

CONCURSO PÚBLICO – 05/2025

Área de Conhecimento: Projeto e Execução de Edifícios

PROVA ESCRITA – PADRÃO DE RESPOSTA

QUESTÃO 01:

Conforme Azeredo (1997), podem-se distinguir três partes de um telhado: estrutura, cobertura e captação de águas pluviais. Dá-se o nome de estrutura ao conjunto de elementos que têm a função de suportar a cobertura e parte do sistema de captação de águas pluviais, sendo que a estrutura também estará sujeita a outras ações, tais como os ventos. Uma estrutura de telhado usual pode ser composta por: tesouras, terças, caibros, ripas, contraventamentos e mão-francesa. As tesouras são comumente compostas por: linhas ou tirantes; pernas, asas ou empenas; pendurais; escoras; e, suspensórios. As peças que efetuam a transmissão de cargas às tesouras são: cumeeira, terças e frechal. Assentam-se as ripas sobre os caibros, sendo que os caibros se apoiam sobre as terças. Por sua vez, as terças devem ser apoiadas sobre os nós da treliça. Nas Figuras RQ1.1 e RQ1.2, representam-se os componentes de tesouras de madeira comumente utilizadas em telhados. A distância entre as ripas e entre os caibros depende do tipo de telha utilizada. As dimensões das peças de madeira dependem de vários fatores, entre eles: tipo de madeira, propriedades físicas e mecânicas; tipo de treliça ou sistema estrutural; cargas a serem suportadas, que podem depender de fatores externos; vãos a serem vencidos etc.

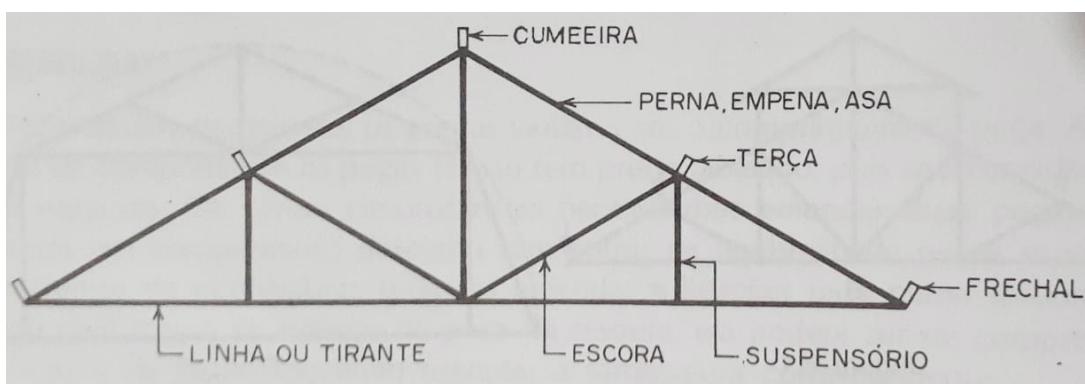


Figura RQ1.1: Componentes de tesouras de madeira comumente utilizadas em telhados – treliça comum em telhados de madeira.

Fonte: Azeredo (1997, p. 144).

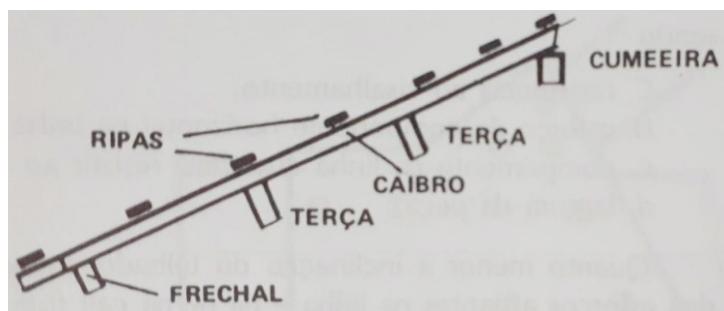


Figura RQ1.2: Componentes de tesouras de madeira comumente utilizadas em telhados – vista parcial do telhado com identificação de alguns elementos.

