

Todas as estruturas metálicas e massas da instalação serão ligadas a este sistema de terra.
As ligações entre os cabos da malha de terras e as varetas de aço cobreado, serão feitas por soldadura aluminotérmica.

A rede de terras será constituída pelos subsistemas que compõe a SET, existindo na estação poços de terra para os sistemas 30 kV, BT e 750 Vcc.

Nos desenhos de arquitetura encontram-se localizados os poços de terra.

Atendendo ao elevado nível freático da zona, os poços terra serão executados, na sua totalidade, com a instalação do elétrodo de terra, na fase de Toscos. Assim, teremos:

- A execução dos negativos e/ou das furações na laje, até atingir o terreno;
- Fornecimento e instalação dos elétrodos de cobre e enchimento com terra vegetal de boa qualidade;
- Medição da resistência de terra e sua aprovação pela Fiscalização/ Dono de Obra;
- Enchimento com o betão pobre;
- Fornecimento e instalação da tampa em chapa xadrez.

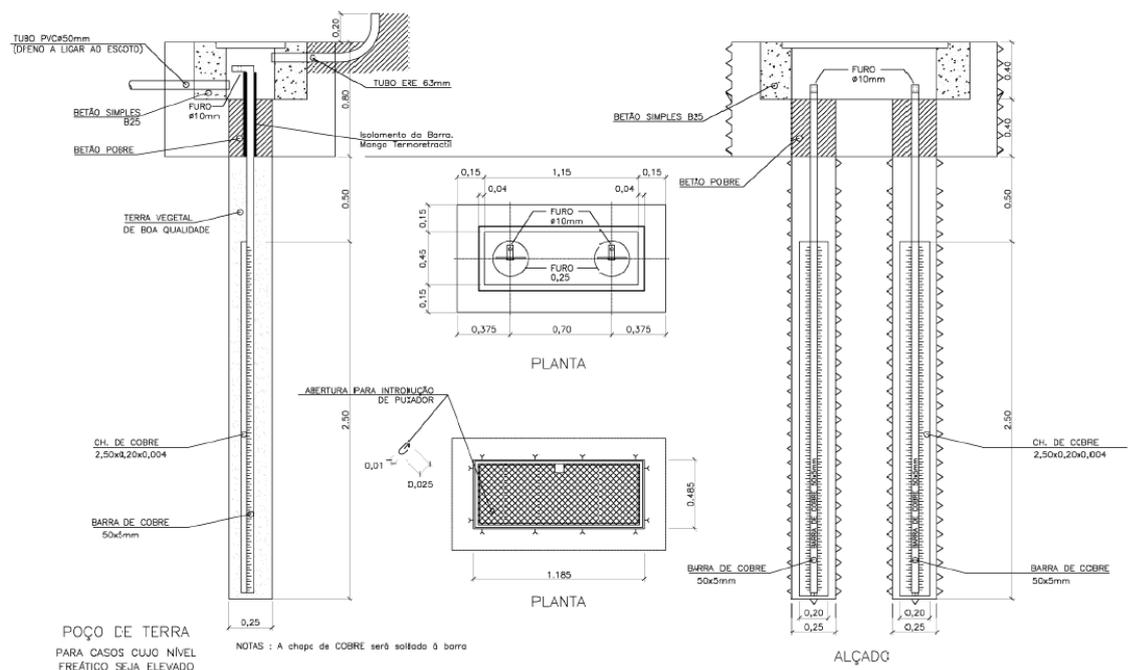


Figura 8 – Pormenores tipo dos poços de terra

Os elétrodos de terra deverão assegurar uma resistência de terra sempre inferior a 1Ω , pelo que deverá ser considerado o fornecimento de terra vegetal de boa qualidade para o enchimento dos poços terra.

A terra vegetal deverá ser proveniente da camada superficial de terrenos de mata ou camada de terrenos agrícolas; estar isenta de pedras com dimensões superiores a 0,05 m e de materiais estranhos provenientes de incorporação de lixo; estar isenta de infestantes; apresentar uma composição uniforme, sem qualquer mistura de subsolo; ter uma textura franca; conter um teor de matéria orgânica não inferior a 4% e o PH situar-se entre os 6,5 e 7,5.

11 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

11.1 Introdução

O recurso à instrumentação e observação permitirá prever o controlo proactivo e sistemático dos trabalhos através de um plano de monitorização dos parâmetros que influenciam o desenvolvimento da obra, com o fim de verificar as hipóteses de projeto e, onde necessário, adaptá-lo antecipadamente de forma a garantir, sem subestimar a segurança, o cumprimento dos tempos de execução, a gestão das aleatoriedades e dos imprevistos no contexto geológico-geotécnico em que a obra se insere. Em função dos resultados obtidos, este recurso possibilita o controlo e a adaptação atempada das soluções, com consequências benéficas na minimização do risco geotécnico da obra. Esta temática encontra-se mais desenvolvida num documento próprio com referência “LVSSA MAS AP STR EST CE INS 082000”

De salientar ainda que a metodologia adotada no desenvolvimento deste estudo segue os princípios correntes aplicados neste tipo de intervenção.

O sistema de monitorização deverá ser robusto e garantir a durabilidade adequada, devendo ser constituído por instrumentos de provada confiabilidade e de uso corrente em obras similares.

Toda a instrumentação terá que ser adequadamente protegida para evitar que seja danificada durante a execução da obra.

A realização de leituras topográficas pressupõe o recurso a elementos de referência adequados, posicionados numa zona da obra que não sofra perturbações e a uma distância tal que o erro de leitura associado seja mínimo.

A instalação da instrumentação tem uma importância estratégica para o correto desempenho do sistema de monitorização, em particular para aqueles instrumentos que uma vez instalados não ficam acessíveis.

A instalação deverá garantir a máxima confiabilidade e êxito das operações.

As técnicas e procedimentos de instalação deverão sempre ser de acordo as indicações dos fabricantes da instrumentação.

Toda a instrumentação deverá ser instalada com a devida antecedência em relação ao início das obras para se conseguir adequadas leituras de referência.

A redundância da instrumentação é importante para aumentar a confiança no sistema e permitir um controlo cruzado.

Sempre que possível serão adotados sistemas de leitura automatizada dos dispositivos de monitorização, nomeadamente, estações totais automatizadas.

