

Projeto de ESTABILIDADE



TOPO NORTE
MUNICÍPIO DE LEIRIA

PROJETO DE EXECUÇÃO

MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA

P R O J E T O D E E S T A B I L I D A D E

M E M Ó R I A D E S C R I T I V A E J U S T I F I C A T I V A

REQUERENTE: Câmara Municipal de Leiria

TIPO DE OBRA: Topo Norte

LOCALIZAÇÃO DA OBRA: Arrabalde d'Aquém - Leiria

PROJETO: Estabilidade - Execução

ÍNDICE

1	Introdução	1
2	Relatório de Vulnerabilidade Sísmica	2
3	Campanha de Ensaios <i>In-situ</i>	3
3.1	Ensaios para Caracterização de Elementos de Betão Armado e Ensaios de Durabilidade.....	4
3.2	Ensaios de Vibração Ambiental	4
3.3	Considerações Finais	5
4	Descrição Geral da Estrutura.....	6
4.1	Implantação.....	6
4.2	Fundações e Condições Geotécnicas	7
4.3	Superestrutura	7
4.3.1	Estrutura Existente	7
4.3.2	Demolições.....	10
4.3.3	Intervenção Estrutural Proposta	10
4.4	Geometria dos Elementos.....	14
4.4.1	Estrutura de Betão Armado e Pré-esforçada	14
4.4.2	Estrutura Metálica.....	17
5	Materiais	17
5.1	Estrutura Existente	17
5.2	Estrutura a Construir	18
6	Ações	20
6.1	Projeto Inicial.....	20
6.1.1	Introdução.....	20
6.1.2	Ações Permanentes.....	20

6.1.2.1	Peso Próprio	20
6.1.2.2	Restantes Cargas Permanentes	20
6.1.3	Ações Variáveis	20
6.1.3.1	Sobrecargas	20
6.1.3.2	Ação Sísmica	21
6.1.3.3	Ação do Vento	21
6.1.4	Outras Ações	21
6.2	Projeto atual	21
6.2.1	Ações Permanentes	21
6.2.1.1	Pesos Próprios	21
6.2.1.2	Restantes Cargas Permanentes	22
6.2.1.3	Ação Estática das Terras	23
6.2.2	Ações Variáveis	24
6.2.2.1	Sobrecargas de Utilização	24
6.2.2.2	Vento	25
6.2.2.3	Temperatura	26
6.2.2.4	Retração	26
6.2.2.5	Sismo	26
6.2.2.6	Elevadores	29
7	Combinações de Ações	30
7.1	Estados Limites Últimos	30
7.2	Estados Limites de Utilização	31
8	Critérios para a Verificação Estrutural	32
8.1	Regulamentação	32
8.2	Modelos de Cálculo	33

9	Dimensionamento	35
9.1	Estados Limites Últimos	35
9.2	Estados Limites de Utilização	36
10	Verificação da Segurança ao Fogo.....	37
11	Faseamento Construtivo	38
12	Referências.....	39
13	Ficha Técnica	42

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Implantação do edifício	6
Figura 2 – Definição dos CORPOS do edifício	9
Figura 3 – Corte Estrutural Al. 19	12
Figura 4 – Modelos estruturais do edifício	35

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Quantificação das áreas e custos de intervenção [alíneas c) e d) da portaria]	3
Tabela 2 – Frequências Próprias obtidas Nos Ensaios de Vibração Ambiental	5
Tabela 3 – Características Geotécnicas da camada ZG1	7
Tabela 4 – Lajes de Betão Armado	14
Tabela 5 – Lajes mista com chapa colaborante (a construir)	14
Tabela 6 – Vigas de Betão Armado.....	14
Tabela 7 – Vigas de Betão Pré-esforçado	15
Tabela 8 – Pilares de Betão Armado do CORPO 1 (Torre Poente).....	15

Tabela 9 – Pilares de Betão Armado CORPO 2 e CORPO 3	15
Tabela 10 – Pilares de Betão Armado CORPO 4 (Torre Nascente)	16
Tabela 11 – Paredes de Betão Armado	17
Tabela 12 – Perfis metálicos.....	17
Tabela 13 – Recobrimentos nominais em mm	18
Tabela 14 – Restantes Cargas Permanentes consideradas no Projeto Inicial	20
Tabela 15 – Sobrecargas consideradas no Projeto Inicial.....	20
Tabela 16 – Pesos específicos dos materiais	22
Tabela 17 – Peso das restantes cargas permanentes Torre Poente (CORPO 1).....	22
Tabela 18 – Peso das restantes cargas permanentes - CORPO 2 e 3	22
Tabela 19 – Peso das restantes cargas permanentes Torre das Finanças (CORPO 4)	23
Tabela 20 – Ações variáveis Torre Poente (CORPO 1)	24
Tabela 21 – Ações variáveis (CORPO 2 e 3)	24
Tabela 22 – Ações variáveis Torre Nascente (CORPO 4)	24
Tabela 23 – Peso Próprio das divisórias amovíveis.....	25
Tabela 24 - Parâmetros considerados para a ação do vento (NP EN 1991-1-4).....	25
Tabela 25 - Parâmetros considerados para o cálculo dos espectros de resposta (NP EN 1998-1)	28
Tabela 26 – Coeficientes impulso em condições sísmicas (NP EN 1998-5)	28
Tabela 27 – Ações Elevadores	29
Tabela 28 – Coeficientes de Segurança	31
Tabela 29 – Coeficientes ψ adotados (NP EN 1991-1-1:2009).....	31
Tabela 30 – Resistência ao fogo padrão mínima dos elementos estruturais	37

Tabela 31 – Resistência ao fogo padrão mínima dos elementos estruturais envolventes de locais de risco C, C+ e F	37
--	----

1 INTRODUÇÃO

Refere-se a presente Memória Descritiva e Justificativa ao projeto de Estabilidade e Verificação Estrutural relativo à obra de Reabilitação e Reforço do edifício do **Topo Norte do Estádio Municipal de Leiria** a construir em Arrabalde d'Aquém, freguesia e concelho de Leiria, cujo processo de licenciamento e execução foi requerido pelo Município de Leiria.

Nesta memória apresenta-se a verificação estrutural da estrutura existente e as soluções estruturais para as intervenções propostas e compatibilizadas com o Projeto de Arquitetura. São apresentados os elementos necessários para a avaliação da capacidade resistente da estrutura tendo em conta a alteração de uso proposta, nomeadamente:

- Análise da vulnerabilidade sísmica segundo a Portaria nº 302/2019 de 12 de dezembro.
- Referir os elementos base considerados no desenvolvimento do presente projeto e das soluções adotadas.
- Descrever as soluções estruturais existentes e as soluções estruturais adotadas para a construção de um novo piso e da estrutura da cobertura do CORPO 2 e CORPO 3.
- Escolha dos materiais dos vários elementos estruturais e as características de proteção ao fogo prescritas.
- Ações e combinações consideradas e os critérios de verificação da segurança estrutural.
- Descrição dos modelos e os métodos de análise e de dimensionamento dos elementos estruturais.
- Soluções de reforço para os elementos estruturais com capacidade resistente insuficiente para resistir aos esforços resultantes das condições de carregamento mais condicionantes.

A verificação estrutural efetuada, as novas soluções estruturais apresentadas e o reforço estrutural pressupõem que a construção do edifício foi executada de acordo com o projeto inicial de execução da autoria da PROENGEL, respeitando todos os pormenores constantes das peças desenhadas e as prescrições das peças escritas que serviram de fase à execução do edifício do Topo Norte.

2 RELATÓRIO DE VULNERABILIDADE SÍSMICA

A portaria nº 302/2019 de 12 de setembro, define os termos em que obras de ampliação, alteração ou reconstrução estão sujeitas à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, bem como as situações em que é exigível a elaboração de projeto de reforço sísmico.

Segundo o artigo 1º desta portaria, estão sujeitos à elaboração de relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica, os edifícios em que as obras de ampliação, alteração ou reconstrução verifiquem uma das seguintes condições:

- a) Existência de sinais evidentes de degradação da estrutura do edifício;
- b) Procedam ou tenham por efeito uma alteração do comportamento estrutural do edifício;
- c) Cuja área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 25% da área bruta de construção do edifício (15% no caso de edifícios das classes de importância III ou IV);
- d) Cujo custo de construção exceda em pelo menos 25% do custo de construção nova de edifício equivalente (15% no caso de edifícios das classes de importância III ou IV).

O edifício do TOPO NORTE do estádio municipal de Leiria é composto por 3 caves e, acima do solo, na sua zona central, por 5 pisos e na periferia um máximo de 8 pisos. Tem um desenvolvimento médio de 185 m na maior direção e de 29 m na menor.

O edifício embora não estando a ser utilizado, apresenta muito boas características de integridade ao nível visual e estrutural, atestados por diversas visitas efetuadas ao local, bem como através de ensaios realizados, comprovando-se haver reduzidos sinais evidentes de degradação da estrutura, conforme mencionado na alínea a).

A solução de intervenção arquitetónica em geral não altera o funcionamento estrutural do edifício e, nos locais a intervir, são consideradas estruturas metálicas com ligações à estrutura existente que não impliquem com o funcionamento estrutural da mesma, nem acrescentem nos pisos existentes mais massa do que aquela que foi considerada no projeto inicial.

A intervenção em termos de áreas e custos é apresentada na Tabela 1, onde se comprova que não são ultrapassados os limites estabelecidos na portaria 302/2019 de 12 de dezembro para este tipo de edifício (classe de importância III).

Tabela 1 – Quantificação das áreas e custos de intervenção [alíneas c) e d) da portaria]

Classe de Importância do Edifício

III

Art. 1º, alínea c) Cuja área intervencionada, incluindo demolições e ampliações, exceda os 15 % da área bruta de construção do edifício.

Art. 1º, alínea d) Cujo custo de construção exceda em pelo menos 15 % do custo de construção nova de edifício equivalente.

TOPO NORTE

DO ESTÁDIO MUNICIPAL DE LEIRIA

Designação	Área -intervencionada (m²)	Área bruta do Piso (m²)	Custo de construção	Custo de construção nova
Piso -3	156.5	5650	39 125.00 €	1 412 500.00 €
Piso -2	156.5	5650	39 125.00 €	1 412 500.00 €
Piso -1	156.5	5650	39 125.00 €	1 412 500.00 €
Piso 0	344.5	5650	86 125.00 €	1 412 500.00 €
Piso 1	184.2	5235	46 050.00 €	1 308 750.00 €
Piso 2	223	5235	55 750.00 €	1 308 750.00 €
Piso 3	19.5	2140	4 875.00 €	535 000.00 €
Piso 4	2646.7	4763	661 675.00 €	1 190 750.00 €
Piso 5	98.5	3856	24 625.00 €	964 000.00 €
Piso 6	1102.4	5235	275 600.00 €	1 308 750.00 €
Piso 7	449.3	2920	112 325.00 €	730 000.00 €
	5537.60	51984.00	1 384 400.00 €	12 996 000.00 €

Área -intervencionada (m²) / Área bruta do Piso (m²)	Custo de construção / Custo de construção nova
11%	11%

Não é necessário relatório de avaliação de vulnerabilidade sísmica

De acordo com o exposto anteriormente e considerando que na modelação e verificação estrutural realizada no Edifício do Topo Norte são apresentadas as análises sísmicas de todos os corpos do edifício existente com base nas prescrições do Eurocódigo 8 (Parte 1, 3 e 5), considera-se que foi realizada neste projeto uma avaliação da vulnerabilidade sísmica do edifício existente com as alterações estruturais propostas para o novo projeto.

3 CAMPANHA DE ENSAIOS *IN-SITU*

No início deste projeto (fase de concurso) foi solicitado pela equipa de projetistas a realização de uma campanha de ensaios que permitisse a caracterização da geometria dos elementos estruturais, a caracterização mecânica dos materiais e identificação de patologias e anomalias existentes. Complementarmente, foram solicitados ensaios de registo da vibração ambiental nos diversos CORPOS do edifício em estudo, para a identificação modal dos mesmos, e que permitisse a calibração dos modelos numéricos utilizados para a verificação estrutural e reforço da estrutura.

