



2023

Estudo da Carbonatação em Elementos Estruturais de Pontes de Concreto no Estado de Mato Grosso do Sul

Isabela Morceli Castoldi ^a; Andrés Batista Cheung ^b

^a Aluno de Graduação em Engenharia Civil, isabela.morceli@ufms.br

^b Professor Orientador, Doutor, andres.cheung@ufms.br

Faculdade de Engenharias, Arquitetura e Urbanismo e Geografia. Universidade Federal de Mato Grosso do Sul. Av. Costa e Silva, s/nº | Bairro Universitário | 79070-900 | Campo Grande, MS, Brasil.

RESUMO

Por muito tempo os projetos de durabilidade das estruturas de concreto armado eram baseados em critérios subjetivos como regras implícitas e experiências passadas. A importância de se avaliar a vida útil de uma estrutura ganhou espaço na comunidade científica mundial em razão das questões econômicas e de sustentabilidade. Diversos são os mecanismos de deterioração e envelhecimentos das estruturas, por esse motivo percebeu-se que os métodos determinísticos empregados eram incapazes de garantir a durabilidade das estruturas e novos modelos começaram a ser introduzidos. Este trabalho apresenta a aplicação de modelos de previsão de vida útil, com foco em pontes de concreto armado sujeitas à carbonatação e a comparação dos resultados obtidos por cada modelo nas pontes construídas em diferentes regiões do estado de Mato Grosso do Sul. O estudo foi realizado a partir dos parâmetros definidos na fase de concepção de projetos, de elementos de concreto armado expostos a diferentes ambientes e condições climáticas. Utilizando quatro modelos de previsão de vida útil e profundidade de carbonatação pôde se entender melhor sobre a despassivação das armaduras ao longo dos anos, e averiguar o risco de despassivação em idades mais avançadas. Os resultados foram comparados entre si, verificando a compatibilidade entre modelos e a variabilidade dos resultados de cada modelo. O trabalho consiste em uma previsão inicial da frente de carbonatação, onde os modelos utilizados indicaram que as armaduras das pontes ainda não teriam sofrido despassivação aos 50 anos de idade.

Palavras-chave: durabilidade das estruturas, carbonatação, vida útil, estruturas de concreto armado.

ABSTRACT

For a long time, durability projects of reinforced concrete structures were based on subjective criteria such as implicit rules and past experiences. The importance of evaluating the service life of a structure has gained space in the world scientific community due to economic and sustainability issues. There are several mechanisms of deterioration and aging of structures, for this reason it was noticed that the deterministic methods employed were unable to guarantee the durability of structures and new models began to be introduced. This work presents the application of service life prediction models, focusing on reinforced concrete bridges subject to carbonation and the comparison of the results obtained by each model in bridges built in different regions of the state of Mato Grosso do Sul. from the parameters defined in the design phase of projects, from reinforced concrete elements exposed to different environments and climatic conditions. Using four predictive models of service life and carbonation depth, it was possible to better understand the depassivation of reinforcements over the years, and to verify the risk of depassivation at more advanced ages. The results were compared to each other, checking the compatibility between models and the variability of the results of each model. The work consists of an initial prediction of the carbonation front, where the models used indicated that the bridge reinforcements would not have undergone depassivation at 50 years of age.

Keywords: durability of structures, carbonation, service life, reinforced concrete structures

1. INTRODUÇÃO

Nas décadas passadas a durabilidade do concreto era algo inquestionável, já que o concreto era visto como algo extremamente durável, por esse

motivo as questões que envolvem a durabilidade das estruturas foram menosprezadas por muitos anos. Sabe-se que foi na Europa e nos Estados Unidos na década de 90, que a preocupação com a vida útil das estruturas foi introduzida e ganhou relevância no ponto de vista dos projetos estruturais. Porém ainda

há uma carência de dados seguros e informações consistentes de ensaios laboratoriais e de campo para que a durabilidade seja inserida com confiança nos projetos (HELENE, 2015).

Os novos conceitos a favor da durabilidade e alongamento da vida útil das estruturas de concreto armado que vem sendo implementados há anos por organizações preocupadas com a melhoria do setor da Indústria da Construção, assim como a *Fédération Internationale Du Béton (fib)*, o *American Concrete Institute (ACI)*, a *Reunion Internationale de Laboratoires D'essais et Materiaux (RILEM)*, a *International Standards Organization (ISO)*, dentre outras, foram o pontapé inicial para estudos científicos voltados a degradação do concreto.

Desde sua formulação a NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento sofreu revisões onde foram determinados parâmetros de durabilidade em função de alguns fatores relacionados a classe de agressividade ambiental: cobertura da armadura, relação água/cimento, classe de concreto, consumo mínimo de cimento, abertura de fissuras

Hoje há a compreensão de que existem inúmeros mecanismos que influenciam na degradação do concreto, reduzindo sua vida útil, como exemplo tem-se as deteriorações causadas por mecanismos físicos, como expansão térmica ou retração, mecanismos mecânicos, sendo eles fadiga e carregamentos excessivos, mecanismos biológicos, como o desenvolvimento de fungos e bactérias, assim como existem exemplos de deteriorações causados por ataques químicos, como corrosão, ataque por sulfatos e reação álcali-agregado. Dentre os diversos mecanismos citados, a corrosão das armaduras fomentada por íons de cloreto e pela carbonatação se dá como principal causa de redução da vida útil de estruturas de concreto armado (NEVILLE, 1997; MEHTA, 1997).

Nos dias atuais a carbonatação deve ser considerada como uma das maiores causas de deterioração das estruturas de concreto armado e a maior preocupação dos projetos de durabilidade já que a maioria das estruturas são construídas em ambientes urbanos e a concentração de dióxido de carbono (CO₂) na atmosfera só vem aumentando. (LUKOVIĆ, IGNJATOVIĆ, 2012). O clima do ambiente é o principal fator que influencia a deterioração das estruturas de diversas formas, a umidade pode facilitar a percolação de íons cloretos e desencadear reações de carbonatação em regiões com alta concentração de CO₂ (YUAN e JIANG 2011, apud RIBEIRO 2013).

A expectativa de vida útil de estruturas em concreto armado pode ser prevista por meio de métodos empíricos de previsão, que necessitam de coleta de informações específicas da estrutura para serem utilizados. Dessa maneira, diversos pesquisadores desenvolveram estudos em torno do fenômeno da carbonatação, produzindo modelos teóricos para a previsão da espessura de carbonatação para os mais variados ambientes. Diante a vasta gama de métodos para a previsão da vida útil das estruturas de concreto, quatro modelos foram selecionados e serão utilizados nesse estudo, sendo eles Morinaga (1990), Helene (1997), Possan (2010) e Silva et al. (2014). Os métodos escolhidos para a aplicação neste estudo, fornecem diretrizes para a avaliação de estruturas reais, expostas a diferentes ambientes, levando em conta o mecanismo da carbonatação do concreto, utilizando-se de dados de entrada de fácil obtenção.

