



GÁS DA TERRA

PROJETO BIOMETANO TORRES NOVAS

PROJETO FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS UNIDADE DE PRODUÇÃO DE BIOMETANO DE ORIGEM RENOVÁVEL DE TORRES NOVAS

Revisão 01

Lisboa, 17 de outubro de 2025



REVISÃO	DATA	DESCRIÇÃO
0	29/09/2025	Emissão inicial
1	17/10/2025	Revisão em conformidade com comentários



GÁS DA TERRA

PROJETO BIOMETANO TORRES NOVAS

PROJETO

FUNDAÇÕES E ESTRUTURAS

UNIDADE DE PRODUÇÃO DE BIOMETANO DE ORIGEM RENOVÁVEL DE TORRES NOVAS

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO	4
2	ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO	4
3	TIPOLOGIA DAS FUNDAÇÕES	5
4	SOLUÇÃO ESTRUTURAL	7
4.1	EDIFÍCIO DE PROCESSAMENTO	7
4.2	EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS	8
4.3	DIGESTORES	8
4.4	LAJES DE ASSENTAMENTO DE EQUIPAMENTOS	8
4.5	TANQUE DE ARMAZENAMENTO DE LÍQUIDOS	9
4.6	TANQUES: COMBATE A INCÊNDIOS E ABASTECIMENTO DE ÁGUA	9
5	MATERIAIS	9
5.1	BETÕES	9
5.2	AÇOS	9
6	AÇÕES BASE DE CÁLCULO	9
6.1	AÇÕES GRAVÍTICAS	10
6.1.1	COBERTURAS NÃO ACESSÍVEIS	10
6.2	VARIAÇÕES DE TEMPERATURA	10
6.3	SISMO	10
6.4	VENTO	12
6.5	NEVE	13
6.6	SEGURANÇA AO FOGO	14
7	COMBINAÇÕES DE AÇÕES	14
7.1	COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS	14
7.1.1	COMBINAÇÃO FUNDAMENTAL (SOBRECARGAS E VENTO)	14
7.1.2	COMBINAÇÃO FUNDAMENTAL (SISMO)	14



7.2	COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO	14
7.2.1	QUASE PERMANENTE	14
7.2.2	FREQUENTE.....	14
7.2.3	CARACTERÍSTICA	14
8	<u>VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO</u>	15
9	<u>REGULAMENTOS E NORMAS</u>	15

PROJETO BIOMETANO TORRES NOVAS

UNIDADE DE PRODUÇÃO DE BIOMETANO DE ORIGEM RENOVÁVEL DE TORRES NOVAS

A presente Memória Descritiva e Justificativa refere-se ao Projeto de Fundações da Unidade de Produção de Biometano de Origem Renovável de Torres Novas.

Para o presente projeto foi realizado uma campanha de reconhecimento geológico geotécnico, levado a cabo pela empresa GEOVIA – Consultores de Geotecnia, em fevereiro de 2025.

No estudo foram efetuados 10 poços de reconhecimento com ensaios de Penetrômetro Dinâmico Leve (PDL)



Figura 1: Trabalhos de reconhecimento

O perfil litoestratigráfico superficial dos terrenos em estudo foi obtido através da observação dos 10 poços de reconhecimento.



Síntese:

- As profundidades dos poços variaram entre 1,90 m e 2,10 m, correspondendo ao alcance máximo da lança do equipamento de escavação. Excetua-se o poço P8, que por motivo de entrada e acumulação de água, repentinas, foi interrompido à profundidade de 1,1 m;
- Na generalidade dos poços reconheceram-se três horizontes terrosos (horizonte 1, horizonte 2 e horizonte 3). No poço P1, para além daqueles identificou-se inferiormente outro (horizonte 4);
- Entende-se que os horizontes 1, 2 e 3 correspondem à unidade de terraços fluviais, Q5+Q6, e que o horizonte 4 pode pertencer à mesma unidade ou corresponder ao topo da unidade subjacente, MAm1, (cartografada na Folha 27-B da carta geológica de Portugal, escala 1:50 000, nas proximidades de P1).
- O horizonte 1 refere-se ao superficial, de terra orgânica (terra vegetal) de cor castanha, com constituição areno-siltosa e com espessura reduzida geralmente da ordem 10 cm;
- O horizonte 2 corresponde a uma areia fina a média, siltosa de cor amarelada, a tender por vezes para o acastanhado. É um horizonte de pequena espessura desenvolvendo-se máximo até 1,0 m de profundidade e mais comumente até 0,6 m. No poço P1 é onde atinge menor profundidade, 0,2 m. A espessura do horizonte varia entre 0,1 m (P1) e 0,8 m (P7), apresentando geralmente espessuras em torno de 0,4 - 0,5 m;
- O horizonte 3 corresponde grosso modo a areias argilosas e areias siltosas, prevalecendo as primeiras.
- O horizonte 4 ocorre apenas no poço P1. Tem composição argilosa e coloração amarelada. Apresenta-se com consistência muito dura a dura (denotada pela dificuldade em ser escavado). Ao ser escavado deita-se em solo, parcialmente com fragmentos formando torrões desagregáveis à mão ou com o martelo de geólogo. Foi detetado abaixo de 0,8 m de profundidade, correspondendo a uma espessura na escavação de 1,2 m;

3 TIPOLOGIA DAS FUNDAÇÕES

O relatório geotécnico apresenta no capítulo 4, Considerações geotécnicas e recomendações, o seguinte (transcrição):

(...)

Os poços e os ensaios de laboratório executados permitiram reconhecer um terreno composto por um recobrimento de terra vegetal (horizonte 1), com cerca de 0,1 m de espessura, a que se segue inferiormente uma areia fina a média (horizonte 2), amarelada

por vezes mais acastanhada, normalmente até profundidades de 0,6 m. Seguem-se abaixo materiais essencialmente areno-argilosos e mais raramente areno-siltosos (horizonte 3).

Entende-se que os níveis de água detetados nos poços executados (geralmente entre 0,5 e 1,2 m), não refletem o nível freático (NF), mas sim a saturação passageira e subsuperficial dos solos devido ao período de intensa chuva que antecedeu a campanha de prospeção. Nestas condições não se conseguiu identificar o NF. De mencionar que nos poços P1 e P4, executados até 2,0 e 2,1 m respetivamente, não se encontrou água.

Relativamente à fundação dos edifícios e equipamentos considera-se adequado adotar fundações diretas apoiadas no terreno natural. Recomenda-se que tensão de contacto não exceda 250 kPa (valor que se toma como tensão admissível), devendo a profundidade de fundação corresponder a uma resistência de dinâmica de ponta, R_p , de pelo menos 8 MPa e a $N_{PDL} > 40$. O Quadro 28 indica as profundidades correspondentes a estas condições nos PDL realizados, verificando-se que nos locais com edifícios e equipamentos, variam entre 2,0 e 3,2 m. Recomenda-se em obra, a execução de alguns ensaios de PDL (porventura nas posições dos apoios mais carregados) a realizar quando a base das escavações para as fundações estejam próximas do nível previsto de fundação, para confirmação dos pressupostos acima mencionados.

No sentido da redução da profundidade de execução das sapatas, por exemplo para a uniformização dos níveis de fundação destes elementos, admite-se o melhoramento do terreno abaixo das mesmas, com betão ou betão ciclópico. A escavação de substituição de terreno para dito melhoramento deverá executar-se pelo menos até às referidas profundidades correspondentes a $R_p > 8$ MPa e $N_{PDL} > 40$.

Quadro 28 – Ensaio de PDL - Profundidades de ocorrência das condições $R_p \geq 8$ MPa e $N_{PDL} \geq 40$

PDL	Profundidade consistentemente com $R_p \geq 8$ MPa e $N_{PDL} \geq 40$	Ocupação do terreno
PDL1	2,2 m	Terraplenagem/estrada
PDL2	2,6 m	Silo
PDL3	2,3 m	Silo
PDL4	3,7 m	Lagoa
PDL5	2,3 m	Lagoa
PDL6	2,3 m	Lagoa
PDL7	1,8 m	Terraplenagem
PDL8	3,2 m	Armazenamento de água para proteção contra incêndios
PDL9	2,6 m	Edifício
PDL10	2,0 m	Edifício

(...) Fim de transcrição.



