

Figura 27 – Túnel de acesso a céu aberto. Esforço transverso de dimensionamento (ELU): Vsd (kN/m)

7.5.5 Túnel do Cais

Para a verificação da segurança da Galeria NATM considerou-se que esta está totalmente embebida na camada Cc1d, sendo que se desprezou o impulso das terras por ter sido dado como favorável aquando a análise de sensibilidade feito para os k_0 . Relativamente ao Impulso Hidrostático, este é o correspondente a ter o nível freático ao nível do topo da abóbada. Os esforços foram calculados com recurso a um programa de cálculo automático desenvolvido pela COBA. Apresentam-se de seguida os esforços obtidos.

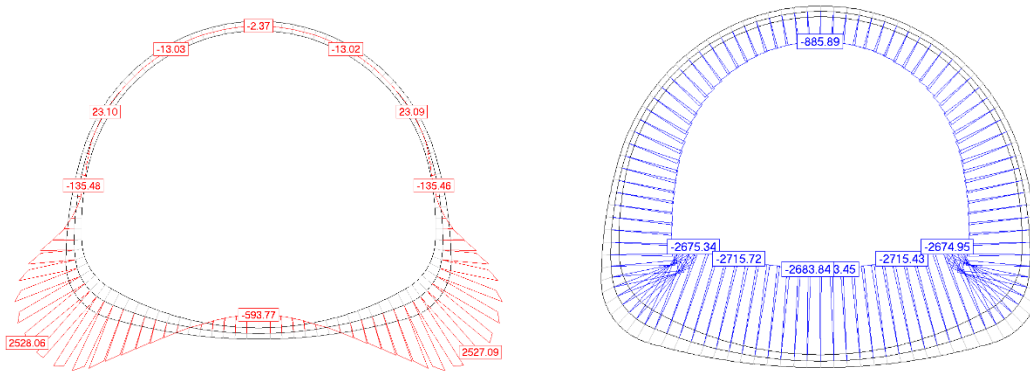


Figura 28 – Galeria NATM. Esforços de dimensionamento (ELU): Msd (kNm/m) e Nsd (kN/m)

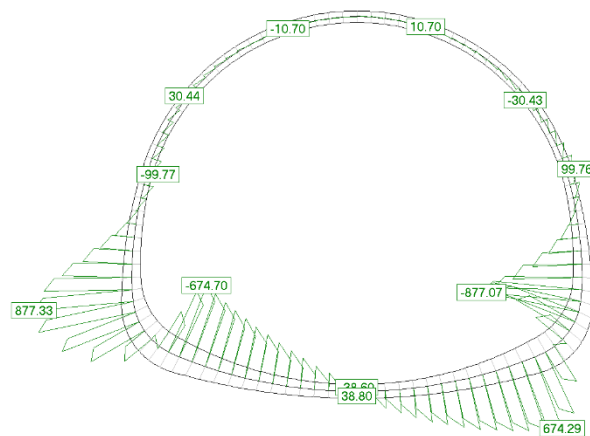


Figura 29 – Galeria NATM. Esforço transverso de dimensionamento (ELU): Vsd (kN/m)

7.6 Verificação das Secções Condicionantes

Nas tabelas seguintes são indicadas as soluções de armadura que verificam a segurança aos esforços apresentados no capítulo 7.5.

7.6.1 Laje de cobertura

Verificação ao momento fletor na laje de cobertura:

Tabela 6 – Laje de cobertura – Verificação ao Momento Fletor

Direção	Face	e [m]	M_{sd} [kNm/m]	A_s adot [cm ² /m]	M_{Rd} [kNm/m]
Y	Superior	2.4	-9300	Ø32//0.15 + Ø32//0.15	9400
Y	Inferior	2.4	7800	Ø25//0.10	9700
X	Superior	2.4	-4020	Ø25//0.10	4350
X	Inferior	2.4	4250	Ø25//0.10	4350

A verificação ao esforço transverso na laje de cobertura:

Tabela 7 – Laje de cobertura – Verificação ao Esforço Transverso

Direção	e [m]	V_{sd} [kNm/m]	A_s adot [cm ² /m]	V_{Rd} [kNm/m]
Y	2.4	1600	Ø12//0.20//0.40	2250
X	2.4	800	Ø12//0.40//0.40	1120

De acordo com as tabelas acima encontra-se verificada a resistência ao momento fletor e esforço transverso.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

Com uma deformação espetável de aproximadamente 50 mm a longo prazo, a laje de cobertura verifica o critério de limitação da flecha a $L/250$.

7.6.2 Paredes

Verificação ao momento fletor nas paredes:

Tabela 8 – Paredes – Verificação ao Momento Fletor

Direção	Localização	Face	e [m]	N _{sd} [kN/m]	M _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	M _{Rd} [kNm/m]
Vertical	Nível Subcais	Exterior	1.5	-2000	6500	Ø25//0.10 + Ø25//0.10	6550
Vertical	Nível Cais – Nível Mezanino	Interior	1.0	-5000	1150	Ø20//0.15	2470
Vertical	Nível Cobertura	Exterior	1.0	-800	2600	Ø25//0.10 + Ø25//0.20	2960
Horizontal	Nível Mezanino	Exterior	1.0	-1000	1300	Ø20//0.15 + Ø16//0.15	1630
Horizontal	Nível Cais – Nível Mezanino	Interior	1.0	-4500	500	Ø20//0.15	2360

A verificação ao esforço transverso na laje de cobertura:

Tabela 9 – Paredes – Verificação ao Esforço Transverso

Direção	Localização	e [m]	V _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	V _{Rd} [kNm/m]
Vertical	Nível Subcais	1.5	1300	Ø12//0.20//0.40	1390
Vertical	Nível Cobertura	1.0	1200	Ø12//0.20//0.30	1220
Horizontal	Nível Subcais – Nível Cobertura	1.0	1800	Ø12//0.20//0.20	1820

Verificação ao momento fletor no encontro das paredes circulares:

Tabela 10 – Encontro paredes – Verificação ao Momento Fletor

Direção	Localização	Face	e [m]	N _{sd} [kN/m]	M _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	M _{Rd} [kNm/m]
Vertical	Nível Subcais	Interior	3.8	-7000	11110	Ø32//0.15	19280
Vertical	Nível Cobertura	Exterior	3.8	-2000	9800	Ø32//0.15	11140
Horizontal	Nível Cais – Nível Cobertura	Exterior	3.8	-1000	8000	Ø25//0.10 + Ø20//0.20	11260

A verificação ao esforço transverso no encontro das paredes circulares:

Tabela 11 – Encontro paredes – Verificação ao Esforço Transverso

Direção	Localização	e [m]	V _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	V _{Rd} [kNm/m]
Vertical	Nível Subcais – Nível Cobertura	3.8	7000	Ø12//0.20//0.20	7180

De acordo com as tabelas acima encontra-se verificada a resistência ao momento fletor e esforço transverso.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

7.6.3 Laje de fundo

Verificação ao momento fletor na laje de cobertura:

Tabela 12 – Laje de fundo – Verificação ao Momento Fletor

Direção	Face	e [m]	M _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	M _{Rd} [kNm/m]
Y	Superior	2.5	8150	Ø25//0.10 + Ø25//0.10	9050
Y	Inferior	2.5	-9400	Ø25//0.10 + Ø32//0.15	9450
X	Superior	2.5	6980	Ø25//0.10 + Ø25//0.20	7060
X	Inferior	2.5	-14500	Ø32//0.15 + Ø32//0.15 + Ø32//0.15	14700

A verificação ao esforço transverso na laje de cobertura:

Tabela 13 – Laje de fundo – Verificação ao Esforço Transverso

Direção	e [m]	V _{sd} [kNm/m]	A _s adot [cm ² /m]	V _{Rd} [kNm/m]
Y	2.5	1400	Ø12//0.30//0.40	1560
X	2.5	1200	Ø12//0.30//0.40	1560

De acordo com as tabelas acima encontra-se verificada a resistência ao momento fletor e esforço transverso.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

7.6.4 Acesso à Av. Infante Santo

7.6.4.1 Galeria de acesso a céu aberto

Verificação da segurança à flexão composta da galeria de acesso a céu aberto:

Apresenta-se de seguida a armadura obtido pelo programa de cálculo automático mencionado.

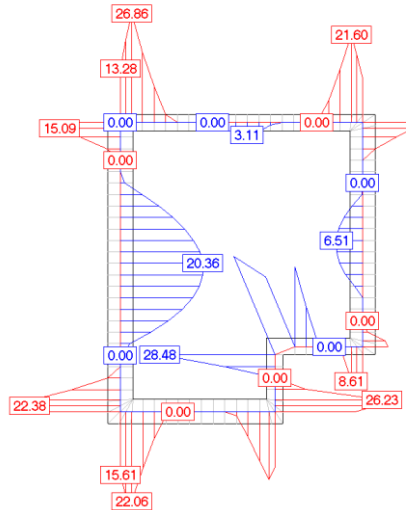


Figura 30 – Galeria de acesso a céu aberto. Armadura de flexão necessária

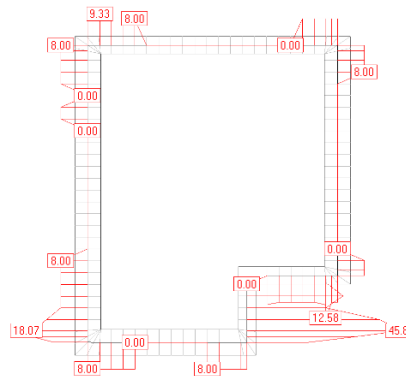


Figura 31 – Galeria de acesso a céu aberto. Armadura de esforço transversal necessária

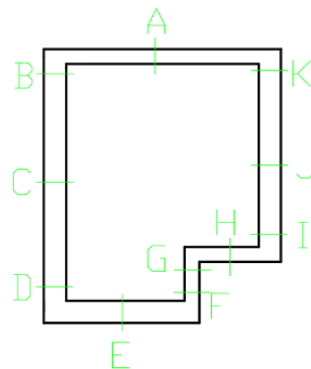


Figura 32 – Galeria de acesso a céu aberto. Secções de dimensionamento

Tabela 14 – Galeria de acesso NATM – Verificação à flexão composta

Secção	Interior		Exterior		As, distribuição (cm ² /m)
	As (cm ² /m)	As, adotado (cm ² /m)	As (cm ² /m)	As, adotado (cm ² /m)	
A	3.11	As, min	0	As, min	Ø16//0.20
B	0	As, min	26.86	Ø20//0.20+Ø16//0.20	Ø16//0.20
C	20.36	Ø16//0.10	0	As, min	Ø16//0.20
D	0	As, min	22.38	Ø20//0.20+Ø16//0.20	Ø16//0.20
E	0	As, min	0	As, min	Ø16//0.20
F	0	As, min	26.23	Ø20//0.20+Ø16//0.20	Ø16//0.20
G	28.48	Ø20//0.10	0	As, min	Ø16//0.20
H	0	As, min	0	As, min	Ø16//0.20
I	0	As, min	8.61	As, min	Ø16//0.20
J	6.51	As, min	0	As, min	Ø16//0.20
K	0	As, min	21.6	Ø16//0.10	Ø16//0.20

Com $A_{s,min} = \text{Ø}16//0.20$ (10.05 cm²/m)

De acordo com a tabela anterior a segurança ao Estado Limite Último de flexão está verificada.

A secção fica assim com uma de armadura de 96,3 kg/m³.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

7.6.4.2 Túnel de acesso NATM

Verificação da segurança à flexão composta da galeria de acesso NATM:

Apresenta-se de seguida a armadura obtido pelo programa de cálculo automático mencionado.

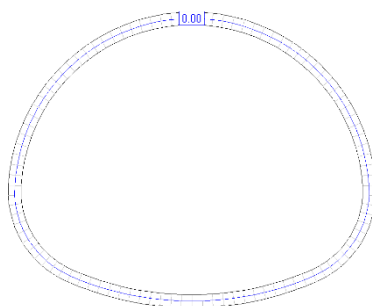


Figura 33 – Túnel de acesso NATM. Armadura de flexão necessária

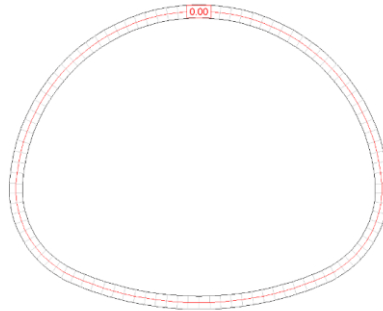


Figura 34 – Túnel de acesso NATM. Armadura de esforço transversal necessária

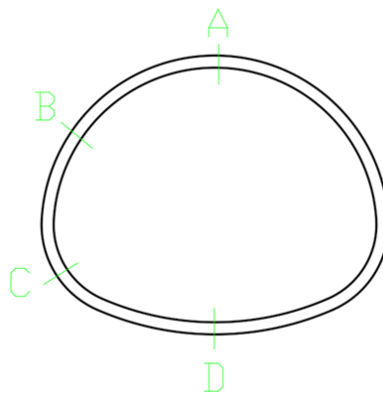


Figura 35 – Túnel de acesso a céu aberto. Secções de dimensionamento

Tabela 15 – Túnel de acesso a céu aberto – Verificação à flexão composta

Secção	Interior		Exterior	
	As (cm ² /m)	As, adotado (cm ² /m)	As (cm ² /m)	As, adotado (cm ² /m)
A	0	As, min	0	As, min
B	0	As, min	0	As, min
C	0	As, min	0	As, min
D	0	As, min	0	As, min

Com $A_{s,min} = \emptyset 16 // 0.20$ (10.05 cm²/m)

De acordo com a tabela anterior a segurança ao Estado Limite Último de flexão está verificada.

A secção fica assim com uma de armadura de 108,1 kg/m³.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

7.6.5 Túnel do Cais

Verificação da segurança à flexão composta da Galeria NATM:

Apresenta-se de seguida a armadura obtido pelo programa de cálculo automático mencionado.

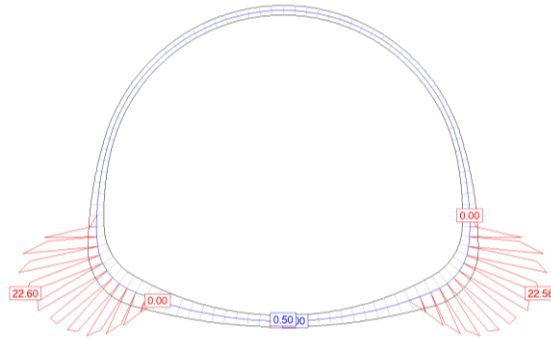


Figura 36 – Túnel do Cais. Armadura de flexão necessária

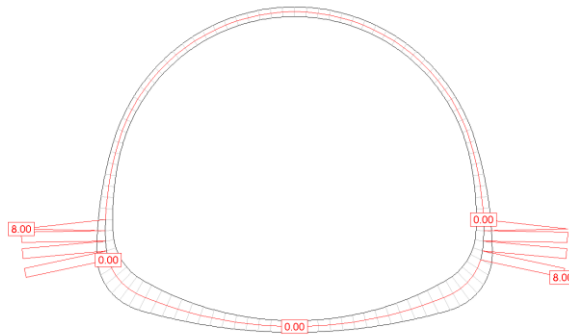


Figura 37 – Túnel do Cais. Armadura de esforço transverso necessária

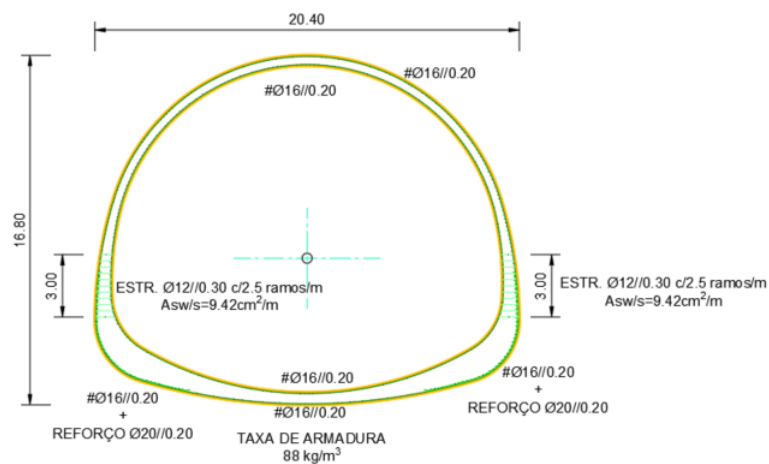


Figura 38 – Túnel do Cais – Verificação à flexão composta e esforço transverso

De acordo com a figura anterior a segurança ao Estado Limite Último de flexão e esforço transverso está verificada.

A verificação da fendilhação de $w_k = 0.3$ mm foi efetuada através do controlo sem cálculo direto, por limitação da tensão no aço e adotando diâmetros e espaçamentos da armadura de acordo com o ponto 7.3.3 da EN 1999-1-1.