No enquadramento anterior, o sistema de observação foi definido para as diferentes obras que compõem o projeto, sendo acompanhamento realizado através da monitorização dos seguintes dispositivos:

- Prisma topográfico (edifícios);
- Prisma topográfico (pavimentos);
- Prisma topográfico para carris;
- Extensómetro multiponto;
- Inclínómetro;
- Piezómetro tipo casagrande (a executar no âmbito da obra);
- Fissurómetro (edifícios);

- Prisma de convergência;
- Sismógrafo (edifícios);
- Tiltmetro (edifícios);
- Extensómetro de corda vibrante para estruturas subterrâneas;
- Sensor de nível líquido.

Para cada uma das obras, os sistemas de observação preconizados atendem às diferentes fases da obra (construção, entrada em serviço e exploração), pelo que nuns casos a observação está limitada ao período de construção e, noutros, se estenderá à fase de exploração (sendo, posteriormente, integrada no Plano de Observação).

11.2 Escavações Mineiras

A avaliação da evolução do comportamento das obras subterrâneas será realizada através do registo dos deslocamentos do terreno (convergências) e observação de eventuais fissurações no suporte primário. Para tal serão criadas secções de medição de convergências, onde serão instalados pontos de convergência, na abóbada e hasteais.

Em geral, no que diz respeito às grandezas a observar, as mais relevantes são as que se relacionam com a libertação do estado de tensão, a presença e escoamento de água e com as vibrações devidas ao processo de escavação.

As ações relacionadas com a presença e escoamento de água nas escavações subterrâneas serão controladas pela observação sistemática dos caudais afluentes, não sendo exepetável, neste caso específico a sua existência na maior parte da extensão da obra. Quando necessário, particular destaque assumem os furos longitudinais realizados em avanço da escavação, que permitirão antever as condições hidrogeológicas do terreno a escavar.

11.3 Edificações / Escavação a céu aberto

Para o controlo das estruturas de contenção a céu aberto e edificações próximas às obras será implementado um sistema de monitorização composto por:

- Prismas topográficos para o controlo dos deslocamentos das estruturas
- Prismas de pavimento para o controlo dos deslocamentos verticais;
- Níveis líquidos para controlo de pequenos deslocamentos verticais (elevada precisão);
- Sismógrafos para o controlo das vibrações induzidas pela execução das obras;
- *Tiltmeters* para o controlo das inclinações;
- Fissurómetros para o controlo de eventuais fissuras presentes nas edificações.

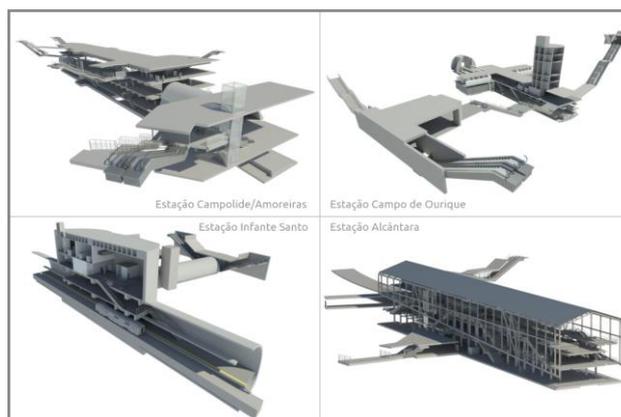
A adoção de medidas de instrumentação e observação permitirá em fase de obra observar os movimentos ocorridos em interferências e, se necessário, tomar medidas de minimização dos movimentos das estruturas e conseqüentemente reduzir os riscos humanos e materiais associados a estes movimentos. Assim sendo, foram estabelecidos dois níveis de instrumentação e observação (I e II), que se diferenciam, respetivamente, pela complexidade crescente da instrumentação instalada e pela frequência de leitura a realizar.

- Instrumentação e observação Nível I – Monitorização recorrendo essencialmente a prismas refletores;

-
- Instrumentação e observação Nível II – Monitorização recorrendo a alvos e prismas refletivos e ainda a *tiltmeters*, níveis líquidos, fissurómetros e sismógrafos.

Note-se que os sismógrafos devem ser instalados o mais próximo possível às fundações das edificações e que os fissurómetros devem ser instalados apenas em caso de presença de fissuras.

METRO DE LISBOA
LINHA VERMELHA ENTRE SÃO SEBASTIÃO E ALCÂNTARA
EMPREITADA DE CONCEÇÃO E CONSTRUÇÃO DO
PROLONGAMENTO DA LINHA
PROJETO DE EXECUÇÃO



TOMO V – ESTAÇÃO
VOLUME 1 – ESTAÇÃO CAMPOLIDE AMOREIRAS
NOTA DE CÁLCULO – ESTRUTURAS DEFINITIVAS

Documento SAP:	LVSSA MSA AP STR EST CE NC 082002 0
----------------	-------------------------------------

	Nome	Assinatura	Data
Elaborado	Gonçalo Chaves		2024-10-04
Revisto	André Sousa / Rui Tomásio		2024-10-04
Verificado	Sandra Ferreira / Gonçalo Mateus		2024-10-04
Coordenador Projeto	Rui Rodrigues		2024-10-04
Aprovado	Raúl Pistone		2024-10-04

Índice

1	OBJETIVO E ÂMBITO.....	6
2	REGULAMENTAÇÃO E BIBLIOGRAFIA DE BASE.....	6
3	SISTEMA DE UNIDADES.....	7
4	VIDA ÚTIL E CLASSE DE EXECUÇÃO.....	7
5	AÇÕES.....	7
5.1	Ações Permanentes.....	7
5.1.1	Peso Próprio (PP).....	7
5.1.2	Restantes Cargas Permanentes (RCP).....	7
5.2	Ações Variáveis.....	9
5.2.1	Sobrecarga de Utilização (SC).....	9
5.3	Retração e Fluência.....	11
5.4	Ação Sísmica.....	13
5.5	Ações Acidentais.....	14
5.5.1	Ação Acidental de Incêndio.....	14
5.5.2	Ação Acidental de Descarrilamento.....	14
5.5.3	Movimentos de Fundações.....	15
6	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	15
6.1	Estados Limites Últimos.....	15
6.2	Estado Limite Último de Resistência (STR).....	15
6.3	Estados Limites de Utilização.....	16
6.4	Coeficientes Parciais das Ações.....	17
6.5	Coeficientes Parciais dos Materiais.....	18
7	CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ELEMENTOS BETÃO ARMADO.....	18
7.1	Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos (ELU).....	18
7.2	Verificação da Segurança aos Estados Limites de Utilização (ELS).....	19
8	VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS.....	19
8.1	Modelos.....	19
8.2	Verificação da Segurança.....	21
8.2.1	Cais.....	21