3.1 ENSAIOS PARA CARACTERIZAÇÃO DE ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO E ENSAIOS DE DURABILIDADE

A campanha de ensaios foi efetuada pela empresa OZ e consistiu na realização dos seguintes ensaios:

- caracterização da resistência à compressão do betão em pelo menos 10 elementos estruturais através da combinação de ensaios de medição da dureza superficial, medição da velocidade de propagação de ultrasons, da resistência à penetração e extração de carotes incluindo retificação e respetivo ensaio em laboratório;
- ensaio de caracterização da classe do aço utilizado na construção através do ensaio de tração em 3 amostras retiradas da estrutura;
- ensaio de caracterização da degradação do betão estrutural através da medição da profundidade de carbonatação em pelo menos 3 elementos estruturais com diferentes condições de exposição ambiental;
- realização de ensaios de vibração ambiental nos diversos CORPOS do edifício em estudo.

Os resultados da campanha de ensaios revelaram um betão com uma classe de resistência *in-situ* superior à especificada no projeto inicial (C30/37) e uma classe de resistência do aço que confirma o aço adotado no projeto inicial (A500 NR).

Os ensaios de durabilidade realizados indiciam num dos pilares a despassivação das armaduras resultado da exposição deste elemento e recobrimento medido inferior ao estipulado no projeto inicial. De igual modo é referido o risco de as lajes de cobertura ensaiadas apresentarem num futuro próximo o mesmo problema. A extração de carotes na laje de cobertura dos dois corpos centrais revelou uma espessura da laje de 19 cm, inferior à considerada no projeto inicial (20 cm).

3.2 ENSAIOS DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Os ensaios de Vibração Ambiental foram solicitados com o objetivo de calibrar os modelos numéricos elaborados para o projeto de estabilidade e reforço. Com base nestes ensaios foram obtidas as frequências fundamentais dos modos de translação do edifício em estudo. As frequências obtidas e as frequências estimadas com base nos modelos numéricos elaborados considerando a situação atual do edifício são apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2 – Frequências Próprias obtidas Nos Ensaios de Vibração Ambiental

CORPO	Modo de Vibração	Direção	Frequência ensaios, f [Hz]	Frequência Modelos (Hz)
CORPO 1	1	Translação X	2,25*	1,44
		Translação oblíqua segundo Y ou Rotação	3,45	1,37
		Translação oblíqua segundo Y ou Rotação	3,75	1,26
CORPO 2	1	Translação X	2,18	1,37
		Translação Y	2,25	1,20
		Translação oblíqua segundo Y ou Rotação	3,70	1,34
CORPO 3	1	Translação X	2,15	
		Translação Y	2,20	
		Rotação	2,35	
	2	Translação X	4,10	
		Translação Y	5,10	
		Rotação	4,60	

*de acordo com relatório dos ensaios não é de excluir que este modo possa resultar da interação com o CORPO 2.

Os valores das frequências obtidas nos ensaios de vibração ambiental para cada um dos corpos são superiores aos valores obtidos com os modelos numéricos elaborados. No relatório apresentado pela empresa Oz é referido que poderá haver alguma interação dos vários corpos do edifício que poderá em parte justificar esta diferença. Por outro lado, nos modelos numéricos foi considerado um betão da classe C30/37 inferior à classe obtida nos ensaios *in-situ* que considera o betão com duas classes de resistência acima.

3.3 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O relatório da campanha de ensaios e as respetivas conclusões é apresentado em anexo a este projeto.

Com base nas conclusões do relatório e da interpretação do mesmo foi decidido, para a elaboração dos modelos numéricos e verificação estrutural, considerar a mesma classe de resistência dos materiais adotada no projeto inicial, betão da classe C30/37 e aço A500 NR.

Paralelamente a esta campanha de ensaios foi realizada uma inspeção visual à estrutura que permitiu identificar algumas patologias em elementos estruturais principalmente em alguns elementos na estrutura da cobertura e em quatro pilares do Piso 0 (fachada virada a norte)

onde se verifica alguma delaminação do betão dos pilares e a consequente exposição das armaduras transversais.

No decorrer da execução da obra é expectável que sejam identificadas outras patologias nos elementos estruturais, que não foi possível identificar com a campanha de ensaios e a inspeção visual, e que exijam a adoção de soluções de reforço adequadas a cada tipo de elemento e que não foram contempladas neste projeto.

De igual forma, salienta-se que à data de entrega desta revisão do projeto, decorreram já 5 anos desde a realização da campanha de ensaios e inspeção visual ao edifício (junho 2020). Nesse sentido, as patologias poderão ter agravado ou surgido novas. É imperativo que se proceda a uma nova avaliação visual, pelo menos, de toda a estrutura, previamente ao início da obra.

4 DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA

4.1 IMPLANTAÇÃO

A implantação do edifício é ilustrada na Figura 1.

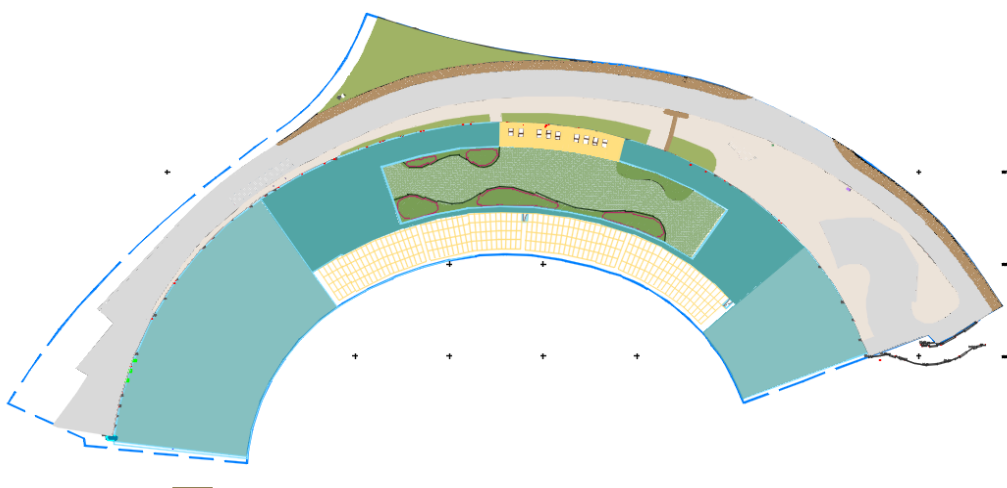


Figura 1 – Implantação do edifício

4.2 FUNDAÇÕES E CONDIÇÕES GEOTÉCNICAS

No âmbito da prospeção geotécnica (relatório da GEC em 2001) realizada para a construção do Topo Norte foram executadas 5 sondagens na zona da sua implantação (29 no total) com ensaios de penetração dinâmica (SPT), instalação de piezómetros e recolha de amostras de solos e rochas dos tarolos das sondagens para a realização de ensaios de laboratório. Os ensaios consistiram na determinação da tensão de rotura por compressão, análise granulométrica por sedimentação, determinação dos limites de *Atterberg* e do teor das argilas pelo método do azul de metileno.

De acordo com o relatório da GEG foi efetuado o zonamento geotécnico das formações existentes no local da obra fundação onde se consideraram três zonas geotécnicas (ZG1, ZG2 e ZG3), sendo a zona intermédia ZG2 subdividida com base nos valores obtidos nos referidos ensaios.

A zona ZG 1 abrange as argilas margosas, areias siltosas e as margas com passagens argilosas e veios de gesso. Apresenta valores de N_{SPT} de 60, com penetrações inferiores a 20 cm.

Dada a existência de 3 caves o edifício foi assente em fundações superficiais na zona geotécnica ZG1. Na Tabela 3 são apresentadas as características mais relevantes da camada ZG1.

Tabela 3 – Características Geotécnicas da camada ZG1

Zona	Litologia	N_{SPT}	Consistência	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno (°)	Tipo de fundação
ZG1	Argilas margosas Margas	60 <20cm*	Rijo	40-60	30-40	Direta

*com penetrações inferiores a 20 cm

Com base nas conclusões do relatório geotécnico as fundações deste edifício as sapatas dos pilares e das paredes foram dimensionadas para uma tensão admissível de 400 kPa, utilizando sapatas isoladas e combinadas. As caixas de escada apresentam uma sapata única.

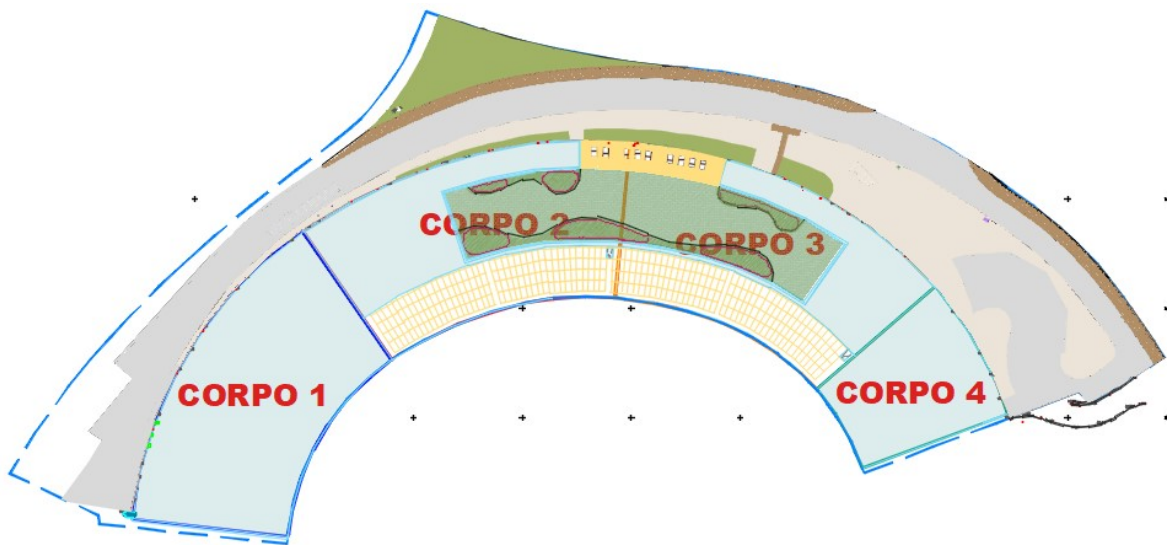
4.3 SUPERESTRUTURA

4.3.1 ESTRUTURA EXISTENTE

O edifício do Topo Norte é constituído por uma estrutura de betão armado e pré-esforçado assente em fundações diretas.

O edifício é composto por quatro CORPOS: CORPO 1 (Torre Poente): CORPO 2 e CORPO 3 (CORPOS Centrais) e CORPO 4 (Torre Nascente). O edifício tem funcionamento comum nos pisos enterrados e separação entre si acima do nível de fundação por juntas de dilatação com 2 cm (conforme se indica na Figura 2).

O topo Norte do Estádio de Leiria é um edifício com 3 pisos enterrados, abaixo do piso 0, à cota 28,80 m, que se destinam a estacionamento de veículos ligeiros, e mais 7 pisos superiores. A zona enterrada do edifício do topo Norte apresenta uma planta com um desenvolvimento aproximadamente circular com uma largura de 28,60 m e um desenvolvimento de aproximadamente 190,0 m, sendo o desenvolvimento circular no prolongamento da implantação das estruturas das bancadas do estádio. Na extremidade do edifício, junto à bancada do estádio do lado Nascente, existe uma coroa circular onde se localizam as rampas de acesso aos pisos de estacionamento. Tendo em conta as características dos terrenos envolvidos e a profundidade de escavação a contenção periférica foi realizada através de uma parede moldada com 0.60 m de espessura.