Registo e Controlo de Alterações

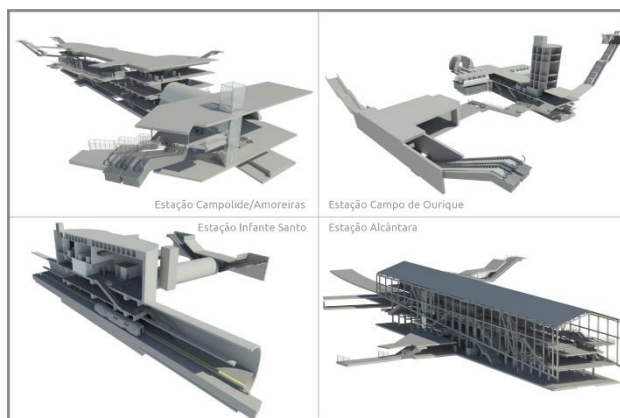
Revisão	Data	Descrição
0	2024/10/10	Edição inicial

METRO DE LISBOA

PROLONGAMENTO DA LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA

EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO

PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V – ESTAÇÕES

VOLUME 3 – ESTAÇÃO INFANTE SANTO

NOTA DE CÁLCULO – ESTRUTURAS INTERNAS

Documento SAP:	LVSSA MSA PE STR EST IS NC 084004 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	João Canha		2024-10-10
Revisto	Sofia Casanova		2024-10-10
Verificado	Rui Rodrigues		2024-10-10
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-10
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-10

	Nome	Assinatura	Data
Gestor Projeto	Raúl Pistone		2024-10-10

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	5
2	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE.....	5
3	SISTEMA DE UNIDADES.....	6
4	VIDA ÚTIL E CLASSE DE EXECUÇÃO	6
5	MATERIAIS.....	6
5.1	Betão	6
5.2	Aço.....	7
5.2.1	Aço em Armaduras.....	7
5.2.2	Aço em Estruturas Metálicas.....	7
6	AÇÕES.....	7
6.1	Ações Permanentes.....	7
6.1.1	Peso Próprio (PP).....	7
6.1.2	Restantes Cargas Permanentes (RCP).....	8
6.1.2.1	Revestimentos de Piso	8
6.1.2.2	Paredes e divisórias não estruturais.....	8
6.1.2.3	Equipamentos fixos.....	9
6.2	Ações Variáveis	9
6.2.1	Sobrecarga de Utilização (SC).....	9
6.3	Retração e Fluência.....	10
6.4	Ações Acidentais.....	11
6.4.1	Ação Acidental de Incêndio	11
6.4.2	Ação Acidental de Descarrilamento.....	12
7	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	12
7.1	Estados Limites Últimos.....	12
7.2	Estado Limite Último de Resistência (STR).....	13

7.3	Estados Limites de Utilização.....	13
7.4	Coeficientes Parciais das Ações.....	13
7.5	Coeficientes Parciais dos Materiais.....	14
8	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA.....	15
8.1	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	15
8.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	15
9	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS.....	16
9.1	Modelos para Análise Estrutural.....	16
9.2	Verificação da Segurança.....	19
9.2.1	Piso do Cais.....	19
9.2.1.1	Geometria.....	19
9.2.1.2	Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes.....	19
9.2.1.3	Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes.....	22
9.2.2	Piso do Mezanino.....	23
9.2.2.1	Geometria.....	24
9.2.2.2	Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes.....	24
9.2.2.3	Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes.....	27
9.2.2.4	Verificação aos Estados Limite Últimos das Vigas.....	29
9.2.2.5	Verificação aos Estados Limite de Utilização das Vigas.....	31
9.2.3	Piso do Átrio.....	33
9.2.3.1	Geometria.....	33
9.2.3.2	Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes.....	34
9.2.3.3	Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes.....	37
9.2.3.4	Verificação aos Estados Limite Últimos das Vigas.....	39
9.2.3.5	Verificação aos Estados Limite de Utilização das Vigas.....	41
9.2.4	Piso do SET / Sala de Ventilação.....	44
9.2.4.1	Geometria.....	44

9.2.4.2 Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes.....	44
9.2.4.3 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes.....	47
9.2.4.4 Verificação aos Estados Limite Últimos das Vigas.....	50
9.2.4.5 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Vigas.....	52

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível de **Projeto de Execução**, da **Nota de Cálculo das estruturas internas da Estação de Infante Santo**, no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara, que é parte integrante do Tomo V – Estações do Volume 3 – Estação Infante Santo.

2 REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE

A regulamentação que serviu de base ao cálculo e dimensionamento estrutural das intervenções projetadas foi a seguinte regulamentação:

- a) Eurocódigos Estruturais (EC) e respetivos Anexos Nacionais (DNA) em vigor:
- NP EN 1990:2009+A1:2019 “Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas”;
 - NP EN 1991-1-1:2009 “Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 1-1: Ações gerais – Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios”;
 - NP EN 1991-1-5:2009 “Eurocódigo 1: Ações em estruturas– Parte 1-5: Ações gerais – Ações térmicas”;
 - EN 1991-1-7:2006 “Eurocode 1 – Actions on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions”
 - NP EN 1991-2:2017 “Eurocódigo 1: Ações em estruturas – Parte 2: Ações de tráfego em pontes”;
 - NP EN1992-1-1:2010 “Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios”
 - NP EN1992-1-2:2010 “Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão – Parte 1-2: Regras gerais – Verificação da resistência ao fogo”
 - NP EN1993-1-1:2010 “Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço – Parte 1-1:Regras gerais e regras para edifícios”
 - NP EN1997-1:2010 “Eurocódigo 7: Projeto Geotécnico – Parte 1: Regras Gerais”;
 - NP EN 1998-1:2010 e anexos – “Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios”;
 - NP EN 1998-5:2010 – “Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos”.
- b) Regulamentação e Especificação Nacional
- NP EN 13670:2011/Emenda 2:2021 – “Execução de Estruturas de Betão”;
 - NP EN 206:2013+A2:2021 – “Betão – Desempenho, especificação produção e conformidade” – e a especificação LNEC E 378.
 - Especificações do LNEC E 461-2007, E 464-2007, E 465-2007, E 466-2005, E 467-2006, E 469 2006, E 471-2006 e E 477-2007.
 - Normas de Projeto de Estruturas do Metropolitano de Lisboa.

3 SISTEMA DE UNIDADES

De uma forma geral, são adotadas as unidades do Sistema Internacional (SI). Nos casos em que tal não aconteça, são indicadas as unidades consideradas.

4 VIDA ÚTIL E CLASSE DE EXECUÇÃO

A estrutura de betão e a estrutura metálica foram dimensionadas para um tempo de vida útil de 100 anos e foi admitida uma classe de execução 3, EXC3.

5 MATERIAIS

5.1 Betão

Os betões a utilizar na construção da obra respeitarão as classes mínimas regulamentares e as respetivas classes de exposição para uma vida útil de 50 anos e de acordo com o definido na norma NP EN 206:2013+A2:2021 em articulação com as Especificações E461, E464 e E465 do LNEC. Os betões assim como os parâmetros que controlam a durabilidade dos materiais, para uma vida útil de 100 anos são:

Tabela 1 – Definição do betão *in situ* a utilizar em obra.

Localização	Classe de exposição	Classe de resistência (NP EN 1992)	Classe de teor cloretos	Máxima razão água/cimento	Mínima dosagem de cimento [kg/m ³]	Max. Dim. Inertes [mm]		Classe de consistência
						D _{Inf}	D _{Sup}	
Generalidade da estrutura interior (ambiente seco)	XC1(P)	C30/37	Cl 0,4	0,65	240	20	25	≥S4
Estrutura interior em zonas húmidas, i.e. casas de banho (ambiente húmido)	XC3(P)	C30/37	Cl 0,4	0,60	280	20	25	≥S4

Para a classe de resistência nos primeiros dias, associada à resistência aos 2 e aos 7 dias de idade, foi considerada uma classe de resistência normal, designada por N de acordo com a designação prevista na NP EN 1992-1-1:2010 em conjugação com a NP EN 197-1:2012. Os recobrimentos foram definidos de acordo com a norma NP EN 1992-1-1, a especificação do LNEC E464 e de acordo com a resistência ao fogo pela NP EN1992-1-2. Os valores são resumidos na tabela seguinte.

Tabela 2 – Recobrimentos adotados

Tipo de Elemento	Recobrimento nominal [mm]
Lajes e Escadas Interiores	40
Paredes Interiores	40
Pilares e Vigas Interiores	45

A execução das estruturas de betão deve respeitar as prescrições definidas na norma NP EN 13670:2011/Emenda 2:2021.

5.2 Aço

5.2.1 Aço em Armaduras

O aço em armaduras será A500 NR em armaduras ordinárias para o betão em geral de acordo com a norma EN 10080:2005.

5.2.2 Aço em Estruturas Metálicas

O aço a utilizar em estruturas metálicas será:

- Laminados a quente S355 JR
- Parafusos..... classe 8.8

Os perfis e chapas laminadas a quente deverão estar de acordo com a norma NP EN 10025-2:2021. Os aços a utilizar nas estruturas metálicas terão que ser objeto de certificado de qualidade segundo a norma NP EN 10204:2009. Todos os parafusos, porcas e anilhas devem satisfazer ao especificado na norma NP EN 15048-1:2019. A execução das estruturas metálicas deverá seguir a norma NP EN 1090-1:2009+A1:2013.

6 AÇÕES

Descrevem-se nos itens seguintes as ações considerados nas estruturas tendo por base não só a regulamentação em vigor como também as ações definidas no Normativo do Metropolitano de Lisboa.

6.1 Ações Permanentes

6.1.1 Peso Próprio (PP)

Para a consideração do peso próprio da estrutura (PPE) foram adotados os seguintes pesos específicos:

- Betão armado..... $\gamma = 25,0 \text{ kN/m}^3$
- Aço Estrutural..... $\gamma = 77,0 \text{ kN/m}^3$

6.1.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP)

6.1.2.1 Revestimentos de Piso

De acordo com o caderno de encargos existem três áreas de utilização diferentes correspondendo a três tipologias de acabamentos também elas diferentes. Para a carga distribuída no piso obtiveram-se os seguintes valores:

- Zona 1 – Espaços de circulação e permanência do público
 - Pavimento formado a partir de argamassa constituída por ligante técnico e agregados de pedra ($\gamma=25\text{kN/m}^3$) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma=15\text{kN/m}^3$);
 - Não se prevê instalação de tetos suspensos em áreas publicas.

Assim, e assumindo uma espessura total de 18cm de revestimento como pior caso, a carga distribuída resultante é $2,8\text{kN/m}^2$.

$$\text{RCP}_{\text{Zona 1}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,17 + 25\text{kN/m}^3 \times 0,01 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

- Zona 2 – Espaços de apoio à exploração
 - Pavimento formado a partir de argamassa constituída por ligante técnico e agregados de pedra ($\gamma=25\text{kN/m}^3$) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma=15\text{kN/m}^3$);
 - Pequenas instalações técnicas e/ou teto falso ($0,20\text{kN/m}^2$);

Assim, e assumindo uma espessura total de 18cm de revestimento como pior caso, a carga distribuída resultante é $3,0\text{kN/m}^2$.

$$\text{RCP}_{\text{Zona 2}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,17 + 25\text{kN/m}^3 \times 0,01 + 0,20 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

- Zona 3 – Instalações técnicas
 - Pavimento com pintura a 2 componentes (negligenciável) sobre betonilha de nivelamento ($\gamma=15\text{kN/m}^3$);
 - Tetos sem acabamentos;

Assim, e assumindo uma espessura total de 20cm de revestimento como pior caso, a carga distribuída resultante é $3,0\text{kN/m}^2$.

$$\text{RCP}_{\text{Zona 3}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,18 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

Como conclusão, e dado o nível de incerteza inerente a esta fase de estudo prévio, para a carga distribuída no piso foi assumido o valor mais alto entre as zonas anteriores para todas as zonas, admitindo uma espessura máxima de revestimento de 18cm e teto falso:

$$\text{RCP}_{\text{dist}} = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

6.1.2.2 Paredes e divisórias não estruturais

De acordo com os desenhos do programa preliminar, as paredes são em pano de alvenaria simples com uma espessura total de 19cm (correspondendo a $2,1\text{kN/m}^2$ por superfície de alvenaria). Assim, a carga considerada para as paredes foi:

$$\text{RCP}_{\text{par}} = 2,1 \text{ kN/m}^2 \text{ (multiplicada pela altura da parede e aplicada como carga de faca)}$$

Em casos pontuais onde o pano de alvenaria é maior que 19cm, foi considerado um valor ligeiramente superior de $2,6\text{kN/m}^2$.

Para o estudo prévio, dada a incerteza da posição final das paredes, estas foram preferencialmente consideradas como carga distribuída tendo em conta não só a sua altura como a sua densidade em planta.

6.1.2.3 Equipamentos fixos

Adicionalmente existem equipamentos como escadas rolantes e elevadores que foram considerados como restante carga permanente:

$RCP_{escrol} = 75 \text{ kN/m}$ (aplicada como carga de faca nas zonas de apoio das escadas rolantes – assumido um comprimento de apoio de 1,5m).

6.2 Ações Variáveis

6.2.1 Sobrecarga de Utilização (SC)

Em seguida definem-se as sobrecargas para cada uma das zonas de utilização.

- **Zona 1 – Espaços de circulação e permanência do público**

De acordo com a NP EN 1991-1-1:2009, para utilizações de categoria C3 (locais de reunião definidos por zonas sem obstáculo para a movimentação de pessoas; por exemplo, em museus salas de exposição, etc. e em acessos de edifícios públicos e administrativos, hotéis, hospitais, e em átrios de entrada de estações do comboios) o valor da sobrecarga é de $5,0 \text{ kN/m}^2$.

$$SC_{Zona 1} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

- **Zona 2 – Espaços de apoio à exploração**

As sobrecargas consideradas para estes espaços foram as descritas no ponto anterior relativo a espaços de circulação e permanência de público e acessos, $5,0 \text{ kN/m}^2$.

$$SC_{Zona 2} = 5,0 \text{ kN/m}^2$$

- **Zona 3 – Instalações técnicas**

De acordo com as Normas de Projeto de Estruturas do Metro de Lisboa, as sobrecargas em salas de equipamentos devem ser definidas em função dos transformadores a colocar. No entanto em caso de falta de elementos, as mesmas Normas referem que uma sobrecarga de $10,0 \text{ kN/m}^2$ poderá ser considerada. Assim, a zona das instalações técnicas foi subdividida em zona de instalações técnicas comuns e salas com equipamentos pesados (salas SET, PST, sala de ventilação), para os quais se estimaram cargas mais elevadas.

Nas zonas técnicas comuns:

$$SC_{Zona 3I} = 10,0 \text{ kN/m}^2$$

Com base nos elementos fornecidos pela EFACEC é conhecido o peso e área de implantação de alguns equipamentos (quadros, transformadores, etc.) nas salas SET, PST e Sala de Ventilação. É considerado adicionalmente o peso de um maciço com a mesma espessura do revestimento. Na seguinte tabela apresenta-se o peso distribuído destes equipamentos admitindo uma degradação de carga de 45° .

Tabela 3 – Pesos e dimensões dos equipamentos e respetiva carga distribuída.

		Características dos equipamentos								
		Qtd	Peso Unitário	Largura	Prof.	Altura	Peso	Peso	Maciço	Total
			[kg]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
SET	QMT 30 kV (5 Celas)	1	5500	5000	2768	3156	5500	3.5	1.5	5.0
	QMT 30 kV (6 Celas)	1	6000	6000	2768	3156	6000	3.2	1.5	4.7
	QMT 10kV	1	5000	4800	1566	2119	5000	5.5	1.5	7.0

	TF 2398 kVA	1	7800	2950	1500	2000	8500	15.2	1.5	16.7
	Retificadores	1	1000	2000	1050	2000	1000	3.4	1.5	4.9
	TF 5MVA	1	9100	1500	2550	2850	9100	18.6	1.5	20.1
	Q 750DC	1	6000	6100	1400	2300	6000	5.7	1.5	7.2
	TSA 160 kVA	1	1980	1700	830	1680	1980	9.4	1.5	10.9
PST	QMT 10 kV	1	5000	3700	1566	2119	5000	7.0	1.5	8.5
	TF 800 kVA	1	3615	1500	865	2050	3615	18.5	1.5	20.0
Sala de Ventilação		2	3000				6000			1
		4	2250				9000			
		4	500				2000			
		1	1000				1000			

Nas zonas onde o equipamento excede os 10kN/m², foi utilizado o valor resultante acima de 20kN/m².

$$SC_{Zona3II} = 20,0 \text{ kN/m}^2$$

Na Sala de Ventilação assumiu-se igualmente 10kN/m², tal como no Porão de cabos.

6.3 Retração e Fluência

É aqui apenas analisada a retração autogénea e de secagem, estes dois efeitos estão relacionados com a perda de água durante o processo de cura (retração hídrica), sendo que são os mais significantes para a formação de fissuras. Um método para a sua quantificação é apresentado na NP EN1992-1-1 e é o utilizado neste documento.

A retração autogénea ocorre em todos os betões e esta diretamente relacionada com a sua resistência. Para betões de alta resistência o rácio de água/cimento é baixo. À medida que as reações químicas de hidratação ocorrem, a água presente no interior dos poros do betão é consumida, causando perda de pressão e originando retração do betão. Este tipo de retração apresenta um parcela pequena da retração hídrica total e ocorre na sua maioria nos primeiros 28 dias. De acordo com o regulamento a retração autogénea, $\varepsilon_{ca}(t)$, pode ser estimada pela formulação seguinte.

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty)$$

Sendo:

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 (f_{ck} - 10)10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2t^{0.5})$$

Em que t é a idade em dias do betão. Já a retração por secagem, resulta da variação de volume por perda de água do betão para a atmosfera. Assim, a humidade relativa do ar, a relação água/cimento e o tamanho do agregado têm elevada importância neste efeito. É um efeito que surge ao longo do tempo e durante vários anos até que a humidade do betão fique em equilíbrio com a humidade do meio ambiente. De acordo com o regulamento a retração de secagem, $\varepsilon_{cd}(t)$, pode ser estimada pela formulação seguinte.