8.2.2	Átrio.....	27
8.2.3	Mezanino	33
8.2.4	Paredes de contenção periférica	41
8.2.5	Escadas.....	46

Índice de figuras

Figura 1	Mapa de cargas do Piso do Cais	10
Figura 2	Mapa de cargas do Piso do Átrio.....	10
Figura 3	Mapa de cargas do Piso do Mezanino.....	11
Figura 4	Mapa de cargas dos Acessos.....	11
Figura 5	– Tabela 4.4 da EN1991-1-7:2006.....	14
Figura 6	– Modelo tridimensional SAP 2000 v24.....	20
Figura 7	– Modelo tridimensional SAP 2000 v24 – Sem paredes.....	20
Figura 8	– Planta do Piso do Cais.....	21
Figura 9	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – ULS – Laje do cais.....	22
Figura 10	– Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – ULS – Laje do cais	22
Figura 11	– Esforço Transverso na direção x-x – ULS – [kN/m] – Laje do cais.....	22
Figura 12	– Esforço Transverso na direção y-y – ULS – [kN/m] – Laje do cais	23
Figura 13	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – QP – Laje do cais	24
Figura 14	– Momento M22 [kNm/m] (Armaduras na direção y-y) – QP – Laje do cais	24
Figura 15	– Deformada elástica [mm].....	25
Figura 16	– Momento My [kNm] – ELU – Viga mais condicionante 0.30x0.60 m do Cais.....	25
Figura 17	– Esforço Transverso Fz [kN] – ELU – Viga mais condicionante 0.30x0.60 m do Cais	25
Figura 18	– Momento My [kNm] – QP – Viga mais condicionante 0.30x0.60 m do Cais.....	26
Figura 19	– Planta da laje do átrio	27
Figura 20	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – ULS – Laje do átrio	27
Figura 21	– Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – ULS – Laje do átrio.....	28
Figura 22	– Esforço Transverso x-x – ULS – [kN/m] – Laje do átrio.....	28
Figura 23	– Esforço Transverso y-y – ULS – [kN/m] – Laje do átrio.....	29
Figura 24	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – QP – Laje do átrio.....	30
Figura 25	– Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – QP – Laje do atrio.....	30
Figura 26	– Deformada em regime elástico.....	31
Figura 27	– Momento My [kNm] – ELU – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Átrio.....	31
Figura 28	– Esforço Transverso Fz [kN] – ELU – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Átrio	32
Figura 29	– Momento My [kNm] – QP – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Átrio	33
Figura 30	– Planta da laje do mezanino	34
Figura 31	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – ULS – Laje do mezanino.....	34
Figura 32	– Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – ULS – Mezanino.....	35
Figura 33	– Esforço Transverso x-x – ULS – [kN/m] – Laje do mezanino	35
Figura 34	– Esforço Transverso y-y – ULS – [kN/m] – Laje do mezanino.....	36
Figura 35	– Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – QP – Laje do mezanino.....	37
Figura 36	– Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – QP – Laje do mezanino	37
Figura 37	– Deformada em regime elástico.....	38

Figura 38 – Momento M_y [kNm] – ELU – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Mezanino...	39
Figura 39 – Esforço Transverso F_z [kN] – ELU – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Mezanino	39
Figura 40 – Momento M_y [kNm] – QP – Viga mais condicionante 0.60x1.20 m do Mezanino....	40
Figura 51 – Alçado geral da estrutura do corpo da estação	41
Figura 52 – Momento M_{11} [kNm/m] (Armadura na horizontal) – ULS – Paredes periféricas	42
Figura 53 – Momento M_{22} [kNm/m] (Armadura na direção z-z, vertical) – ULS – Paredes periféricas.....	42
Figura 54 – Esforço Transverso na direção horizontal – ULS – [kN/m] – Paredes periféricas.....	43
Figura 55 – Esforço Transverso z-z, vertical – ULS – [kN/m] – Paredes periféricas.....	43
Figura 56 – Momento M_{11} [kNm/m] (Armadura na horizontal) – QP – Paredes periféricas.....	45
Figura 57 – Momento M_{22} [kNm/m] (Armadura na direção z-z, vertical) – QP – Paredes periféricas.....	45
Figura 58 – Deformada em regime elástico.....	46
Figura 59 Modelo 2D – Escadas E03.....	47
Figura 60 Diagrama de Momento Fletor.....	47
Figura 61 Diagrama de Esforço Transverso.....	47
Figura 62 Modelo 2D – Escadas E05.....	48
Figura 63 Diagrama de Momento Fletor.....	48
Figura 64 Diagrama de Esforço Transverso.....	48
Figura 65 Modelo 2D – Escadas E07.....	49
Figura 66 Diagrama de Momento Fletor.....	49
Figura 67 Diagrama de Esforço Transverso.....	49

Índice de tabelas

Tabela 3 – Pesos e dimensões dos equipamentos e respetiva carga distribuída.....	8
Tabela 4 – Coeficientes parciais das ações para estados limites últimos STR.....	17
Tabela 5 – Coeficientes de combinação Ψ	17
Tabela 6 – Coeficientes parciais dos materiais para estados limites últimos STR.....	18
Tabela 7 – Verificação da segurança aos ELU Flexão – Cálculo de Armaduras.....	23
Tabela 8 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Resistente sem armadura de esforço transverso.....	23
Tabela 9 – Verificação da fissuração.....	24
Tabela 10 – Verificação da segurança aos ELU Flexão – Cálculo de Armaduras.....	26
Tabela 11 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Cálculo de Armaduras.....	26
Tabela 12 – Verificação de abertura de fendas das Vigas	26
Tabela 13 – Verificação da segurança aos ELU Flexão Composta – Cálculo de Armaduras.....	29
Tabela 14 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Resistente sem armadura de esforço transverso.....	29
Tabela 15 – Verificação da fissuração.....	30
Tabela 16 – Verificação da segurança aos ELU Flexão – Cálculo de Armaduras.....	32
Tabela 17 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Cálculo de Armaduras.....	32
Tabela 18 – Verificação da fissuração.....	33
Tabela 19 – Verificação da segurança aos ELU Flexão Composta – Cálculo de Armaduras.....	36

Tabela 20 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Resistente sem armadura de esfoço transverso.....	36
Tabela 21 – Verificação da fissuração.....	38
Tabela 22 – Verificação da segurança aos ELU Flexão – Cálculo de Armaduras.....	39
Tabela 23 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Cálculo de Armaduras.....	39
Tabela 24 – Verificação da fissuração.....	40
Tabela 30 – Avaliação do pré-esforço.....	40
Tabela 31 – Verificação da segurança aos ELU Flexão Composta – Cálculo de Armaduras.....	44
Tabela 32 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Resistente sem armadura de esfoço transverso.....	44
Tabela 33 – Verificação da fissuração.....	45
Tabela 34 Verificação de segurança das escadas E03.....	47
Tabela 35 Verificação de segurança das escadas E05.....	48
Tabela 36 Verificação de segurança das escadas E07.....	49

1 OBJETIVO E ÂMBITO

O presente documento diz respeito ao desenvolvimento, ao nível do Anteprojeto, da Nota de Cálculo da obra da Estação Campolide Amoreiras, e, é parte integrante do Volume 2 – Estação de Campolide Amoreiras contido no Tomo V – Estações.