Os modelos apresentados têm como hipótese que o concreto seja homogêneo em todas suas profundidades, entretanto isso não é o que ocorre na prática, por conta de fatores como as condições de umidade relativa do ambiente e a consistência do concreto que varia conforme o tempo de cura e adensamento. Logo não há um modelo que representa a carbonatação no concreto de maneira fiel. O presente trabalho propõe então a aplicação de tais métodos em projetos de pontes de concreto armado construídas recentemente com o intuito de comparar as previsões de vida útil das estruturas e obter resultados que possam indicar a necessidade de reparos ou reforços futuros nos elementos das estruturas, e prevenir seu colapso ou deterioração precoce.

Os estudos voltados a durabilidade das estruturas de concreto se tornaram necessários e vêm sendo justificados em razão de questões econômicas e de segurança. Os engenheiros vêm sendo forçados a ter maior cuidado quanto as questões de durabilidade, por conta do aumento dos custos referentes a reposição e ciclo de vida das estruturas, estimam-se que aproximadamente que 40% dos recursos totais da indústria de construção, de países industrialmente desenvolvidos, seja empregue em reparos e manutenções de estruturas existentes, enquanto apenas 60% são voltados a novas construções (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

2. OBJETIVOS

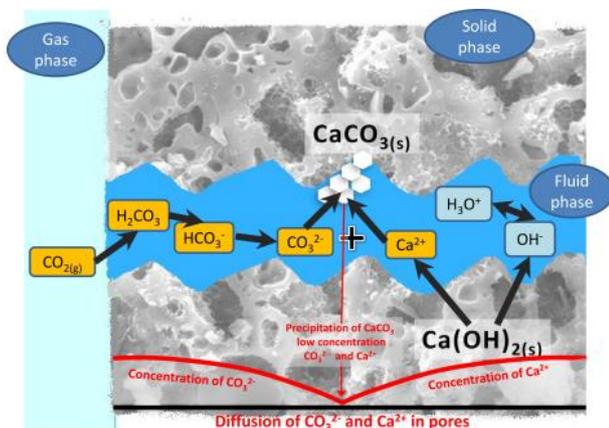
Este trabalho tem como objetivo aplicar modelos de previsão de profundidade de carbonatação a fim de majorar o tempo de vida útil dos elementos

estruturais de pontes de concreto, estudando o fenômeno da carbonatação em obras localizadas no estado de Mato Grosso do Sul, contribuindo para o estudo da durabilidade das estruturas de concreto armado no estado.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A carbonatação é caracterizada como um processo químico gerado pela interação do dióxido de carbono (CO_2) presente na atmosfera com os compostos contidos no cimento quando hidratado, hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Essa reação química produz o carbonato de cálcio (CaCO_3) que gera perturbações no concreto, como a redução dos poros, a redução de seu pH que resulta na despassivação da armadura, ou seja, o rompimento da película de proteção promovida pelo ambiente alcalino do concreto e favorece as condições para que o processo de corrosão inicie. Outros componentes do concreto, como o aluminossilicato de cálcio, quando hidratado também pode carbonatar, porém esse é um processo lento e de menor escala que apenas se torna visível quando há uma elevada concentração de dióxido de carbono (CO_2). A Figura 1 mostra os diversos mecanismos de carbonatação e cicatrização do concreto.

Figura 1- Mecanismos de carbonatação. Fonte: Czarniecki e Woyciechowski (2015).



A carbonatação pode gerar vários efeitos no concreto, como visto anteriormente. Um de seus efeitos negativos mais importantes e que causa maior impacto na vida útil da estrutura é a degradação da armadura, que se inicia assim que a frente de carbonatação alcança uma profundidade igual a espessura de cobertura do elemento de concreto. Além disso a carbonatação também causa alterações externas como a retração do material cimentício, o que leva a fissuração das peças de concreto.

Os efeitos positivos, podem ser tanto internos como externos e apesar de não numerosos, podem causar um impacto positivo na atmosfera devido ao sequestro do CO_2 do ambiente, utilizado na reação de carbonatação, o que de certa maneira gera uma compensação do CO_2 na produção do cimento (POSSAN, 2010). O aumento da resistência superficial assim com a diminuição dos poros e aumento da densidade do concreto também são vistos como consequências positivas da carbonatação.

A entrada e difusão de CO_2 no concreto se destaca no que refere ao processo da corrosão das armaduras fomentada pela carbonatação, a difusão de CO_2 no concreto depende de diversos fatores, sendo eles relacionados ao material utilizado (tipo de cimento, tipo e teor de adições, relação água/cimento, traço, entre outros), as condições do ambiente (temperatura, umidade relativa, concentração de CO_2 , entre outros) e a execução da obra (exposição da estrutura, tipo e tempo de cura, entre outros) (POSSAN, 2010).

Existe uma vasta gama de estudos e referenciais teóricos tanto internacionais (NEVILLE, 1997; SAETTA e VITALIANI, 2004) quanto nacionais (KAZMIERCZAK e LINDENMEYER, 1996; HELENE, 1993, 1997; PAULETTI, 2004; POSSAN, 2004, 2010) que relatam com mais detalhes a carbonatação e seus fatores de influência. De modo geral os fatores citados a seguir são aquelas que afetam o fenômeno da carbonatação, podendo influenciar a taxa de carbonatação do concreto (POSSAN, 2010).

Pequenas variações de temperatura geram poucos efeitos na carbonatação (NEVILLE, 1997). Temperaturas entre 20°C e 40°C não causam grande impacto durante o período de iniciação, porém no período de propagação elas tem o papel de influenciar a taxa de corrosão. (PAPADAKIS, VAYENAS e FARDIS 1991, apud POSSAN, 2010)

A umidade relativa do ar influenciará tanto na difusão do CO_2 como na parcela de água livre nos poros do concreto. Não há um consenso a respeito do intervalo ideal para as reações de carbonatação, entretanto Pauletti (2004) afirma que de maneira geral os pesquisadores indicam valores entre 40 e 85%. Quando $\text{UR} < 40\%$, ocorre uma redução no processo de carbonatação pois há pouca água para que o CO_2 seja dissolvido. Com $\text{UR} > 85\%$ a carbonatação também é reduzida, porém por conta da quantidade excessiva de água nos poros e a difusão de CO_2 reduzida.

O CO_2 tem concentrações atmosféricas médias entre 0,03% e 1%, as condições locais como concentração de veículos, poluição do ar, vegetação, entre outros fatores, podem influenciar esses valores, sendo 1% considerado apenas em casos excepcionais em grandes cidades (POSSAN, 2010). As condições como temperatura e pressão atmosférica podem causar variações na concentração de CO_2 em geral, que tem valores reduzidos em ambiente natural de exposição (ALONSO, 1986 apud POSSAN, 2010).

A relação água/cimento afetará diretamente a porosidade e a permeabilidade do concreto endurecido, além disso, o fluxo de água ocorre entre os poros capilares do concreto hidratado e tem conexão direta à relação a/c (MEHTA e MONTEIRO, 2008).

A composição do concreto contempla o tipo de cimento utilizado, o tipo e o teor de adições minerais e o traço do concreto que influenciará no teor de produtos carbonatados e nas propriedades, como a capacidade de fixação de CO_2 e a permeabilidade do concreto endurecido (POSSAN, 2010). As adições feitas ao cimento aumentam a resistência do concreto endurecido, assim como reduzem a porosidade e permeabilidade do mesmo, porém elas podem trazer também o aumento da profundidade carbonatada, isso se dá pelo teor de produtos carbonatáveis (HELENE, 1993).