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_h \varepsilon_{cd,0}$$

Sendo:

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04 \sqrt{h_0^3}}$$

Em que h_0 representa uma espessura equivalente do elemento e $\varepsilon_{cd,0}$ é a extensão de retração por secagem de referência que é calculada de acordo com o Anexo B da norma. A retração total de hidratação resulta então da soma da extensão da retração autogénea com a extensão resultante da retração de secagem.

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

Para um correta avaliação do impacto da retração hídrica, um valor aproximado do módulo de elasticidade deve ser usado. Devido à fluência do betão a rigidez do betão altera com o tempo. Este processo depende da temperatura ambiente, da dimensão do elementos, da composição do betão, da maturidade deste nos primeiros dias de carregamento e da magnitude e duração das cargas. De acordo com a EN1992-1-1, o coeficiente de fluência pode ser calculado seguinte formula.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Onde φ_0 é o valor de referência do coeficiente de referência e $\beta_c(t, t_0)$ é o coeficiente que traduz a evolução da fluência no tempo, após o carregamento. Ambos os coeficientes foram estimados de acordo com o Anexo B da norma.

De forma resumida, as considerações iniciais para a o cálculo da retração e da fluência para a espessura da laje foram:

- Classe de resistência: C30/37
- Cimento Classe: N
- RH 50% (condições internas)
- t_0 (Primeiro carregamento) = 7 dias
- Tempo de vida útil = 100 anos
- Secagem dos 2 lados

6.4 Ações Acidentais

6.4.1 Ação Acidental de Incêndio

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo foram considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitação da propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

Estes critérios são cumpridos adotando-se as disposições prescritas na norma NPEN 1992-1-2, na qual são apresentados valores tabelados que indicam as dimensões mínimas para elementos estruturais bem como os recobrimentos mínimos das armaduras. Relativamente aos recobrimentos estes já foram analisados em pontos anteriores, já as dimensões mínimas das secções são de uma forma geral as seguintes:

- Pilar: 450mm;
- Parede: 220mm;

- Vigas simplesmente apoiadas: 500mm;
- Vigas contínuas: 300mm;
- Laje: 200mm.

6.4.2 Ação Acidental de Descarrilamento

De acordo com a Parte 7 do Eurocódigo 1 (EN 1991-1-7:2006), as estruturas expostas a cargas de descarrilamento podem ser classificadas como classe A – estruturas perto da ferrovia operacional que são permanentemente ocupadas ou temporariamente ocupadas por pessoas. Nesta categoria, e de acordo com a Tabela 4.4 da mesma norma, as forças de descarregamentos são nulas para estruturas a mais de 5 metros do centro do carril mais próximo e de 4000kN na direção longitudinal e 1500 na direção transversal se localizadas entre 3 e 5m do centro do carril.

Distance "d" from structural elements to the centreline of the nearest track (m)	Force F_{ax} ^a (kN)	Force F_{ay} ^a (kN)
Structural elements: $d < 3$ m	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B	To be specified for the individual project. Further information is set out in Annex B
For continuous walls and wall type structures: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

^a x = track direction; y = perpendicular to track direction.

Figura 1 – Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006

Estas forças são independentes entre si, aplicadas a uma altura de 1,8m, e podem ser reduzidas em 50% para velocidade de tráfego rodoviário menor que 50km/h.

7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para a verificação da segurança em relação aos estados limites foram consideradas as combinações de ações cuja atuação seja verosímil e que produzam na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

7.1 Estados Limites Últimos

De acordo com o estabelecido na norma NP EN 1990, são considerados os seguintes Estados Limite Últimos:

EQU – Perda de equilíbrio estático do conjunto, ou de uma parte, considerada como corpo rígido.

STR – Rotura ou deformação excessiva da estrutura ou elementos estruturais, incluindo fundações e muros de contenção, etc., onde a resistência dos materiais da estrutura é condicionante.

GEO – Rotura ou deformação excessiva do terreno em que as características do terreno são significativas para a resistência da estrutura.

De acordo com o anexo A1 da Norma EN 1990 e com o Documento Nacional de Aplicação do Anexo A1 da Norma NP EN1990: para a verificação do equilíbrio de estruturas é utilizado o Estado Limite Último EQU; para o dimensionamento estrutural de elementos não solicitados por ações

geotécnicas é utilizado o Estado Limite Último STR; para o dimensionamento estrutural de elementos solicitados por ações geotécnicas é utilizado o Estado Limite Último STR e para resistência do solo o Estado Limite Último GEO.

No caso das estruturas internas da estação apenas é relevante o Estado Limite Último STR.

7.2 Estado Limite Último de Resistência (STR)

Segundo a Norma NP EN1990, a segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Resistência é feita em termos de esforços, com base na condição:

$$E_d \leq R_d$$

Em que E_d e R_d designam, respetivamente, os valores de dimensionamento do esforço atuante e do esforço resistente. As combinações de ações formuladas são as seguintes:

Em geral:
$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Situações de projeto sísmicas e Acidentais:
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Em que:

$G_{k,j}$ – esforço resultante do valor característico da ações permanente j ;

$Q_{k,1}$ – esforço resultante do valor característico da ação variável de base 1;

$Q_{k,i}$ – esforço resultante do valor característico da ações variável acompanhante i ;

A_{Ed} – esforço resultante do valor de cálculo de uma ação acidental (Sísmica ou Impacto);

$\gamma_{G,j}$ – coeficiente parcial relativo à ação permanente j ;

$\gamma_{Q,i}$ – coeficiente parcial relativo à ação variável i ;

$\Psi_{0,i}$ – coeficiente para a determinação do valor de combinação da ação variável i ;

$\Psi_{1,i}$ – coeficiente para a determinação do valor frequente da ação variável i ;

$\Psi_{2,i}$ – coeficiente para a determinação do valor quase-permanente da ação variável i .

7.3 Estados Limites de Utilização

Segundo a norma NP EN1990 a segurança em relação aos Estados Limites Últimos de Utilização é feita com base na condição:

$$E_d \leq C_d$$

Em que E_d e C_d designam, respetivamente, o valor de cálculo das ações especificadas no critério de utilização e o valor de cálculo do valor limite do critério de utilização. As combinações de ações formuladas são as seguintes:

Combinação Característica:
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Combinação Frequente:
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Combinação Quase-permanente:
$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

7.4 Coeficientes Parciais das Ações

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das combinações de cálculo para avaliação da segurança aos estados limites últimos, as ações foram majoradas pelos coeficientes

parciais das ações apresentados nos quadros seguintes e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma NP EN1990.

Tabela 4 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR

COEFICIENTES PARCIAIS DAS AÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS STR (γ_F)			
AÇÕES		Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Sísmicas
Ações Permanentes (γ_G)		Desfavoráveis	1,35
		Favoráveis	1,00
Ação Variáveis (γ_Q)	Sobrecargas	Desfavoráveis	1,50
		Favoráveis	0
Ação Sísmica		Desfavoráveis	1,00
		Favoráveis	-

Para determinação do valor de cálculo dos efeitos das ações das Combinações Característica, Frequente e Quase-permanente para avaliação da segurança aos Estados Limites de Utilização, as ações foram afetadas pelos coeficientes Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 apresentados no quadro seguinte e que estão de acordo com o anexo A1 da Norma EN 1990. No mesmo quadro são apresentados os coeficientes Ψ_E para determinação dos efeitos da inércia da estrutura no cálculo da ação sísmica, determinados segundo a Norma NP EN1998-1, item 4.2.4.

Tabela 5 – Coeficientes de combinação Ψ

COEFICIENTES DE COMBINAÇÃO Ψ					
AÇÕES		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_E
Ações Variáveis	Sobrecarga Zona 1 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 2 (C)	0,70	0,70	0,60	0,60
	Sobrecarga Zona 3 (E)	1,00	0,90	0,80	0,80

7.5 Coeficientes Parciais dos Materiais

Os materiais foram minorados através dos coeficientes apresentados no quadro seguinte e que está de acordo com a norma NP EN1992-1 e NP EN1993-1.

Tabela 6 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.

COEFICIENTES PARCIAIS DOS MATERIAIS PARA ESTADOS LIMITE ÚLTIMO (γ_M)		
MATERIAL	Situações Persistentes ou Transitórias	Situações Acidentais (Sísmicas/Impacto)
Betão (γ_C)	1,50	1,50
Aço em Amaduras Ordinárias (γ_s)	1,15	1,15

Elementos Estruturais Metálicos (γ_{M0})	1,00	1,00
Ligações Metálicas (γ_{M2})	1,25	1,25

8 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

8.1 Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU)

Os critérios de dimensionamento das estruturas de betão armado e metálicas são os fixados na regulamentação nacional aplicável, nomeadamente nas Normas NP EN1992, NP EN 1993 e NP EN 1998. O dimensionamento e verificação estrutural dos diversos elementos e secções foi efetuado com base em programas próprios, tendo em conta a regulamentação estrutural já referida.

Para a verificação da segurança aos estados limites últimos de resistência foram considerados valores dos coeficientes parciais de segurança, relativos às ações e aos materiais.

Para os elementos de betão armado foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência a flexão composta (quando relevante);
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal
- Estado limite último de resistência ao punçãoamento.

Para os elementos metálicos foram realizadas as seguintes verificações de segurança, consideradas como condicionantes:

- Estado limite último de resistência à flexão;
- Estado limite último de resistência à encurvadura por flexão torção;
- Estado limite último de resistência ao esforço transversal

A verificação da segurança em relação aos Estados Limite Últimos (ELU) foi realizada em termos de resistências, respeitando a condição,

$$S_d \leq S_r$$

em que S_d é o valor de cálculo do esforço atuante e S_r é o valor de cálculo do esforço resistente.

Na verificação da segurança estrutural para a ação do fogo são considerados os seguintes critérios:

1. Manter a função de suporte de carga em pelo menos durante 120 minutos;
2. Limitar a propagação de fogo (chamas, gases quentes, excesso de calor).

8.2 Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS)

A verificação da segurança aos estados limites de utilização foi efetuada de acordo com as disposições da NP EN1991, NP EN 1992 e NP EN1993. Foram efetuadas as seguintes verificações:

- Limitação das tensões de compressão no betão armado;
- Controle da fendilhação nos elementos de betão armado.
 - Limitou-se a abertura de fendas a $w_k = 0,3$ mm para a Combinação Quase Permanente;

- Garantiu-se a adoção de armaduras mínimas para os efeitos provocados por deformações impedidas de retração;
- Garantiu-se a adoção de armadura de alma nas faces laterais em vigas com altura superior a 1m.
- Controle da Deformação:
 - Limitação das flechas de lajes e vigas a $l/250$ para a combinação de ações quase permanente.
 - Limitação das flechas de elementos estruturais suscetíveis de danificar elementos adjacentes à estrutura, ou equipamentos a $l/500$ para a combinação de ações quase permanente.
- Controle das frequências de vibração

9 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

9.1 Modelos para Análise Estrutural

Os esforços e deslocamentos atuantes foram avaliados recorrendo aos programas de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 e SAP2000 24, através de análises elásticas utilizando modelos de elementos de barra e casca (*shell*).

Cada modelo é definido com base a um único sistema de coordenadas globais. Os eixos globais ortogonais entre si foram designados por x, y e z. cada nó, barra e elementos de laje tem o seu próprio sistema de coordenadas local, eixos 1, 2 e 3.

Associaram-se pilares, vigas e lajes a elementos finitos de peça linear ou elementos finitos planos, sendo a cada elemento atribuídas as propriedades relativas às suas dimensões e materiais. Nos elementos que simulam as lajes, vigas e pilares foram aplicados os carregamentos correspondentes às ações descritas anteriormente, as ações foram combinadas e foram obtidos esforços e deformações.

Para esta fase de estudo prévio deu-se preferência a modelos planos dos pisos, considerando nos casos mais condicionantes a rigidez dos elementos de suporte – paredes / pilares / túnel.

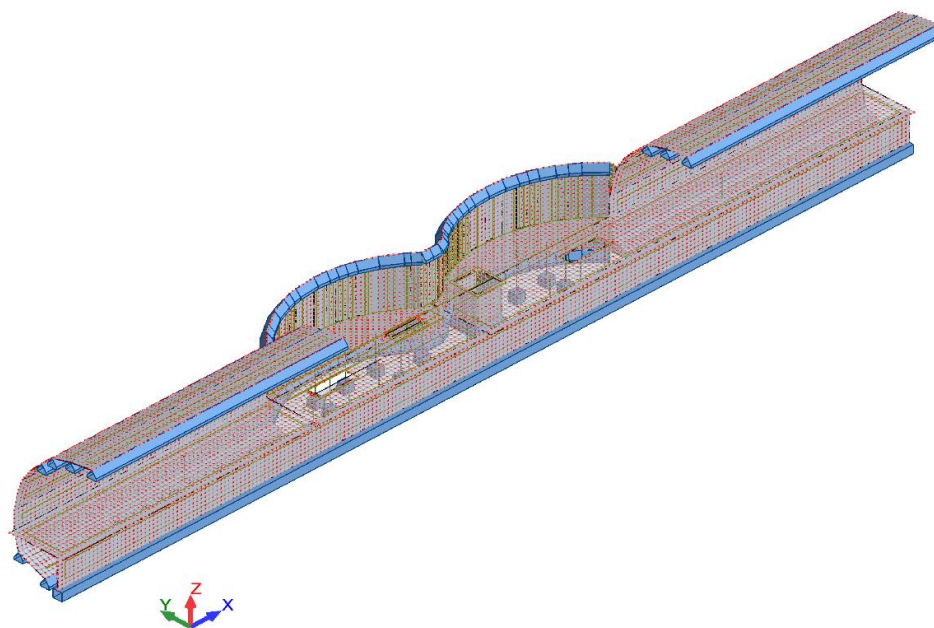


Figura 2 – Laje do Piso do Cais

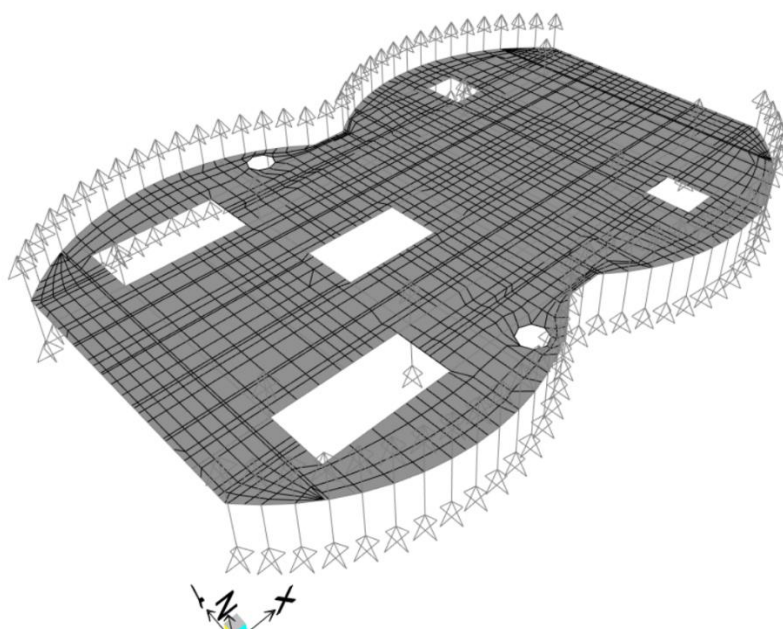


Figura 3 – Laje do Piso do Mezanino

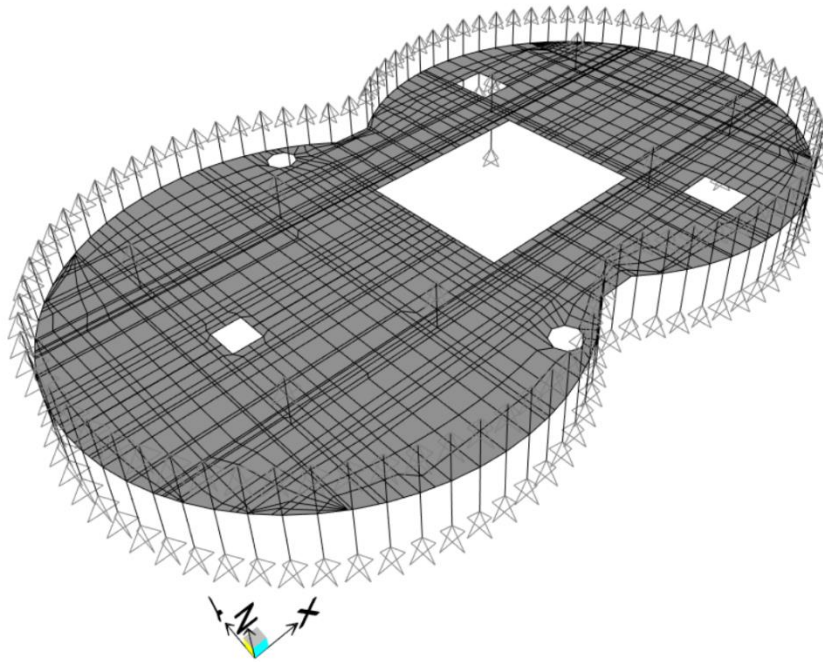


Figura 4 – Laje do Piso do Átrio

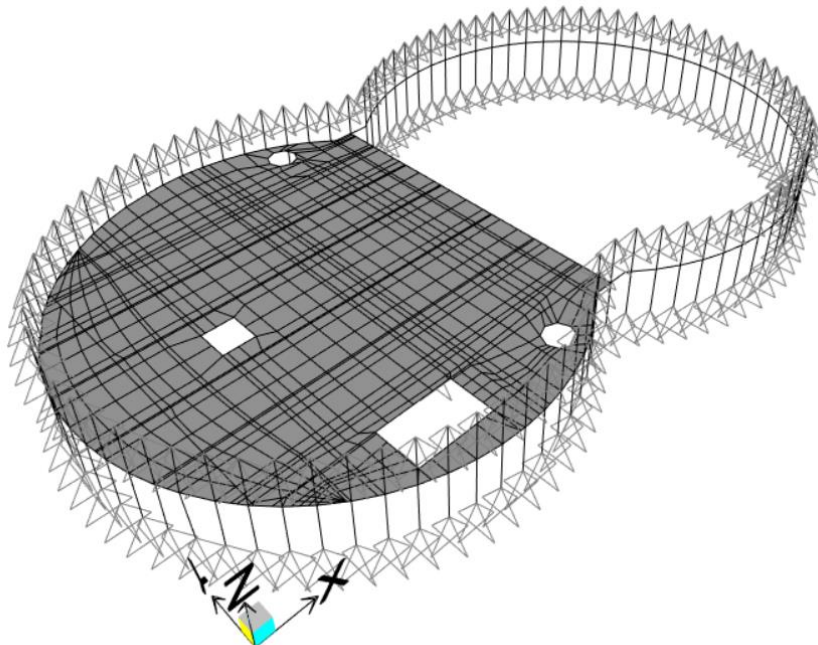


Figura 5 – Laje do Piso da sala de Ventilação / SET

Todos os elementos foram modelados ao eixo. De um modo geral foi considerada a contribuição da rigidez das paredes pela modelação das mesmas por elementos de *shell*. As paredes e pilares foram consideradas com apoios a meia altura. Todos os apoios foram considerados como simplesmente apoiados e as vigas modeladas desprezando a rigidez de torção.