A intervenção realiza-se no âmbito do Prolongamento da Linha Vermelha entre S. Sebastião e Alcântara.

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 AÇÕES

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

5.1 Ações Permanentes

5.1.1 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..... $\gamma = 77,0 \text{ kN/m}^3$

5.1.2 Restantes Cargas Permanentes (RCP)

5.1.2.1 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 $3,0\text{kN/m}^2$.

$$\text{RCP}_{\text{Zona 1}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,15 + 25\text{kN/m}^3 \times 0,03 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

▪ 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 $3,0\text{kN/m}^2$.

$$\text{RCP}_{\text{Zona 2}} = 15\text{kN/m}^3 \times 0,15 + 25\text{kN/m}^3 \times 0,03 + 0,20 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

▪ Zona 3 – Instalações técnicas comuns

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°.

		Qtd	Peso Unitário [kg]	Características dos equipamentos						
				Largura [mm]	Prof. [mm]	Altura [mm]	Peso [kg]	Peso [kN/m ²]	Maciço [kN/m ²]	Total [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			

Tabela 1 – Pesos e dimensões dos equipamentos e respetiva carga distribuída.

Para as zonas técnicas comuns foi estimado uma carga permanente de 7 kN/m^2 e que deverá ser adicionado à restante carga permanente correspondente aos enchimentos e acabamentos.

- Zona 4 – Instalações técnicas pesadas

Para as zonas técnicas pesadas foi estimado uma carga permanente de 20kN/m² e que deverá ser adicionado à restante carga permanente correspondente aos enchimentos e acabamentos.

5.1.2.1.1 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 2,1kN/m² por superfície de alvenaria). Assim, a carga considerada para as paredes foi:

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

Em casos pontuais onde o pano de alvenaria é maior que 19cm, foi considerado um valor ligeiramente superior de 2,6kN/m².

5.1.2.2 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).

5.2 Ações Variáveis

5.2.1 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 adotado é de 5,0kN/m².

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

- 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, 5,0kN/m².