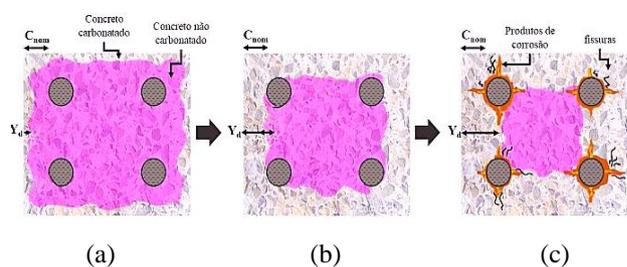
O grau de hidratação da cura terá influência na formação dos poros e conseqüentemente na permeabilidade do concreto, aspectos como a temperatura e o tempo de cura tem grande importância no concreto endurecido já que a carbonatação ocorre pela difusão do CO_2 que depende da microestrutura do concreto (LO e LEE, 2002 apud PAULETTI, 2004).

A exposição da estrutura ou do elemento em relação a chuva influencia na profundidade de carbonatação e na disponibilidade de água para a difusão do CO_2 . Ambientes internos apresentam profundidades de carbonatação maiores do que em ambientes externos protegido ou desprotegidos, respectivamente (POSSAN, 2010).

Cada um desses fatores trabalha de maneira diferente, porém estão todos condicionados à estrutura de poros do concreto e ao grau de umidade deles. A penetração do CO_2 no concreto, que ocorre por conta da permeabilidade da estrutura, causa um alcance diferente da frente de carbonatação nas diversas direções da massa cimentícia, a espessura de carbonatação na face interna e externa de um mesmo elemento estrutural, são distintas (NEVILLE, 1997).

Essa variação espacial da frente de carbonatação pode ser vista na Figura 2, que também mostra as duas fases do processo corrosivo causado pela carbonatação. A Figura 2 (a) apresenta o concreto antes da corrosão, apenas com as partes mais externas carbonatadas, onde a cor rosa mostra o concreto não carbonatado, na Figura seguinte 2 (b) o momento de transição entre as fases, a despassivação do aço que ocorre quando o CO_2 alcança a armadura, na última Figura 2 (c) as armaduras já despassivadas e os produtos da corrosão juntamente com as fissuras geradas pela retração do concreto carbonatado.

Figura 2 - Avanço da frente de carbonatação em uma estrutura de concreto armado. Fonte: Felix e Carrazedo (2021).



O método utilizado para determinação da profundidade de carbonatação em estruturas existentes mais difundido atualmente, é realizado através de indicadores químicos de pH, por conta de sua praticidade e baixo custo. A frente de carbonatação é encontrada com o uso de um indicador ácido-base, sendo a fenolftaleína a mais utilizada. Para um pH inferior a 8,3 a solução fica incolor quando em contato com o concreto, para pH entre 8,3 e 9,5 a coloração varia de rosa a vermelho-carmim e para valores superiores a 9,5 a cor torna-se vermelho-carmim (ANDRADE, 1992).

Outros indicadores podem ser utilizados para a realização deste ensaio, como a timolftaleína que traz colorações mais voltadas ao violeta para o concreto não carbonatado e que apresenta profundidades ligeiramente superiores de carbonatação se comparada a fenolftaleína (KAZMIERCZAK; LINDENMEYER, 1996).

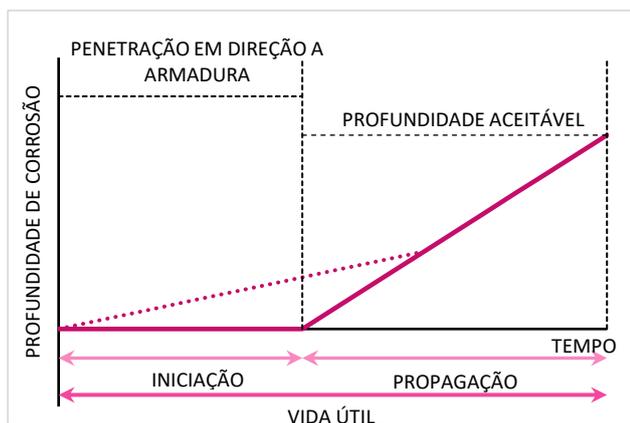
Segundo a RILEM (1988), o procedimento para o ensaio de espessura de carbonatação é descrito na CPC-18. Uma região de concreto recém exposta é necessária para a realização do ensaio, para garantir que o concreto não tenha tempo suficiente de reagir com o CO_2 do ambiente. Após feito a fratura no concreto, o indicador é aspergido e assim que seca existe a possibilidade de usar resina incolor para fixar melhor a mudança de cor do concreto. Recomenda-se a medição após 24h de aspersão do indicador, pois é quando a fronteira entre região carbonatada e não

carbonatada é mais evidente. A medida deve ter precisão de 0,5mm, excluindo valores de carbonatação inferiores.

Através de ensaios experimentais Morinaga (1990) investigou a vida útil de estruturas de concreto armado afetadas pela corrosão das armaduras induzida pela carbonatação do concreto. Seus experimentos englobaram estudos acerca da taxa de carbonatação, taxa de corrosão no concreto carbonatado, taxa de corrosão em concretos contaminados por cloretos e a tolerância à corrosão das estruturas de concreto (REVERT et al., 2017). O modelo proposto por Morinaga (1990) para a determinar a espessura de carbonatação nos períodos de iniciação e propagação consiste em duas equações e a escolha da equação a se usar será a partir da relação água/cimento. Os parâmetros adotados no modelo são em sua grande maioria externos, ou seja, dependem das condições ambientais, sendo eles, a concentração de CO₂, umidade relativa do ar, temperatura, tempo de exposição e como dito anteriormente fator a/c da massa cimentícia. Morinaga (1990) não explicita quais métodos experimentais foram usados para a calibração do modelo.

A partir do modelo de Tuutti (1982), visto na Figura 3, nota-se que a vida útil pode ser dividida em dois estágios, o período de iniciação e o período de propagação (corrosão).

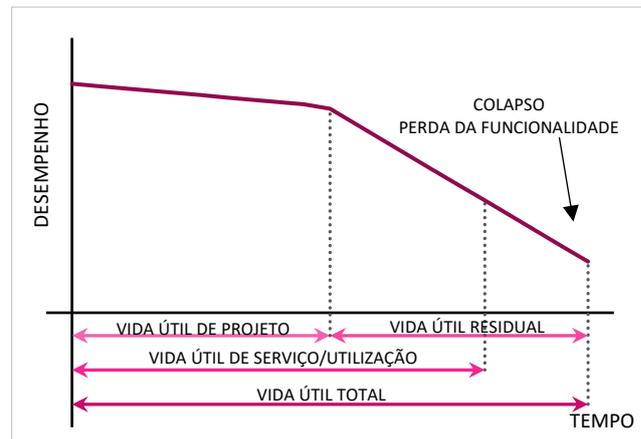
Figura 3 - Modelo de Tuutti para estimativa da vida útil de estruturas de concreto sujeitas à corrosão. Fonte: Adaptado de Revert (2017).