De notar que os valores apresentados nos capítulos seguinte para os elementos shell, são com base na formulação de Wood&Armer. Esta formulação simplificada pode ser resumida pela soma do módulo dos momentos torsores m_{12} aos momentos nas direções principais:

$$\text{Se } m_{ii} \geq 0 \text{ (positivo)} \quad M_{ii} = m_{ii} + |m_{12}|$$

$$\text{Se } m_{ii} \leq 0 \text{ (negativo)} \quad M_{ii} = m_{ii} - |m_{12}|$$

É de salientar que de acordo com a convenção de sinais para os elementos de *shell* do programa de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024, os momentos positivos representam trações na face superior da laje e compressões na face inferior (apoios) e os momentos negativos representam trações na face inferior da laje e compressões na face superior (meio vão). Já no programa de cálculo SAP2000 24 os momentos negativos representam trações na face superior da laje e compressões na face inferior (apoios) e os momentos positivos representam trações na face inferior da laje e compressões na face superior (meio vão).

9.2 Verificação da Segurança

9.2.1 Piso do Cais

9.2.1.1 Geometria

O nível do Cais é composto por uma laje de betão armado fungiforme de 0,25m apoiada nas paredes do revestimento exterior, nas paredes junto à circulação das composições e em pilares. Na figura seguinte é ilustrada a estrutura deste piso.

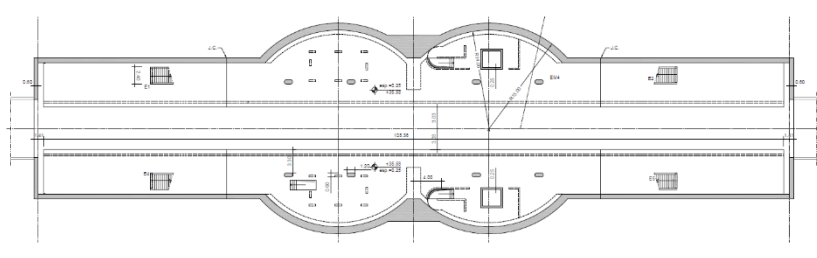


Figura 6 – Estrutura do Piso do Cais

9.2.1.2 Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para os Estados Limite Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes. Os esforços de compressão e tração no plano da laje são desprezáveis pelo que não são apresentados.

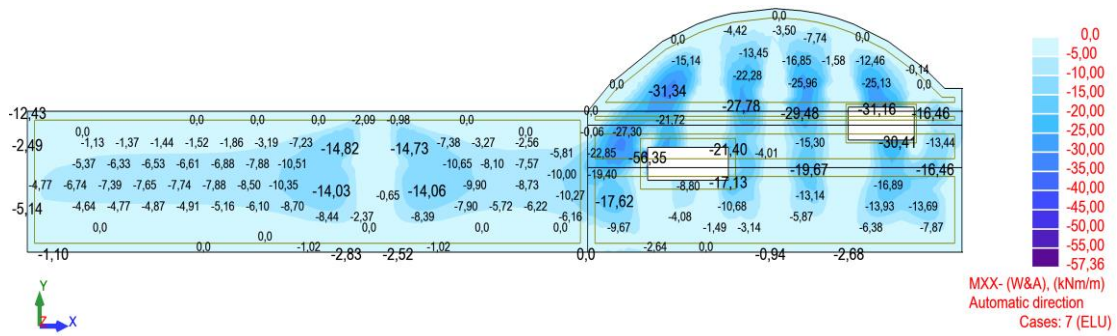


Figura 7 – Momento Negativo [kNm/m] (x-x) – ELU – Laje do Cais

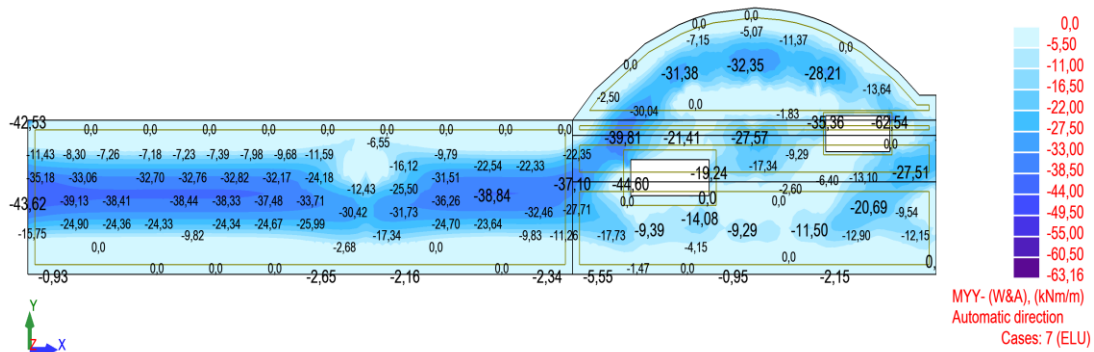


Figura 8 – Momento Negativo [kNm/m] (y-y) – ELU – Laje do Cais

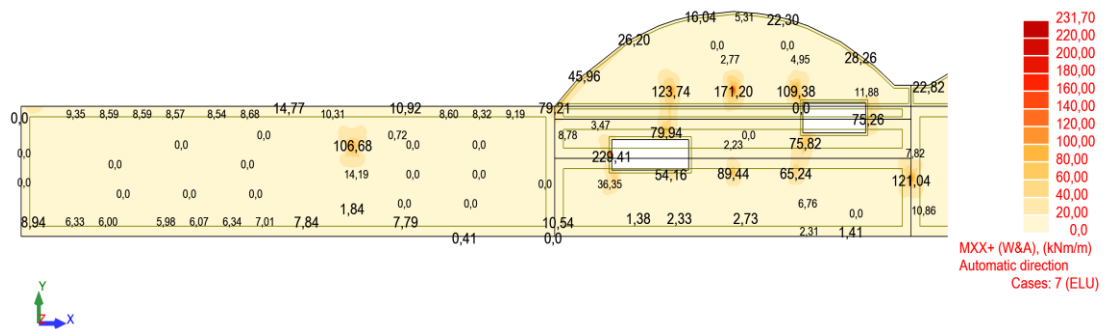


Figura 9 – Momento Positivo [kNm/m] (x-x) – ELU – Laje do Cais

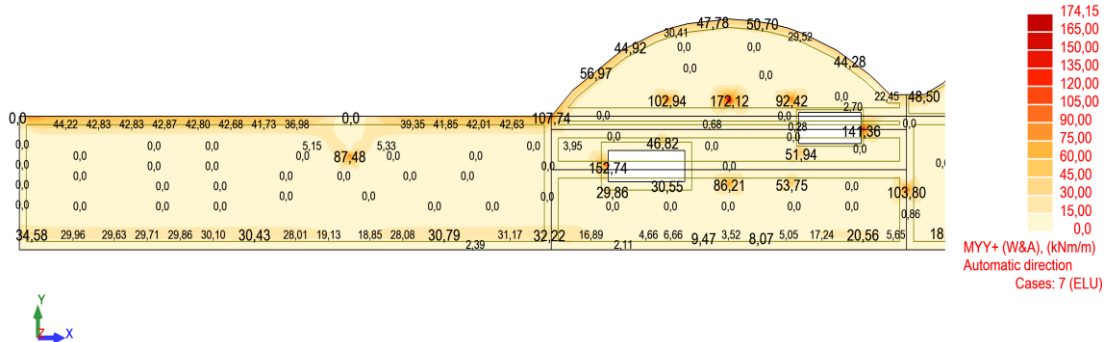


Figura 10 – Momento Positivo [kNm/m] (y-y) – ELU – Laje do Cais

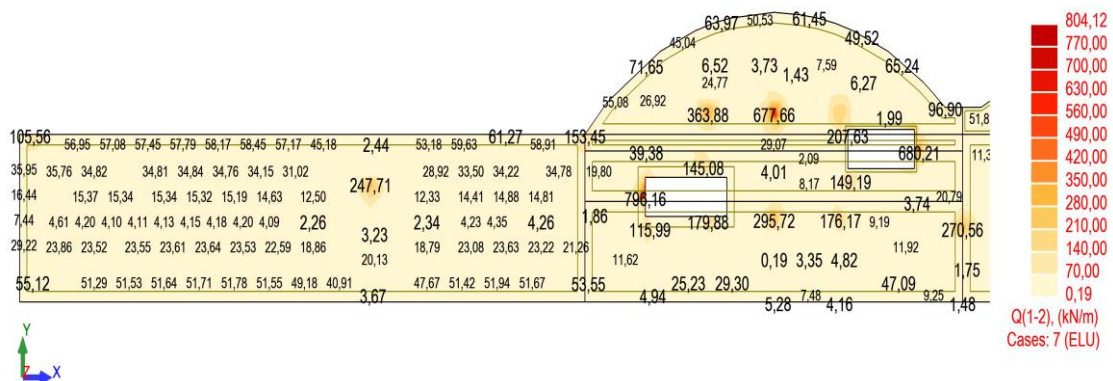


Figura 11 – Esforço Transverso (SRSS) – ELU – [kN/m] – Laje do Cais

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos Estados Limite Últimos à Flexão e aos Estados Limite Últimos de Esforço Transverso para estes elementos.

Elemento Localização	Secção			Esforços Atuantes			Armadura de Flexão Composta						
	b [m]	h [m]	d [m]	N _{Ed} [kN/m]	M _{Ed} [kNm/m]	μ	A _{s,calc} [cm ² /m]	A _{s,min} [cm ² /m]	φ ₁ [mm]	s ₁ [m]	φ ₂ [mm]	s ₂ [m]	A _{s,adaptada} [cm ² /m]
Laje Cais													
Armadura Inferior													
Direção Transversal Y-Y													
Zona do Cais	1.00	0.25	0.19	0	45	0.06	5.72	2.90	Φ12 //20		--	--	5.65
Zona de Serviços	1.00	0.25	0.19	0	35	0.05	4.39	2.90	Φ12 //20		--	--	5.65
Direção Longitudinal X-X													
Zona do Cais	1.00	0.25	0.19	0	50	0.07	6.40	2.90	Φ12 //20		--	--	5.65
Zona de Serviços	1.00	0.25	0.19	0	35	0.05	4.39	2.90	Φ12 //20		--	--	5.65
Armadura Superior													
Direção Transversal e Longitudinal													
Malha Base	1.00	0.25	0.19	0	40	0.05	5.05	2.90	Φ12 //20		--	--	5.65
Pilares Zona do Cais	1.00	0.25	0.19	0	115	0.16	15.92	2.90	Φ12 //20		Φ12 //20		11.31
Pilares Zona de Serviços	1.00	0.25	0.19	0	172	0.23	25.41	2.90	Φ12 //20		Φ20 //20		21.36

Elemento Localização	Secção			Esf. Atuantes		Esf. Res
	b [m]	h [m]	d [m]	N _{Ed} [kN/m]	V _{Ed} [kN/m]	V _{Rd,c} [kN/m]
Zona de Armadura Mínima	1.00	0.25	0.19	0	70	104
Zona Reforçada +Φ12//0.2	1.00	0.25	0.19	0	115	120

A laje apresenta um bom comportamento ao esforço transverso nas zonas de suporte contínuo, com valores de reforço resistente superiores ao actuantes. Nas zonas dos pilares e cantos, a laje apresenta um efeito de punçoamento. Assim, verificação aos Estados Limites Últimos de Punçoamento para o pilar mais esforçado é apresentada na tabela seguinte.

Elemento Localização	Pilar		Laje		βV _{Ed} [kN]	V _{Ed,face} [Mpa]	V _{Rd,max} [Mpa]	V _{Rd,c} [Mpa]	u ₁ [m]	V _{Ed,2d} [Mpa]	Armadura	U _{out,req} [m]	A _{s,min/Per} [cm ²]	φ _{min} [mm]
	b [m]	h [m]	d [m]	ρ										
Zona Serviços	0.90	0.30	0.19	0.0081	778.6	1.67	4.22	0.70	4.84	0.83	Sim	5.77	3.33	7.00

9.2.1.3 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes

Relativamente à verificação da fendilhação, apresentam-se nas figuras seguintes momentos obidos para a Combinação Quase Permanente (CQP).

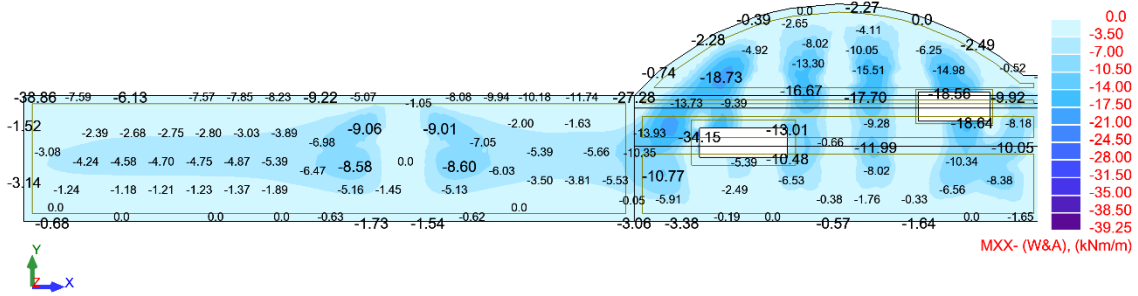


Figura 12 – Momento Negativo [kNm/m] (x-x) – CQP – Laje do Cais

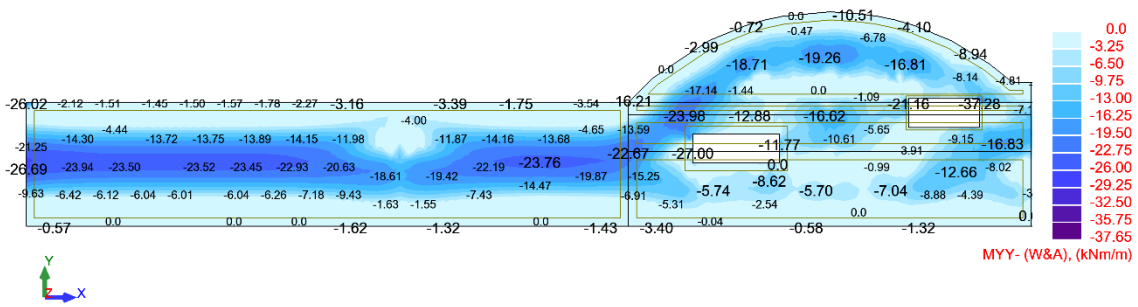


Figura 13 – Momento Negativo [kNm/m] (y-y) – CQP – Laje do Cais

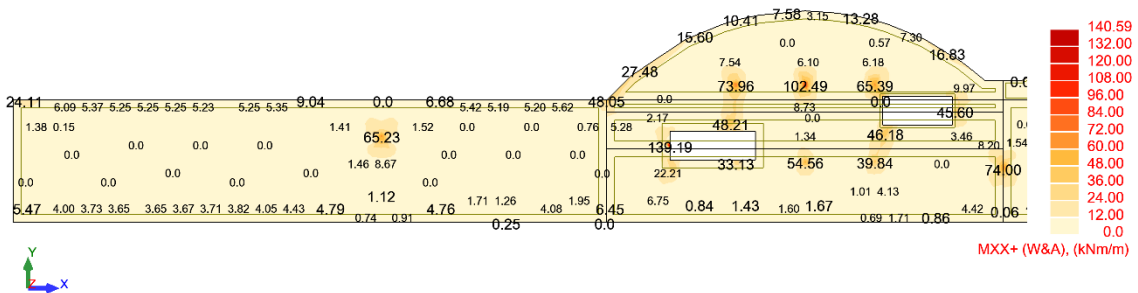


Figura 14 – Momento Positivo [kNm/m] (x-x) – CQP – Laje do Cais

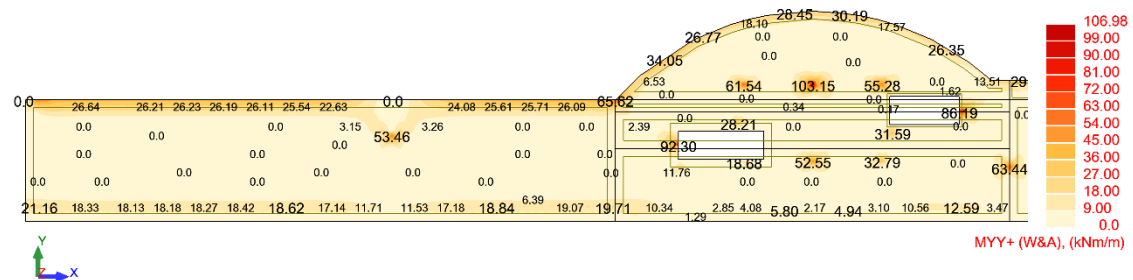


Figura 15 – Momento Positivo [kNm/m] (y-y) – CQP – Laje do Cais

A verificação da abertura de fendas segundo a NP EN 1992 é apresentada no quadro seguinte. Como a abertura de fendas é inferior a 0,3mm encontra-se verificada a fissuração.

