica	24.4	1	1	72	Verifica

Quadro 5.24 - Resistência do Elemento à Encurvadura Lateral

<i>Elementos Uniformes em Flexão</i>																	
Encurvadura Lateral																	
Tipo de Diagrama de Momentos em y	ψ	C_1	k_z	M_{cr} [kN.m]	W_y [cm ³]	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT,0}$	$\bar{\lambda}_{LT} \leq \bar{\lambda}_{LT,0}$	$\frac{h}{b}$	Curva de Encurv. Lateral	α_{LT}	β	Φ_{LT}	χ_{LT}	$M_{b,y,Rd}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,y,Rd}}$	$\frac{M_{Ed}}{M_{b,y,Rd}} \leq 1.0$
	0	1.88	1	23.72	39.41	0.63	0.4	Com risco de Bامbeamento	1.82	b	0.34	0.8	0.69	0.91	8.39	0.40	Verifica

Resistência do Elemento à Flexão Composta com Compressão – Colunas-Viga

Quadro 5.26 - Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes

<i>a) Coeficientes dos Momentos Uniformes Equivalentes</i>						
a.1) C_{my} - Flexão na direção do Eixo y-y e Travamento na direção do Eixo z-z						
L_y [m]	$M_{Ed,y,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,y,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagramas de Momentos	Tipo de Carga	ψ_y	C_{my}
1.61	0	3.37	Linear	Uniforme	0	0.6
a.2) C_{mz} - Flexão na direção do eixo z-z e Travamento na direção do Eixo y-y						
L_z [m]	$M_{Ed,z,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,z,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagrama de Momentos	Tipo de Carga	ψ_z	C_{mz}
1.61	0	0	-	Uniforme	0	0
a.3) C_{mLT} - Flexão na direção do eixo y-y e Travamento na direção do Eixo y-y						
L_y [m]	$M_{Ed,y,esq}$ [kN.m]	$M_{Ed,y,dir}$ [kN.m]	Tipo de Diagrama de Momentos	Tipo de Carga	ψ_y	C_{mLT}
1.61	0	3.37	Linear	Uniforme	0	0.6

Quadro 5.25 - Fatores de Interação k_{ij}

<i>b) Fatores de Interação k_{ij} – Método Alternativo 2</i>			
k_{yy}	k_{yz}	k_{zy}	k_{zz}
0.6	0	1.0	0

Quadro 5.27 - Flexão Composta Com Compressão

a) Flexão Composta com Compressão Colunas - Viga									
$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{yz} \times \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \times \frac{A \times f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \times \frac{W_{ply} \times f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \times f_y \cdot \gamma_{M1}}$	Eq.6.6.1 ≤ 1	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{zy} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}}$	$k_{zz} \times \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot f_y \cdot \gamma_{M1}}$	Eq.6.6.2 ≤ 1
0	0.241	0	0.241	Verifica	0	0.402	0	0.402	Verifica

▪ 2º Processo de Cálculo - Dimensionamento pelo "SAP2000"

Na Figura 5.10 apresentam-se alguns dos resultados do dimensionamento da folha de cálculo do "SAP2000", utilizados na verificação das secções transversais da viga mais esforçada, bem como no estudo da encurvadura lateral (bambeamento).

De acordo com os diagramas de esforços de cálculo, momentos fletores e esforços transversos mais desfavoráveis, estudaram-se os três troços em que a viga ao bambeamento.

Estados Limites Últimos

1ºTroço

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted			
0.300	-0.147	-0.238	-1.076E-04	-10.424	-0.006	-1.349E-04			
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major (y-y)	-0.238	-3.370	9.259	9.259	9.259	9.143			
Minor (z-z)	0.000	-0.002	2.150	2.150	2.150				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
	a	0.210	0.256	0.539	0.987	2.700	140.830		

2ºTroço

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted			
0.600	-0.151	3.356	7.506E-04	-0.756	-0.002	-3.421E-05			
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major (y-y)	3.356	3.356	9.259	9.259	9.259	8.800			
Minor (z-z)	0.000	7.506E-04	2.150	2.150	2.150				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
	a	0.210	0.409	0.606	0.950	1.061	55.344		

3ºTroço

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
Location	Med	Med,yy	Med,zz	Ued,z	Ued,y	Ted			
0.000	-0.156	3.358	0.001	8.826	0.005	2.328E-04			
MOMENT DESIGN									
	Med Moment	Med,span Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mn,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity			
Major (y-y)	3.358	3.358	9.259	9.259	9.259	9.232			
Minor (z-z)	0.001	0.001	2.150	2.150	2.150				
LTB	Curve	AlphaLT	LambdaBarLT	PhiLT	ChiLT	C1	Mcr		
	a	0.210	0.213	0.524	0.997	1.996	203.371		

Figura 5.10 - Folhas de Dimensionamento do "SAP2000" para a Viga IPE100

- **Verificações**

Os Quadros 5.28 e 5.29 apresentam as verificações realizadas.