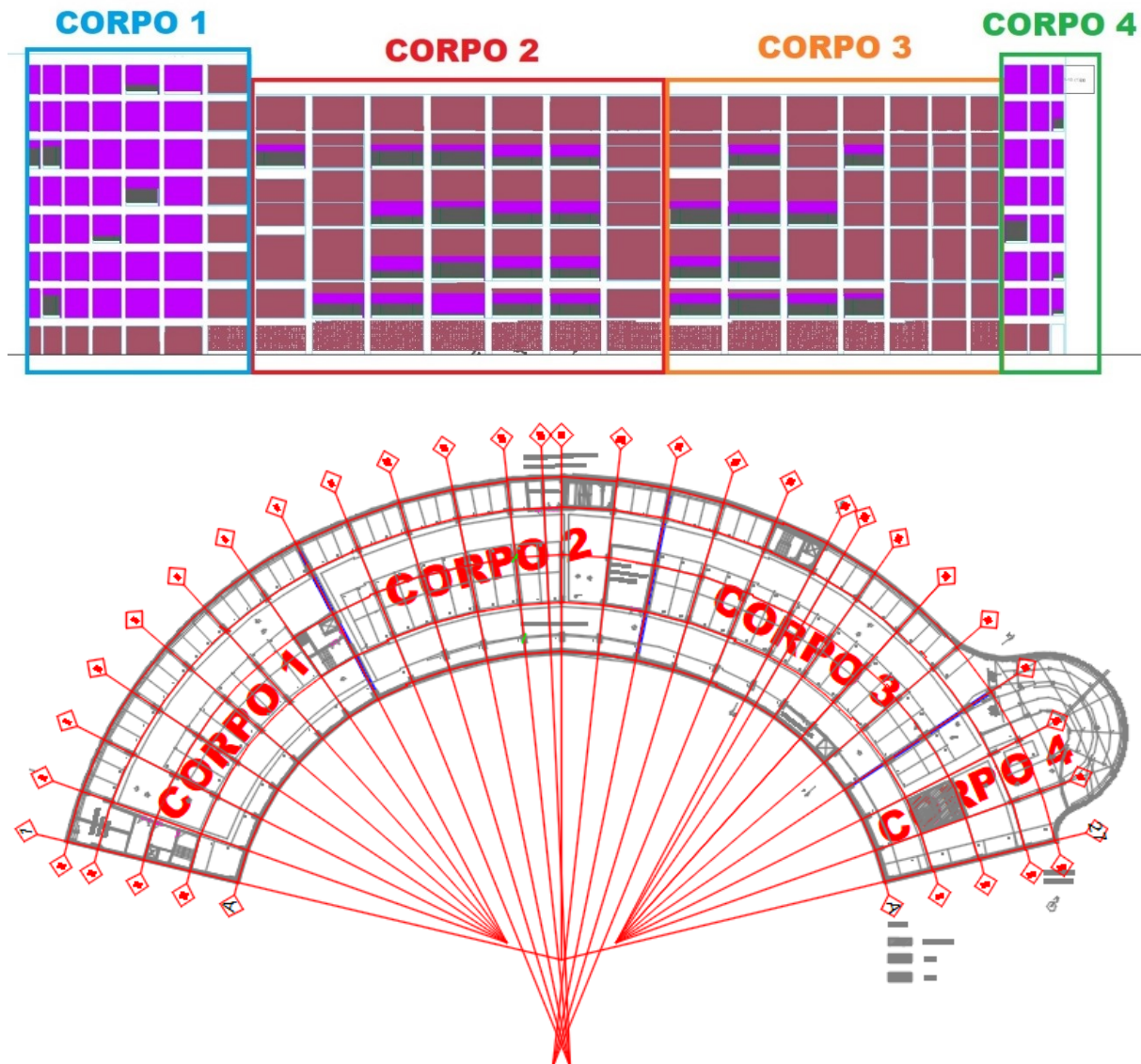


Figura 2 – Definição dos CORPOS do edifício

O edifício no seu todo apresenta uma regularidade em planta e em altura com exceção dos pisos 6 e 7 dos CORPOS 2 e 3 que recuam em relação aos pisos inferiores.

A estrutura existente é constituída por elementos de betão armado e pré-esforçado. Os pilares da estrutura estão dispostos numa malha relativamente regular definida por alinhamentos radiais e circunferenciais. Os alinhamentos circunferenciais têm um afastamento de 7,75 m entre eixos dos pilares, com exceção dos alinhamentos D e E, os quais distam de 5,10 m. Nos alinhamentos radiais o afastamento entre eixos dos pilares está adaptado à variação do raio do limite exterior do edifício, variando os vãos correntes entre 5,50 m no alinhamento circunferencial interior e 9,20 m no alinhamento circunferencial exterior.

O CORPO 1 e o CORPO 4 apresentam uma estrutura fungiforme com núcleos, bandas e vigas de bordadura e o CORPO 2 e o CORPO 3 uma estrutura mista com estrutura fungiforme com vigas de bordadura e bandas até ao piso 1 e uma estrutura porticada com lajes vigadas (algumas vigas pré-esforçadas nos pisos 2 e 5) nos pisos superiores. No CORPO 1 e CORPO 4 existem núcleos de escadas destinados a elevadores com paredes de betão armado. Na zona das rampas os pisos apoiam diretamente na parede de contenção ou em paredes definidas pela implantação das circulações.

Os pavimentos do edifício são constituídos por uma laje fungiforme maciça com 0,20 m de espessura, reforçada com capitéis com uma dimensão em planta de 3,00 m x 3,00 m e com uma espessura de 0,40 m e por lajes vigadas de 0,20 m de espessura. As vigas de betão armado têm na sua maioria uma secção de 0,30x0,80 m².

Os pilares têm uma secção retangular com maior dimensão na direção radial. De uma forma geral os pilares têm uma largura de 0,70 m (0,45 m nas juntas), com um comprimento variável entre 1,00 m e 1,70 m. As paredes têm uma espessura entre 0,20 m e 0,30 m, estando definidas nas caixas de escada, nos alinhamentos das juntas de dilatação e na zona das rampas.

4.3.2 DEMOLIÇÕES

De acordo com o projeto de arquitetura estão previstas demolições das consolas existentes nos pisos superiores do CORPO 1. De igual modo para a implantação das novas escadas e elevadores será necessário proceder ao corte de vigas e lajes com localização devidamente assinalada nas plantas de arquitetura.

O faseamento das demolições descrito na secção 11 deste documento e no caderno de encargos deverá ser integralmente respeitado.

4.3.3 INTERVENÇÃO ESTRUTURAL PROPOSTA

- CORPO 1 (Torre Poente)

No **CORPO 1** as alterações estruturais são muito reduzidas contemplando apenas algumas aberturas nas paredes dos núcleos e o corte de uma laje e viga no piso 4 de modo a permitir a ligação da Torre Poente aos Corpos 2 e 3. Está também prevista a instalação de um auditório

em estrutura metálica, entre os alinhamentos C e E, e os alinhamentos 7 e 8, no piso 0. Estas intervenções não alteram o comportamento global do edifício.

De acordo com a verificação da segurança estrutural efetuada para este corpo verificou-se ser necessário efetuar o reforço na padieira das paredes existentes resultante das aberturas que será necessário executar.

- CORPO 2 e CORPO 3

No CORPO 2 e CORPO 3 será construído um piso à cota 41,80 (piso 4), uma cobertura à cota 51,55 (piso 6) e o fecho da cobertura à cota 55,30 (piso 7). Estão igualmente previstos a execução de acessos verticais, núcleos de elevadores e caixas de escadas, aberturas e fecho de lajes.

Para a execução do piso 4 é proposta uma estrutura mista com pilares e vigas metálicas que suportam uma laje mista de betão com chapa metálica. Os pilares possuem secção retangular RHS 400x300x16 com 5,50 m de altura. A laje do piso 4 é constituída por vigas metálicas mistas com conectores e laje do tipo colaborante com uma altura de 0,13 m. As vigas principais são em secção IPE 450 com comprimento máximo de 7,80 m e afastamento máximo entre si de 8,80 m. As vigas secundárias são em IPE 330 com comprimento máximo de 8,80 m e afastamento entre si de 2,60 m. As vigas metálicas devem ser convenientemente escoradas durante a fase de betonagem do piso.

Na cobertura do piso 6 e 7 é proposta uma estrutura com pilares e vigas metálicas que suportam um painel tipo sandwich. A cobertura é constituída por madres metálicas que descarregam nas vigas metálicas. As madres são em secção HEA 200 com afastamento máximo entre si de 3,00 m. As vigas formam uma estrutura reticular em secção HEB 300, que apoiam em pilares de secção HEB 300 e CHS 273x12.5. A cobertura será convenientemente contraventada de modo que se possa comportar como um diafragma tendo assim capacidade de transmitir os esforços horizontais para os pórticos transversais, ou para os pórticos longitudinais, pórticos estes que serão também convenientemente contraventados de modo a poder absorver estes esforços. Todas as ligações aos elementos de betão armado foram modeladas como rotuladas, de modo a simplificar a conceção das ligações.

Na Figura 3 é apresentado um corte estrutural com identificação dos pisos novos a executar.

No CORPO 2 e CORPO 3 serão executadas uma caixa de escadas metálica interior em cada corpo com arranque no piso 0 desenvolvendo-se até ao piso 6 (escadas E9 e E11). Serão igualmente executados um lanço de escadas exteriores em betão armado, um em cada corpo (no CORPO 2 escadas E7 e no CORPO 3 escadas E8), que permitirão o acesso pelo exterior aos pisos de estacionamento, fazendo a ligação entre o piso 0 e o piso -1, sendo necessário, em cada uma delas, a instalação de uma viga-parede em betão armado que fará a contenção das terras.

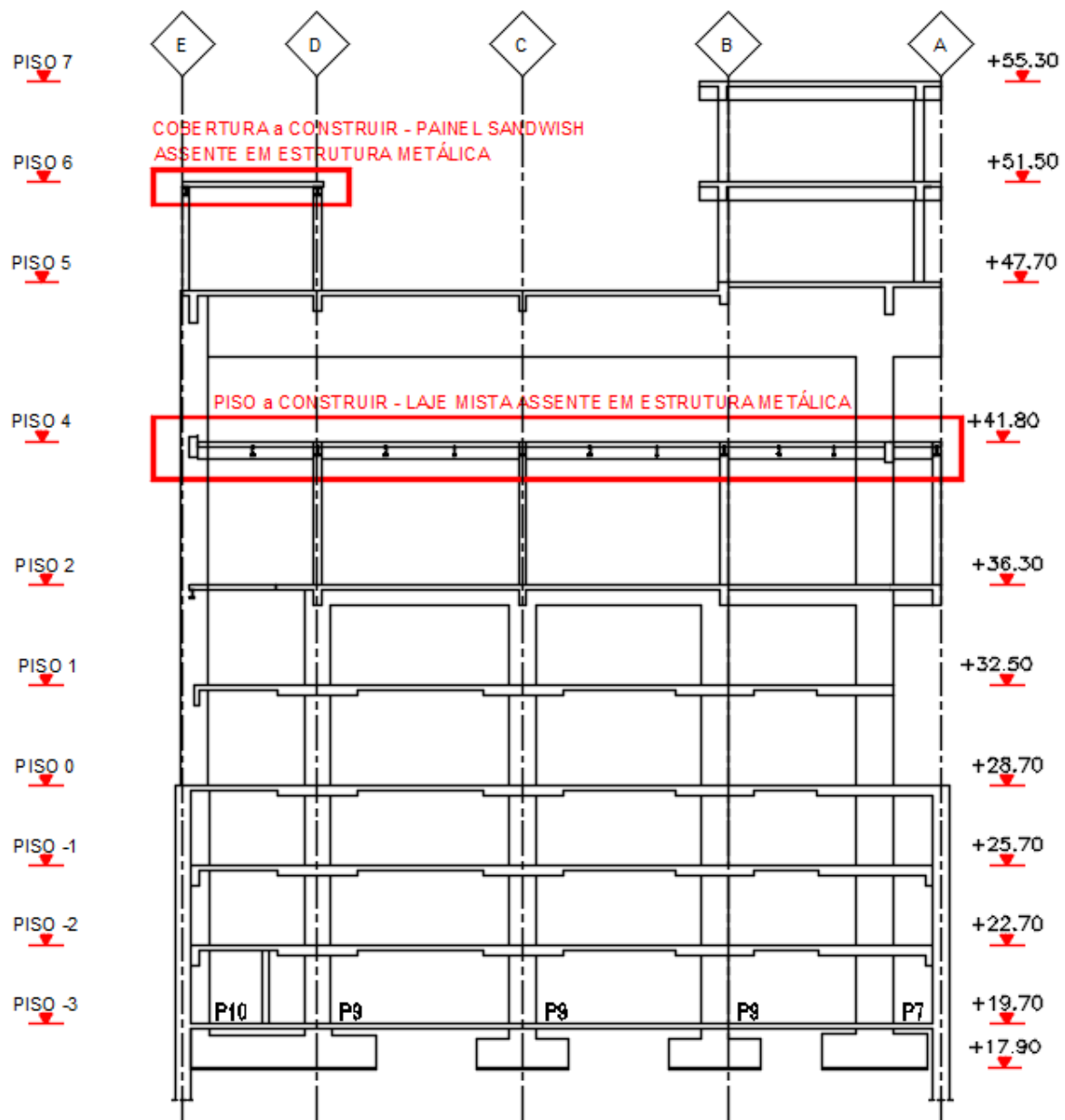


Figura 3 – Corte Estrutural Al. 19

No CORPO 3 está prevista a execução de uma escada circular interior (escada E10) em betão armado que faz a ligação entre o piso 0 e o piso 2.