O período de iniciação é definido como o tempo que leva para o CO₂ penetrar a superfície de concreto e alcançar a película de passivação, atingindo a armadura e a despassivando. O período de propagação se estende até o momento em que a tensão é suficiente para romper o revestimento causando fissuras, ou quando a corrosão se torna tão severa a ponto de impedir a capacidade do aço de suportar os carregamentos (LIANG, HUANG, FANG, 2013).

Seguindo a mesma abordagem de Tuutti (1982), Helene (1993) apresenta um modelo que se desdobra em dois estágios, o período de iniciação e o período de propagação. Segundo a Figura 4 que mostra a conceituação do modelo de Helene (1997) para vida útil das estruturas de concreto podemos distinguir quatro tipos de vida útil.

Figura 4 - Conceituação de vida útil das estruturas de concreto armado. Fonte: Adaptado de Helene (1993).



A vida útil de projeto está associada a ideia do período de iniciação, e deve ser adotada no projeto da estrutura, a favor da segurança. A vida útil de serviço ou de utilização é o período de tempo que leva até a estrutura apresentar os efeitos dos agentes agressivos, onde aparecem as manchas ou fissuras no revestimento de concreto. A vida útil total que representa o tempo em que a estrutura suporta até ocorrer o colapso total ou parcial da estrutura. A vida útil residual corresponde ao tempo em que a estrutura ainda preserva sua funcionalidade, após realizada qualquer vistoria ou intervenção.

Ao comparar os modelos de Tuutti (1982) e Helene (1993), vemos que a vida útil de projeto e a vida útil residual equivalem aos períodos de iniciação e propagação respectivamente.

Os modelos empíricos são baseados em dados de campo ou de ensaios ou firmados na experiência de seus autores. Esses modelos, também chamados de simplificados, comumente possuem formulações analíticas semi-empíricas, por serem mais fáceis de serem aplicados costumam acarretar resultados com precisão menor. Já os modelos complexos são fundamentados em leis físico-químicas que requerem soluções numéricas, isso acaba os tornando mais difíceis de serem aplicados por considerarem uma porção maior de variáveis, apesar disso estes geram resultados que podem ter diferentes condições de contorno. Na Tabela 1 são apresentadas algumas diferenças entre os dois tipos de modelos.

Tabela 1 - Comparação entre modelos empíricos e modelos complexos. Fonte: Adaptada de Possan (2010).

Modelos Empíricos	Modelos Complexos
Dados históricos de ensaios de campo e laboratório, experiência dos especialistas	Leis da natureza (físicas e químicas), formulações algébricas etc.
Parâmetros de fácil obtenção	Exigem ensaios para determinação – alguns de difícil obtenção
Erro associado pode ser elevado	Tende a reduzir os erros
Resolução simples, em geral, analítica	Resolução complexa, em geral numérica, demanda maior tempo
Fácil aplicação prática	Difícil aplicação prática
Aplicável aos intervalos que deram origem ao modelo	Aplicável a todas as situações regidas pelas leis que o compõe

O modelo de previsão de vida útil elaborado por Possan (2010) leva em consideração dois tipos de variáveis, aquelas relacionadas as condições do ambiente, como a concentração de CO₂ no ar e a umidade relativa, e as variáveis associadas as características do material em questão, como o tipo de cimento e adições, e a resistência à compressão do concreto. Além de coeficientes que se relacionam com algumas das variáveis citadas anteriormente. O estudo de Possan (2010) se destaca por propor um modelo matemático que envolve variáveis de entrada de fácil obtenção.

Silva et al. (2014) traz um modelo calibrado a partir de mais de 960 estudos de caso, que englobam ensaios realizados tanto em cobrimentos expostos a carbonatação natural quanto a exposição acelerada. Os parâmetros utilizados são compostos por teor de clínquer, fator água/cimento, resistência à compressão do concreto, processo de cura e condições de exposição da estrutura. Outro fator de importância é a umidade relativa do ar, se $UR < 70\%$ o teor de clínquer no concreto não é considerada na equação, porém quando $UR > 70\%$ as condições de exposição da estrutura são desconsideradas, dando lugar ao teor de clínquer. Por ser um método de fácil aplicação prática, o número de incertezas é maior, porém isso não impede seu uso como ferramenta de previsão de vida útil, principalmente em situações em que não há possibilidade de ensaios experimentais de espessura de carbonatação.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a realização deste trabalho foram utilizados projetos de 12 pontes de concreto armado construídas entre os anos de 2020 e 2022 no estado de Mato Grosso do Sul. Todas essas pontes foram licitadas e fiscalizadas pela Agência Estadual de Gestão de Empreendimentos (AGESUL) de Campo Grande – MS, com execução realizada por diferentes construtoras.

4.1. Banco de Dados

A criação do banco de dados foi realizada a partir dos projetos executivos obtidos nos servidores da AGESUL. Os projetos são compostos por quatro volumes, sendo eles: Estudos Preliminares, Projeto Executivo que inclui o projeto geométrico e de sinalização, Memorial Descritivo e de Cálculo e o Orçamento das Obras.

Além dos projetos foram utilizados dados de temperatura média compensada anual e umidade relativa média anual, referentes ao período compreendido entre 1981 e 2010, obtidos no banco de dados meteorológicos do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET), as Figuras 5 e 6 mostram esses dados de maneira simplificada, respectivamente.

Figura 5 - Temperatura média compensada anual. Fonte: INMET (1981-2010).

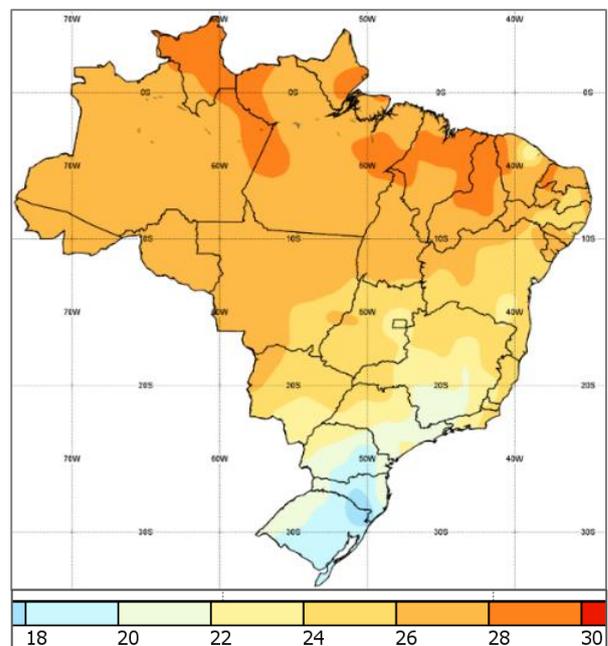
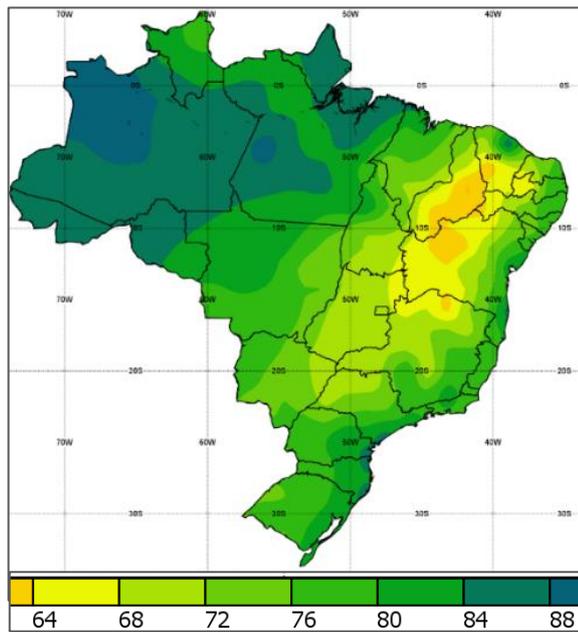


Figura 6 - Umidade relativa média anual. Fonte: INMET (1981-2010).