Dado que a maior parte dos órgãos e edifícios se situam em zona de escavação onde facilmente se atingem as cotas correspondentes às condições acima descritas, que garantem uma tensão admissível de 250 kPa, optou-se por fundações diretas.

Existem dois casos, o edifício de escritórios e a laje de fundação dos reservatório de combate a incêndio, que têm como referência a sondagem PDL8, onde será necessário proceder da seguinte forma para manter a solução de fundações diretas:

- a) Edifício dos escritórios: Adoção de poços de fundação, previstos com 3.0m de altura, a realizar sob as sapatas, de modo a atingir o estrato competentes com capacidade de 250kPa.
- b) Laje de fundação dos reservatório de combate a incêndio: Neste caso, tratando-se de um órgão que transmite essencialmente tensões uniformemente distribuídas, considerou-se uma laje executada sob aterro controlado que permita uma tensão admissível de 100kPa.

4 SOLUÇÃO ESTRUTURAL

Na conceção estrutural procurou-se desenvolver uma solução económica, que satisfizesse todos os requisitos do programa da Unidade de Produção de Biometano. Pretendeu-se uma construção simples e eficiente, adequada a um prazo de execução reduzido, garantindo ao mesmo tempo o desempenho estrutural com total segurança.

4.1 EDIFÍCIO DE PROCESSAMENTO

O edifício de processamento destina-se ao armazenamento e ao tratamento dos resíduos.

Para o sistema resistente principal do edifício, adotou-se uma solução metálica, em que a rigidez face às ações horizontais é assegurada por pórticos na direção do menor vão do edifício e por contraventamentos na direção perpendicular. Os pórticos estão, em geral, espaçados entre 6.80 e 7.50 m, permitindo uma solução económica. Nas empenas estão previstos pilares que apoiam na fundação e superiormente num conjunto de dois pórticos contraventados na horizontal ao nível da cobertura.

A cobertura de duas águas foi feita com recurso a madres do tipo MADREMAX apoiadas nas vigas principais dos pórticos.

Optou-se por tornar a estrutura do edifício independente da estrutura interna das áreas de armazenamento. Nestas áreas de armazenamento, adotou-se um sistema laminar, formado pela própria laje de fundo e pelas paredes laterais, constituindo um conjunto estrutural autoequilibrado. Na zona 22, área de armazenamento digerido sólido, as paredes têm 4.0m de altura A espessura de todos os elementos é de 0.30m. Para as zonas 24, 25 e 26, zonas de receção e armazenamento e área de higienização, a altura prevista para as paredes é de 2.40m. Neste caso adotaram-se elementos com 0.25m de espessura.



Neste estudo considerou-se, para cálculo dos impulsos, um coeficiente de impulso horizontal em repouso com valor de 0.5. Os pesos volúnicos do respetivo material considerados foram: 1400kg/m³ para a zona 24, 1200 kg/m³ para a zona 25 e 1150 kg/m³ para a zona 26.

No que respeita a fundações, a generalidade do edifício encontra-se fundada entre a cota 80.50 e 79.30 (assumindo uma altura média de sapata de 0.70m).

De acordo com o relatório geotécnico e tendo em conta as cotas de fundação, é possível mobilizar tensões admissíveis de 250kPa.

Considerou-se, no pré-dimensionamento, as ações gravíticas (peso próprio da estrutura, revestimentos e painéis solares), sobrecargas de utilização, vento e sismo.

4.2 EDIFÍCIO DE ESCRITÓRIOS

O edifício de escritórios é um pequeno edifício com dimensões aproximadas de 10.5m x 6.0m. Foi prevista uma estrutura metálica porticada com 3 pórticos afastados de 5.10m e com cobertura em madres C apoiadas nas vigas principais.

Para as fundações previu-se uma solução de sapatas diretas com dimensões 1.20m x 1.20m x 0.40m, com uma cota de base de fundação próxima do terreno natural. Como a este nível o solo não tem capacidade resistente, estão previstos poços de fundação com 1.80m de diâmetro e profundidade de 3.0m.

4.3 DIGESTORES

O conjunto de digestores é formado por quatro tanques, dois com 30 m de diâmetro e dois com 32 m, cuja laje de fundação e paredes circulares foram consideradas em betão armado. Para a cobertura, em calote esférica, considerou-se ser executada em estrutura leve de membrana dupla.