LOCALIZAÇÃO	M _{QP} [kNm]	b [m]	h [m]	Ø _{eq} [mm]	A _{S1} (Tensão) [cm ²]	d _i [m]	x _u [m]	M _{cr} [kNm]	Status	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	S _{r,max} [mm]	ε _{sm} -ε _{cm} [μstrain]	W _k [mm]
Meio Vão Trans.	30.0	1.00	0.25	12.00	5.65	0.204	0.1250	30.20	ão Fissurad	--	--	--	--	--
Meio Vão Long.	10.0	1.00	0.25	12.00	5.65	0.192	0.1250	29.36	ão Fissurad	--	--	--	--	--
Apoio Trans.	65.0	1.00	0.25	17.00	15.71	0.202	0.1303	33.79	Fissurado	8.1	Ok!	241.37	Ok!	234.9
Apoio Long.	65.0	1.00	0.25	17.00	15.71	0.186	0.1291	31.53	Fissurado	9.6	Ok!	264.69	Ok!	291.1

De notar que face aos momentos sobre os pilares, foi utilizada a opção section cut do programa de cálculo uma vez que estes valores são singularidades. Sendo está uma abordagem válida uma vez que se assume a fissuração.

Apresenta-se na figura seguinte a deformada vertical da laje prevista a longo prazo para a Combinação Quase Permanente de ações (CQP).

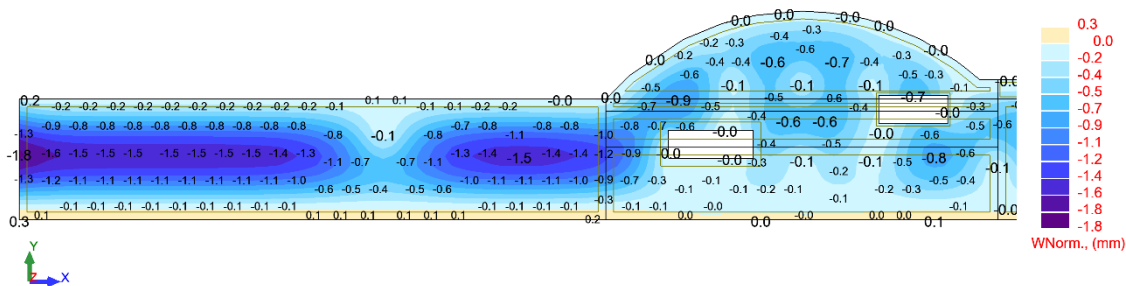


Figura 16 – Deformação Vertical [m] – CQP – Laje do Cais

Relativamente ao valor máximo da deformação para esta combinação de ações (CQP), a norma do EC2 recomenda que seja respeitado o valor de deformação correspondente a L/250. Para este caso toma um valor de deformação total de 24mm (L/250 = 24mm). Sendo verificada desta forma a deformação total da laje.

Já a deformada expectável após instalação das paredes é apresentada na figura seguinte, tendo esta também verificado a condição de L/500=12mm (L/500, condição de incremento de deformação imposta pelo EC2).

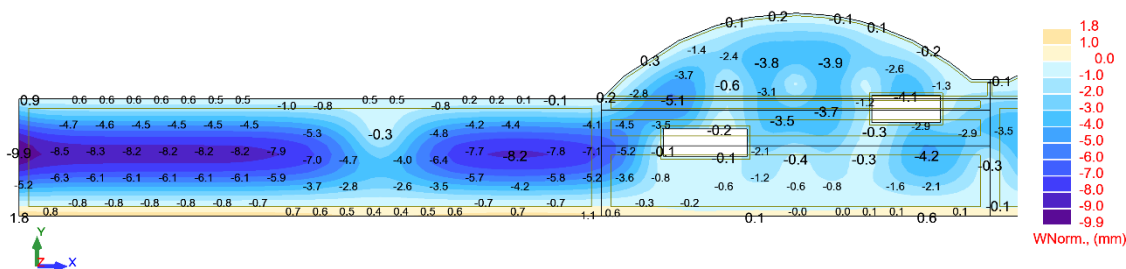


Figura 17 – Deformação Vertical [m] – CQP – Laje do Cais

9.2.2 Piso do Mezanino

9.2.2.1 Geometria

O nível do Mezanino é composto por lajes vigadas em betão armado de 0,20 ou 0,40m apoiadas em vigas de 1,30mx2,00m, 0,80x2,00m e 0,50mx2,00m. As vigas mais largas, transversais, apoiam nas paredes do revestimento exterior e em pilares. Na figura seguinte é ilustrada a estrutura deste piso.

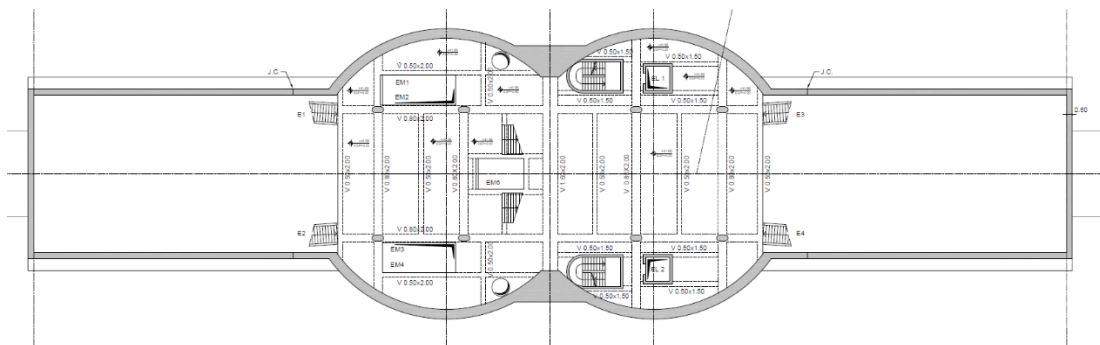


Figura 18 – Estrutura do Piso do Mezanino

9.2.2.2 Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para os Estados Limite Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes. Os esforços de compressão e tração no plano da laje são desprezáveis pelo que não são apresentados.

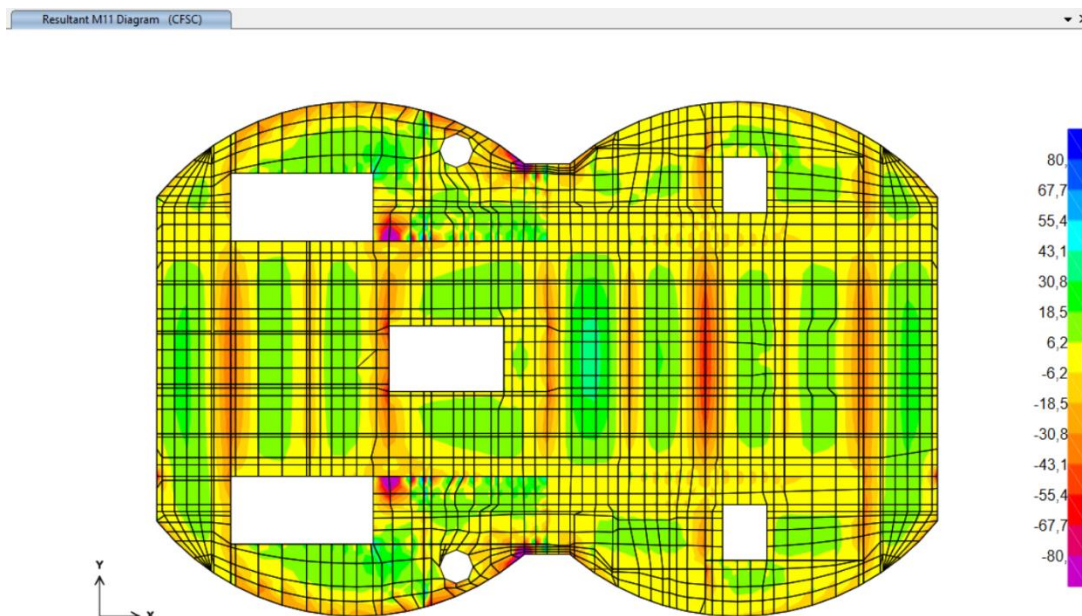


Figura 19 – Momento M11 [kNm/m] – ELU – Laje do Mezanino

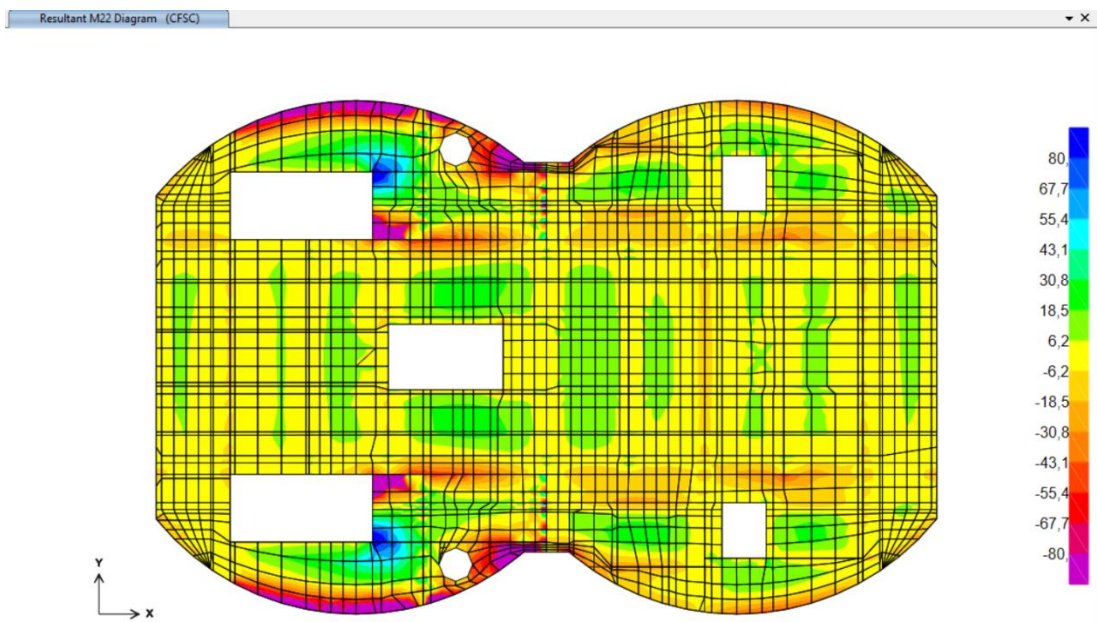


Figura 20 – Momento M22 [kNm/m] – ELU – Laje do Mezanino

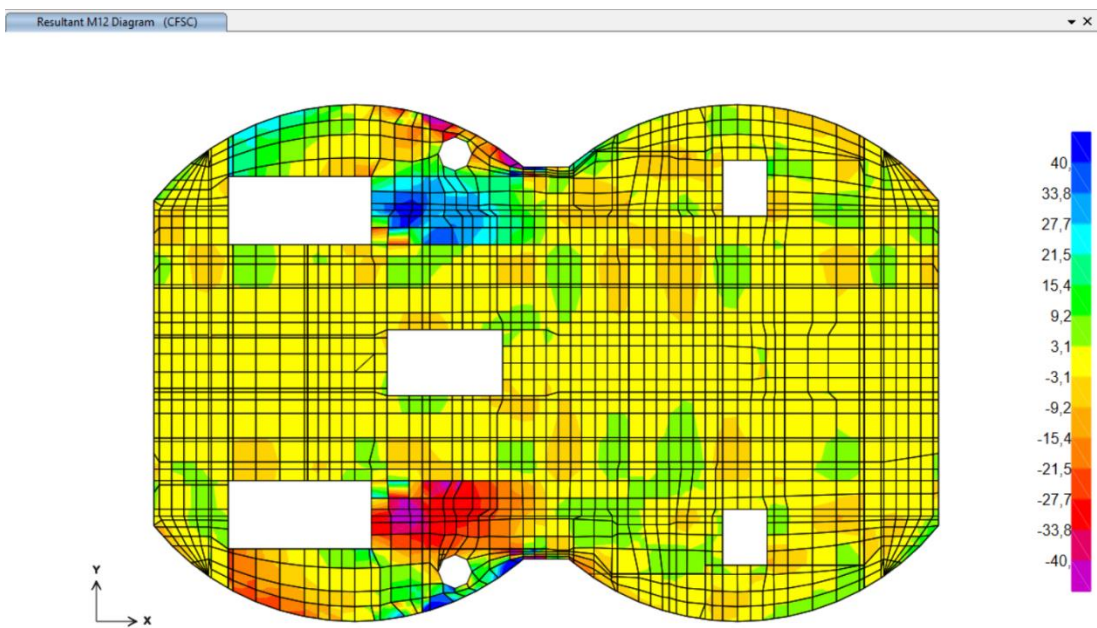


Figura 21 – Momento M12 [kNm/m] – ELU – Laje do Mezanino

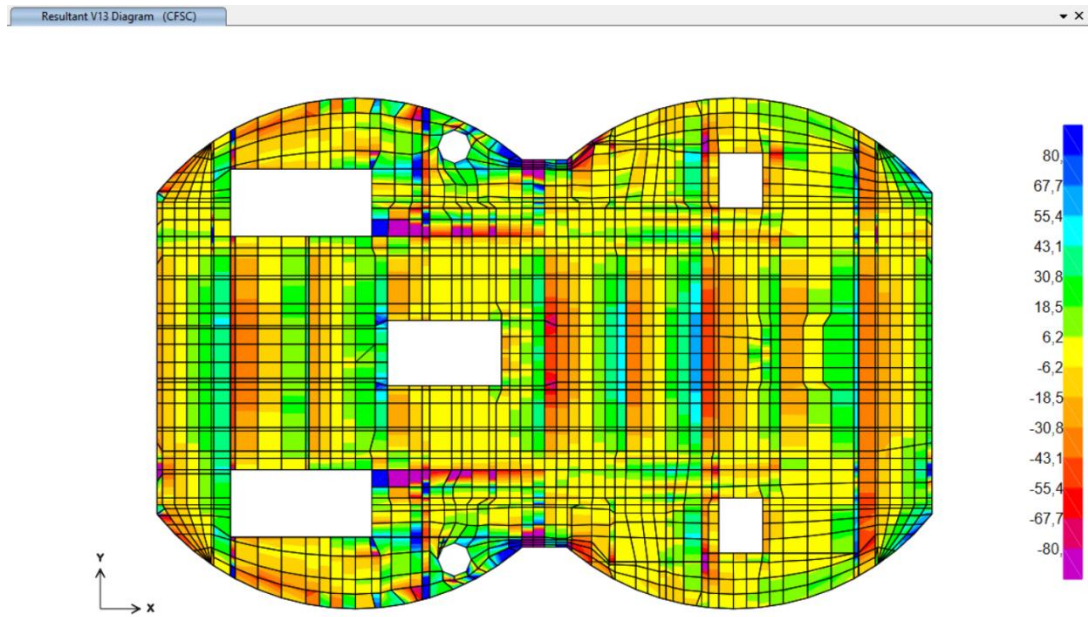


Figura 22 – Esforço Transverso V13 [kN/m] – ELU – Laje do Mezanino

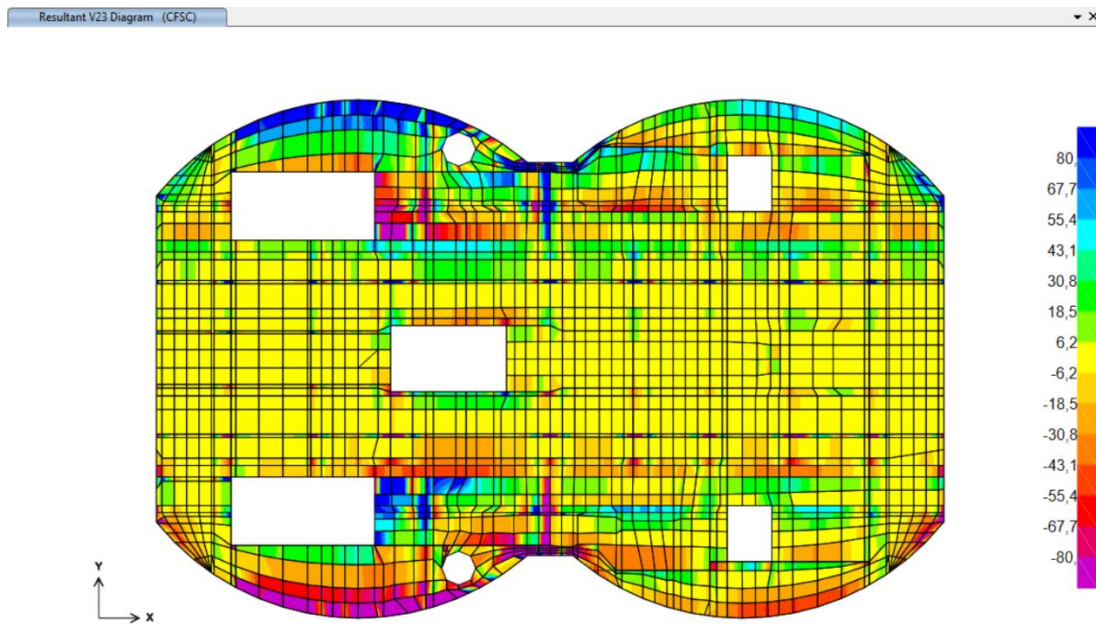


Figura 23 – Esforço Transverso V23 [kN/m] – ELU – Laje do Mezanino

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos Estados Limite Últimos à Flexão e aos Estados Limite Últimos de Esforço Transverso para estes elementos.