Fonte: Azeredo (1997, p. 145).

Na Figura RQ1.3, ilustra-se uma treliça Howe, cujos números representam: (1) banzo inferior; (2) banzo superior; (3) diagonal; (4) montante.

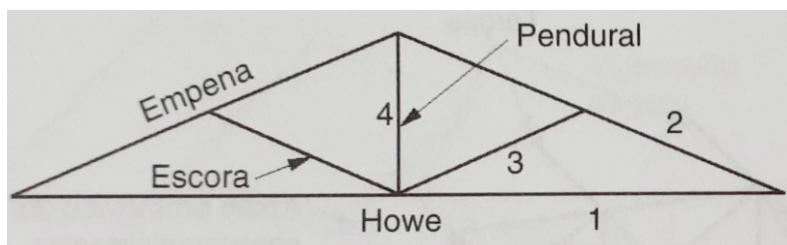


Figura RQ1.3: Elementos de treliça Howe comumente utilizada em telhados de edificações.

Fonte: Pfeil e Pfeil (2008, p. 17).

Na Figura RQ1.4, apresentam-se os elementos de estruturas usuais de madeira.

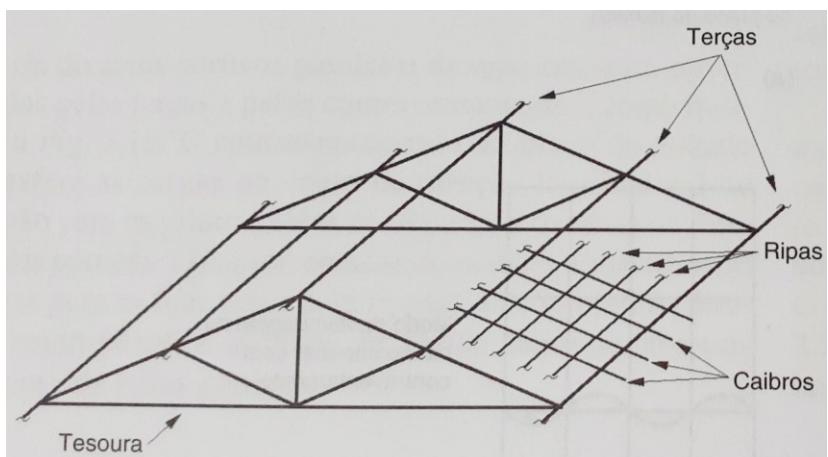


Figura RQ1.4: Elementos da estrutura de telhados de madeira.

Fonte: Pfeil e Pfeil (2008, p. 17).

Conforme Calil Junior, Lahr e Dias (2003, p. 113), podem-se mencionar também os componentes de ligações entre as peças de madeira, sendo que os principais tipos de dispositivos são: “pinos metálicos (pregos ou parafusos); cavilhas (pinos de madeira torneados); conectores metálicos (chapas com dentes estampados e anéis metálicos)”. Comumente, utilizam-se pregos ou parafusos nas estruturas usuais de telhados.

Com base em Pfeil e Pfeil (2008), as madeiras podem ser classificadas em maciças ou industrializadas. As madeiras maciças dividem-se em: bruta ou roliça; falquejada; e, serrada. As madeiras industrializadas podem ser: compensada; laminada e colada; ou recomposta. Comumente, utilizam-se madeiras maciças em telhados usuais, principalmente, com peças serradas.

Entre as vantagens da madeira, deve-se considerar que se trata de material natural e renovável, disponível na natureza, possui facilidade de manuseio, possui excelente relação resistência/peso, boa resistência à tração e à compressão, apresenta bom isolamento térmico, permite um bom acabamento estético etc. Entre as desvantagens, encontra-se sujeita à deterioração por diversas origens, tal como a degradação biológica, ataque de fungos ou brocas, além da ação do fogo, sendo que também pode apresentar inúmeros defeitos, por se tratar de material natural, ou ainda, decorrentes do processo de preparação das peças, tais como nós, fendas, gretas, abaulamento, arqueadura etc.