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

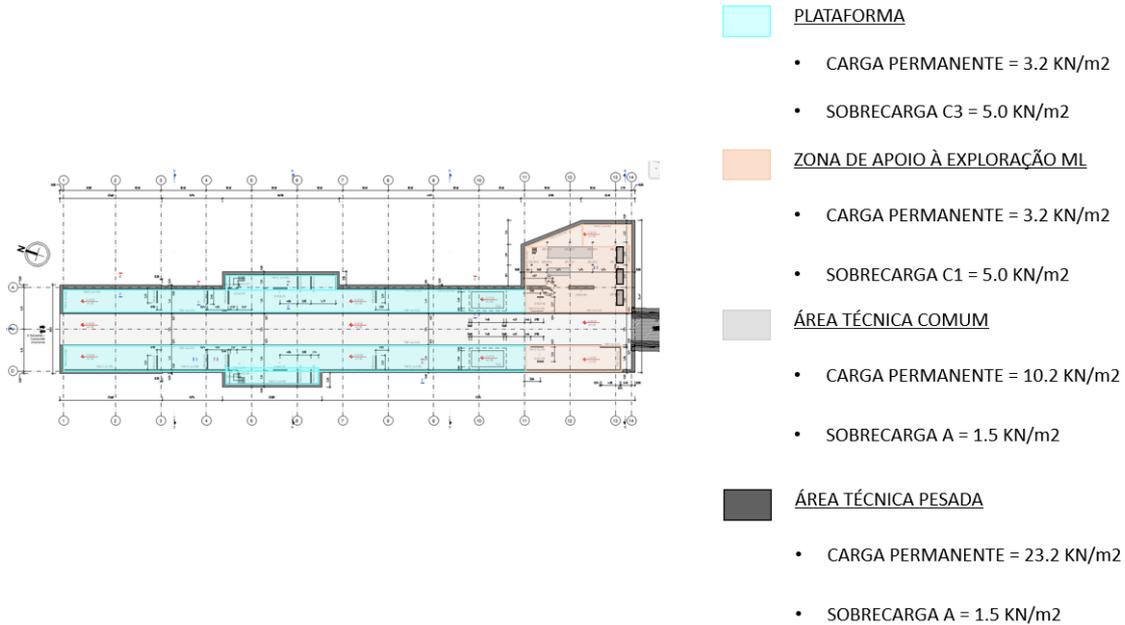


Figura 1 Mapa de cargas do Piso do Cais

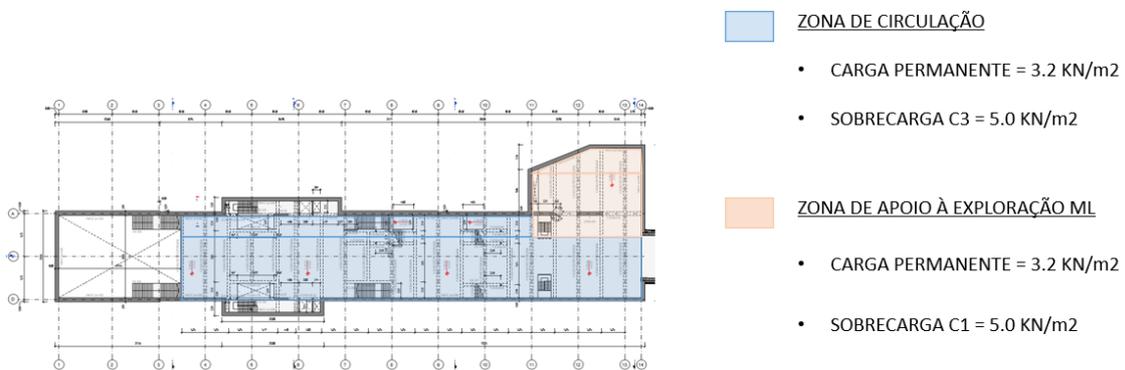


Figura 2 Mapa de cargas do Piso do Átrio

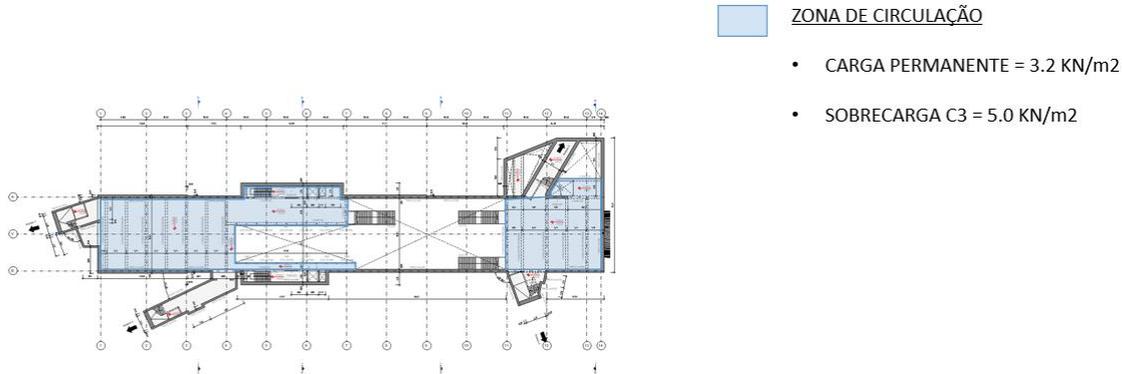


Figura 3 Mapa de cargas do Piso do Mezanino

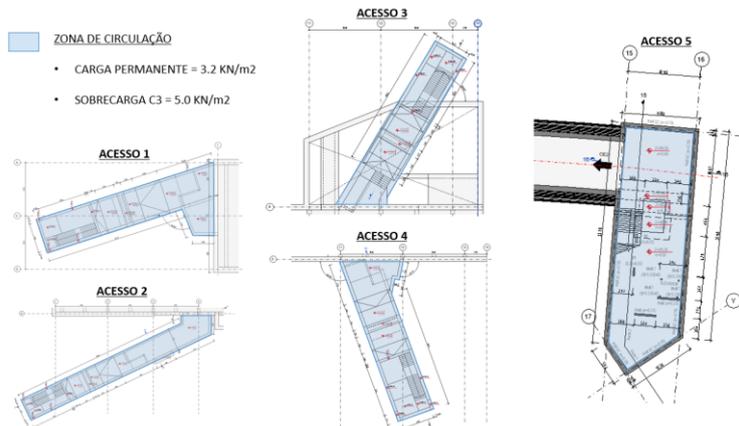


Figura 4 Mapa de cargas dos Acessos

5.3 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 no 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 uma 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 lugar 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 uma 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 dos 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 fórmula.

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

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

5.4 Ação Sísmica

O efeito do sismo nas estruturas enterradas (túneis e estações) materializa-se pela imposição de deslocamentos no seu contorno em resultado da propagação das ondas sísmicas, em parte influenciada pela presença das próprias estruturas e dos edifícios adjacentes. Estes deslocamentos impõem deformações na estrutura as quais, por sua vez, geram tensões e esforços de natureza sísmica.

Os deslocamentos podem ser calculados por uma análise integrada, com um modelo de propagação de ondas incidentes desde o firme rochoso sísmico subjacente, ou por uma análise simplificada através de um modelo em que se admitem conhecidos previamente os deslocamentos sísmicos impostos. No presente estudo foi seguida esta segunda metodologia.

A ação sísmica é definida com base no espectro de resposta elástico de aceleração constante do DNA da parte 1-1 do Eurocódigo 8 para as zonas sísmicas 1.3 e 2.3. No caso da definição da ação sísmica à superfície, é considerado o tipo de terreno segundo o critério definido no Quadro 3.1 da EN 1998-1. No caso da definição da ação sísmica a uma profundidade correspondente a um firme rochoso sísmico é considerado o tipo de terreno A.

O movimento sísmico é introduzido, com a consideração do efeito de radiação energética, ao longo da fronteira rígida inferior do modelo, tradicionalmente associada a velocidades de propagação de ondas de corte superiores a 800 m/s. A consideração dos efeitos não lineares no comportamento dinâmico do terreno é garantida através da adoção do espectro de resposta elástico acima referido e da modelação da dependência das propriedades de deformabilidade e de amortecimento relativamente à deformação de corte (método linear equivalente).

A metodologia de análise incorpora as seguintes fases:

- Estudo do maciço envolvente adotando uma estratificação realista, com consideração da não-linearidade através do método linear equivalente, que inclui a estrutura sob uma forma simplificada;
- Imposição estática, a um modelo estrutural detalhado, do campo cinemático de distorção mais desfavorável obtido na análise anterior e cálculo dos correspondentes esforços nas estruturas subterrâneas;
- Consideração dos esforços de origem sísmica nas combinações de ações para situações de projeto sísmicas.

Foram seguidas as indicações do Anexo C7 — “Análise Sísmica de Estruturas Enterradas” das Cláusulas Técnicas (CET) do Caderno de Encargos, que indicam a metodologia de análise sísmica das estruturas enterradas, com a dependência das propriedades dinâmicas (deformabilidade ao corte e amortecimento) relativamente à amplitude de distorção sísmica (método linear equivalente) para a estimativa da deformada sísmica do terreno e da estrutura.

Nas estruturas totalmente enterradas os efeitos inerciais da sua resposta são desprezáveis, pelo que se recorreu simplificada a uma análise de interação cinemática. Nesta, a envolvente mais desfavorável de deslocamentos sísmicos é imposta, estaticamente, a um modelo estrutural detalhado da estrutura enterrada. Os esforços sísmicos assim calculados são considerados nas situações de projeto sísmicas.

5.5 Ações Acidentais

5.5.1 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 NP EN 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.

5.5.2 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 m $\leq d \leq 5$ m	4 000	1 500
$d > 5$ m	0	0

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

Figura 5 – 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.