No CORPO 3 serão instalados 2 elevadores (EL1 e EL2) e um monta carga (EL3) com arranque no piso 0 igualmente executados em estruturas metálicas. Para as caixas de elevadores será adotada uma estrutura metálica com travamentos ao nível dos pisos e entre pisos com afastamentos máximos de 2.5m. O fosso do elevador será constituído por estrutura metálica e laje de betão armado com 0.20m de espessura.

Em ambos os corpos para a instalação das caixas de escadas, elevadores e escada circular é necessário proceder a abertura nas lajes existentes.

Está previsto igualmente o fecho de aberturas existentes nas lajes dos pisos 0, 1 e 2 com uma estrutura executada com vigas metálicas ligadas à estrutura existente e lajes mistas com espessura $e=0,13$ m (lâmina de compressão com 6,5 cm). De igual forma, está previsto o fecho de pequenas aberturas nas lajes existentes ao longo dos pisos 0 a 5, através da colocação de perfis metálicos ligados à estrutura existente e posteriormente preenchidos com betão armado.

De acordo com a verificação da segurança estrutural efetuada para estes dois corpos e tendo em conta as patologias existentes, verificou-se ser necessário efetuar alguns reforços nos elementos estruturais existentes: reforços de alguns pilares na base do Piso 0 que não afetam o funcionamento da junta; reforço das lajes de cobertura do piso 0; e reforço das lajes dos pisos 0 e 1 junto às aberturas da escada circular a executar no CORPO 3.

- CORPO 4

Para o projeto em análise as alterações estruturais são muito reduzidas contemplando apenas a execução de uma escada em betão armado (escada E12) com arranque ao nível do Piso 0 (cota 28,80) assente em estrutura metálica e nos pisos existentes, e uma abertura na laje do Piso 1 (cota 32,70). Estas intervenções não alteram o comportamento global do edifício.

4.4 GEOMETRIA DOS ELEMENTOS

4.4.1 ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO E PRÉ-ESFORÇADA

Nas tabelas seguintes é apresentada a geometria dos elementos estruturais de betão armado e pré-esforçado.

Tabela 4 – Lajes de Betão Armado

CORPO	Elemento estrutural	Tipo	Piso	Designação	Modelo estrutural	Espessura (m)
CORPO 1	Laje de Piso	Laje fungiforme maciça com capitéis	Piso -2 ao Piso 8	L_1	Duas direções	0,20 (vão) 0,40 (capitéis)
	Escadas Interiores	Laje vigada maciça		$L_{E,i}$	Uma direção	0,20
	Lajes de Cobertura	Laje fungiforme maciça com capitéis	Cobertura	L_{C1}	Duas direções	0,20 (vão) 0,40 (capitéis)
CORPO 2	Laje de Piso	Laje fungiforme maciça com capitéis	Piso -2 ao Piso 1	L_1	Duas direções	0,20 (vão) 0,40 (capitéis)
CORPO 3	Laje de Piso	Laje vigada maciça	Piso 2	L_2	Duas direções	0,20
	Laje	Laje vigada maciça	Cobertura	L_{C2}	Duas direções	0,19
CORPO 4	Laje de Piso	Laje fungiforme maciça	Até Piso 1	L_4	Duas direções	0,20 (vão) 0,40 (bandas)

Tabela 5 – Lajes mista com chapa colaborante (a construir)

CORPO	Elemento estrutural	Tipo	Piso	Designação	Modelo estrutural	Espessura (cm)
CORPO 2 CORPO 3	Laje de Piso	Laje mista com chapa colaborante	Piso 4	L_{1M}	Uma direção	13 (6,50 + 6,50)

Tabela 6 – Vigas de Betão Armado

CORPO	Designação	Piso	Secção (m²)
CORPO 1	al. A,E	Piso 0 - Piso 8	0,30×0,80
CORPO 2 CORPO 3	al. A,B,C,D,E	Piso 0 - Piso 5	0,30×0,80
	al. B,C,D entre al. 12-14 e al. 19-21	Piso 2	0,50×0,80
	al. A,B	Piso 6 - Piso 7	0,30×0,80
	al. 8 e 24	Piso 2	0,30×0,80
		Piso 5	0,30×1,00
	al. 16	Piso 0 – Piso 5	0,30×0,80
	al. 9 e 17	Piso 2	0,30×0,80
		Piso 5	0,30×1,00
	al. 13 e 20	Piso 2	0,30×0,80
	al 14-15 e 18-19		0,30×0,80
CORPO 4	al. A, E	Piso 0 – Piso 2	0,30×0,80

Tabela 7 – Vigas de Betão Pré-esforçado

CORPO	Designação	Piso	Secção (m²)
CORPO 2 e 3	al. 12 e 14 e al. 22-23	Piso 2	0,70×1,10
	al. 12 e 21		0,70×1,10
	al. 10-11,14-15,18-19, 22-23	Piso 2	0,60×2,50
	al 12 e 21	Piso 5	0,60×1,30

Tabela 8 – Pilares de Betão Armado do CORPO 1 (Torre Poente)

CORPO	Designação	Alinhamento	Piso	Secção	
				b (m)	h (m)
CORPO 1	P1	al. B, C e D - Alinhamento 2 a 7	Pisos 6 a 8	0,70	1,00
			Pisos 3 a 6	0,70	1,35
			Pisos 0 a 3	0,70	1,70
			Pisos -3 a 0	0,70	1,70
	P2	al. A, E - Alinhamento 2 a 7	Pisos 6 a 8	0,70	0,60
			Pisos 3 a 6	0,70	0,80
			Pisos 0 a 3	0,70	1,30
			Pisos -3 a 0	0,70	1,50
	P3	al. D - al. 8	Pisos 6 a 8	0,45	1,00
			Pisos 3 a 6	0,45	1,35
			Pisos 0 a 3	0,45	1,70
			Pisos -3 a 0	0,45	1,70
	P4	al. 8 - al A, E	Pisos 6 a 8	0,45	0,60
			Pisos 3 a 6	0,45	0,80
			Pisos 0 a 3	0,45	1,30
			Pisos -3 a 0	0,45	1,00
	P5	al. 1	Pisos 6 a 8	0,45	1,00
			Pisos 3 a 6	0,45	1,35
			Pisos 0 a 3	0,45	1,70
			Pisos -3 a 0	0,20	1,70
	P6	al. 1 - al. A, E	Pisos 6 a 8	0,45	0,60
			Pisos 3 a 6	0,45	0,80
			Pisos 0 a 3	0,45	1,30
			Pisos -3 a 0	0,20	1,00
	P7	al A'	Pisos 0 a 5	0,70	1,40
	P18	al. 1	Pisos 0 a 5	0,30	1,30
			Pisos -3 a 0	0,30	1,00

Tabela 9 – Pilares de Betão Armado CORPO 2 e CORPO 3

CORPO	Designação	Alinhamento	Piso	Secção	
				b (m)	h (m)
CORPO 2 e CORPO 3	P8	al. A	Pisos 2 a 5	0,70	1,00
			Pisos 0 a 2	0,70	1,30
			Pisos -2 a 0	0,70	1,00
			Pisos -3 a -2	0,70	1,20
	P9	al. B, C, D - al. 9 a 15 e al. 17 a 23	Pisos 2 a 5	0,70	1,00
			Pisos 0 a 2	0,70	1,30
			Pisos -2 a 0	0,70	1,00

	P10	al. E - al. 9 a 12 e al. 21 a 23	Pisos 2 a 5	0,70	1,00
			Pisos 0 a 2	0,70	1,00
			Pisos -3 a 0	0,70	0,70
	P10A		Pisos 0 a 5	d	1,00
			Pisos -1 a 0	1,00	0,70
			Pisos -3 a -1	0,70	0,70
	P10B	al. E - al. 14 e 15 e al. 17 a 19	Pisos 0 a 5	Ø =	1,00
	P11	al. A, E – al. 8, 16, 24	Pisos 2 a 5	0,45	1,00
			Pisos 0 a 2	0,45	1,30
			Pisos -3 a 0	0,45	1,00
	P11A		Pisos -3 a -2	0,45	1,20
	P12	al. 16	Pisos -3 a 5	0,45	1,00
	P14	al. B, C, D – al. 8, 24	Pisos 2 a 5	0,45	1,35

Tabela 10 – Pilares de Betão Armado CORPO 4 (Torre Nascente)

CORPO	Designação	Alinhamento	Piso	Secção	
				b (m)	h (m)
CORPO 4	P1	al. D - al. 25, 26	Pisos 6 a 8	0,70	1,00
			Pisos 3 a 6	0,70	1,35
			Pisos 0 a 3	0,70	1,70
			Pisos -3 a 0	0,70	1,70
	P2	al. A - al. 25, 26	Pisos 0 a 1	0,70	1,30
			Pisos -1 a 0	0,70	1,00
			Pisos -3 a -1	0,70	1,20
	P2	al. E - al. 25 e 26	Pisos 6 a 8	0,70	0,60
	P2		Pisos 3 a 6	0,70	0,80
	P2B		Pisos 0 a 3	0,70	1,00
	P2		Pisos -3 a 0	0,70	1,00
	P3	al. B, C e D - al. 24	Pisos 6 a 8	0,45	1,00
			Pisos 3 a 6	0,45	1,35
			Pisos 0 a 3	0,45	1,70
			Pisos -3 a 0	0,45	1,70
	P4	al. A - al. 24	Pisos 6 a 8	0,45	0,60
			Pisos 3 a 6	0,45	0,80
			Pisos 0 a 3	0,45	1,30
			Pisos -3 a 0	0,45	1,00
	P4A	al. E - al. 24	Pisos -3 a -1	0,45	1,20
	P5	Al. A, B, C, D - al. 27	Pisos 6 a 8	0,45	1,00
			Pisos 3 a 6	0,45	1,35
			Pisos 0 a 3	0,45	1,70
			Pisos -3 a 0	0,20	1,70
	P6	al. A, E - al. 27	Pisos 6 a 8	0,45	0,60
			Pisos 3 a 6	0,45	0,80
			Pisos 0 a 3	0,45	1,30
			Pisos -3 a 0	0,20	1,00

Tabela 11 – Paredes de Betão Armado

CORPO	Designação	Piso	Espessura (m)
CORPO 1 e 4	PB	Fundações – Piso 8	0,20
			0,25
			0,30
			0,40
Todos os corpos	Parede de Contenção	Piso -3 – Piso 0	0,60

4.4.2 ESTRUTURA METÁLICA

As estruturas metálicas a construir são constituídas por pilares, vigas, madres e contraventamentos. Nos pilares foram adotados tubos retangulares (RHS) e perfis H (HEB). Nas vigas e madres foram adotados HEA e IPE. Nos contraventamentos da cobertura foram adotados tubos quadrados (SHS). Na Tabela 12 são apresentadas as secções dos elementos metálicos utilizados.

Tabela 12 – Perfis metálicos

HEA	HEB	IPE	RHS	SHS	UPN
180	180	160	400x300x16	120x120x4	160
200	200	200		140x140x6	200
	300	220		160x160x6	
		270			
		300			
		330			
		360			
		450			
		500			
		550			

5 MATERIAIS

5.1 ESTRUTURA EXISTENTE

De acordo com os elementos de projeto existentes na estrutura e nas fundações foram utilizados os seguintes materiais:

- Betão

- Betão C16/20 na regularização de fundações;
- Betão C30/37 nos elementos de fundação, lajes, vigas, pilares e paredes de contenção.

A Memória Descritiva do projeto inicial da PROENGEL (2003) refere que a classe de exposição ambiental considerada para todos os elementos foi a classe de exposição 2a de acordo com a NP ENV 206:1993, que corresponde a uma estrutura sujeita a um ambiente húmido sem gelo, elementos exteriores e elementos em solos ou água não agressivos. A Tabela 13 apresenta os recobrimentos considerados no projeto inicial.