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU FLEXÃO COMPOSTA - CALCULO DE ARMADURA

Elemento Localização	Secção			Esforços Atuantes			Armadura de Flexão Composta						
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	μ	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotada}$				
									ϕ_1 [mm]	s1 [m]	ϕ_2 [mm]	s2 [m]	[cm ² /m]
Laje Átrio													
Direção Transversal													
Lajes de 0,20 m - Meio Vão	1.00	0.20	0.15	0	24	0.05	3.77	2.32	Φ12 //20				5.65
Lajes de 0,40 m - Meio Vão	1.00	0.40	0.35	0	-146	-0.06	10.04	5.34	Φ12 //20		Φ12 //20		11.31
Lajes de 0,20 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.20	0.15	0	57	0.12	9.54	2.32	Φ12 //20		Φ12 //20		11.31
Lajes de 0,40 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.40	0.35	0	-227	-0.09	16.19	5.31	Φ16 //20		Φ16 //20		20.11
Direção Longitudinal													
Meio Vão	1.00	0.20	0.14	0	34	0.08	5.97	2.14	Φ12 //20		Φ12 //20		11.31
Junto a Vigas	1.00	0.20	0.14	0	-55	-0.15	10.68	2.05	Φ12 //20		Φ12 //20		11.31

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU CORTE

Elemento Localização	Secção			Esf. Atuantes			Armaduras de Corte					
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	$(A_{sw/s})_{calc}$ [cm ² /m]	$(A_{sw/s})_{adotada}$			
								n_{ramos}	ϕ [mm]	s [m]		[cm ² /m]
Laje Átrio												
Direção Transversal												
Lajes de 0,20 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.20	0.15	0	60	104						
Lajes de 0,40 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.40	0.35	0	220	191	1449	9.22	5	Φ8 //20		9.22
Direção Longitudinal												
Junto a Vigas	1.00	0.20	0.14	0	53	95						

9.2.2.3 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes

Reativamente à verificação da fendilhação, apresentam-se nas figuras seguintes momentos obtidos para a Combinação Quase Permanente (CQP).

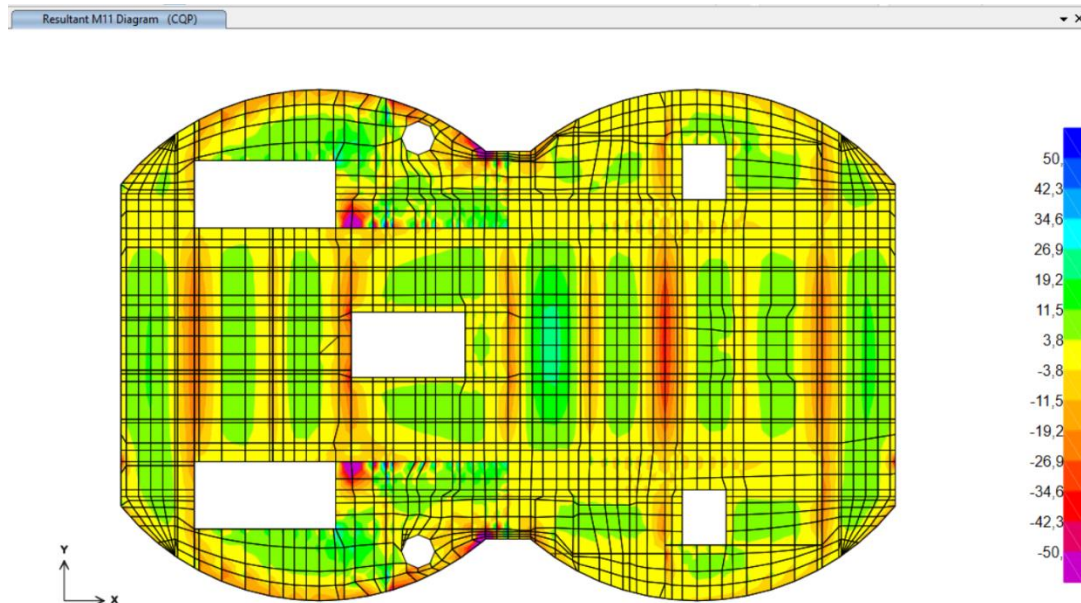


Figura 24 – Momento M11 [kNm/m] – CQP – Laje do Mezanino

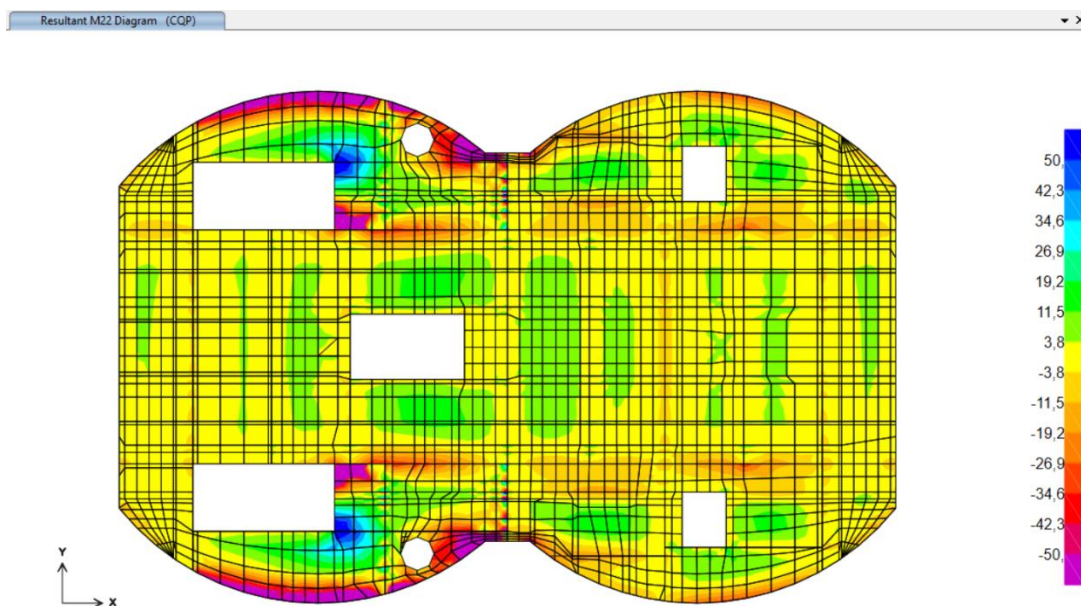


Figura 25 – Momento M22 [kNm/m] – CQP – Laje do Mezanino

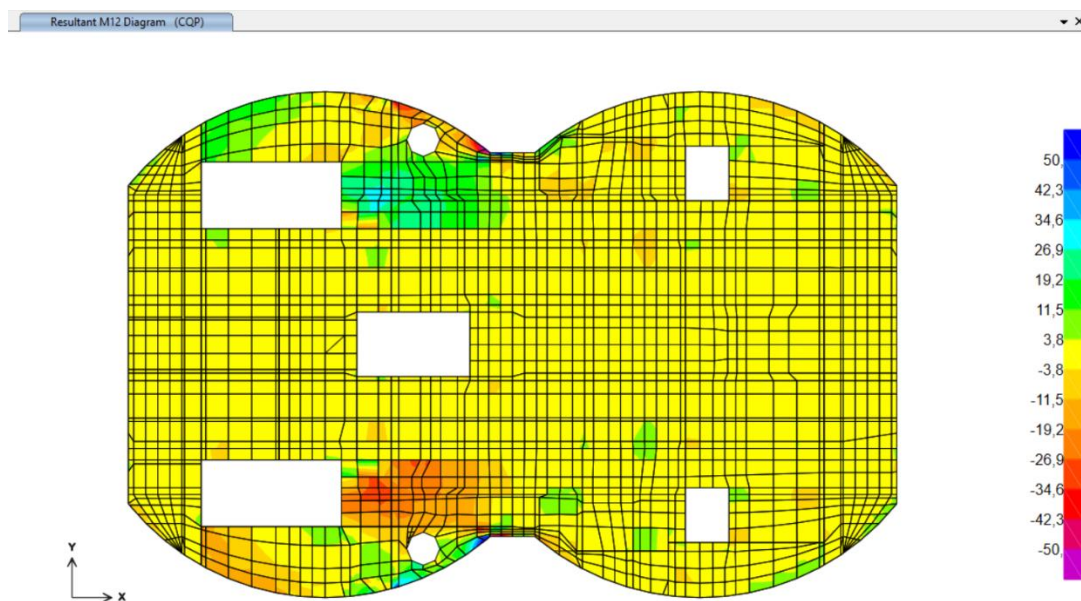


Figura 26 – Momento M12 [kNm/m] – CQP – Laje do Mezanino

A verificação da abertura de fendas segundo a NP EN 1992 é apresentada no quadro seguinte.

VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO - FISSURAÇÃO

DIREÇÃO	LOCALIZAÇÃO	M _{CQP} [kNm]	b [m]	h [m]	Ø _{eq} [mm]	AS ₁ (Tração) [cm ²]	d ₁ [m]	x _u [m]	M _{cr} [kNm]	Estado	σ _c [MPa]	σ _s [MPa]	S _{cr,max} [mm]	ε _{s,m} -ε _{cm} [μstrain]	W _k [mm]
Transversal	Meio Vão	15	1.00	0.20	12.00	5.65	0.154	0.097	19	Não Fissurado	--	--	--	--	--
	Junto a Paredes e Vigas	25	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.103	21	Fissurado	5.5	Ok!	169.11	Ok!	528.78
	Meio Vão	70	1.00	0.40	12.00	11.31	0.354	0.194	86	Não Fissurado	--	--	--	--	--
Longitudinal	Junto a Paredes e Vigas	130	1.00	0.40	16.00	20.11	0.352	0.206	92	Fissurado	5.4	Ok!	208.95	Ok!	701.04
	Meio Vão	21	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.101	20	Fissurado	4.7	Ok!	142.34	Ok!	427.03
	Junto a Paredes e Vigas	35	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.101	20	Fissurado	7.9	Ok!	237.24	Ok!	870.51

Apresenta-se na figura seguinte a deformada vertical elástica do piso prevista para a Combinação Quase Permanente de ações (CQP).

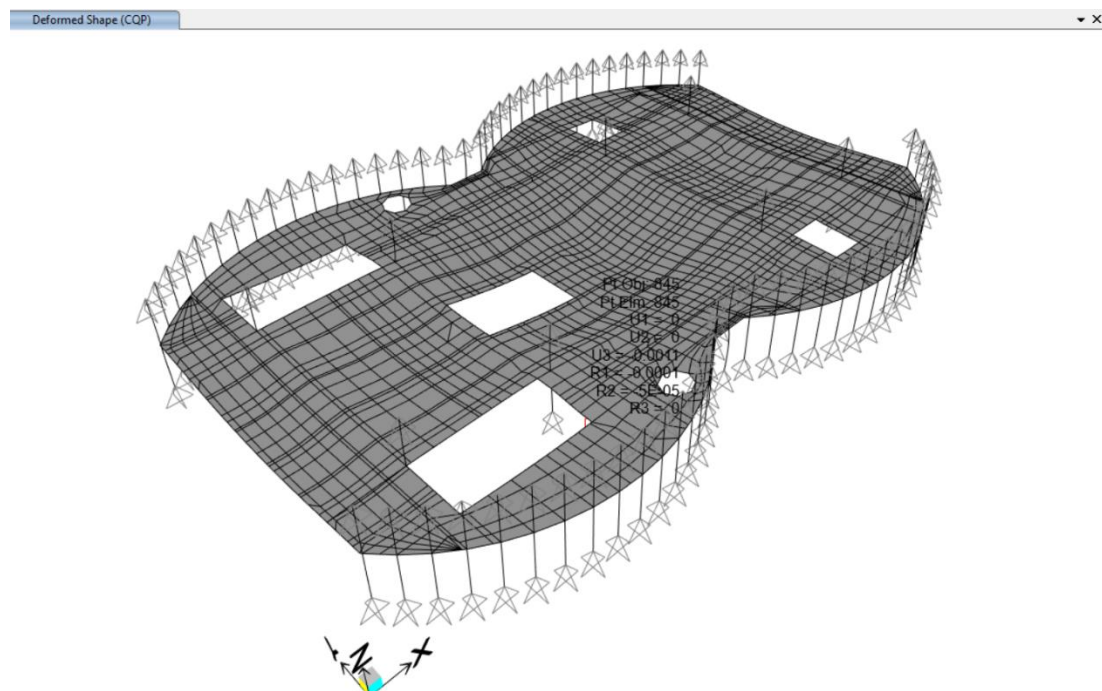


Figura 27 – Deformação Vertical [m] – CQP – Laje do Mezanino

A deformação máxima condicionante da laje (e das vigas longitudinais) a longo prazo é de $0,0011 \times 5,5 = 0,006\text{m}$. Uma vez que existem paredes de alvenaria sobre o mezanino, o valor máximo da deformação da é de $L/500 = 7/500 = 0,014\text{m}$. Como este valor é superior à deformada a longo prazo está verificada a deformação das vigas transversais.

9.2.2.4 Verificação aos Estados Limite Últimos das Vigas

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para os Estados Limite Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes.

Moment 3-3 Diagram (CFSC)

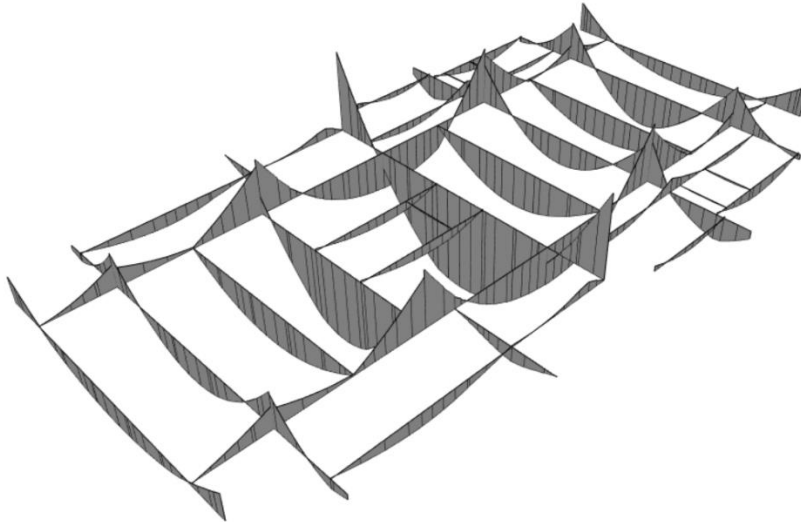


Figura 28 – Momento M3 [kNm] – ELU – Vigas do Mezanino

Shear Force 2-2 Diagram (CFSC)

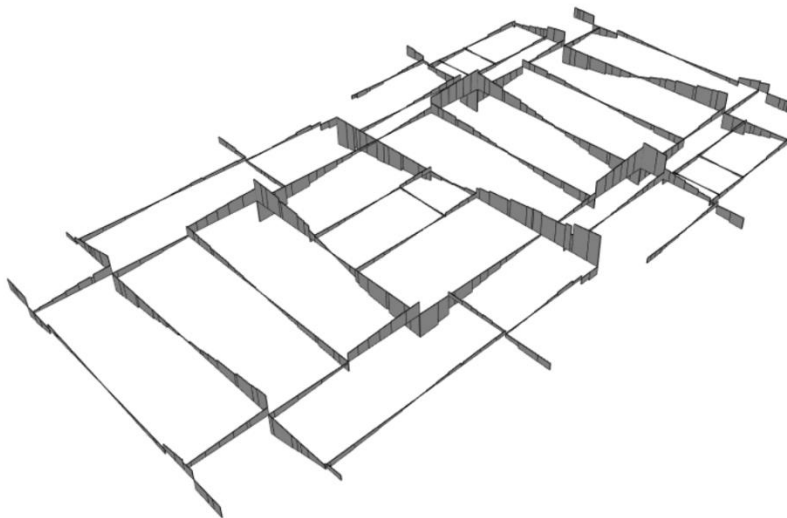


Figura 29 – Esforço Transverso V3 [kN] – ELU – Vigas do Mezanino

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos Estados Limite Últimos à Flexão e aos Estados Limite Últimos de Esforço Transverso para estes elementos.