Quadro 5.28 - Valores dos Esforços em cada Troço da Viga

Troços	M_{cr} [kN.m]	M_{bRd} [kN.m]
1º	104.83	9.14
2º	55.34	8.80
3º	203.71	9.23

Quadro 5.29 - Rácios das Secções mais Esforçadas e da Encurvadura da Viga

<i>Rácios – Verificações</i>				
Secções mais Esforçadas				Encurvadura da Viga
$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}$	$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}}$	$\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}}$	$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,bRd}}$
Sem Significado	$\frac{3.37}{9.26} = 0.363$	$\frac{10.42}{68.67} = 0.152$	Sem Significado	$\frac{3.37}{8.8} = 0.382$

Nota: Uma vez que N_{Ed} é igual a zero e $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{Rd}$ os momentos resistentes de cálculo não são minorados pela presença deste esforço.

- **4º Quadro Comparativo**

Nos Quadros 5.30 e 5.31 apresentam-se a comparação dos diferentes resultados obtidos.

Quadro 5.30 - Rácios na Viga

	Folhas de Cálculo	"SAP2000"
$\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}}$	0.36	0.36
$\frac{V_{z,Ed}}{V_{z,Rd}}$	0.152	0.152

Quadro 5.31 - Rácios na Viga

		Folhas de Cálculo	"SAP2000"
M_{cr}	1º Troço	153.15	104.83
	2º Troço	59.70	55.34
	3º Troço	232.38	203.71
M_{bRd}	1º Troço	9.26	9.143
	2º Troço	9.26	8.8
	3º Troço	9.26	9.23

Conclusões: Verifica-se no Quadro 5.30 que os resultados do dimensionamento pelos dois processos, conduzem a valores da mesma ordem de grandeza e inferiores à unidade.

Estados Limites de Serviço

A verificação da segurança aos estados limites de utilização foi realizada com base nos deslocamentos verticais máximos, para a combinação mais desfavorável, conforme se indica na Figura 5.11.

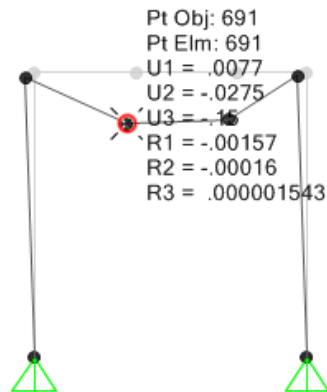


Figura 5.11 - Deslocamento Máximo da Viga para a Combinação E.L.Serviço

Quadro 5.32 - Deslocamento Máximo da Viga

<i>Elemento</i>	$\delta_{\max\text{SAP2000}}$ [cm]	$\delta_{\max\text{EC3}} = L/300$ [cm]	$\delta_{\max\text{SAP2000}} \leq L/300$
Viga IPE100	0.17	$161/300 = 0.54$	Verifica

5.3 Ligações

5.3.4 Ligações Soldadas

As ligações soldadas foram dimensionadas de acordo com a informação indicada na Memória Descritiva.

A Figura 5.12 apresenta o ábaco que permite de um modo simples proceder ao dimensionamento dos cordões das soldaduras de ângulo.