Tabela 13 – Recobrimentos nominais em mm

Sapatas maciços e lintéis	Restantes Elementos
40	30

- Aço

Aço para estrutura de betão armado, segundo a norma EN 10080.

- Aço A500 NR em armaduras ordinárias da classe B;

Aço de baixa relaxação para a estrutura de betão pré-esforçado, segundo a E435:1999 e prEN 10138.

- Aço de pré-esforço em cordão para as estruturas betonadas *in situ* ($f_{p0.1k} \geq 1670$ MPa e $f_{puk} \geq 1860$ MPa);

Aço nas estruturas metálicas, segundo a norma NP EN 10025+A1:

- Aço em perfis S275 JR;
- Aço em chapas para ligação S275 JR;
- Parafusos e porcas da Classe 8.8 e 10.9.

5.2 ESTRUTURA A CONSTRUIR

- Betão

- Betão C16/20 na regularização de fundações;
- Betão C25/30 nos elementos de lajes mistas e fecho de pequenas aberturas;
- Betão C30/37 nos elementos de fundação, vigas, pilares e paredes de contenção.
- Betão LC20/22 nas plataformas das UTA's

A classes de exposição consideradas de acordo com a NP EN 206-1 e a Especificação do LNEC E464, para os novos elementos de betão a construir foram as seguintes:

- Classe XC1: Betão no interior;
- Classe XC2: betão em fundações e paredes em contato com o solo;
- Classe XC4: betão à vista.

- Aço nas estruturas metálicas, segundo a norma NP EN 10025+A1:

- Aço em perfis S275 JR;
- Aço em chapas para ligação S275 JR;

- Parafusos e porcas da Classe 8.8

- Reforços em carbono

- Laminados de carbono aplicados à superfície com resistência à tração $F_{ek} \geq 2800$ MPa e Módulo de elasticidade $E_k \geq 170000$ MPa;
- Laminados de carbono inseridos com resistência à tração $F_{ek} \geq 2800$ MPa e Módulo de elasticidade $E_k \geq 165000$ MPa;
- Resina epóxi, bi-componente para colagem de laminados de carbono conforme especificado;
- Malha de reforço em carbono com resistência à tração $F_{ek} \geq 4300$ MPa e Módulo de elasticidade $E_k \geq 240000$ MPa;
- Argamassa de reparação polímero modificada, à base de ligantes orgânicos, fibras poliméricas e agregados selecionados, segundo EN 1504-3:2005, Classe R4.

- Propriedades dos materiais em função da temperatura

Em função da temperatura as propriedades dos materiais são definidas da seguinte forma:

$$X_{d,fi} = K_{\theta} \cdot \frac{X_k}{\gamma_{M,fi}} \quad (1)$$

em que:

$X_{d,fi}$ – Valor da propriedade a considerar na verificação da segurança no caso de incêndio;

K_{θ} – Coeficiente de redução que depende da temperatura;

$X_{d,fi}$ – Valor característico da propriedade à temperatura normal;

$\gamma_{M,fi}$ – Coeficiente parcial de segurança;

Foram considerados para os coeficientes γ_M os valores de 1,0 para o aço e 1,2 para o betão.

6 AÇÕES

6.1 PROJETO INICIAL

6.1.1 INTRODUÇÃO

Com base na informação recolhida na Memória Descritiva e Justificativa da autoria da PROENGEL relativa à construção do Topo Norte são apresentadas nesta secção as ações aí consideradas para o Projeto das Estruturas e Fundações. A quantificação de ações foi efetuada de acordo com o RSA-Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (1983).

6.1.2 AÇÕES PERMANENTES

6.1.2.1 PESO PRÓPRIO

O peso próprio do betão armado foi considerado tomando para peso específico $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

6.1.2.2 RESTANTES CARGAS PERMANENTES

Na Tabela 14 são apresentados os valores das ações permanentes:

Tabela 14 – Restantes Cargas Permanentes consideradas no Projeto Inicial

Piso	Material	Peso Específico
Pisos de estacionamento	Revestimentos	2,0 kN/m ²
Pisos elevados (acima piso 0)	Revestimentos e paredes divisórias	4,0 kN/m ²

Os coeficientes parciais de segurança adotados para as combinações fundamentais foram $\gamma_g=1,5$ ou $\gamma_g=1,0$ consoante o que for mais desfavorável.

6.1.3 AÇÕES VARIÁVEIS

6.1.3.1 SOBRECARGAS

Na Tabela 15 são apresentados os valores das ações permanentes:

Tabela 15 – Sobrecargas consideradas no Projeto Inicial

Piso	Utilização específica	Valor característico da ação [kN/m ²]	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Piso -3 a -1	Estacionamento	5,00	0,8	0,7	0,6
Piso 0 a 8		4,00	0,7	0,5	0,4

Os coeficientes parciais de segurança adotados para as combinações fundamentais foram $\gamma_q=1,5$ ou $\gamma_q=0,0$ consoante seja desfavorável ou favorável.

6.1.3.2 AÇÃO SÍSMICA

Para a definição da ação sísmica foi tido em consideração que a obra se situa na zona B, conforme definido no RSA, a que corresponde um valor de coeficiente de sismicidade $\alpha = 0,70$.

A estrutura foi considerada como sendo de ductilidade normal, e que a energia dos sismos é predominantemente absorvida por deformação dos pilares devida a esforços de flexão, tendo-se adotado um coeficiente de comportamento de 2.0.

Coeficientes de combinação $\psi_0=\psi_1=\psi_2=0,0$.

6.1.3.3 AÇÃO DO VENTO

Para efeitos da quantificação dos efeitos da ação do vento, consideraram-se os efeitos do vento nas paredes expostas do edifício.

Coeficientes de combinação $\psi_0=0,4$; $\psi_1=0,2$; $\psi_2=0,0$.

6.1.4 OUTRAS AÇÕES

Na memória descritiva do projeto inicial não é feita qualquer referência à ação da temperatura e da retração.

6.2 PROJETO ATUAL

A quantificação de ações foi efetuada de acordo com as normas portuguesas e europeias nomeadamente: NP EN 1991-1-1:2009; NP EN 1991-1-4:2010; NP EN 1991-1-5:2009; NP EN 1997-1:2010; NP EN 1998-1:2010; e NP EN 1998-5:2010.

6.2.1 AÇÕES PERMANENTES

6.2.1.1 PESOS PRÓPRIOS

O peso próprio dos elementos estruturais foi calculado com base nas suas características geométricas e nos seus pesos volúmicos e são apresentados Tabela 16.

Tabela 16 – Pesos específicos dos materiais

Material	Peso Específico [kN/m³]
Betão Armado	25,00
Betão Celular	6,00
Betão leve	12,00
Aço	78,00
Terras (saturado)	20,00
Terras (submerso)	10,00
Água	10,00

6.2.1.2 RESTANTES CARGAS PERMANENTES

As restantes cargas permanentes incluem os revestimentos de pisos e tetos, as paredes exteriores, as paredes interiores e equipamentos fixos.

Os revestimentos foram quantificados com base nos pormenores fornecidos no projeto de arquitetura.

Os valores apurados para estas ações são apresentados para cada um dos corpos do edifício na Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19.

Tabela 17 – Peso das restantes cargas permanentes Torre Poente (CORPO 1)

Zona	Descrição	Peso (kN/m²)
Pisos -3 a -1	Revestimento de piso	2,00
Piso 0 a 7	Paredes exteriores: fachada envidraçada	0,50
	Paredes exteriores em alvenaria	2,70
	Paredes interiores em alvenaria	1,55
	Revestimentos de pisos (piso técnico madeira)	0,50
	Revestimentos de pisos (piso técnico pedra)	1,20
	UTA's	5,50*
Cobertura	Revestimento de piso	1,20

*As cargas das UTA's foram aplicadas nos modelos de cálculo como cargas concentradas nos cantos correspondentes à sua área de implantação

Tabela 18 – Peso das restantes cargas permanentes - CORPO 2 e 3

Zona	Descrição	Peso
Pisos -3 a -1	Revestimento de piso	2,00 kN/m²
Piso 0 a 4	Paredes exteriores: fachada envidraçada	0,50 kN/m²
	Revestimento de piso	0,50 kN/m²
	Paredes interiores: divisórias	2,00 kN/m² *
	Revestimentos de pisos (piso técnico madeira)	0,50 kN/m²
	Revestimentos de pisos (piso técnico pedra)	1,20 kN/m²
	Revestimentos de pisos (betonilha afagada)	1,20 kN/m²
	Tetos e equipamentos suspensos	0,50 kN/m²
	Estrutura do auditório (Piso 0)	2,50 kN/m²
Cobertura (Piso 5)	Cobertura verde	2,50 kN/m²
	Restante Piso 5	1,20 kN/m²
Piso 0 a 6	UTA's	5,50 kN/m²

Cobertura (Piso 6 e 7)	Painel sandwich com e=0,10 m	0,30 kN/m ²
	Equipamento luz e som	0,60 kN/m ²
Cobertura (Piso 7)	Painéis Solares e Fotovoltaicos	0,15 kN/m ²
Caixas de Escadas e Núcleos de Elevadores	Paredes de alvenaria (e=0,15 m)	1,80

* Estas paredes foram consideradas como uma sobrecarga uniformemente distribuída de acordo com a clausula 6.3.1.2 (7) da NP EN 1991-1:2009 adicionadas às sobrecargas dos pavimentos que constam na Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22 nos pisos em que estas paredes são utilizadas.

Tabela 19 – Peso das restantes cargas permanentes Torre das Finanças (CORPO 4)

Zona	Descrição	Peso (kN/m ²)
Piso 0 a 1	Paredes exteriores: fachada envidraçada	0,50
	Paredes exteriores em alvenaria	2,70
	Paredes interiores em alvenaria	1,55
	Revestimento de piso	1,20

6.2.1.3 AÇÃO ESTATICA DAS TERRAS

Na determinação da ação estática da terra foram considerados coeficientes de impulso de terras em repouso, considerando uma estrutura de contenção com deslocamentos condicionados, calculado pela teoria de Rankine de acordo com a seguinte expressão:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') (1 + \sin \beta) \quad (2)$$

em que:

ϕ' – ângulo de atrito interno (em termos de tensões efetivas);

β - inclinação do terraplano.

Para a determinação do coeficiente de impulso em repouso foi considerado um ângulo de atrito interno de 30° e um terraplano horizontal.

A pressão das terras e da água foi calculada de acordo com as seguintes expressões:

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma_{sat} \cdot H \text{ Terras acima do nível freático} \quad (3)$$

$$\sigma_h = K_0 \cdot \gamma' \cdot H \text{ Terras abaixo do nível freático} \quad (4)$$

$$\sigma_{hw} = \gamma_w \cdot h_w \text{ pressão da água} \quad (5)$$

em que:

γ_{sat} - peso volúmico do solo saturado;

γ' - peso volúmico do solo submerso;

γ_w - peso volúmico da água;

H - altura da estrutura de contenção acima da base de escavação;

6.2.2 AÇÕES VARIÁVEIS

6.2.2.1 SOBRECARGAS DE UTILIZAÇÃO

A definição das ações variáveis teve em conta a utilização da estrutura, a sua geometria e a localização da estrutura no território Nacional. A sua quantificação foi efetuada com base no estabelecido na norma NP EN 1991 -1 -1:2009. Na Tabela 20, Tabela 21, Tabela 22 são apresentados os valores das sobrecargas considerados.