A laje de fundo, que funciona como ensoleiramento, está implantada à cota 79.20, que permite uma tensão admissível de 250kPa, compatível com as tensões a serem transmitidas ao solo. A carga vertical para a combinação característica resulta em tensões médias da ordem dos 120kPa, considerando o peso do material no digestor (1100 kg/m³), o peso da laje de fundação (0.70m de espessura), o peso das paredes em betão e a calote esférica (membrana dupla flexível polimérica).

4.4 LAJES DE ASSENTAMENTO DE EQUIPAMENTOS

Para os vários equipamentos dispostos na Unidade de Produção de Biometano, independentemente da localização, foi estimada o peso de equipamentos e pesos de apoio comuns em projetos semelhantes, tendo-se obtido lajes com 0.25 m de espessura para garantir uma correta transição de cargas ao terreno, garantia da segurança ao punçoamento nas zonas dos apoios dos equipamentos e evitar assentamentos diferenciais no mesmo.



Para o dimensionamento das lajes de assentamento, limitou-se a pressão de contacto a 100 kPa, valor que garante a verificação em todas as zonas, incluindo as executadas em aterro controlado, o qual deverá apresentar tensão admissível não inferior a 100 kPa.

4.5 TANQUE DE ARMAZENAMENTO DE LÍQUIDOS

O reservatório está implantado em zona de escavação. A laje de fundação, à cota 80.50, permite fundação direta com uma tensão admissível de 250kPa.

4.6 TANQUES: COMBATE A INCÊNDIOS E ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Os reservatórios localizam-se em zona de aterro. Neste caso optou-se por uma laje de ensoleiramento, que funciona como a base dos reservatórios, assente sobre aterro executado de forma controlada e que garanta uma tensão admissível de 150kPa.

5 MATERIAIS

5.1 BETÕES

O betão a utilizar nas fundações e nos muros periféricos, elementos em contacto com o solo, deverá ser do tipo C30/37 e da classe de exposição ambiental XC2.

Para os elementos de fundação, tendo em conta os recobrimentos adotados e a inexistência de elementos pré-esforçados, define-se uma dimensão máxima de inerte de 22mm e um teor de cloretos máximo de 0.4%.

5.2 Aços

O aço em varão será do tipo A500NR e será do tipo A500EL em malha electro soldada.

Para o aço da estrutura metálica adota-se o tipo S275JR para perfis abertos, tubulares e chapas.

Os parafusos e chumbadouros deverão ser da Classe 8.8.

6 AÇÕES BASE DE CÁLCULO

Foram consideradas as ações e combinações preconizadas nos Eurocódigos. As ações específicas do presente projeto são as descritas nos respetivos subcapítulos.

6.1 AÇÕES GRAVÍTICAS

6.1.1 COBERTURAS NÃO ACESSÍVEIS

Cargas permanentes

Revestimentos (em geral)	1.00 kN/m ²
Sobrecargas (SC)	0.40 kN/m ² ($\Psi_{0/1/2}=0.00/0.00/0.00$)

6.2 VARIAÇÕES DE TEMPERATURA

A ação da variação da temperatura foi considerada no dimensionamento da estrutura, tendo sido definida de acordo com a NP EN1991-1-5.

Foi considerado uma variação de temperatura de $\pm 15^{\circ}\text{C}$ na estrutura.

De acordo com os Eurocódigos, os valores reduzidos da ação da temperatura são: $\psi_0=0,6$, $\psi_1=0,5$ and $\psi_2=0$.

6.3 SISMO

A ação sísmica foi quantificada de acordo com a norma NP EN 1998-1. Os valores da aceleração máxima nominal no terreno de fundação considerados foram definidos com base no tipo de terreno de fundação. De acordo com a análise efetuada considerou-se um terreno tipo C.

As massas e combinações de ações são obtidas para a situação de projeto sísmica.

A estrutura terá de possuir resistência e capacidade de dissipação energética, que dependem do nível de comportamento não linear pretendido. Na prática este equilíbrio é caracterizado pelos valores do coeficiente de comportamento e pela classe de ductilidade.