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU FLEXÃO COMPOSTA - CALCULO DE ARMADURAS

Elemento Localização	Secção			Esforços Atuantes		Armadura de Flexão Composta					
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN]	M_{Ed} [kNm]	μ	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,adotada}$		[cm ² /m]
									1ª camada	2ª camada	
V1.30x2.00											
Meio Vão	1.30	2.00	1.92	0	6630	0.07	84.68	37.73	12 Φ 32	4 Φ 32	128.68
Apoio	1.30	2.00	1.92	0	-5450	-0.06	68.81	37.73	12 Φ 32	4 Φ 32	128.68
V0.80x2.00											
Meio Vão	0.80	2.00	1.93	0	2600	0.04	32.40	23.24	7 Φ 32	2 Φ 32	72.38
Apoio	0.80	2.00	1.93	0	-3860	-0.07	49.08	23.24	7 Φ 32	2 Φ 32	72.38
V0.50x2.00											
Meio Vão	0.50	2.00	1.92	0	2840	0.08	36.58	14.50	5 Φ 32	2 Φ 32	56.30
Apoio	0.50	2.00	1.94	0	-2150	-0.06	26.96	14.62	5 Φ 32		40.21
V0.50x1.50											
Meio Vão	0.50	1.50	1.44	0	820	0.04	13.59	10.88	5 Φ 25		24.54
Apoio	0.50	1.50	1.44	0	-950	-0.05	15.84	10.88	5 Φ 25		24.54

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU CORTE - CALCULO DE ARMADURAS

Elemento Localização	Secção			Esf. Atuantes		Armaduras de Corte					
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	$(A_{sw/s})_{calc}$ [cm ² /m]	$(A_{sw/s})_{min}$ [cm ² /m]	$(A_{sw/s})_{adotada}$			[cm ² /m]
								n_{ramos}	ϕ [mm]	s [m]	
V1.30x2.00											
Apoio	1.30	2.00	1.92	0	1930	14.79	11.39	6	Φ 12 // .10		67.86
V0.80x2.00											
Apoio	0.80	2.00	1.93	0	1500	11.49	7.01	4	Φ 12 // .10		45.24
V0.50x2.00											
Apoio	0.50	2.00	1.94	0	770	5.86	4.38	2	Φ 12 // .10		22.62
V0.50x1.50											
Apoio	0.50	1.50	1.44	0	480	4.91	4.38	2	Φ 12 // .10		22.62

9.2.2.5 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Vigas

Revativamente à verificação da fendilhação, apresentam-se nas figuras seguintes momentos obidos para a Combinação Quase Permanente (CQP).

Moment 3-3 Diagram (CQP)

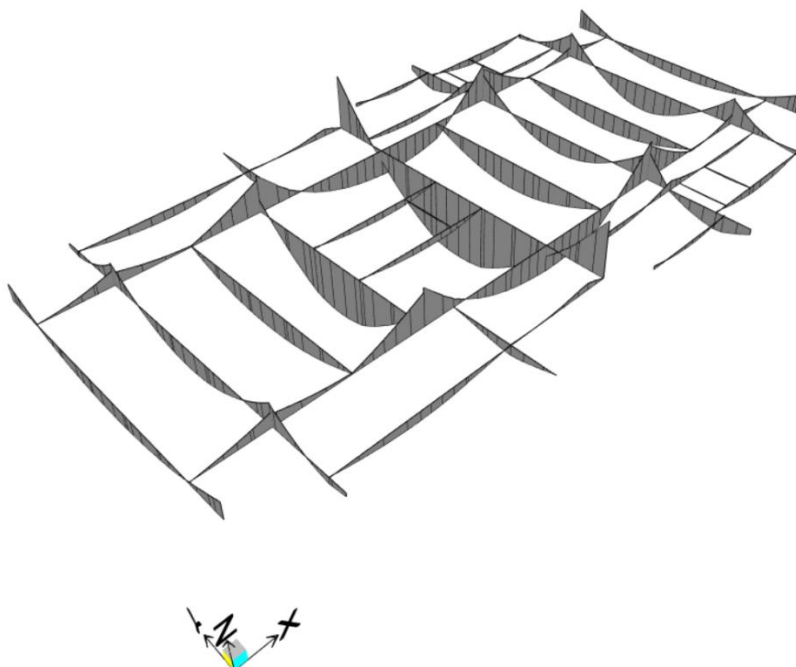


Figura 30 – Momento M3 [kNm/m] – CQP – Vigas do Mezanino

A verificação da abertura de fendas segundo a NP EN 1992 é apresentada no quadro seguinte. Como a abertura de fendas é inferior a 0,3mm encontra-se verificada a fissuração.

VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO - FISSURAÇÃO

VIGA	LOCALIZAÇÃO	M_{CQP} [kNm]	b [m]	h [m]	σ_{eq} [mm]	$A_{S1(Tração)}$ [cm ²]	d_1 [m]	x_u [m]	M_{cr} [kNm]	Estado	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	$S_{r,max}$ [mm]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [µstrain]	w_k [mm]		
V1.30x2.00	Meio Vão	4440	1.30	2.00	32.00	128.68	1.927	1.0000	3437	Fissurado	4.1	Ok!	194.33	Ok!	288.7	769.22	0.22
	Apoio	3660	1.30	2.00	32.00	128.68	1.927	1.0000	3437	Fissurado	3.3	Ok!	160.19	Ok!	288.7	598.53	0.17
V0.80x2.00	Meio Vão	1760	0.80	2.00	32.00	72.38	1.927	1.0000	2053	Não Fissurado	--	--	--	--	--	--	--
	Apoio	2580	0.80	2.00	32.00	72.38	1.927	1.0000	2053	Fissurado	4.0	Ok!	200.59	Ok!	298.1	791.46	0.24
V0.50x2.00	Meio Vão	1830	0.50	2.00	32.00	56.30	1.927	1.0253	1343	Fissurado	4.4	Ok!	185.28	Ok!	276.5	735.63	0.20
	Apoio	1400	0.50	2.00	32.00	40.21	1.927	0.9747	1276	Fissurado	3.4	Ok!	193.86	Ok!	311.8	744.63	0.23
V0.40x1.50	Meio Vão	520	0.40	1.50	25.00	24.54	1.431	0.7500	553	Não Fissurado	--	--	--	--	--	--	--
	Apoio	630	0.40	1.50	25.00	24.54	1.431	0.7500	553	Fissurado	3.8	Ok!	195.38	Ok!	309.9	722.90	0.22

Apresenta-se na figura seguinte a deformada vertical elástica do piso prevista para a Combinação Quase Permanente de ações (CQP).

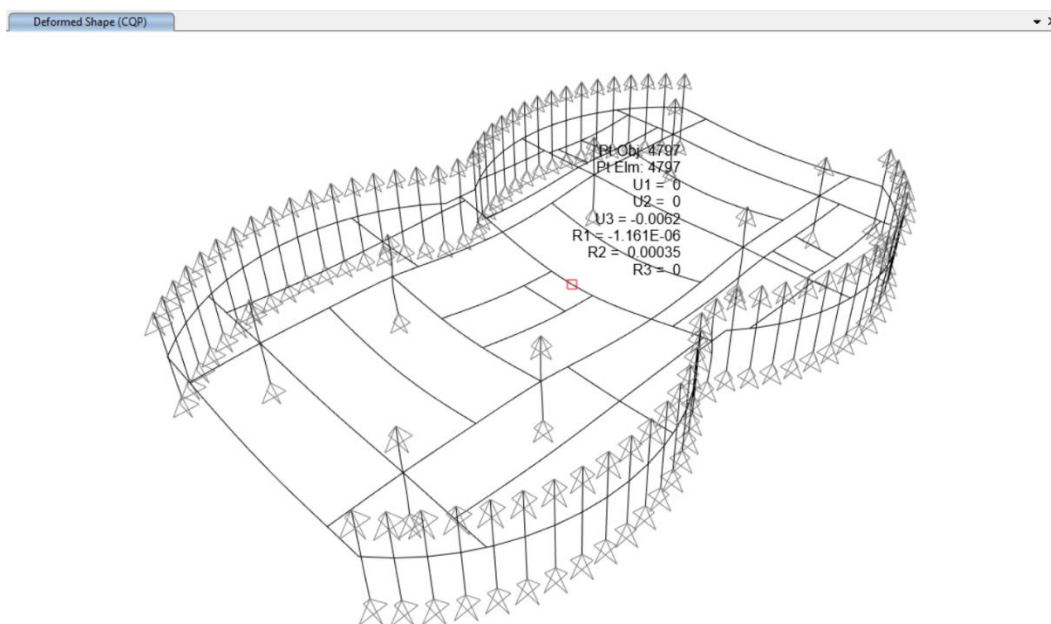


Figura 31 – Deformação Elástica Vertical [m] – CQP – Vigas do Mezanino

A deformação máxima condicionante das vigas transversais a longo prazo é de $0,0062 \times 5,5 = 0,034\text{m}$. Uma vez que existem paredes de alvenaria sobre o mezanino, o valor máximo da deformação da viga é de $L/500 = 22/500 = 0,044\text{m}$. Como este valor é superior à deformada a longo prazo está verificada a deformação das vigas transversais.

9.2.3 Piso do Átrio

9.2.3.1 Geometria

O nível do Átrio é composto por lajes vigadas em betão armado de 0,20m apoiadas em vigas de 1,30mx2,00m, 0,80mx2,00m e 0,50mx2,00m. As vigas mais largas, transversais, apoiam nas paredes do revestimento exterior e em pilares. Na figura seguinte é ilustrada a estrutura deste piso.

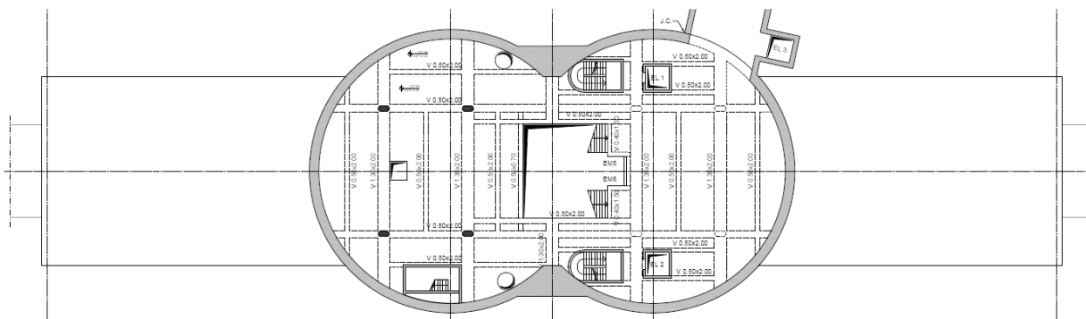


Figura 32 – Estrutura do Piso do Átrio

9.2.3.2 Verificação aos Estados Limite Últimos das Lajes

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para os Estados Limite Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes. Os esforços de compressão e tração no plano da laje são desprezáveis pelo que não são apresentados.