Referências bibliográficas:

- AZEREDO, H. A. **O edifício até sua cobertura**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 1997.
- CALIL JUNIOR, C.; LAHR, F. A. R.; DIAS, A. A. **Dimensionamento de elementos estruturais de madeira**. Barueri: Manole, 2003.
- PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de madeira**: dimensionamento segundo a norma brasileira NBR 7190/97 e critérios das normas norte-americana NDS e europeia EUROCODE 5. 6 ed. rev. e amp. Rio de Janeiro: LTC, 2008.

QUESTÃO 02:

De acordo com a NBR 6118:2023 (ABNT, 2024, p. 55), “Estados-limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.”.

Entre os Estados-limites de Serviço (ELS), a NBR 6118:2023 (ABNT, 2024, p. 4-5) menciona:

- estado-limite de formação de fissuras (ELS-F): diz respeito ao início da formação das fissuras;
- estado-limite de abertura das fissuras (ELS-W): diz respeito à condição em que as fissuras apresentam a abertura máxima especificada;
- estado-limite de deformações excessivas (ELS-DEF): diz respeito à condição em que as deformações, ou os deslocamentos, chegam aos limites estabelecidos;
- estado-limite de descompressão (ELS-D): diz respeito à condição em que a tensão normal é nula, em um ou mais pontos da seção transversal, sem que haja tração no restante da seção, sendo uma verificação usual para elementos de concreto protendido;
- estado-limite de descompressão parcial (ELS-DP): diz respeito à condição em que se garante a compressão na seção transversal, na região das armaduras ativas, sendo que esta região deve se estender até certa distância da face mais próxima da cordoalha ou da bainha de protensão;
- estado-limite de compressão excessiva (ELS-CE): diz respeito à condição em que as tensões de compressão atingem o limite estabelecido, sendo usual para o concreto protendido, na ocasião de aplicação da protensão;
- estado-limite de vibrações excessivas (ELS-VE): diz respeito à condição em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para as condições normais de uso da edificação ou da construção.

Cabe ressaltar que os Estados-limites de Serviço comumente verificados para as estruturas usuais de edifícios de concreto armado são: formação de fissuras (ELS-F), abertura de fissuras (ELS-W), e deformações excessivas (ELS-DEF).

Referências bibliográficas:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023** Versão Corrigida 2:2024. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

QUESTÃO 03:

De acordo com a NBR 6118:2023 (ABNT, 2024, p. 103), “é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento.”. Em complemento, os demais elementos, que não participam de tal subestrutura, chamam-se elementos contraventados.

Segundo Araújo (2014, p. 243), depara-se com uma grande dificuldade na análise estrutural, no que diz respeito à repartição das cargas para os elementos de contraventamento, diante das ações horizontais (ventos e sismos), devido à natureza tridimensional do problema. No entanto, quando o sistema de contraventamento é formado por elementos que se comportam de forma idêntica, exclusivamente por pórticos ou exclusivamente por paredes estruturais, admite-se a possibilidade de um processo simplificado de análise.

Conforme Carvalho e Pinheiro (2009), a utilização de pórticos planos consiste em um arranjo interessante para resistir às ações de ventos, assim como às demais ações laterais, sendo que estes pórticos devem ser constituídos por pilares e vigas. Para que os pórticos sejam eficientes, os pilares precisam estar alinhados e unidos por vigas. Em geral, necessitam-se de pórticos planos em duas direções ortogonais.

Caixas de elevadores e caixas de escadas, assim como pilares-parede ou paredes estruturais de concreto, podem compor o sistema de contraventamento. Sistemas computacionais com modelagem mais arrojada consideram também o sistema laje-viga-pilar trabalhando como um pórtico espacial ou tridimensional. Ademais, segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 185), “mesmo elementos de pequena rigidez podem, em seu conjunto, contribuir de maneira significativa na rigidez a ações horizontais”, desde que estejam devidamente locados.