A Tabela 2 designa um número para cada uma das pontes e detalha o nome dos rios e/ou córregos onde estão localizadas as pontes, juntamente com suas regiões. O grupo de dados utilizados estão apresentados no Anexo V em forma de ficha cadastral, separados por ponte.

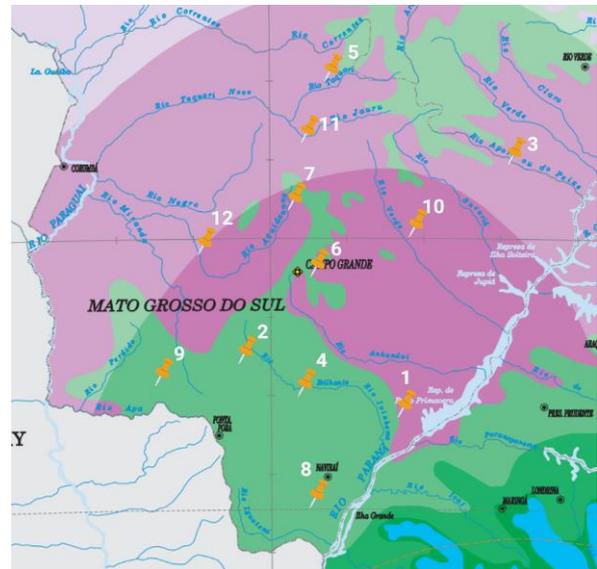
Tabela 2 - Nomes e municípios das Pontes. Fonte: Autor (2023).

Nº	Nome do Rio ou Córrego	Município
P1	Córrego Baile	Nova Andradina
P2	Córrego Cachoeira	Maracaju
P3	Córrego Cedro	Cassilândia
P4	Córrego Laranja Doce	Dourados
P5	Córrego Pedro Gomes	Pedro Gomes
P6	Ribeirão das Botas	Campo Grande-Jaraguari
P7	Rio Aquidauana	Bandeirantes-Corguinho
P8	Rio Maracaí	Iguatemi
P9	Rio Piripucu	Bela Vista
P10	Rio São Domingos	Água Clara
P11	Rio Verde	Rio Verde de MT
P12	Vazante Queixada	Aquidauana

A Figura 7 apresenta o mapa climático do Brasil com foco no estado de Mato Grosso do Sul, que

foi retirado e adaptado da base de dados do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE, 2022). Os números apresentados na Figura 7 representam a locação das pontes.

Figura 7 – (a) Mapa de Clima do MS, combinado com a locação das pontes. (b) Legenda dos sub climas. Fonte: Adaptado de IBGE (2022).



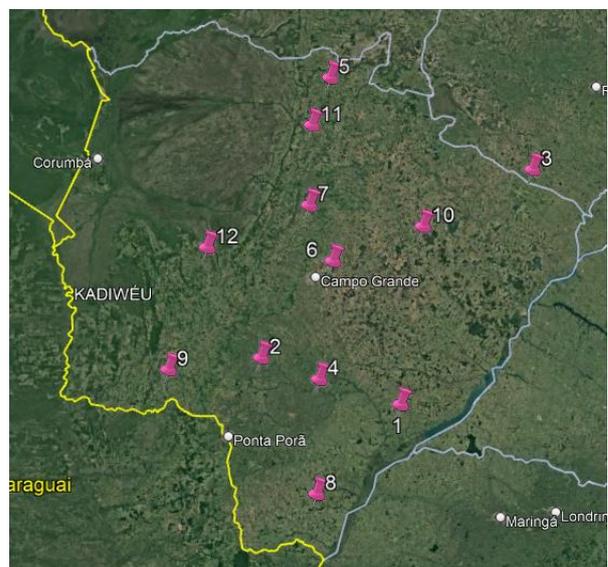
(a)



(b)

Na Figura 8 temos o mapa de locação das pontes, feito no software Google Earth.

Figura 8 - Mapa de locação das pontes. Fonte: Autor (2023).



Com bases nessas informações foi realizada uma seleção dos dados a serem utilizados nos modelos matemáticos de carbonatação empregados neste trabalho que serão citados no item 4.2.

4.2 Parâmetros para determinação da espessura carbonatada

Cada um dos métodos traz a necessidade de diferentes parâmetros para sua execução, estão listadas abaixo todos os parâmetros internos e externos necessários para a realização dos quatro modelos. As equações detalhadas de cada método se encontram no item 4.3.

- Umidade relativa média do ar;
- Temperatura média;
- Concentração de CO₂;
- Resistência à compressão do concreto;
- Relação água/cimento;
- Tipo de cimento;
- Tipo e teor de adições;
- Condição de exposição da estrutura;
- Teor de Clínquer;
- Idade do concreto ou tempo de exposição.

Adicionalmente, alguns modelos trazem coeficientes e parâmetros que podem ser encontrados em tabelas ou calculados a partir de características anteriores já conhecidas.

4.3 Modelos de estimativa da profundidade de carbonatação

Apesar da utilização de métodos com necessidades diferentes, foram adotados os mesmos valores de entradas para os parâmetros que se repetem, para que os resultados possam ser equiparados. Por esse motivo e para que seja mantido o dinamismo do trabalho, apenas o projeto 8 foi escolhido para demonstrar os parâmetros utilizados em cada um dos modelos, sendo ele o projeto da ponte sobre o Rio Maracaí, localizada na região de Iguatemi.

A ponte 8 tem valores médios para os parâmetros utilizados dentre as 12 pontes listadas, e suas características, que estão apresentadas na Tabela 3, serão usadas na apresentação dos modelos nos subitens a seguir. Os resultados de cada modelo para as 12 pontes serão apresentados no Item 5.

Tabela 3 - Dados gerais do projeto executivo. Fonte: Autor (2023).

Resistência característica à compressão do concreto	MPa	30
Concentração de CO ₂	%	0,03

Umidade relativa	%	72
Temperatura	° C	22
Relação água/cimento	-	0,55
Classe de agressividade	-	II
Teor de clínquer no concreto	kg/m ³	300
Cobrimento nominal	mm	30
Tipo de cimento	CP II-E, CP II-F e CP II-Z	
Exposição da estrutura	Externo-Desprotegido	

4.3.1 Modelo proposto por Morinaga (1990)

O uso do modelo empírico de Morinaga (1990) para determinar a espessura de carbonatação do concreto, no período de iniciação da corrosão da armadura, se deu a partir dos dados de entrada apresentados na Tabela 4, conforme as equações descritas no Anexo I.