Tabela 20 – Ações variáveis Torre Poente (CORPO 1)

Piso	Categoria	Utilização específica	Valor característico da ação [kN/m²]
Piso -3 a -1	Categoria F	Estacionamento	2,50
Piso 0 a 4	Categoria C2	Auditório	4,00
Piso 2	Categoria C4	Sala de dança	5,00
Piso 5 a 7	Categoria B	Escritórios	3,00
Piso 8	Categoria H	Coberturas não acessíveis	0,40
	Categoria C3	Escadas	4,00

Tabela 21 – Ações variáveis (CORPO 2 e 3)

Piso	Categoria	Utilização específica	Valor característico da ação [kN/m²]
Piso -3 a -1	Categoria F	Estacionamento	2,50
Piso 0	Categoria C2	Salas de conferência e reuniões	4,00
	Categoria D	Lojas	4,00
Piso 1 a 3	Categoria B	Escritórios	3,00
Piso 5	Categoria I	Coberturas acessíveis	3,00
		Cobertura faixa de 1 m	5,00
	Categoria C1	Restaurante	3,00
		Guarda Corpos	1,00 (kN/m)
Piso 7	Categoria H	Coberturas não acessíveis	0,40
	Categoria C2	Escadas	4,00

Tabela 22 – Ações variáveis Torre Nascente (CORPO 4)

Piso	Categoria	Utilização específica	Valor característico da ação [kN/m²]
Piso -3 a -1	Categoria F	Estacionamento	2,50
Piso 0 e 1	Categoria C4	Ginásio	5,00
	Categoria C4	Escadas	5,00

O peso próprio das paredes divisórias amovíveis, foi considerado como uma carga uniformemente distribuída adicionada às sobrecargas dos pavimentos de acordo com a cláusula 6.3.1.2 (7) da NP EN 1991-1:2009 nos pisos em que estas paredes são utilizadas.

Tabela 23 – Peso Próprio das divisórias amovíveis

Zona	Descrição	Peso
Torre Poente	Paredes divisórias amovíveis	0,80 kN/m ²

Além destas sobrecargas foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída, de valor igual a 5 kN/m², a atuar nos arruamentos adjacentes.

6.2.2.2 VENTO

A quantificação da ação do vento foi efetuada com base no estabelecido na norma NP EN 1991 -4-1:2009. Os efeitos da ação do vento são condicionantes para o dimensionamento dos elementos em estrutura metálica da cobertura do CORPO 2 E CORPO 3.

Os dados que serviram de base à quantificação desta ação são os indicados na Tabela 24.

Tabela 24 - Parâmetros considerados para a ação do vento (NP EN 1991-1-4)

Zona	A
Altura do Edifício	30,00m
Categoria de terreno	III - Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (ex:zonas suburbanas)
$v_{b,0}$ - Valor básico da velocidade de referência do vento	27,00 m/s
c_{dir} - Coeficiente de direção	1,00
c_{season} - Coeficiente de sazão	1,00
v_b - Valor de referência da velocidade do vento	27,00 m/s
z_0 - Comprimento de rugosidade	0,300 m
z_{min} - Altura mínima	8,00 m
k_r - Coeficiente de terreno	0,22
c_r - Coeficiente de rugosidade	0,97
c_o - Coeficiente de orografia	1,00
v_m - Velocidade média do vento	26,17 m/s
I_v - Intensidade de turbulência do vento	0,22
q_p - Pressão dinâmica de pico	1,07 kN/m ²

Para simular a ação do vento no edifício utilizaram-se os coeficientes de pressão obtidos atendendo à geometria do mesmo, de acordo com o prescrito na norma NP EN 1991-4. Os valores correspondentes à pressão estática exercida pelo vento foram calculados através da multiplicação do valor da pressão dinâmica do vento pelos respetivos coeficientes de pressão. Os valores dos coeficientes de pressão foram calculados tendo em conta as relações geométricas do edifício, a inclinação da vertente da cobertura, a direção do vento e consoante se trate de edifício fechado ou aberto.

6.2.2.3 TEMPERATURA

Tal como no projeto inicial não foram consideradas as ações térmicas para a estrutura de betão.

Para as novas estruturas metálicas as ações térmicas foram quantificadas segundo a norma NP EN 1991-5:2009, tendo em conta a localização do edifício, os materiais utilizados, exposição destes elementos e pormenorização estrutural (juntas de dilatação).

A variação uniforme de temperatura é dada por:

$$\Delta T_U = T - T_0 \text{ onde } T = T_{med}; T_0 = T_{ini}, \text{ sendo } T = (T_{in} + T_{out}) / 2 \quad (6)$$

Contudo, como os elementos em estrutura metálica estão em ambiente exclusivamente interior, considera-se que $T = T_{in}$.

Os valores de T_{in} diferem consoante se trate de inverno ou de verão. Assim, os valores de T_{in} são:

- Inverno: 18°C;
- Verão: 25°C.

O valor de T_0 , temperatura inicial de um elemento estrutural, é 15°C.

Assim, os valores da variação uniforme a considerar nos elementos estruturais metálicos são:

- Inverno: $18 - 15 = 3^\circ\text{C}$;
- Verão: $25 - 15 = 10^\circ\text{C}$.

6.2.2.4 RETRAÇÃO

Para a verificação da segurança estrutural esta ação não foi considerada por se tratar de um edifício existente construído em 2003. No entanto, na conceção do novo piso (PISO 4 do CORPO 2) considerou-se uma junta no pavimento de modo a evitar os esforços axiais no pavimento provocados por esta ação.

6.2.2.5 SISMO

6.2.2.5.1 Ação Sísmica

A ação sísmica foi considerada de acordo com o disposto na norma portuguesa NP EN 1998 -1:2010, Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios e NP EN 1998

-5:2010, Eurocódigo 8 — Projeto de estruturas para resistência aos sismos — Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspetos geotécnicos.

O edifício localiza-se no concelho de Leiria pertencendo à zona sísmica 1.5 para um sismo do tipo 1 e na zona 2.4 para um sismo do tipo 2 respetivamente sismos de magnitude elevada a uma maior distância focal e sismos de magnitude moderada e pequena distância focal sendo ambas as hipóteses tidas em conta no dimensionamento. Foi considerado que as fundações assentam num solo do tipo B, uma classe de importância III e um coeficiente de amortecimento de 5% para estruturas de betão armado.

O comportamento não linear das secções de betão armado foi tido em conta com a adoção de um coeficiente de comportamento. Tratando-se de um edifício corrente, adotou-se para as direções horizontais um coeficiente de comportamento de 2.0. A adoção de um coeficiente de comportamento igual a 2.0 teve em conta os seguintes pressupostos: a) adoção de um coeficiente de comportamento igual ao adotado no projeto inicial elaborado pela Proengel; b) o sistema estrutural do dos vários corpos do edifício; c) os materiais adotados e a geometria dos elementos estruturais existentes que respeitam as prescrições para estruturas de ductilidade média; d) e a pormenorização de armaduras dos elementos existentes que garantem uma capacidade de dissipação de energia e um comportamento dúctil global.

Consideram-se ambas as hipóteses de Ação Sísmica: Ação Sísmica Tipo 1 e Ação Sísmica Tipo 2. Considerou-se igualmente a redução da rigidez dos elementos de betão armado em 50 % através da redução para metade do módulo de elasticidade.

Os dados que serviram de base à quantificação da ação do sismo são os indicados na Tabela 25.

Na determinação das forças incidentes na estrutura, resultantes da Ação Sísmica, foi realizada uma Análise Dinâmica por espectro de resposta baseado no princípio da sobreposição modal (método Combinação Quadrática Completa) tendo-se considerado a ação horizontal e vertical do sismo. Foram consideradas as três combinações seguintes para o cálculo dos esforços:

$$E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz} \quad (7)$$

$$0,30E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30E_{Edz} \quad (8)$$

$$0,30E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy} "+" E_{Edz} \quad (9)$$

em que:

E_{Edx} – esforços de cálculo devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal X;

E_{Edy} – esforços de cálculo devidos à aplicação da ação sísmica segundo o eixo horizontal Y;

E_{Edy} – esforços de cálculo devidos à aplicação da componente vertical da ação sísmica de cálculo.

Tabela 25 - Parâmetros considerados para o cálculo dos espectros de resposta (NP EN 1998-1)

Localidade	Leiria
Tipo de Terreno	B
Classe de Importância	III
Coeficiente de comportamento [q]	2
Coeficiente de amortecimento [ξ]	5 %

		Sismo Tipo 1	Sismo Tipo 2
Zona Sísmica		1.5	2.4
Coeficiente de Importância	γ_I	1.45	1.25
Aceleração máxima na base	a_{gR}	0.60 m/s ²	1.10 m/s ²
Aceleração à superfície do terreno	a_g	0.87 m/s ²	1.38 m/s ²
Aceleração à superfície do terreno na direção vertical	a_{vg}	0.65 m/s ²	1.31 m/s ²
Coeficiente de correção do amortecimento	η	1.00	
Componente horizontal	T_B	0.10	0.10
	T_C	0.60	0.25
	T_D	2.00	2.00
	S	1.35	1.31
Componente vertical	T_B	0.05	
	T_C	0.25	0.15
	T_D	1.00	
	S	1.00	

6.2.2.5.2 Acréscimo de Impulso Sísmico

Para as paredes de contenção a executar nas escadas exteriores (escadas E7 e E8) o acréscimo de impulso sísmico foi calculado com base nas prescrições do Eurocódigo 8- parte 5. A Tabela 26 apresenta os parâmetros adotados e a os valores obtidos dos coeficientes de impulso em condições sísmicas para cada um dos tipos de ação sísmica.

Tabela 26 – Coeficientes impulso em condições sísmicas (NP EN 1998-5)

CÁLCULO DO ACRÉSCIMO DE IMPULSO SÍSMICO (Mononobe-Okabe)			
Peso volúmico do solo	$\gamma =$	20.0	[kN/m ³]
Ângulo de atrito do solo	$\phi' =$	30.0	[°]
Ângulo de atrito solo-paramento	$\delta =$	0.0	[°]
Ângulo do paramento do muro com a vertical	$\lambda =$	0.0	[°]

Ângulo do terrapleno inclinado com a horizontal										$\beta =$	0.0	[°]
Altura do paramento										$h =$	3.3	[m]
Sismo	a_g [m/s ²]	g [m/s ²]	α	r	S	a_{vg}/a_g	k_h	k_v	θ	K_a	K_{as}	ΔK_{as}
Tipo 1	0.87	9.81	0.089	1.0	1.35	0.75	0.12	0.06	6.45	0.333	0.406	0.097
									7.26		0.416	0.058
Tipo 2	1.38		0.140		1.31	0.95	0.18	0.09	9.52		0.447	0.154
									11.40		0.475	0.098

6.2.2.6 ELEVADORES

Os pesos que os elevadores e respetivos passageiros / carga exercem nas lajes de fundo dos poços e nos tetos das caixas dos elevadores, bem como nas lajes de piso, foram calculados em função da informação fornecida por uma marca e instalador oficial e resumem-se na Tabela 27

Tabela 27 – Ações Elevadores

Elevador				
Designação	Nº Cabinas	Carga (kg)	Nº Pessoas	Nº Pisos
Núcleo E1	2	1000 x 2	13	8
Núcleo E2	2	630 x 2	8	11
EL1 (Duplo)	2	1000 x 2	13	6
EL2 (Panorâmico)	1	700	9	5
EL3 (MC)	1	1000	13	10

Elevador	Poço						Casos Carga			
	Designação	F9 (N)	F10 (N)	F11 (N)	F12 (N)	F13 (N)	F14 (N)	Caso 1 Cabina (kN)	Caso 2 (kN) Contrapeso	
	Núcleo E1	42300	46970	34400	47300	27100	27100	F13+F9+F9+F14 138.80	F13+F10+F10+F14 148.14	
	Núcleo E2	58746	46558	50719	50719	31050	31050	F12+F9+F11 160.18	F13+F10+F10+F14 155.22	
	EL1 (Duplo)	36787	23485	26000	51900	52000	52000	F13+F9+F9+F14 177.57	F13+F10+F10+F14 150.97	
	EL2 (Panorâmico)	36265	29435	33610	33610	31029	31029	F12+F9+F9+F11 139.75	F13+F10+F10+F14 120.93	
	EL3 (MC)	42300	43909	34400	47300	27100	27100	F13+F9+F9+F14 138.80	F13+F10+F14 98.11	

Elevador	Dimensionamento laje fundo		
	Designação	Carga mais desfavorável (kN)	Área fundo elevador (m ²) Carga distribuída (kN/m ²)
	Núcleo E1	148.14	7.38 20.07
	Núcleo E2	160.18	7.71 20.78
	EL1 (Duplo)	177.57	6.97 25.48
	EL2 (Panorâmico)	139.75	3.50 39.93
	EL3 (MC)	138.80	3.60 38.56

Elevador	Guias								Teto		
Designação	FF1 (N) Cabina	FF2 (N) Cabina	FF1 (N) Contrapeso	FF2 (N) Contrapeso	F50x (N)	F50y (N)	F52x (N)	F52y (N)	Gancho f (N)	Gancho g (N)	Gancho h (N)
Núcleo E1	2549	1705	540	89	3213	1705	4366	1392	20000	20000	-
Núcleo E2	1073	548	623	106	-	-	-	-	20000	20000	20000
EL1 (Duplo)	2558	1705	809	89	3213	1705	4898	1661	20000	20000	20000
EL2 (Panorâmico)	1092	682	1173	157	-	-	-	-	30000	20000	20000
EL3 (MC)	2549	1705	540	89	3213	1705	4366	1392	20000	20000	20000

7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações utilizadas, foram as necessárias para verificar os Estados Limites Últimos (ELU) bem como os Estados Limites de Utilização (ELS) de acordo com as prescrições da NP EN 1990:2009.