Contudo, os sistemas de contraventamento de edifícios altos não se limitam aos pórticos, pilares-parede ou paredes de concreto, visto que podem ser adotados sistemas treliçados, sistemas tubulares, entre outros tipos de subestruturas de contraventamento.

Referências bibliográficas:

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Vol. 3. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023** Versão

Corrigida 2:2024. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.
CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2. São Paulo: Pini, 2009.

QUESTÃO 04:

Conforme Carvalho e Pinheiro (2009), listam-se os principais tipos de lajes sem vigas:

- lajes sem vigas maciças de concreto armado moldadas no local: trata-se de laje maciça apoiada diretamente sobre os pilares e moldada no local com a utilização somente de armadura passiva;
- lajes aliviadas ou nervuradas: trata-se de laje apoiada sobre os pilares em que se usam nervuras ou vazios internos para redução do peso-próprio da laje e do consumo de concreto, além da redução de cargas nos pilares e nas fundações;
- lajes planas protendidas: trata-se de laje apoiada sobre os pilares em que se usa a protensão como alternativa para reduzir os deslocamentos transversais e vencer vãos maiores que o concreto armado;
- sistemas com vigas somente nas bordas do pavimento: trata-se de laje apoiada sobre os pilares, exceto nas bordas externas da laje, posicionando-se vigas ao longo do contorno para melhorar o comportamento estrutural, reduzindo-se os deslocamentos transversais ao longo da borda, aumentando a rigidez do edifício às ações laterais, entre outras questões estruturais e construtivas;
- sistemas pré-moldados de lajes sem vigas: trata-se de um sistema de lajes pré-fabricadas (viga larga de baixa altura) a serem suportadas diretamente pelos capiteis dos pilares;
- entre outros sistemas possíveis.

Entre os sistemas com lajes sem vigas, podem-se mencionar: lajes lisas sem qualquer engrossamento; lajes lisas somente com capitel na região dos pilares; lajes lisas somente com “drop panel” na região dos pilares; ou lajes lisas com “drop panel” e capitel usados simultaneamente na região dos pilares. Além disso, há possibilidade do uso de faixas maciças e outras opções em projeto.

Entre as possíveis vantagens das lajes sem vigas, pode-se mencionar, com base em Carvalho e Pinheiro (2009) e Araújo (2014):

- adaptabilidade a diversas formas ambientais: liberdade para a definição de

espaços internos, facilidade para a realização de reformas e modificações de layout, ausência da necessidade de coincidir a posição de paredes com vigas etc.;

- simplificação das fôrmas e do cimbramento: menor consumo de fôrmas, maior facilidade de execução das fôrmas e maior rapidez no processo de execução, menor desperdício do material das fôrmas com recortes etc.;
- simplificação das armaduras: eliminação das armaduras de vigas, que deixam se existir, com possibilidade de haver uma maior racionalização no processo de corte, dobramento e montagem;
- simplificação da concretagem: redução de recortes e de espaços reduzidos que dificultam a passagem do concreto e do vibrador;
- melhoria da qualidade final e redução de revestimentos: superfície menor a ser revestida, além da maior facilidade para revestir superfícies planas;
- redução do pé-direito e da altura total do edifício: possibilidade de redução da altura devido à ausência das vigas;
- simplificação das instalações prediais: eliminação da necessidade de contornar vigas ou perfurá-las para a passagem de instalações hidráulicas ou elétricas, entre outras instalações, com a redução de condutos e de fios;
- redução do prazo de execução e possibilidade de redução de custos: possibilidade de simplificação e de racionalização de tarefas, com redução de perdas, possibilitando a redução de prazos e de custos, conforme o caso.