5.5.3 Movimentos de Fundações

Na verificação da segurança associada às componentes do movimento das fundações dos edifícios e infraestruturas adjacentes, em particular as respeitantes aos assentamentos totais e relativos (diferenciais) e ainda às rotações relativas das fundações, foram seguidas as disposições prescritas na NP EN 1997-1. O estudo encontra-se desenvolvido em projeto específico, apresentado no Tomo I – Geral, Volume 17 – Interferências ao longo da linha, do presente projeto.

6 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.

6.1 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.

6.2 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 das ações permanentes j ;

- $Q_{k,1}$ – esforço resultante do valor característico da ação variável de base 1;
 $Q_{k,i}$ – esforço resultante do valor característico das ações variáveis acompanhantes i;
 A_{Ed} – esforço resultante do valor de cálculo de uma ação accidental (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.

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

6.4 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 2 – 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	1,00
	Favoráveis	1,00	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 3 – 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

6.5 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 4 – 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

7 CRITÉRIOS DE VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DE ELEMENTOS BETÃO ARMADO

7.1 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 punçoamento.

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).

7.2 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 para os elementos de betão armado.
 - Abertura de fendas: 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 para os elementos de betão armado:
 - 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.

8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS

8.1 Modelos

Os esforços e deslocamentos atuantes foram avaliados recorrendo ao programa de cálculo SAP2000 v24, 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.

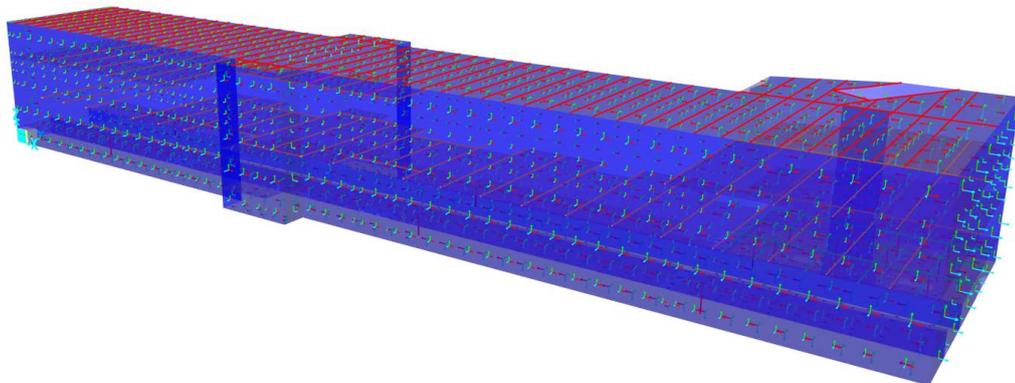


Figura 6 – Modelo tridimensional SAP 2000 v24

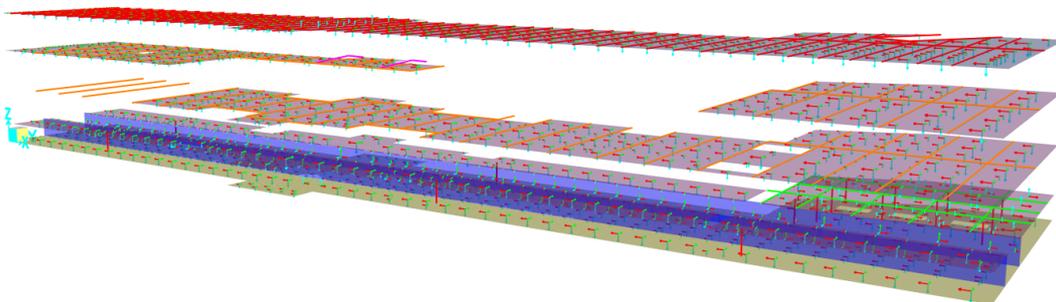


Figura 7 – Modelo tridimensional SAP 2000 v24 – Sem paredes

Todos os elementos foram modelados ao eixo. Foi considerada a contribuição da rigidez das paredes pela modelação das mesmas por elementos de *Shell*. Todos os apoios foram considerados como simplesmente apoiados e as vigas modeladas desprezando a rigidez de torção.

É de salientar que de acordo com a convenção de sinais para os elementos de *Shell* do programa de cálculo, SAP 2000 v24, 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).

8.2 Verificação da Segurança

8.2.1 Cais

8.2.1.1 Geometria

O Piso do Cais é constituído por uma extensa laje de espessura 0.25 m, apoiada na parede da contenção periférica definitiva e no muro do cais, além disso, existe uma zona vigada na área técnica, na zona sul da estação, com vigas de 0.30 m de largura e 0.60 m de altura. A laje foi analisada para garantir os níveis necessários de segurança e qualidade de comportamento estrutural. Na Figura 8 apresenta-se a planta do Piso do Cais.

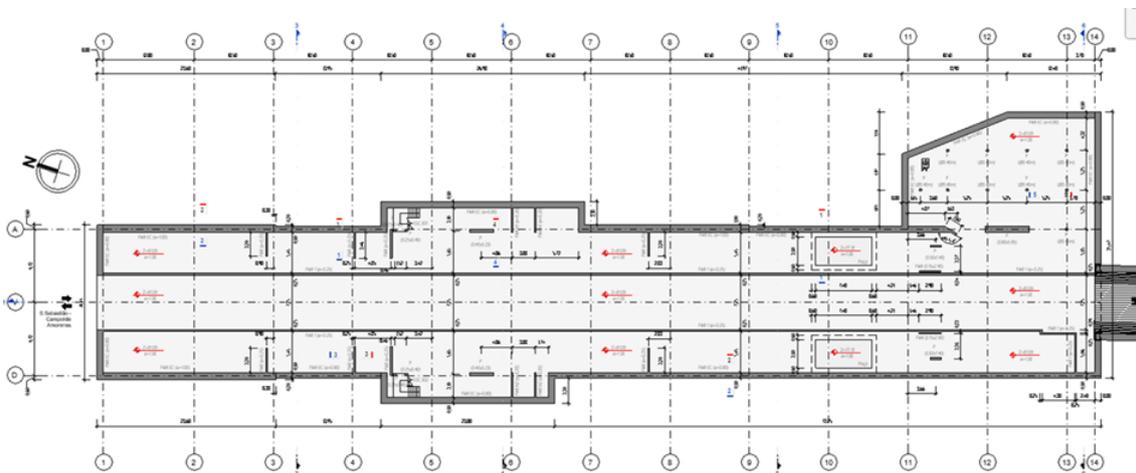


Figura 8 – Planta do Piso do Cais

8.2.1.2 Estados Limites Últimos – Lajes

Os valores dos esforços dos elementos shell para os estados limites 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.