7.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

- Combinação de ações para situações de projeto persistentes ou transitórias (combinações fundamentais):

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (10)$$

- Combinação de ações para situações de projeto sísmicas:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (11)$$

- Combinação de ações para situações de projeto acidentais:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A + (\psi_{1,1} \text{ ou } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (12)$$

em que:

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

$G_{k,j}$ – Valor característico da ação permanente j ;

$\gamma_{Q,1}$ – Coeficiente parcial relativo à ação variável de base;

$Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável de base da combinação 1;

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

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i ;

$Q_{k,i}$ – Valor característico da ação variável acompanhante i ;

A_{Ed} – Valor de cálculo de uma ação sísmica;

A – Valor de cálculo da ação de acidente (Fogo);

P – Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\psi_{1,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável i .

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i .

Foram consideradas as hipóteses de carregamento mais desfavoráveis, para se obter os esforços para verificação da segurança aos Estados Limites Últimos que se encontram indicados na nota de cálculo.

Os coeficientes de segurança γ_{Gj} e γ_{Qi} considerados, respetivamente, para ações permanentes e ações variáveis, consoante a sua atuação seja favorável ou desfavorável são os indicados na Tabela 28.

Os valores adotados para os coeficientes para a determinação do valor de combinação (ψ_0), do valor frequente (ψ_1) e quase permanente (ψ_2) de uma ação variável são apresentados na Tabela 29.

Tabela 28 – Coeficientes de Segurança

Ações	Desfavoráveis	Favorável
Peso próprio dos materiais	1,35	1,00
Restantes cargas permanentes	1,35	1,00
Pré-esforço	1,10	0,90
Variáveis	1,50	0,00
Sismo	1,00	1,00
Acidentais	1,00	1,00

Tabela 29 – Coeficientes ψ adotados (NP EN 1991-1-1:2009)

Sobrecargas	Descrição	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria B	Zonas de escritórios	0,7	0,5	0,3
Categoria C	Zonas de reunião de pessoas	0,7	0,7	0,6
Categoria D	Zonas comerciais	0,7	0,7	0,6
Categoria F	Zonas de tráfego	0,7	0,7	0,6
Categoria H	Coberturas não acessíveis	0,0	0,0	0,0
Categoria I	Coberturas acessíveis	*	*	*
Vento		0,6	0,2	0,0
Temperatura		0,6	0,5	0,0

* coeficientes a adotar de acordo com a utilização específica.

7.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

As combinações a considerar para os Estados Limites de Utilização são as seguintes.

- Combinação de ações quase-permanente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (13)$$

- Combinação frequente:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,i} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (14)$$

- Combinação de ações característica:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (15)$$

em que:

$G_{k,j}$ – Valor característico da ação permanente j ;

$Q_{k,1}$ – Valor característico da ação variável de base da combinação 1;

$Q_{k,i}$ – Valor característico da ação variável acompanhante i ;

P – Valor representativo de uma ação de pré-esforço;

$\psi_{0,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma ação variável i ;

$\psi_{1,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma ação variável i ;

$\psi_{2,i}$ – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma ação variável i .

8 CRITÉRIOS PARA A VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL

8.1 REGULAMENTAÇÃO

A verificação da segurança dos elementos estruturais obedeceu na sua generalidade aos princípios e requisitos de segurança e de utilização da estrutura de acordo com as bases para o seu projeto e verificação da segurança definidos nos seguintes Eurocódigos:

- NP EN 1990:2009, 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 -2:2010, Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1 -2: Ações gerais — Ações em estruturas expostas ao fogo;
- NP EN 1991 -1 -3:2009, Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1 -3: Ações gerais — Ações da neve;
- NP EN 1991 -1 -4:2010, Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1 -4: Ações gerais — Ações do vento;

- NP EN 1991 -1 -5:2009, Eurocódigo 1 — Ações em estruturas — Parte 1 -5: Ações gerais — Ações térmicas;
- NP EN 1997 -1:2010, Eurocódigo 7 — Projeto geotécnico — Parte 1: Regras gerais;
- NP EN 1998 -1:2010, 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.

Em relação ao Betão Armado foram considerados os princípios definidos, no Eurocódigo 2:

- NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1992-1-2:2010, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-2: Regras Gerais. Verificação da resistência ao fogo.

Em relação às estruturas Metálicas foram considerados os princípios definidos no Eurocódigo 3:

- NP EN 1993-1-1:2010, Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- NP EN 1993 -1 -2:2010, Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1 -2: Regras gerais — Verificação da resistência ao fogo;
- NP EN 1993-1-8:2010, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de Ligações.

8.2 MODELOS DE CÁLCULO

Foi considerado um modelo de análise tridimensional tendo-se obtido os esforços através de um programa de elementos finitos (Robot Structural Analysis Professional, licença nº 570-52067258).

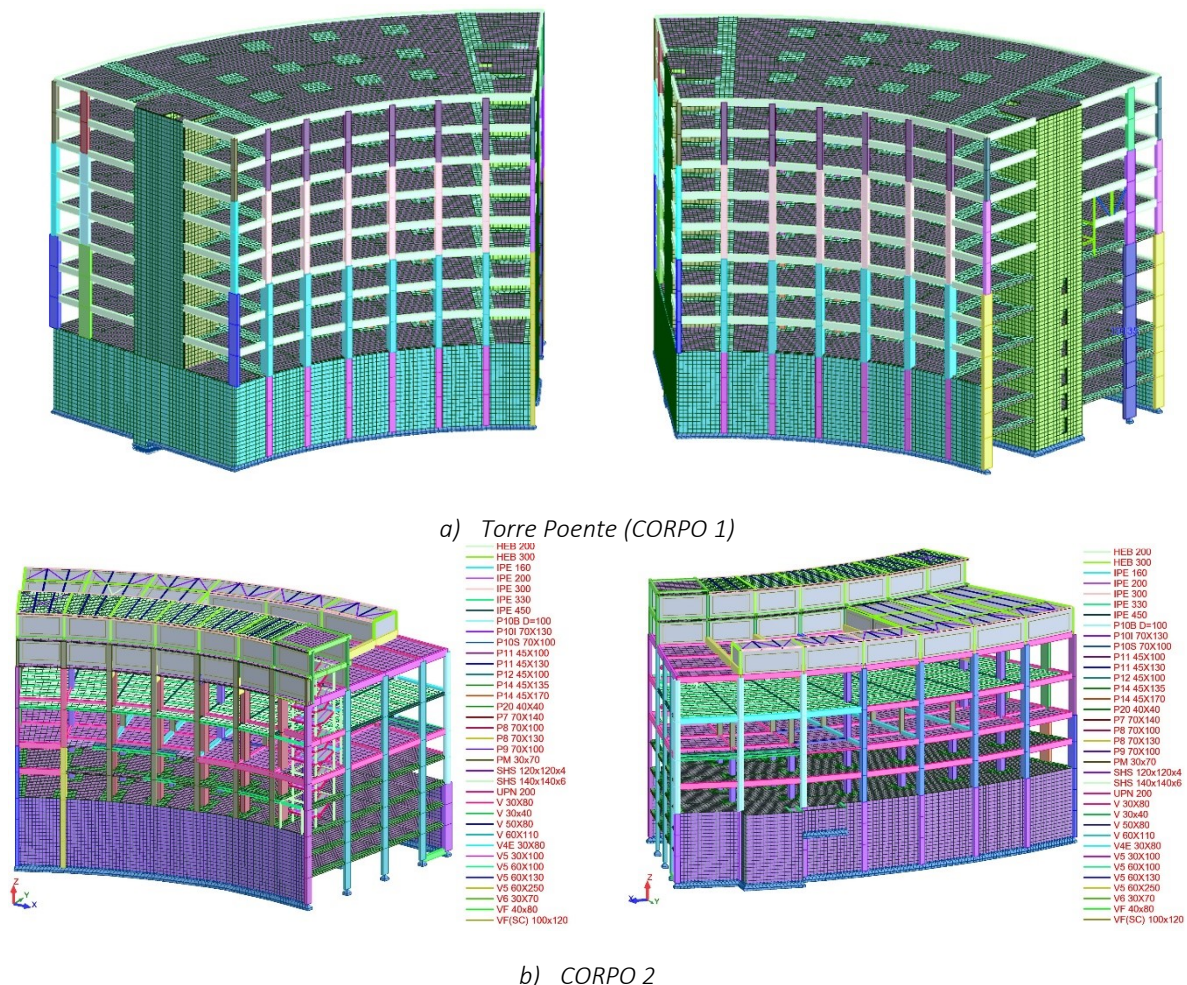
A determinação dos esforços atuantes teve em conta as condições de equilíbrio e a compatibilidade de deformações. O desempenho da estrutura e a sua análise foi realizado com base num modelo numérico constituído por elementos de barra, no caso de vigas, e por elementos finitos no caso das lajes e paredes resistentes. A geometria da malha de elementos

finitos foi definida com base na distribuição de esforços limitando a sua máxima dimensão a $1/8$ do vão, tendo-se adotado malhas com máxima dimensão iguais ou inferiores a 1,0 m, com refinamentos nas zonas dos capiteis.

Nas fundações foram considerados apoios simples nos pilares e paredes resistentes e encastramento na parede moldada considerando uma ficha superior a 3 vezes a sua largura. Considerou-se igualmente que a estrutura está bloqueada na direção circunferencial ao nível dos pisos enterrados.

Os efeitos produzidos pelas ações nos elementos estruturais, considerando os vários cenários de carregamento, foram quantificados admitindo um comportamento elástico linear nos materiais envolvidos e no caso da análise sísmica foi tido em conta o comportamento não linear dos materiais.

Na Figura 4 são apresentados os modelos estruturais considerados para a determinação dos esforços e análise e verificação estrutural.