Para o edifício em questão foi efetuada uma análise modal por espectro de resposta para estudo da ação sísmica.

Estruturas de betão armado:



Local de Estudo: **Torres Novas**

Classe de Importância	
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Tereno	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo(cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
Tipo C	

Coefficiente de comportamento	
$q =$	3.00

Amortecimento	
$\zeta =$	5.0%

Acção Sísmica TIPO 1	
Zona:	1.5
$a_{gR} =$	0.60 m/s ²
$\gamma_1 =$	1.00
$a_g =$	0.60 m/s ²
$S_{max} =$	1.60
$S =$	1.60

Acção Sísmica TIPO 2	
Zona:	2.4
$a_{gR} =$	1.10 m/s ²
$\gamma_1 =$	1.00
$a_g =$	1.10 m/s ²
$S_{max} =$	1.60
$S =$	1.58

{NA - 3.2.1(2)}
{NA - 3.2.1(2)}
{NA - 4.2.5(5)P}
{3.2.2.2(1)}
{NA - 3.2.2.2(2)P}
{NA - 3.2.2.2(2)P}

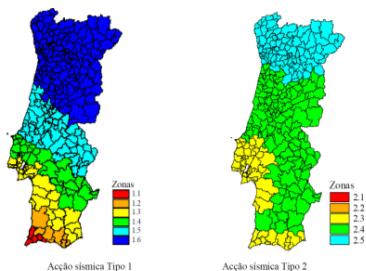


Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

Estruturas de aço:

Local de Estudo: **Torres Novas**

Classe de Importância	
II	Edifícios correntes, não pertencentes às outras categorias.

Tereno	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo(cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros
Tipo C	

Coefficiente de comportamento	
$q =$	4.00

Amortecimento	
$\zeta =$	2.0%

Acção Sísmica TIPO 1	
Zona:	1.5
$a_{gR} =$	0.60 m/s ²
$\gamma_1 =$	1.00
$a_g =$	0.60 m/s ²
$S_{max} =$	1.60
$S =$	1.60

Acção Sísmica TIPO 2	
Zona:	2.4
$a_{gR} =$	1.10 m/s ²
$\gamma_1 =$	1.00
$a_g =$	1.10 m/s ²
$S_{max} =$	1.60
$S =$	1.58

{NA - 3.2.1(2)}
{NA - 3.2.1(2)}
{NA - 4.2.5(5)P}
{3.2.2.2(1)}
{NA - 3.2.2.2(2)P}
{NA - 3.2.2.2(2)P}

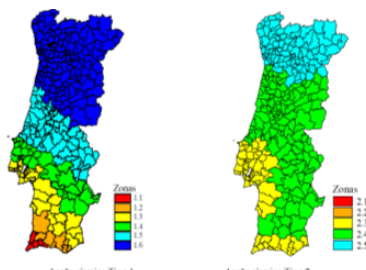
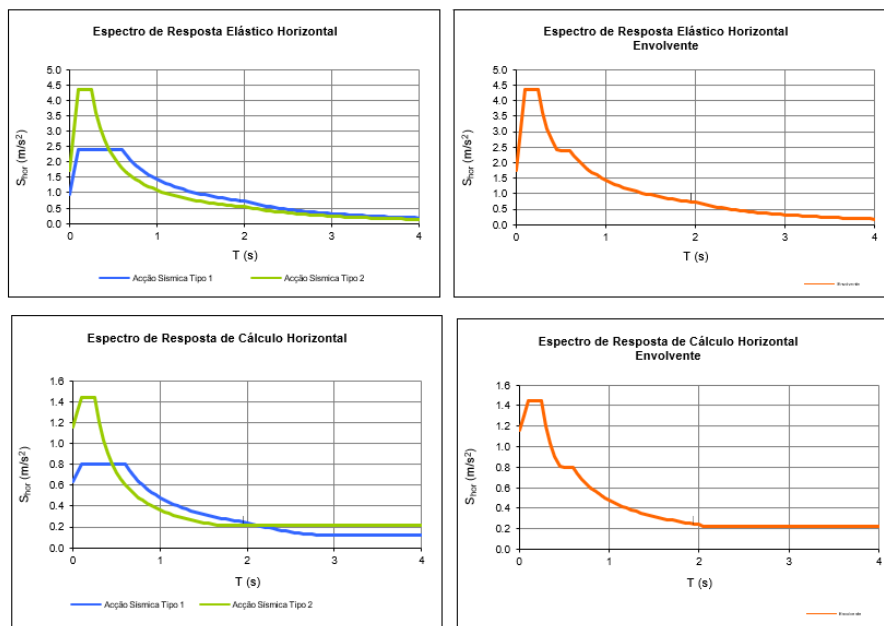