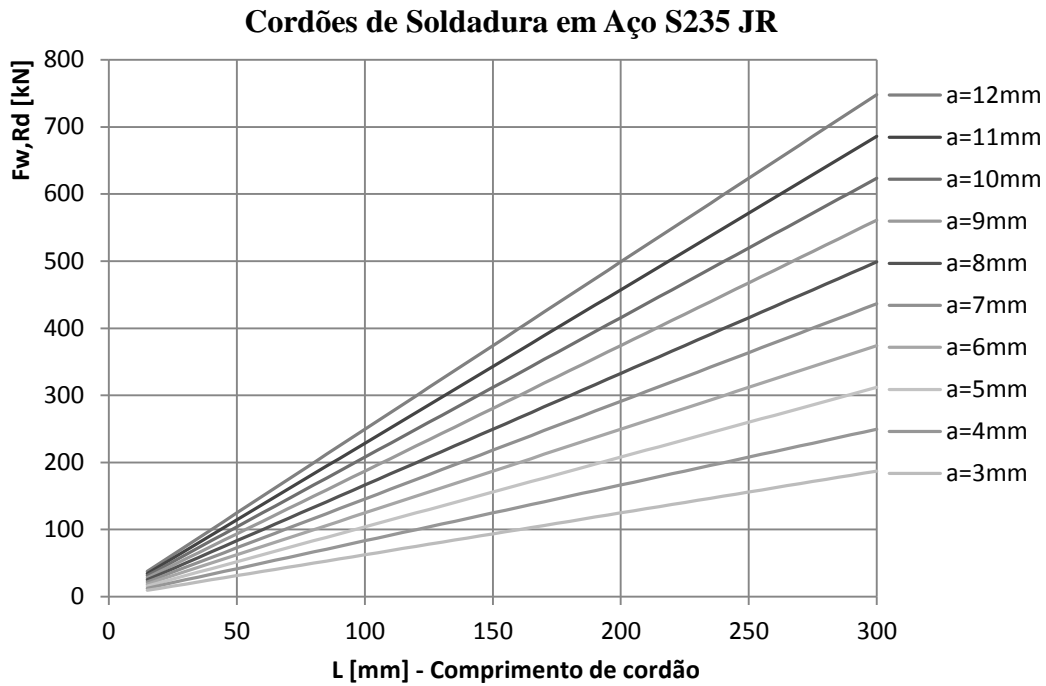


Figura 5.12 - Âbaco de Dimensionamento dos Cordões de Soldadura de ângulo S235 JR

▪ **Ligação do Pilar – Viga (Soldada)**

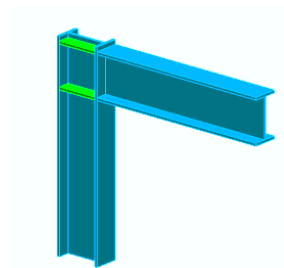


Figura 5.13 - Pormenor em 3D da ligação Pilar - Viga

LOADS

Case:	Manual calculations.		
$M_{b2,Ed}$	-3.37	[kN*m]	Bending moment in the left beam
$V_{b2,Ed}$	-10.46	[kN]	Shear force in the left beam
$N_{b2,Ed}$	-0.13	[kN]	Axial force in the left beam
$M_{c2,Ed}$	-0.12	[kN*m]	Bending moment in the upper column
$V_{c2,Ed}$	-0.08	[kN]	Shear force in the upper column
$N_{c2,Ed}$	-26.76	[kN]	Axial force in the upper column

RESULTS

WEB PANEL - SHEAR

$M_{b1,Ed}$	0.00	[kN*m]	Bending moment (right beam)	[5.3.(3)]
$M_{b2,Ed}$	-3.37	[kN*m]	Bending moment (left beam)	[5.3.(3)]
$V_{c1,Ed}$	0.00	[kN]	Shear force (lower column)	[5.3.(3)]
$V_{c2,Ed}$	-0.08	[kN]	Shear force (upper column)	[5.3.(3)]
Z =	94	[mm]	Lever arm	[6.2.5]
$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed}) / Z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed}) / 2$				

$V_{wp,Ed} =$	35.70 [kN]	Shear force acting on the web panel	[5.3.(3)]
$A_{vs} =$	5.08 [cm ²]	Shear area of the column web	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$A_{vc} =$	5.08 [cm ²]	Shear area	EN1993-1-1:[6.2.6.(3)]
$d_s =$	94 [mm]	Distance between the centroids of stiffeners	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,fc,Rd} =$	0.10 [kN*m]	Plastic resistance of the column flange for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,stu,Rd} =$	0.12 [kN*m]	Plastic resistance of the upper transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$M_{pl,sti,Rd} =$	0.12 [kN*m]	Plastic resistance of the lower transverse stiffener for bending	[6.2.6.1.(4)]
$V_{wp,Rd} =$	$0.9 (A_{vs} * f_{y,wc}) / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) + \text{Min}(4 M_{pl,fc,Rd} / d_s, (2 M_{pl,fc,Rd} + M_{pl,stu,Rd} + M_{pl,sti,Rd}) / d_s)$		
$V_{wp,Rd} =$	66.56 [kN]	Resistance of the column web panel for shear	[6.2.6.1]
$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} \leq 1,0$	0.54 < 1.00	verified	(0.54)