Tabela 4 - Dados de entrada para o modelo de Morinaga (1990). Fonte: Autor (2023).

Concentração de CO ₂	%	0,03
Umidade relativa	%	72
Temperatura	° C	22
Relação água/cimento	w/c	0,55
Tempo de exposição	dias	1-100

Os dados para umidade relativa e a temperatura foram retirados de séries históricas do INMET, enquanto os valores do teor de CO₂ foram obtidos de Andrade (2001 apud Possan, 2010) por conta da impossibilidade de se realizar medições para cada uma das localizações. A relação água/cimento foi retirada dos dados de projeto de cada uma das estruturas, que podem ser vistos no Anexo V, sendo que elas variam pois existem elementos com diferentes a/c. Desta forma foram tomados os valores máximos, pois são os que causam maior impacto no resultado, visto que não houve fiscalização ou averiguação de tal informação após a execução das estruturas. Vale ressaltar que o tempo de análise foi adotado variando a cada 5 anos de 1 a 100 anos. O objetivo dessa abordagem é a averiguação das condições ao longo dos anos.

4.3.2 Modelo proposto por Helene (1997)

Helene (1997) afirma que determinar a vida útil é considerar a deterioração estrutural com base em três aspectos: as características dos materiais, condições de exposição da estrutura e modelos de deterioração. A equação introduzida por Helene se encontra no Anexo II, e a Tabela 5 demonstra os dados de entrada do modelo para estimativa do coeficiente de carbonatação (k).

Tabela 5 - Dados de entrada para o modelo de Helene (1997). Fonte: Autor (2023).

Coeficiente em função do tipo de cimento	-	1,1 – 1,2
Resistência característica à compressão do concreto	MPa	30
Concentração de CO ₂	%	0,03

4.3.3 Modelo de Possan (2010)

O modelo de Possan (2010) de previsão de vida útil de estruturas sujeitas à carbonatação foi utilizado para fins comparativos, a equação do modelo está apresentada no Anexo III, com todos seus parâmetros detalhados. Na Tabela 6 são apresentados os fatores utilizados para realizar os estudos de previsão de espessura carbonatada: resistência característica à compressão (f_{ck}), teor de adição pozolânica, umidade relativa, teor de CO₂, idade do concreto, tipo de cimento e a condição de exposição da estrutura.

Tabela 6 - Dados de entrada para o modelo de Possan (2010). Fonte: Autor (2023).

Resistência característica à compressão do concreto	MPa	30
Teor de adição pozolânica	%	-
Umidade relativa média	%	72
Teor de CO ₂ da atmosfera	%	0,03
Idade do concreto	anos	1-100
Tipo de cimento	CP II-E, CP II-F e CP II-Z	
Exposição da estrutura	Externo-Desprotegido	

A umidade relativa do ar, o teor de CO₂ e a idade do concreto foram definidas da mesma maneira que no modelo de Morinaga (1990), por dados obtidos pelo INMET, por Andrade (2001 apud Possan, 2010) e variando de 1 a 100 anos,

respectivamente. Os dados para a resistência do concreto, o teor de adição pozolânica e o tipo de cimento foram retirados dos projetos das estruturas em questão, exibidos no Anexo V, assim como a exposição da estrutura que varia conforme o elemento.

Com relação ao tipo de cimento usado, todos os projetos especificam o emprego do Cimento Portland II, logo o modelo foi replicado para os três tipos de cimento disponíveis, CP II-E, CP II-F e CP II-Z. Quanto a exposição da estrutura, faz-se diferenciação quanto aos elementos protegidos e desprotegidos, por se tratar de estruturas de ponte de concreto armado, os elementos acabam tendo diferentes proteções conforme sua localização.

4.3.4 Modelo de Silva et al. (2014)

Por ser um modelo calibrado em uma grande base de dados, o modelo de Silva et al. (2014) foi escolhido para fins de comparação de resultados. Silva et al. (2014) baseou seu modelo de estimativa de coeficiente de carbonatação na primeira lei de Fick, seu modelo consiste em duas equações e a escolha da equação varia conforme a umidade relativa do ar, se $UR < 70\%$ a equação a ser usada é a Equação 1 detalhada no Anexo IV que considera os valores apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Dados de entrada para o modelo de Silva et al. (2014). Fonte: Autor (2023).

Concentração de CO ₂	%	0,03
Classe de exposição de acordo com EN-1992 (2004)	XC4	3
Resistência à compressão do concreto em 28 dias	MPa	30

Para $UR > 70\%$ a classe de exposição da estrutura se torna irrelevante e é substituída pelo teor de cimento no concreto, então a equação a ser escolhida será Equação 2 apresentada no Anexo IV. A Tabela 8 apresenta os parâmetros utilizados nesta equação.

Tabela 8 - Dados de entrada para o modelo de Silva et al. (2014). Fonte: Autor (2023).

Concentração de CO ₂	%	0,03
Teor de clínquer no concreto	kg/m ³	300
Resistência à compressão do concreto em 28 dias	MPa	30

Assim como nos métodos anteriores, a umidade relativa foi obtida pelas séries históricas do

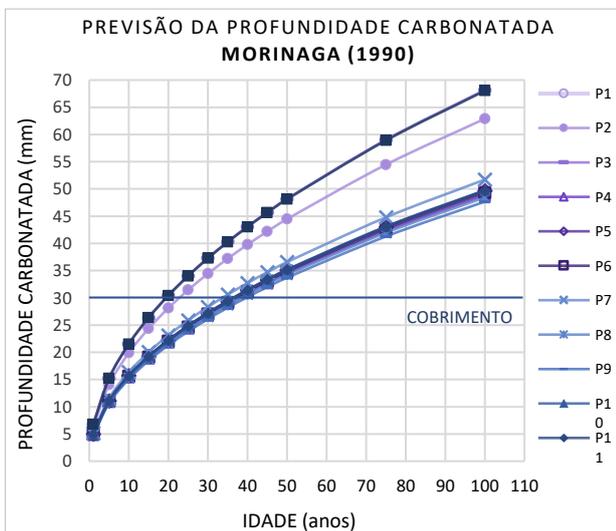
INMET, a concentração de CO₂ foi tirado de Andrade (2001, apud Possan, 2010) e a resistência à compressão e teor de clínquer no concreto foram retirados do projeto executivo da estrutura em questão, já a classe de exposição é definida a partir do Eurocode EN 1992.

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir dos modelos apresentados anteriormente e dos dados de projeto das pontes apresentados no Anexo V em forma de ficha cadastral, calculou-se as estimativas de profundidade de carbonatação para cada um dos 12 projetos executivos de pontes. Os resultados serão apresentados primeiramente divididos por modelo, onde cada modelo apresentará um gráfico de previsão de profundidade carbonata e um gráfico para os coeficientes de carbonatação com as 12 pontes, seguindo a denominação utilizada na Tabela 2, onde o nome de cada ponte será substituído pelos números designados.