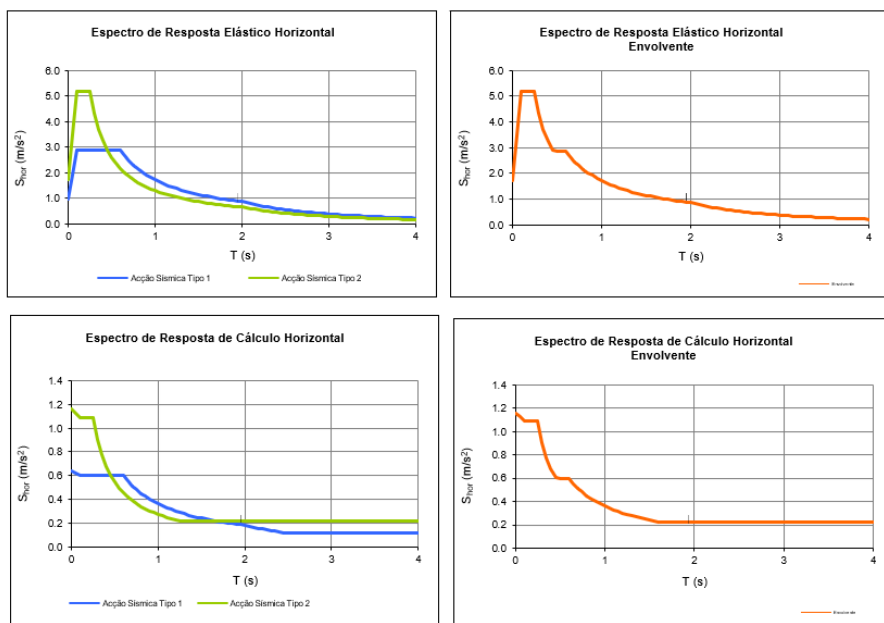
Figura NA.1 – Zonamento sísmico em Portugal Continental

Dos dados apresentados anteriormente, resultou o espectro de resposta de cálculo horizontal (envolvente) representado nas figuras seguintes.

Estruturas de betão armado:



Estruturas de aço:



6.4 VENTO

Na quantificação da ação do vento adotou-se o preconizado na NP EN 1991-1-4 (2010), para as situações de projeto aplicáveis, conforme EN 1990, 3.2.

Modelação das ações do vento:



A ação do vento é representada por um conjunto simplificado de pressões ou de forças cujos efeitos são equivalentes aos efeitos extremos do vento turbulento. As ações do vento são valores característicos (EN 1990, 4.1.2).

Para altura de referência (máxima, aproximada) entre 13.90 m, resultou uma pressão dinâmica de pico de 1.41 kN/m², conforme mostrado abaixo.

Zona Zona A

Valor de referência da velocidade do vento

$v_b =$	27.00 m/s	Valor de referência da velocidade	Secção 4
$c_{dir} =$	<u>1.00</u>	Coefficiente de direcção	4.2(2)P
$v_{b,0} =$	27.00 m/s	Valor básico da velocidade	NA-4.2(2)P, Nota 2
$c_{season} =$	1.0	Coefficiente de sazão	NA-4.2(1)P, Nota 2; Quadro NA.1
			4.2 (2)P Nota 3; 4.2(3); NA-4.2(2)P, Nota 3