Entre as possíveis desvantagens das lajes sem vigas, menciona-se em Carvalho e Pinheiro (2009):

- risco de punção na região de apoio sobre os pilares, exigindo-se verificação criteriosa da estrutura e a possível necessidade de engrossamento ou armadura específica na região de apoio;
- deslocamentos transversais significativos, tanto no centro quanto nas bordas das lajes, principalmente nas bordas externas quando não se usam vigas no contorno;
- instabilidade do edifício em relação às ações laterais, exigindo-se avaliação criteriosa da estabilidade global do edifício e a definição de subestruturas de contraventamento adequadas;
- maior consumo de concreto e de aço, por não serem utilizados elementos com

grande inércia (ausência das vigas).

Deve-se reparar que grande parte das vantagens diz respeito à execução do edifício e à funcionalidade dos ambientes do edifício acabado, enquanto a maior parte das desvantagens diz respeito à questão da segurança e do desempenho estrutural.

Referências bibliográficas:

ARAÚJO, J. M. **Curso de concreto armado**. Vol. 4. 4 ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. São Paulo: Pini, 2009.

QUESTÃO 05:

Apresenta-se, na sequência, o procedimento numérico de cálculo, desenvolvido com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2024) e na NBR 6118:2023 (ABNT, 2024).

Carga devido ao peso-próprio da viga:

$$g_1 = \gamma_{conc} A_c = 25 \cdot 0,20 \cdot 0,40 = 2,0 \text{ kN/m}$$

Carga da parede sobre a viga:

$$g_2 = k_{tab} h_{par} = 1,5 \cdot 2,40 = 3,6 \text{ kN/m}$$

Carga permanente na viga (carga uniformemente distribuída):

$$\sum F_{gik} = 2,0 + 3,6 = 5,6 \text{ kN/m}$$

Combinação rara de serviço (carga uniformemente distribuída):

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{q1k} + \sum \psi_{1j} F_{qjk} \therefore p_{ser} = g_1 + g_2 = 5,6 \text{ kN/m}$$

Momento fletor atuante na seção do meio do vão (momento fletor máximo):

$$M_{d,ser} = \frac{pl^2}{8} = \frac{5,6 \cdot 4,0^2}{8} = 11,2 \text{ kN.m}$$

Para seção transversal retangular:

$$\alpha = 1,5$$

Momento de inércia da seção bruta:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,20 \cdot 0,40^3}{12} = 1,067 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

Distância do centro de gravidade da seção transversal à fibra mais tracionada:

$$y_t = \frac{h}{2} = \frac{0,40}{2} = 0,20 \text{ m}$$

Resistência à tração direta do concreto:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot 20^{2/3} = 2,2104 \text{ MPa}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m} = 0,7 \cdot 2,2104 = 1,5473 \text{ MPa}$$

$$f_{ct} = f_{ctk,inf} = 1547,3 \text{ kPa}$$

Momento de fissuração:

$$M_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{y_t} = \frac{1,5 \cdot 1547,3 \cdot 1,067 \times 10^{-3}}{0,20} = 12,378 \text{ kN.m}$$

Verificação:

$$M_{d,ser} = 11,2 \text{ kN.m}$$

$$M_r = 12,378 \text{ kN.m}$$

$$M_{d,ser} < M_r$$

O momento atuante no meio do vão (momento solicitante) é menor do que o momento de fissuração (momento resistente). Portanto, não há fissuração na viga.

Referências bibliográficas:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023** Versão Corrigida 2:2024. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2023**. 5 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2024.

QUESTÃO 06:

Apresenta-se, na sequência, o procedimento numérico de cálculo, desenvolvido com base em Carvalho e Figueiredo Filho (2024) e na NBR 6118:2023 (ABNT, 2024).

Para ambiente urbano afastado do mar:

- Classe de agressividade ambiental: CAA II;
- Classe de resistência do concreto: C25;
- Resistência característica à compressão do concreto: $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$.