O Gráfico 1 mostra os resultados das profundidades de carbonatação para o modelo de Morinaga (1990), enquanto a Gráfico 2 mostra os valores para os coeficientes de carbonatação de cada uma das pontes.

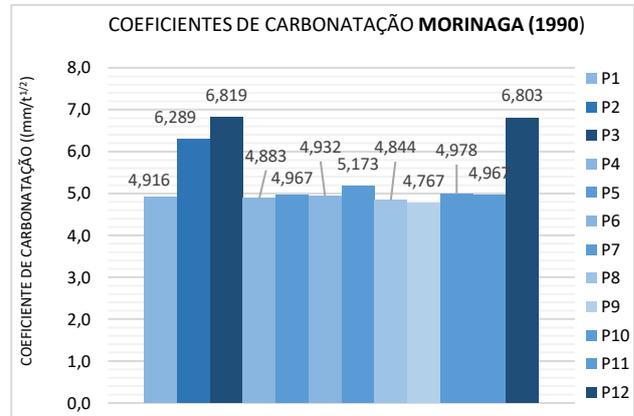
Gráfico 1 - Previsão de profundidade carbonatada segundo Morinaga (1990). Fonte: Autor (2023).



Observa-se que o modelo de Morinaga (1990) considera predominantemente os fatores relacionados as condições do ambiente, o que resultou em variações entre 34 e 48 mm de profundidade de carbonatação para uma idade de 50 anos. Com tal previsão de carbonatação é provável que as armaduras das estruturas em questão já teriam despassivado.

Nota-se que a despassivação das armaduras acontecerá entre 25 e 40 anos.

Gráfico 2 - Coeficientes de carbonatação pelo modelo de Morinaga (1990). Fonte: Autor (2023).



Destaca-se também que os coeficientes de carbonatação resultaram em valores de 4,76 a 6,81 mm/ano^{1/2}, o que indica uma alta taxa de penetração de CO₂ na estrutura de concreto.

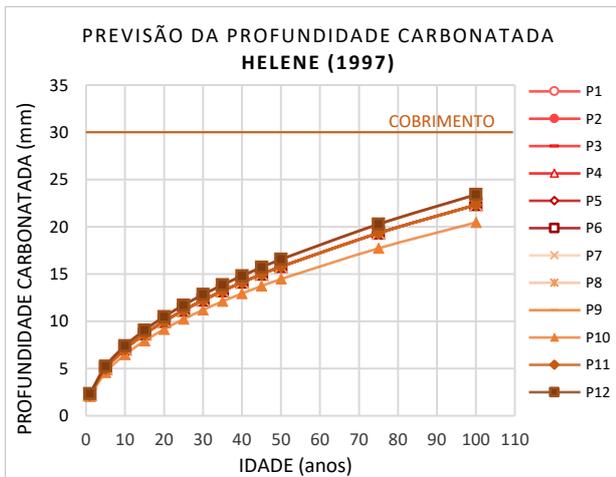
A Tabela 9 representa os valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação do coeficiente de carbonatação calculado pelo modelo de Morinaga (1990). Observa-se que apesar de termos diferença de mais de 2,0 mm/ano^{1/2} nos coeficientes de carbonatação, o desvio padrão e coeficiente de variação se mantiveram baixos, indicando certa confiabilidade do método utilizado.

Tabela 9 - Resumo do coeficiente de carbonatação pelo modelo de Morinaga (1990). Fonte: Autor (2023).

MÉDIA	5,631
DESVIO PADRÃO	0,786
CV PEARSON	0,147

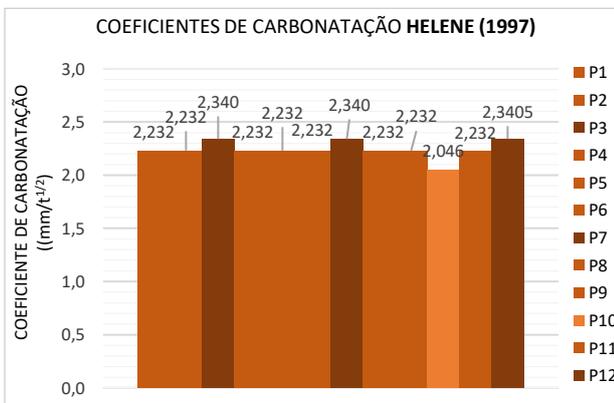
O modelo de Helene (1997) traz resultados bem diferentes do modelo apresentado anteriormente. Ele fornece estimativa para o coeficiente de carbonatação, é importante destacar que a previsão de Helene (1997) utiliza o modelo de difusão de Tuutti (1982). As profundidades encontram-se entre 14 e 17 mm para um tempo de exposição de 50 anos, o Gráfico 3 mostra esses resultados. Percebe-se que pelo modelo de Helene (1997) que as estruturas ainda não foram despassivadas e sua despassivação ocorreria apenas após 100 anos de exposição. Claramente isso não impede que as estruturas sofram alterações estruturais e venham a necessitar de manutenções ou reparos dentro desse período de 50 anos, até porque elas sofrem com as cargas diárias de uso.

Gráfico 3 - Previsão de profundidade carbonatada segundo o modelo de Helene (1997). Fonte: Autor (2023).



Como o modelo de Helene (1997) considera um pequeno número de variáveis, e tais parâmetros não tiveram grande variação entre os 12 projetos, observa-se no Gráfico 4, que os coeficientes de carbonatação tem valores muito próximos, com uma variação de 0,3 mm/t^{1/2} entre os valores máximo e mínimo.

Gráfico 4 - Coeficientes de carbonatação pelo modelo de Helene (1997). Fonte: Autor (2023).



Desta forma, acredita-se, pelo modelo mostrado, que as pontes terão frentes de carbonatação similares. A Tabela 10 mostra a média, o coeficiente de variação e o desvio padrão, os resultados apresentados indicam uma baixa variabilidade entre os parâmetros das pontes.

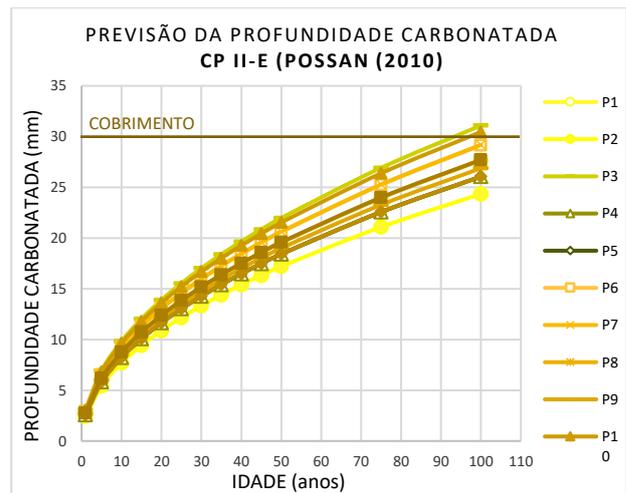
Tabela 10 - Resumo do coeficiente de carbonatação pelo modelo de Helene (1997). Fonte: Autor (2023).