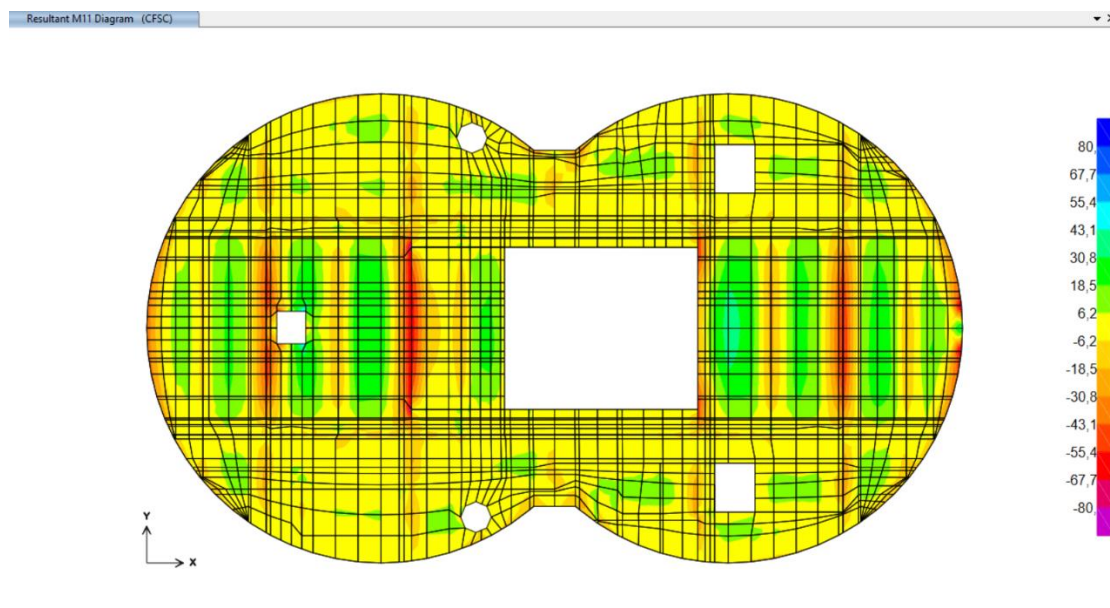


Figura 33 – Momento M11 [kNm/m] – ELU – Laje do Átrio

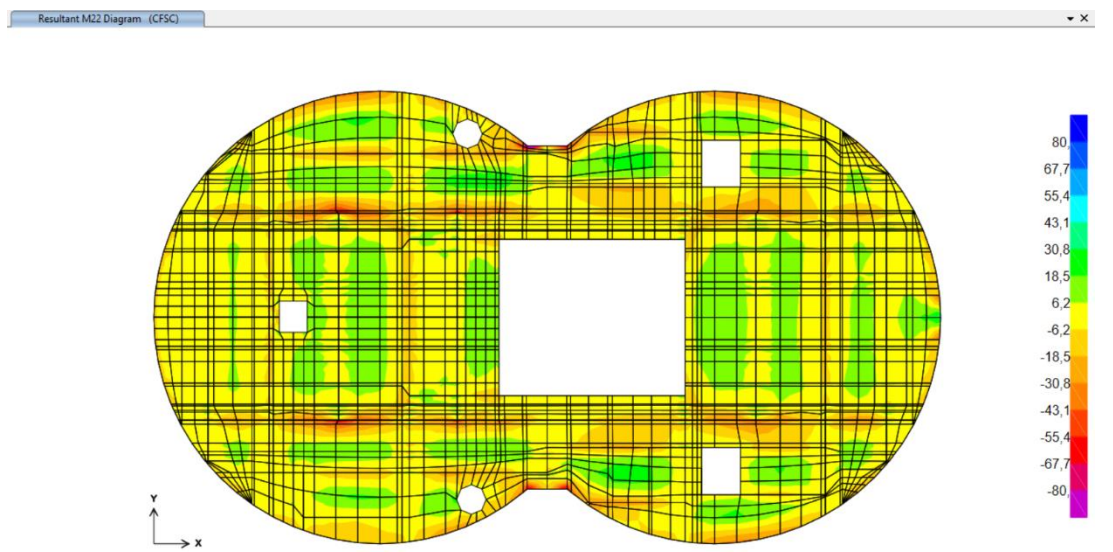


Figura 34 – Momento M22 [kNm/m] – ELU – Laje do Átrio

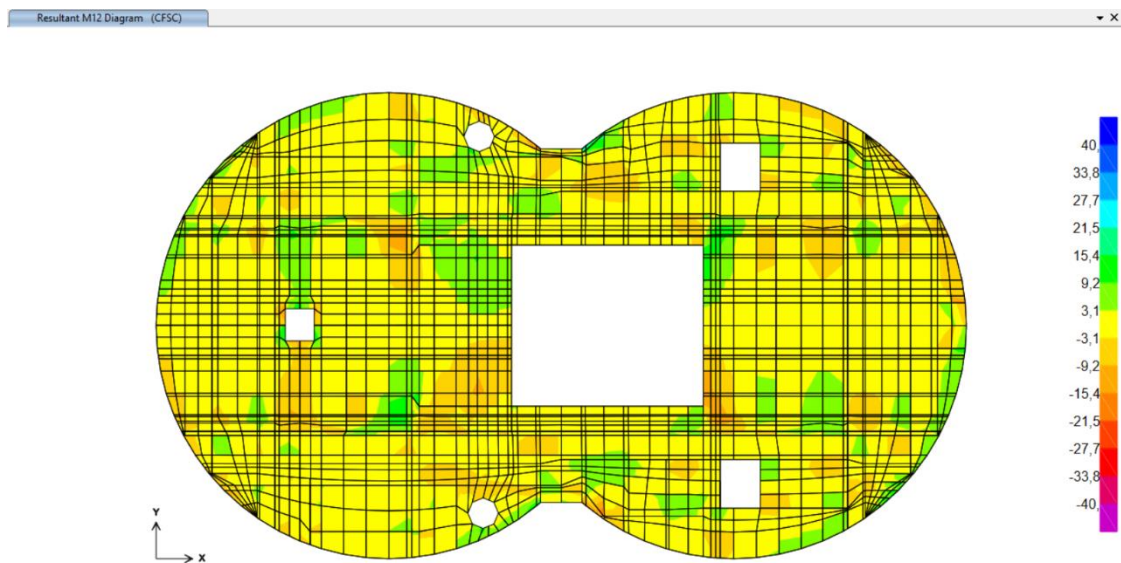


Figura 35 – Momento M12 [kNm/m] – ELU – Laje do Átrio

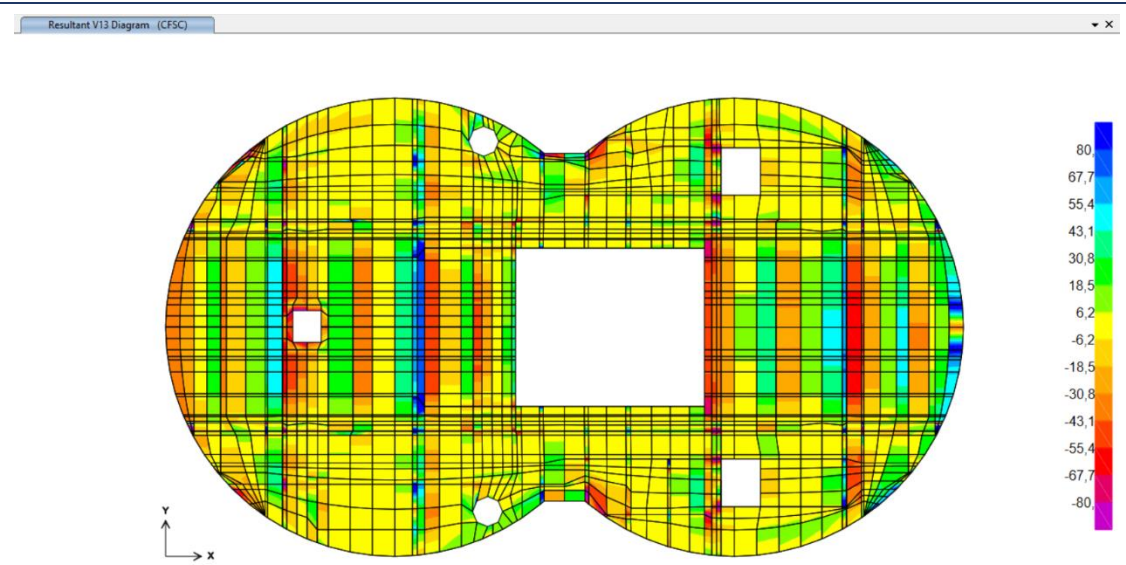


Figura 36 – Esforço Transverso V13 [kN/m] – ELU – Laje do Átrio

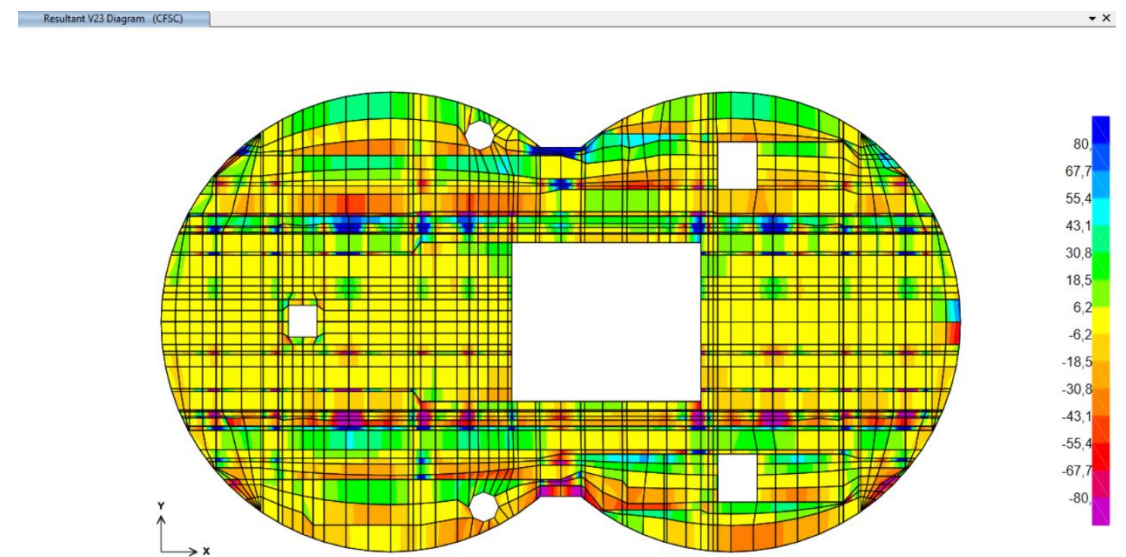


Figura 37 – Esforço Transverso V23 [kN/m] – ELU – Laje do Átrio

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos Estados Limite Últimos à Flexão e aos Estados Limite Últimos de Esforço Transverso para estes elementos.

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU FLEXÃO COMPOSTA - CALCULO DE ARMADURA

Elemento Localização	Secção			Esforços Atuantes			Armadura de Flexão Composta					
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN/m]	M_{Ed} [kNm/m]	μ	$A_{s,calc}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	ϕ_1 [mm] s1 [m]	ϕ_2 [mm] s2 [m]	$A_{s,adotada}$ [cm ² /m]	
Laje Átrio												
Direção Transversal												
Lajes de 0,20 m - Meio Vão	1.00	0.20	0.15	0	23	0.05	3.60	2.32	$\Phi 12 // 20$		5.65	
Lajes de 0,20 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.20	0.15	0	55	0.12	9.17	2.32	$\Phi 12 // 20$	$\Phi 12 // 20$	11.31	
Direção Longitudinal												
Meio Vão	1.00	0.20	0.14	0	35	0.09	6.16	2.14	$\Phi 12 // 20$	$\Phi 12 // 20$	11.31	
Junto a Vigas	1.00	0.20	0.14	0	-55	-0.15	10.68	2.05	$\Phi 12 // 20$	$\Phi 12 // 20$	11.31	

VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AOS ELU CORTE

Elemento Localização	Secção			Esf. Atuantes		Esf. Resistentes
	b [m]	h [m]	d [m]	N_{Ed} [kN/m]	V_{Ed} [kN/m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]
Laje Átrio						
Direção Transversal						
Lajes de 0,20 m - Junto a Paredes e Vigas	1.00	0.20	0.15	0	75	104
Direção Longitudinal						
Junto a Vigas	1.00	0.20	0.14	0	80	95

9.2.3.3 Verificação aos Estados Limite de Utilização das Lajes

Revativamente à verificação da fendilhação, apresentam-se nas figuras seguintes momentos obidos para a Combinação Quase Permanente (CQP).

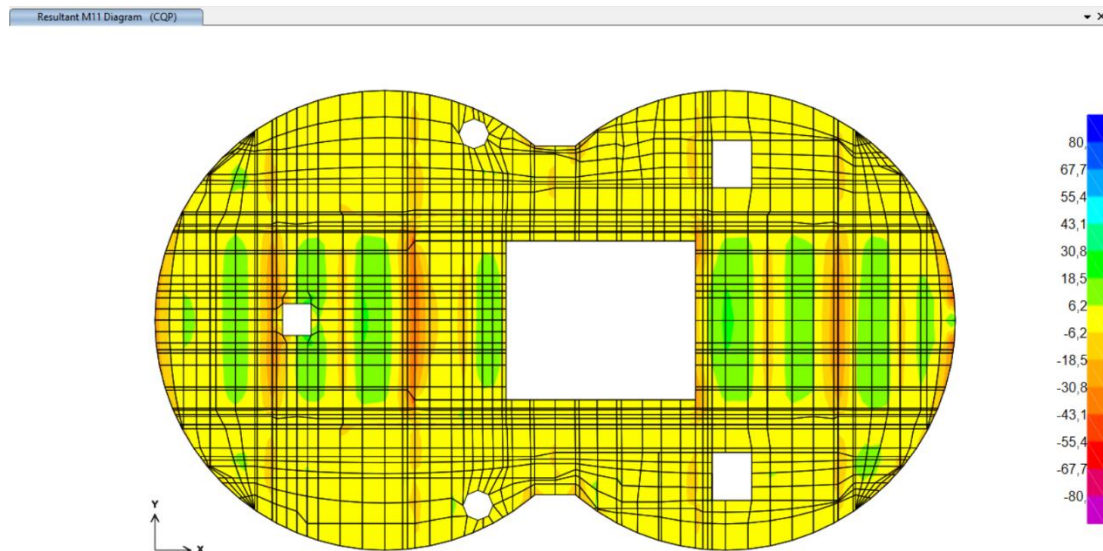


Figura 38 – Momento M11 [kNm/m] – CQP – Laje do Átrio

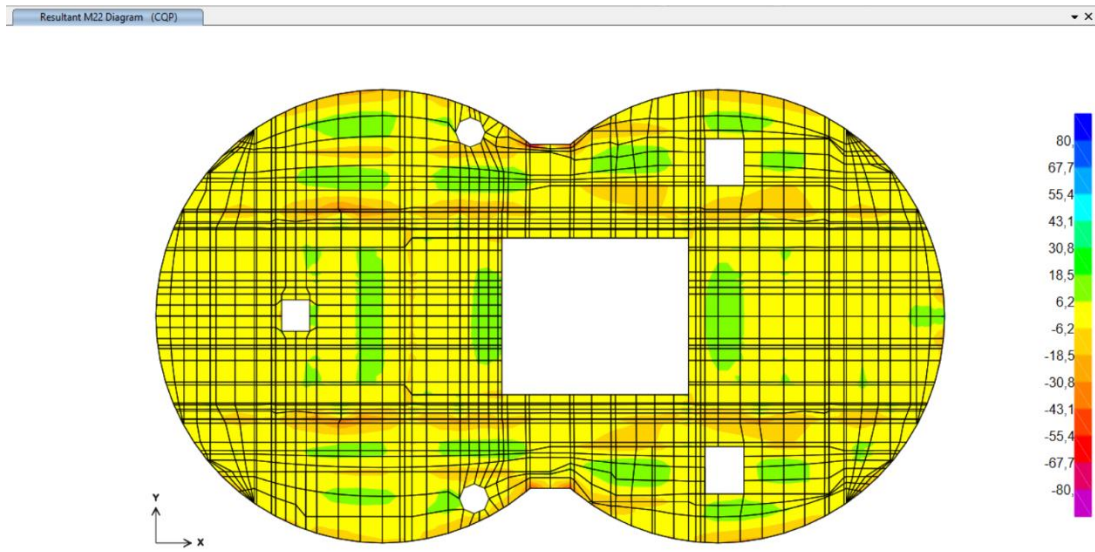


Figura 39 – Momento M22 [kNm/m]– CQP – Laje do Átrio

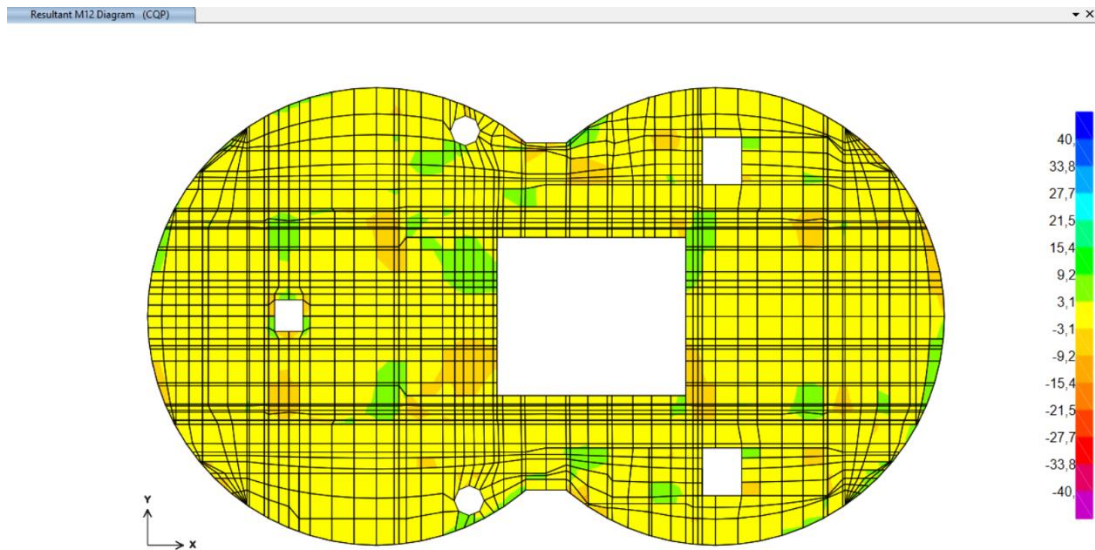


Figura 40 – Momento M12 [kNm/m] – CQP – Laje do Átrio

A verificação da abertura de fendas segundo a NP EN 1992 é apresentada no quadro seguinte.

VERIFICAÇÃO AOS ESTADOS LIMITE DE UTILIZAÇÃO - FISSURAÇÃO

DIREÇÃO	LOCALIZAÇÃO	M_{CQP} [kNm]	b [m]	h [m]	ϕ_{eq} [mm]	$A_{S1(Tração)}$ [cm ²]	d_1 [m]	x_u [m]	M_{cr} [kNm]	Estado	σ_c [MPa] [MPa]	σ_s [MPa]	$S_{r,max}$ [mm]	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [μstrain]	w_k [mm]		
Transversal	Meio Vão	11	1.00	0.20	12.00	5.65	0.154	0.097	19	Não Fissurado	--	--	--	--	--		
	Junto a Paredes e Vigas	43	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.103	21	Fissurado	9.5	Ok!	290.88	Ok!	216.2	1137.59	0.25
Longitudinal	Meio Vão	21	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.101	20	Fissurado	4.7	Ok!	142.34	Ok!	215.8	427.03	0.09
	Junto a Paredes e Vigas	41	1.00	0.20	12.00	11.31	0.154	0.101	20	Fissurado	9.2	Ok!	277.91	Ok!	215.8	1073.86	0.23

Apresenta-se na figura seguinte a deformada vertical elástica do piso prevista para a Combinação Quase Permanente de ações (CQP).

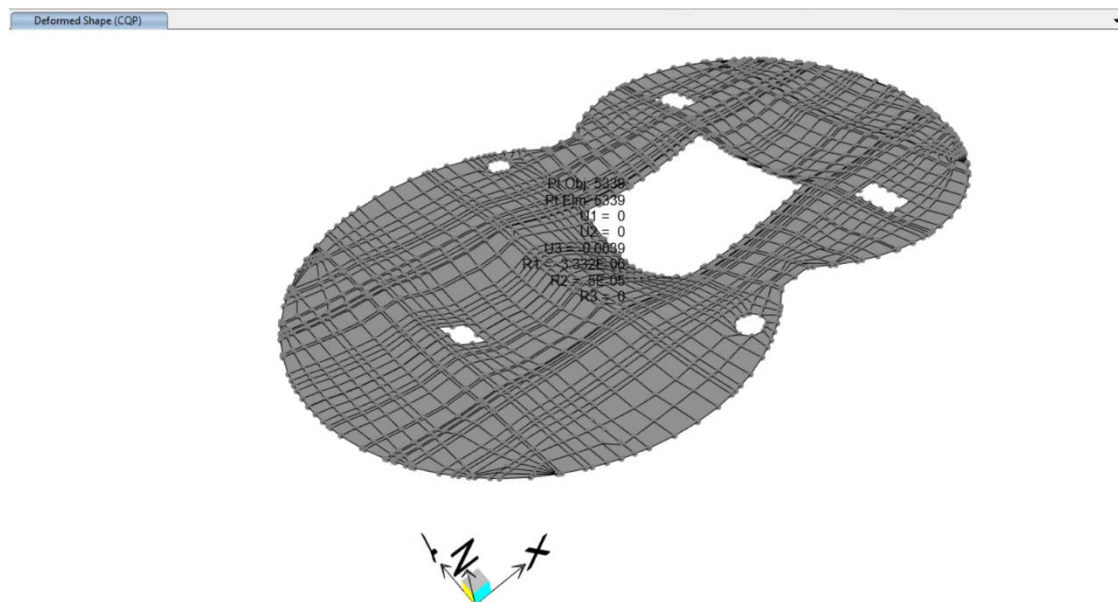


Figura 41 – Deformação Vertical [m] – CQP – Laje do Átrio

A deformação máxima condicionante da laje a longo prazo é de $(0,0039-0,0013) \times 5,5 = 0,014\text{m}$. Uma vez que existem paredes de alvenaria sobre o átrio, o valor máximo da deformação da laje é de $L/500 = 9/500 = 0,018\text{m}$. Como este valor é superior à deformada a longo prazo está verificada a deformação das lejes.

9.2.3.4 Verificação aos Estados Limite Últimos das Vigas

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para os Estados Limite Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes.

Moment 3-3 Diagram (CFSC) x

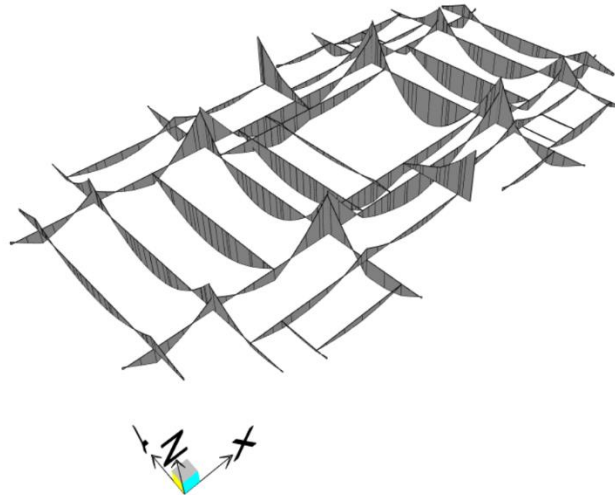


Figura 42 – Momento M3 [kNm] – ELU – Vigas do Átrio

Shear Force 2-2 Diagram (CFSC) x

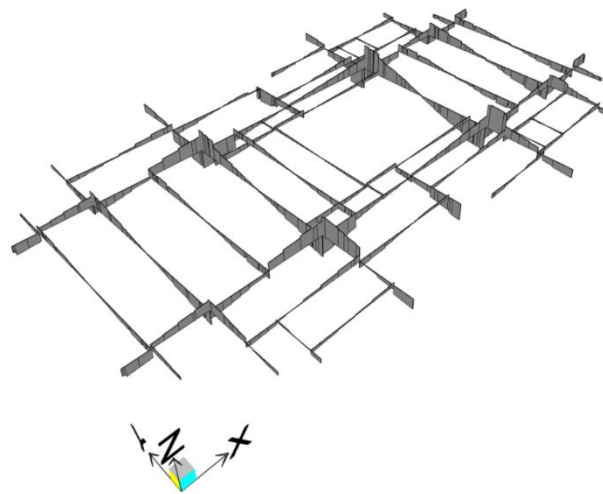


Figura 43 – Esforço Transverso V3 [kN] – ELU – Vigas do Átrio

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos Estados Limite Últimos à Flexão e aos Estados Limite Últimos de Esforço Transverso para estes elementos.