Resistência de cálculo à compressão do concreto:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1,4} = 17,857 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = 1,7857 \text{ kN/cm}^2$$

Resistência de cálculo ao escoamento do aço:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 434,783 \text{ MPa}$$

$$f_{yd} = 43,478 \text{ kN/cm}^2$$

Momento fletor solicitante de cálculo:

$$M_d = 4.100 \text{ kN.m}$$

$$M_d = 410.000 \text{ kN.cm}$$

Altura útil (a partir da figura):

$$d = 20 + 155 = 175 \text{ cm}$$

Hipótese:

Admitindo-se que a linha neutra passa pela mesa da viga, pode-se efetuar o cálculo da armadura para uma seção transversal retangular com $b_w = b_f$, sendo que tal suposição precisa ser devidamente verificada e comprovada por meio dos cálculos.

Cálculo do valor de KMD:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} = \frac{M_d}{b_f d^2 f_{cd}} = \frac{410.000}{180 \cdot 175^2 \cdot 1,7857} = 0,0416$$

Da tabela do KMD:

KMD	KX	KZ	$\varepsilon_c (\%)$	$\varepsilon_s (\%)$
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000

Por interpolação linear:

$$KX = 0,0629$$

$$KZ = 0,9749$$

Domínio 2

Verificação da profundidade da linha neutra:

$$x = (KX) \cdot d = 0,0629 \cdot 175 = 11,00 \text{ cm}$$

$$h_f = 20 \text{ cm}$$

$$x < h_f$$

Portanto, a hipótese assumida é válida! A linha neutra passa pela mesa da seção transversal. Pode-se admitir a seção transversal retangular para o cálculo da armadura.

Cálculo da área de aço:

$$A_s = \frac{M_d}{(KZ) \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{410.000}{0,9749 \cdot 175 \cdot 43,478} = 55,27 \text{ cm}^2$$

Portanto, necessita-se adotar uma armadura longitudinal para a área de aço calculada a partir dos esforços atuantes na seção transversal, $A_s = 55,27 \text{ cm}^2$, devendo-se atender às exigências normativas.

Referências bibliográficas:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:2023** Versão Corrigida 2:2024. Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.
 CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado segundo a NBR 6118:2023**. 5 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2024.

Membros da Banca:

Avaliador 1 (nome e assinatura)

Avaliador 2 (nome e assinatura)

Avaliador 3 (nome e assinatura)

Presidente da Banca (nome e assinatura)



Assinaturas do documento



Código para verificação: **BN57H0J9**

Este documento foi assinado digitalmente pelos seguintes signatários nas datas indicadas:

- ANELIZE BORGES MONTEIRO** (CPF: 724.XXX.611-XX) em 01/12/2025 às 14:14:41
Emitido por: "AC Final do Governo Federal do Brasil v1", emitido em 27/05/2025 - 12:05:18 e válido até 27/05/2026 - 12:05:18.
(Assinatura Gov.br)
- KLEYSER RIBEIRO** (CPF: 043.XXX.549-XX) em 01/12/2025 às 14:16:39
Emitido por: "SGP-e", emitido em 13/07/2018 - 14:16:13 e válido até 13/07/2118 - 14:16:13.
(Assinatura do sistema)
- ITAMAR RIBEIRO GOMES** (CPF: 402.XXX.020-XX) em 01/12/2025 às 14:19:56
Emitido por: "SGP-e", emitido em 30/03/2018 - 12:41:26 e válido até 30/03/2118 - 12:41:26.
(Assinatura do sistema)

Para verificar a autenticidade desta cópia, acesse o link <https://portal.sgpe.sea.sc.gov.br/portal-externo/conferencia-documento/VURFU0NfMTIwMjJfMDAwNDc5MDRfNDc5MzVfMjAyNV9CTjU3SDBKOQ==> ou o site <https://portal.sgpe.sea.sc.gov.br/portal-externo> e informe o processo **UDESC 00047904/2025** e o código **BN57H0J9** ou aponte a câmera para o QR Code presente nesta página para realizar a conferência.