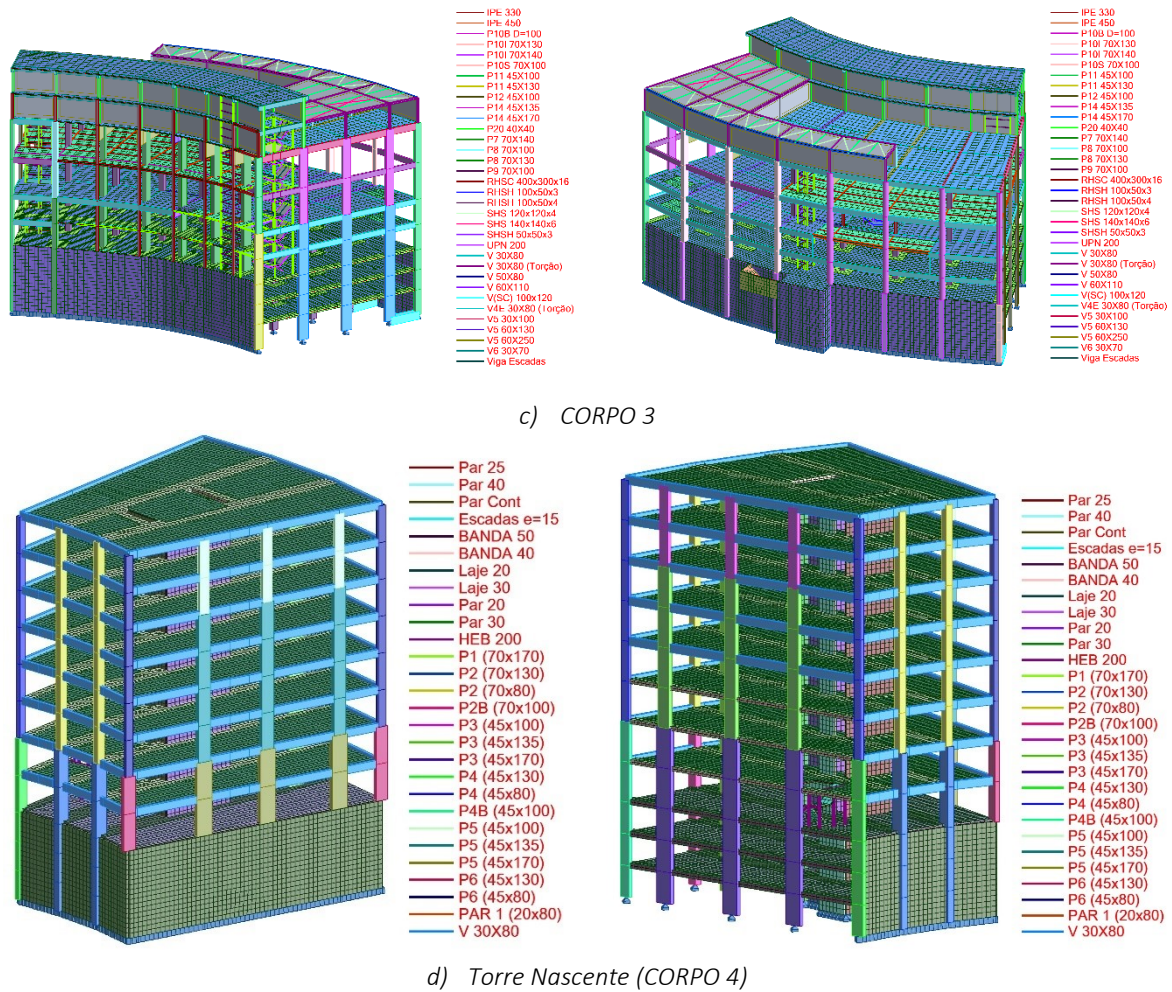


Figura 4 – Modelos estruturais do edifício

9 DIMENSIONAMENTO

Com base nos esforços obtidos na modelação, a verificação da segurança e dimensionamento dos elementos estruturais foi realizada aos estados limites últimos (resistência) e aos estados limites de utilização (limitação de tensões, controlo da deformação, controlo da fendilhação e vibração).

9.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Na verificação da segurança aos estados limites de rotura ou deformação excessiva dos elementos estruturais, verificou-se a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (16)$$

em que:

E_d - Valor de cálculo do esforço atuante;

R_d - valor de cálculo do esforço resistente.

Na verificação da segurança para um estado limite último considerando a ação do Fogo, verificou-se a seguinte condição:

$$E_{d,fi} \leq \eta_{fi} \cdot E_d \leq R_{d,fi} \quad (17)$$

em que:

$E_{d,fi}$ - Valor de cálculo do esforço atuante correspondente à ação do fogo;

η_{fi} - Relação entre as ações atuantes durante o incêndio e o valor correspondente à combinação fundamental

$$\eta_{fi} = \frac{G_k + \psi_{fi} Q_{k,1}}{\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_{k,1}} \quad (18)$$

E_d - Valor de cálculo do esforço atuante correspondente à combinação fundamental;

R_d - Valor de cálculo do esforço resistente correspondente à ação do fogo.

Os valores de cálculo dos esforços atuantes foram determinados com base nas combinações de ações correspondentes de acordo com o estipulado na norma NP EN 1990. Foram consideradas as hipóteses de carregamento mais desfavoráveis para se obter os esforços para Verificação da Segurança aos Estados Limites Últimos.

9.2 ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

Na verificação da segurança aos estados limites de deformação dos elementos estruturais, verificou-se a seguinte condição:

$$\delta_{util} \leq \delta_{lim} \quad (19)$$

em que:

δ_{util} – valor do deslocamento devido às ações atuantes para combinação quase permanente de ações (ou característica);

δ_{lim} - valor do deslocamento máximo admissível de acordo como o vão vencido por cada elemento estrutural e fixado pelos regulamentos aplicáveis.

Na verificação ao estado limite de vibração o critério utilizado foi garantir que as frequências de excitação dos vários elementos estruturais estivessem dentro dos valores limite (ref. Projecto Research Fund for Coal and Steel, intitulado “Vibrações em Pavimentos”), de forma a evitar vibrações que pudessem causar o desconforto às pessoas ou que pudessem limitar a eficiência funcional da estrutura.

10 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO FOGO

No projeto de SCIE foram estabelecidas as Utilizações Tipo e as Categoria de Riscos associadas ao projeto em estudo tendo sido estabelecida para a resistência ao fogo padrão mínima dos elementos estruturais os que constam na Tabela 30.

Tabela 30 – Resistência ao fogo padrão mínima dos elementos estruturais

UT	Categoria de Risco		Função do elemento estrutural
	1ª	2ª	
III, IV, VI, VII, VIII, IX	R 30	R 60	Apenas Suporte
	REI 30	REI 60	Suporte e Compartimentação

No caso das envolventes de locais de risco do tipo C, C agravado (definido no projeto de SCIE de C+) e do tipo F, os pavimentos e as paredes resistentes deverão apresentar uma classe de resistência ao fogo padrão mínima indicadas na Tabela 31.

Tabela 31 – Resistência ao fogo padrão mínima dos elementos estruturais envolventes de locais de risco C, C+ e F

Elemento de construção	Local de Risco		
	C	C+	F
Pavimentos e paredes resistentes	REI 60	REI 90	REI 90

Para os elementos estruturais de betão armado será considerada uma verificação com base em medidas prescritivas e com base em métodos de cálculo simplificados de acordo com os requisitos prescritos na norma NP EN 1992-1-2, considerando os diferentes tipos de elementos, os níveis máximos dos esforços em situação de incêndio, a geometria e recobrimentos mínimos, a sua exposição ao fogo e as diferentes localizações na estrutura.

Para os elementos de estrutura metálica será feita a verificação da segurança com base nas prescrições da EN 1993-1-2. Para estes elementos foi considerada a sua geometria e deverão ser protegidos com pintura intumescente de modo a respeitar a resistência requerida. A espessura da pintura intumescente foi determinada de acordo com o fator de massividade dos perfis e da temperatura crítica dos diversos elementos estruturais. As estruturas metálicas no edifício expostas ao fogo situam-se nos acesos verticais e caixas de elevadores a construir, no Piso 4 e nas coberturas a construir no CORPO 2 e CORPO 3.

11 FASEAMENTO CONSTRUTIVO

De um modo geral o faseamento construtivo deverá respeitar a seguinte ordem:

- **Aberturas e reforço em paredes de núcleos**

Após marcação da localização das aberturas a efetuar, em concordância com o projeto de arquitetura, deverá previamente ser efetuado o reforço estrutural previsto para as aberturas de acordo com as prescrições de aplicadores certificados e reconhecidos pelos fabricantes e só depois a realização (demolição) das aberturas.

- **Aberturas em lajes para instalação de elevadores e escadas**

A realização das aberturas só deverá ser efetuada após a montagem da estrutura de suporte principal (pilares e vigas de piso) que se situa entre pisos e que serve de estrutura base à montagem dos elevadores e escadas.

- **Montagem de treliça metálica e demolição parcial de viga no CORPO 1**

A demolição parcial da viga V4.8a do piso 4 do CORPO 1 só deverá ser efetuada após a montagem da treliça metálica concebida para reforço estrutural nesta zona.

- **Restantes demolições**

As restantes demolições a efetuar e que não foram mencionadas nos pontos anteriores poderão ser feitas em conformidade com as necessidades do Empreiteiro e organização geral da empreitada, seguindo todas as medidas de segurança necessárias à boa execução dos trabalhos.

12 REFERÊNCIAS

No projeto de verificação estrutural e dimensionamento foram seguidas as prescrições da Regulamentação Portuguesa e normas europeias em vigor, e bibliografia especializada, nomeadamente:

- RSA, Regulamento de Segurança e Acções em Estruturas de Edifícios e Pontes, Decreto-Lei nº 235/85, de 31 de Maio.
- REBAP, Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto-lei nº 349-C/93, de 30 de Julho.
- NP EN 1990:2009, Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas, Termo de Homologação nº 516/2009, de 29 de dezembro, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1991-1:2009, Eurocódigo 1: Acções em estruturas. Parte 1-1: Acções gerais, Pesos volumicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, Termo de Homologação nº 517/2009, de 29 de dezembro, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1991 -1 -2:2010, Eurocódigo 1 — Acções em estruturas — Parte 1 -2: Acções gerais — Acções em estruturas expostas ao fogo, Termo de Homologação nº 44/2010, de 9 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1991 -1 -3:2009, Eurocódigo 1 — Acções em estruturas — Parte 1 -3: Acções gerais — Acções da neve, Termo de Homologação nº 521/2009, de 29 de dezembro, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1991 -1 -4:2010, Eurocódigo 1 — Acções em estruturas — Parte 1 -4: Acções gerais — Acções do vento, Termo de Homologação nº 67/2009, de 19 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1991 -1 -5:2009, Eurocódigo 1 — Acções em estruturas — Parte 1 -5: Acções gerais — Acções térmicas, Termo de Homologação nº 522/2009, de 29 de dezembro, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1992-1:2010, Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Termo de Homologação nº 27/2010, de 11 de fevereiro, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1992-1-2:2010, Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão, Parte 1-2: Regras Gerais. Verificação da resistência ao fogo, Termo de Homologação nº 45/2010, de 9 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1993-1-1:2010, Eurocódigo 3: Projeto de estruturas de aço. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Termo de Homologação nº 27/2010, de 11 de fevereiro, Instituto Português De Qualidade.

- NP EN 1993 -1 -2:2010, Eurocódigo 3 — Projeto de estruturas de aço — Parte 1 -2: Regras gerais — Verificação da resistência ao fogo, Termo de Homologação nº 51/2010, de 11 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1993-1-8:2010, Eurocódigo 3: Projecto de estruturas de aço. Parte 1-8: Projecto de Ligações, Termo de Homologação nº 75/2010, de 26 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1997-1:2010, Eurocódigo 7: Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais, Termo de Homologação nº 52/2010, de 11 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1998-1:2010, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios, Termo de Homologação nº 23/2010, de 23 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 1998-5:2010, Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 5: Fundações, estruturas de suporte e aspectos geotécnicos, Termo de Homologação nº 64/2010, de 17 de março, Instituto Português De Qualidade.
- NP EN 206:2007, *Betão. Parte 1: Especificação, desempenho, produção, e conformidade*, Termo de Homologação nº 225/2007, de 28 de junho.
- NP ENV 13670-1:2007, *Execução de estruturas em betão. Parte 1: Regras gerais*, Termo de Homologação nº 226/2007, de 7 de março, 2007.
- Especificação E 464:2005, Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projecto de 50 e de 100 anos face às acções ambientais, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Especificação E 465:2005, Metodologias para estimar as propriedades de desempenho do betão que permitem satisfazer a vida útil de projecto de estruturas de betão armado ou pré-esforçado sob exposições ambientais XC e XS, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Especificação E 217:1968, *Fundações Directas Correntes*, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- "Tabelas Técnicas", J.S. Brazão Farinha e A. Correia dos Reis, Edições Técnicas E.T.L., Lda, 1996.
- SFPE *Handbook of Fire Protection Engineering*: Springer, 2002, Society of Fire Protection Engineers.
- HIVOSS, "Human induced vibration of steel structures, Research Fund for Coat \& Steel, European Comission, 2008.
- ISO 834 -Fire-resistance tests – Elements of building construction.
- Decreto-Lei 220/2008 de 12 de novembro.
- Decreto-Lei 224/2015 de 9 de outubro.
- Portaria nº 1532/2008 de 29 de dezembro.

- Portaria 302 e 303-2019 de 12 de setembro.
- ISO 10137 Basis for design of structures – Serviceability of buildings against vibrations.
- Fib, Design and use of externally bonded fiber reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforced concrete structures, fédération internationale du béton (fib), 2001
- FRP_Lamella, Design program for flexural and shear strengthening according to Eurocode 2

13 FICHA TÉCNICA

Participaram neste projeto de Estabilidade relativo à obra de reabilitação e reforço do Topo Norte do Estádio Municipal de Leiria os seguintes técnicos:

- Nuno Miguel de Figueiredo Almeida
- Samuel Pereira

Leiria, 24-09-2025

O Técnico,

Nuno Almeida

Eng. Civil