Categoria de terreno / Coeficiente de rugosidade

cat. =	<u>I</u>	Zona costeira exposta a ventos de mar	Quadro NA 4.1
z =	<u>13.90</u> m	Altura de referencia	Secção 7
$z_0 =$	0.005 m	Comprimento de rugosidade	4.3.2; Quadro NA 4.1
$z_{min} =$	1 m	Altura mínima	4.3.2; Quadro NA 4.1
$z_{max} =$	200 m	Altura máxima	4.3.2(1) Nota
$z_{0,II} =$	0.05 m		4.3.2(1)
$k_r =$	0.16	Coefficiente de terreno	Terrain Factor
$c_r(z) =$	1.28	Coefficiente de rugosidade	4.3.2(1)

Turbulência do vento

$k_1 =$	1.0	Coefficiente de turbulência	4.4(1) Nota 2
$c_0(z) =$	1.0	Coefficiente de orografia	4.3.1(1); 4.3.3
$I_w(z) =$	0.13	Intensidade de turbulência à altura z	4.4(1) Nota 2

Valor característico da pressão dinâmica de pico

$q_p(z) =$	1410.8 N/m ²	Pressão dinâmica de pico	4.5(1); (4.8)
	1.41 kN/m ²		
$\rho =$	<u>1.25</u> kg/m ³	Massa volúmica do ar	4.5(1) Nota 2
$v_m(z) =$	34.63 m/s	Velocidade média do vento	4.3.1
$q_b =$	455.6 N/m ²	Pressão dinâmica de referência	4.5(1) Nota 1
$c_s(z) =$	3.10	Coefficiente de exposição	4.5(1) Nota 1
			Basic Velocity Pressure

6.5 NEVE

A ação da neve não foi considerada dado o valor da sobrecarga considerada para a cobertura ser superior.

6.6 SEGURANÇA AO FOGO

A segurança ao fogo terá que ser concebida com recurso a pintura intumescente a aplicar na estrutura metálica, de modo a cumprir com uma resistência mínima de acordo com o tempo definido no projeto de segurança contra incêndios.

7 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As combinações de ações consideradas tiveram em consideração os Eurocódigos, de acordo com as expressões seguintes.

7.1 COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

7.1.1 COMBINAÇÃO FUNDAMENTAL (SOBRECARGAS E VENTO)

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} S_{Gik} + \gamma_q \left[S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j} S_{Qjk} \right]$$

7.1.2 COMBINAÇÃO FUNDAMENTAL (SISMO)

$$S_d = \sum_{i=1}^m S_{Gik} + \gamma_q S_{Ek} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} S_{Qjk}$$

7.2 COMBINAÇÕES PARA ESTADOS LIMITES DE UTILIZAÇÃO

7.2.1 QUASE PERMANENTE

$$S_{qperm} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} S_{Qjk}$$

7.2.2 FREQUENTE

$$S_{freq} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + 1 S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j} S_{Qjk}$$

7.2.3 CARACTERÍSTICA

$$S_{caract} = \sum_{i=1}^m S_{Gim} + S_{Q1k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1,j} S_{Qjk}$$

8 VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA E DIMENSIONAMENTO

A verificação da segurança da estrutura, relativamente aos Estados Limite Últimos e Estados Limite de Utilização, foi realizada com base nos esforços determinados através da análise estrutural anteriormente descrita e com base na regulamentação em vigor.

9 REGULAMENTOS E NORMAS

Para a elaboração do presente Projeto, foram utilizados os seguintes Regulamentos e Normas:

- NP EN NP EN 206:2013 + A2:2021 / Emenda 1:2024 - Betão - Especificação, desempenho, produção e conformidade.
- NP EN 13670:2011 + Emenda 3:2024 - Execução de estruturas de betão.
- LNEC E 464:2007 + Emenda 1:2022 (errata) - Betões. Metodologia prescritiva para uma vida útil de projeto de 50 e 100 anos face às ações ambientais.
- NP EN 1990:2009/A1:2019: *Eurocódigo - 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 1991-1-3:2009/A1:2017: Eurocódigo 1 - Ações em estruturas — Parte 1-3: Ações gerais — Ações da neve.
- NP EN 1991-1-4:2010/A1:2010: 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 1992-1-1:2010/AC:2012 - Eurocódigo 2 — Projeto de estruturas de betão — Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.
- NP EN 1993-1-1:2010/A1 2017 – Emenda à EN 1993-1-1
- NP EN 1997-1:2010/A1:2016/Errata 1:2019 - 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.

Lisboa, 17 de outubro de 2025