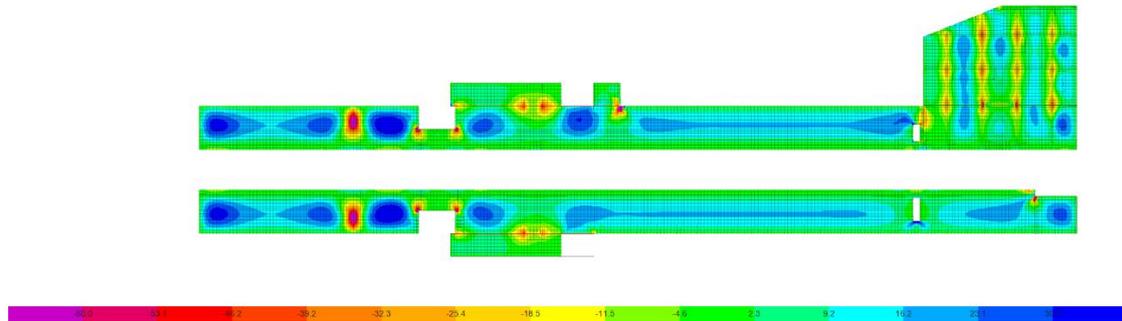


Figura 9 – Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – ULS – Laje do cais

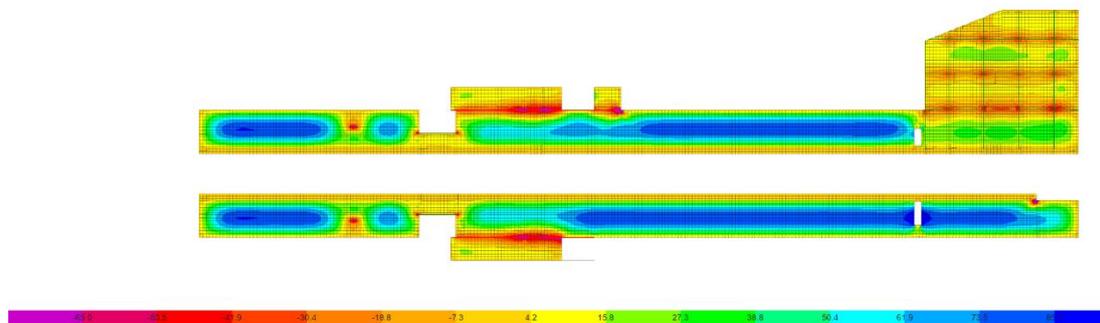


Figura 10 – Momento M22 [kNm/m] (Armadura na direção y-y) – ULS – Laje do cais

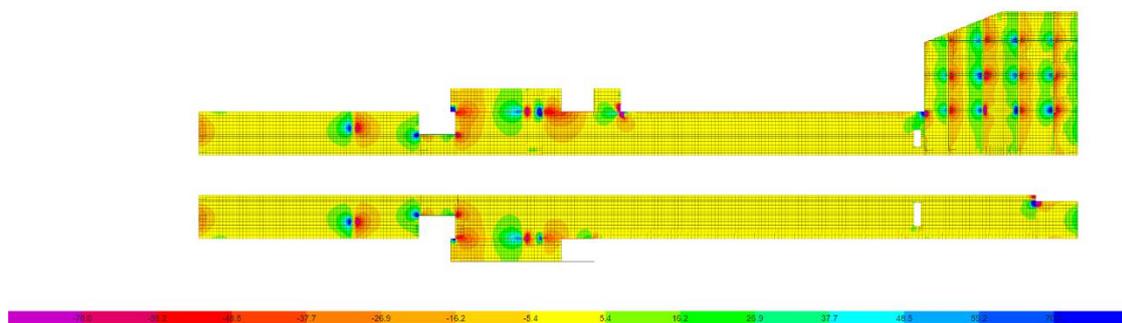


Figura 11 – Esforço Transverso na direção x-x – ULS – [kN/m] – Laje do cais

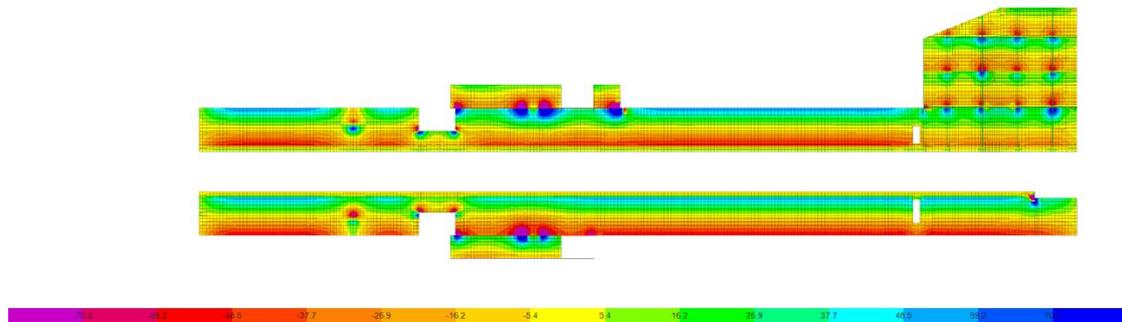


Figura 12 – Esforço Transverso na direção y-y – ULS – [kN/m] – Laje do cais

Na tabela seguinte apresenta-se a verificação aos estados limites últimos à flexão e aos estados limites de esforço transverso para estes elementos.