WELD RESISTANCE

$A_w =$	17.00 [cm ²]	Area of all welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wy} =$	11.03 [cm ²]	Area of horizontal welds	[4.5.3.2(2)]
$A_{wz} =$	5.97 [cm ²]	Area of vertical welds	[4.5.3.2(2)]
$I_{wy} =$	288.93 [cm ⁴]	Moment of inertia of the weld arrangement with respect to the hor. axis	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp \max} = \tau_{\perp \max} =$	0.00 [MPa]	Normal stress in a weld	[4.5.3.2(5)]
$\sigma_{\perp} = \tau_{\perp} =$	0.00 [MPa]	Stress in a vertical weld	[4.5.3.2(5)]
$\tau_{\parallel} =$	0.00 [MPa]	Tangent stress	[4.5.3.2(5)]
$\beta_w =$	0.80	Correlation coefficient	[4.5.3.2(7)]
$\sqrt{[\sigma_{\perp \max}^2 + 3 * (\tau_{\perp \max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	0.00 < 235.00	verified	(0.00)
$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3 * (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$	0.00 < 235.00	verified	(0.00)
$\sigma_{\perp} \leq 0.9 * f_u / \gamma_{M2}$	0.00 < 169.20	verified	(0.00)

WEAKEST COMPONENT:

COLUMN WEB PANEL - SHEAR

Connection conforms to the code

Ratio 0.54

5.3.5 Ligações Aparafusadas

Com base no *software* "Robot Structural Analysis Professional", junta-se a justificação de uma ligação aparafusada do pilar rotulado à laje térrea de fundação da cave.

No Anexo II está o relatório completo do cálculo realizado.

- **Ligação na base do Pilar Rotulado**

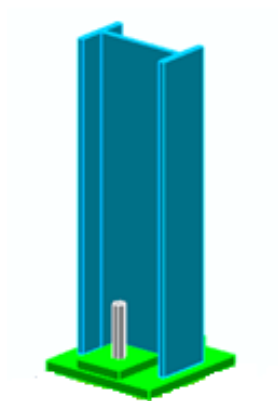


Figura 5.14 - Pormenor em 3D da ligação na base s do Pilar Rotulado

LOADS

Case: Manual calculations.

$N_{j,Ed} = -26.76$ [kN] Axial force
 $V_{j,Ed,y} = -0.07$ [kN] Shear force
 $V_{j,Ed,z} = -0.08$ [kN] Shear force

RESULTS

COMPRESSION ZONE

COMPRESSION OF CONCRETE

$c = 23$ [mm] Additional width of the bearing pressure zone [6.2.5.(4)]
 $f_{jd} = 19.94$ [MPa] Design bearing resistance [6.2.5.(7)]
 $F_{c,Rd,n} = 198.45$ [kN] Bearing resistance of concrete for compression [6.2.8.2.(1)]

RESISTANCES OF SPREAD FOOTING IN THE COMPRESSION ZONE

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$
 $N_{j,Rd} = 198.45$ [kN] Resistance of a spread footing for axial compression [6.2.8.2.(1)]

CONNECTION CAPACITY CHECK

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	$0.13 < 1.00$	verified	(0.13)
---------------------------------------	---------------	----------	--------

A – PEÇAS ESCRITAS

IV. CONCLUSÕES

CONCLUSÕES

A realização deste trabalho permitiu a aplicação prática de diversos conceitos adquiridos nas várias unidades curriculares do curso de engenharia civil, possibilitando também a aprendizagem de novos conceitos no domínio do dimensionamento de estruturas, que foram fundamentais para a realização do Projeto da Sala Elétrica e do Posto de Transformação.

O estudo aprofundado de outros projetos, em conjunto com outros conhecimentos complementares adquiridos na análise estrutural de estruturas, foram também fundamentais no desenvolvimento das diferentes fases deste Projeto.

A elaboração deste trabalho permitiu adquirir e consolidar conhecimentos nas áreas referentes a:

- Regulamentação Europeia (Eurocódigos Estruturais) na parte referente da análise das ações do vento, sismo, temperatura, etc.;
- Aprendizagem de *softwares*, tais como: "SAP2000", "GaLa Reinforcement"; "SemiComp"; "LTBeam", etc.;
- Elaboração de tabelas de cálculo em "Excel", utilizadas quer para o dimensionamento orgânico de elementos em betão armado mas também para secções e elementos metálicos;
- Elaboração de peças desenhadas com recurso ao "Autocad".

Perspetivas Futuras

O dimensionamento deste Edifício a partir de uma solução totalmente metálica, ou em betão armado com elementos pré-fabricados, de modo a compararem-se os custos entre a solução deste Projeto e estas soluções.

Programar parte das tabelas que serviram para o dimensionamento dos elementos de betão armado e metálicos, com recurso à linguagem de Visual Basic (VBA).

Desafiar alguns colegas de curso, de modo a publicar em conjunto tabelas e ábacos que permitam proceder ao dimensionamento de vigas, pilares e sapatas em betão armado de um modo mais célere.