Tabela 5 – Verificação da segurança aos ELU Flexão – Cálculo de Armaduras

Direção	M_{sd} [kNm/m]	Momento flector reduzido μ	Armadura adoptada	A_s [cm ² /m]	M_{rd} [kNm/m]	M_{sd}/M_{rd}	$A_{s,min}$ [cm ² /m]
x-x	40	0.050	$\phi 10//0.20+\phi 10//0.20$	7.85	61.47	65%	3.016
x-x	-52	0.065	$\phi 10//0.20+\phi 10//0.20$	7.85	61.47	85%	3.016
y-y	85	0.106	$\phi 12//0.10$	11.31	88.51	96%	3.016
y-y	-120	0.150	$\phi 12//0.20+\phi 16//0.20$	15.71	122.93	98%	3.016

Tabela 6 – Verificação da segurança aos ELU Corte – Resistente sem armadura de esforço transverso

ESFORÇO TRANSVERSO									
V_{sd} kN/m	$C_{Rd,c}$ -	k -	$A_{s,x}$ cm ²	$A_{s,y}$ cm ²	ρ_l -	$V_{rd,c}$ kN/m	Laje Aligeirada?	V_{rd} kN/m	Verif.
110.0	0.12	1.99	3.93	3.93	0.002	110.1	Não	110.1	✓
110.0	0.12	1.99	7.85	7.85	0.004	110.4	Não	110.4	✓
110.0	0.12	1.99	13.98	13.98	0.007	133.7	Não	133.7	✓

A laje apresenta um bom comportamento ao esforço transverso nas zonas de suporte contínuo (paredes periféricas e muro cais), com valores de esforço resistente superiores aos actuantes. Nas zonas dos pilares de apoio às escadas, avaliou-se o efeito de punçoamento que não se revelou relevante dada a magnitude das cargas a que estes pilares irão estar expostos.

8.2.1.3 Estados Limites de Utilização – Lajes

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

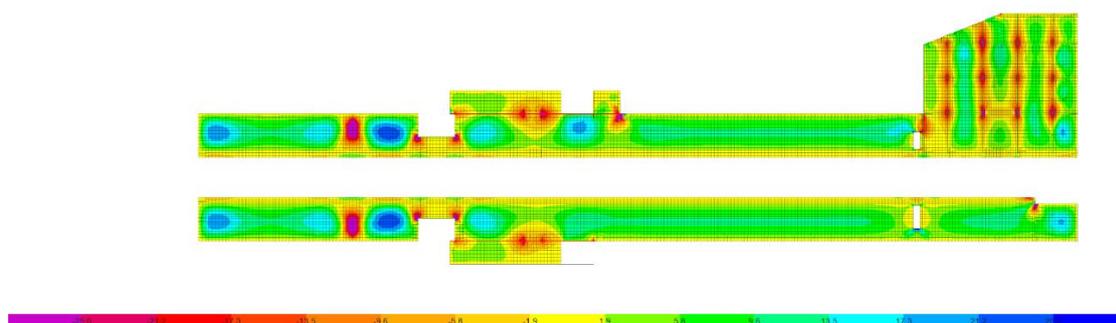


Figura 13 – Momento M11 [kNm/m] (Armadura na direção x-x) – QP – Laje do cais

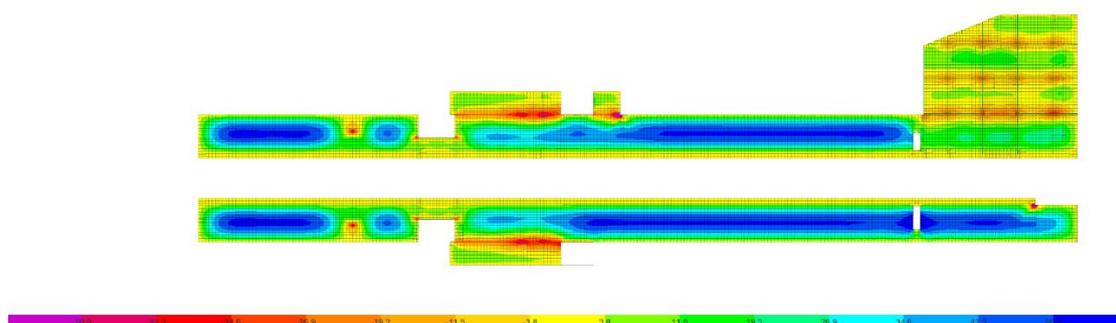


Figura 14 – Momento M22 [kNm/m] (Armaduras na direção y-y) – QP – Laje do cais

A verificação da abertura de fendas segundo a NP EN 1992 para o caso mais condicionante é apresentada no quadro seguinte.

Tabela 7 – Verificação da fissuração

Controlo da fendilhação da laje						
Direção	M_{CQP} [kNm/m]	M_{Cr} [kNm/m]	σ_{sd} [MPa]	$S_{r,max}$ [mm]	$\epsilon_{SM}-\epsilon_{CM}$	w_k [mm]
y-y	55	30.21	194	0.205	0.00119	0.244

Apresenta-se na figura seguinte a deformada vertical da laje em regime elástico para a Combinação Quase Permanente de ações (CQP).

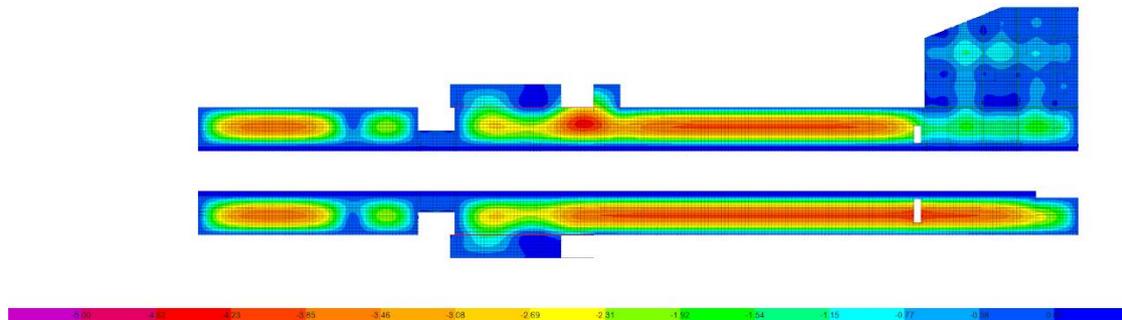


Figura 15 – Deformada elástica [mm]

A longo prazo, estima-se que a deformada na zona mais condicionante do cais atinga valores máximos na ordem dos 32 mm sendo estes inferiores ao limite regulamentar de $L/250$ (36mm). Na zona de serviços estima-se que o valor máximo, a longo prazo, seja de 10 mm, numa zona pontual na proximidade das aberturas, em que o limite seria de $L/500=10\text{mm}$.

8.2.1.4 Estados Limites Últimos – Vigas

A determinação dos esforços foi feita a partir do modelo de cálculo. Os valores dos esforços para a viga mais condicionante, do piso do cais, para os Estados Limites Últimos (ELU) são os apresentados nas figuras seguintes.



Figura 16 – Momento M_y [kNm] – ELU – Viga mais condicionante 0.30x0.60 m do Cais



Figura 17 – Esforço Transverso F_z [kN] – ELU – Viga mais condicionante 0.30x0.60 m do Cais

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