MÉDIA	2,243
DESVIO PADRÃO	0,079
CV PEARSON	0,035

Para o modelo de Possan (2010), os resultados serão apresentados de maneira diferente.

Como não há uma especificação correta do tipo de cimento utilizados nos projetos, os cálculos foram aplicados para os três tipos de cimentos possivelmente utilizados. Serão apresentados 3 gráficos com as profundidades de carbonatação segundo Possan (2010), para os cimentos CP II-E, CP II-F e CP II-Z. O Gráfico 5 apresenta os resultados de profundidade carbonatada das 12 pontes para o cimento CP II-E

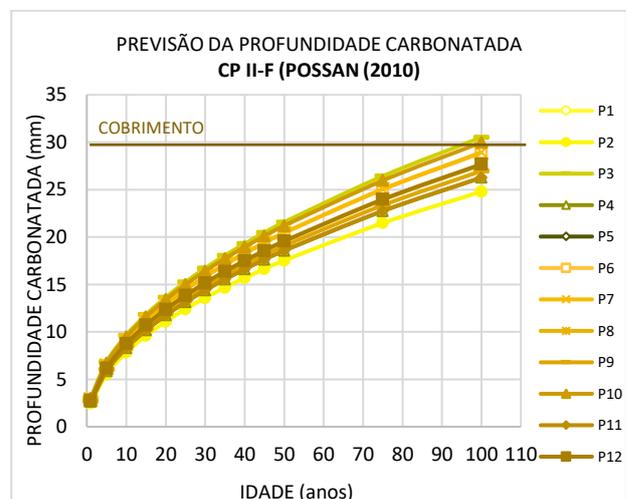
Gráfico 5 - Previsão de profundidade carbonatada segundo o modelo de Possan (2010) para o cimento CP II-E. Fonte: Autor (2023).



Segundo o modelo de Possan (2010) a previsão da profundidade de carbonatação, para um tempo de exposição de 50 anos, é de 17 a 22 mm, para o cimento CP II-E.

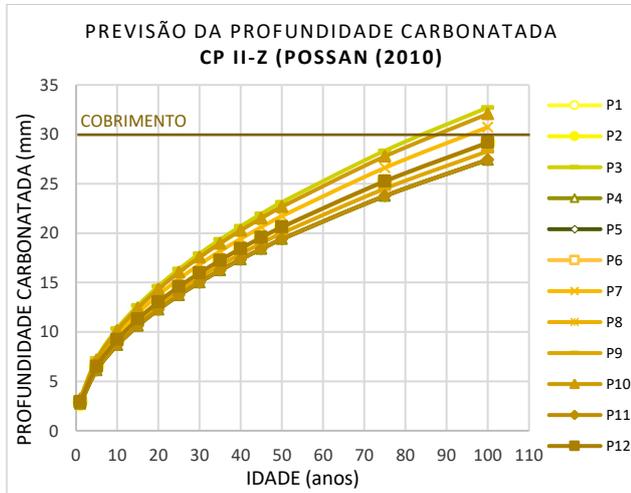
Nota-se que o Gráfico 6, onde estão apresentadas as profundidades carbonatadas para o cimento CP II-F, tem curvas muito próximas as curvas do CP II-E. Observam-se profundidades de 18 a 22 mm para uma idade de 50 anos de exposição.

Gráfico 6 - Previsão de profundidade carbonatada segundo o modelo de Possan (2010) para o cimento CP II-F. Fonte: Autor (2023).



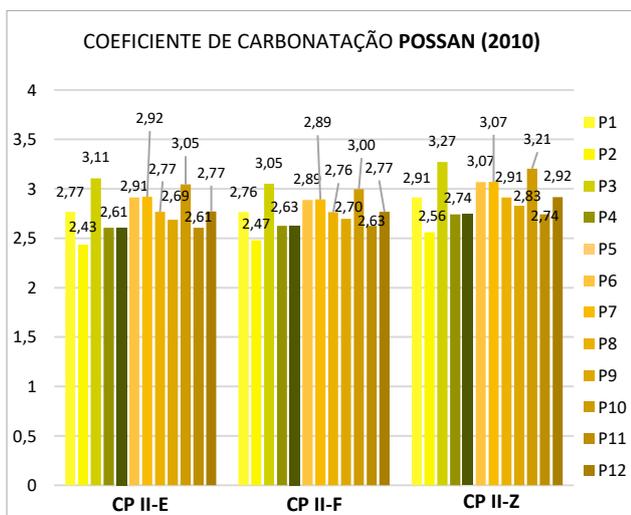
Já o Gráfico 7 apresenta as curvas de carbonatação das 12 pontes para o cimento CP II-Z.

Gráfico 7 - Previsão de profundidade carbonatada segundo o modelo de Possan (2010) para o cimento CP II-Z. Fonte: Autor (2023).



Observa-se as profundidades de 18 a 23 mm para o cimento CP II-Z para uma idade de 50 anos. Apesar dos resultados serem muito próximos podemos ver certa variação entre eles, especialmente quando olhamos para os coeficientes de carbonatação apresentados no Gráfico 8. Onde pode-se observar que os coeficientes de carbonatação resultaram, em geral, em valores de 2,43 e 3,27 mm/ano^{1/2}. Os coeficientes de carbonatação para o cimento CP II-Z resultaram em maiores valores, se comparados aos outros tipos de cimento, o que pode demonstrar uma possível inferioridade em relação a sua durabilidade.

Gráfico 8 - Coeficientes de carbonatação pelo modelo de Possan (2010). Fonte: Autor (2023).



A média dos coeficientes de carbonatação, apresentadas na Tabela 11, indicam que o cimento CP II-Z tem uma taxa de penetração de CO₂ maior, o que

causará uma deterioração mais rápida se comparado aos outro tipo de cimento.

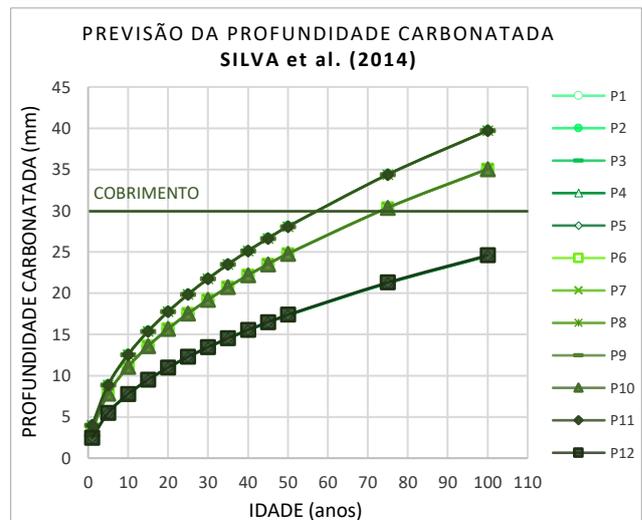
Tabela 11 - Resumo do coeficiente de carbonatação pelo modelo de Possan (2010). Fonte: Autor (2023).

	CP II-E	CP II-F	CP II-Z
MÉDIA	2,770	2,765	2,915
DESVIO PADRÃO	0,199	0,168	0,209
CV PEARSON	0,072	0,061	0,072

Além disso é possível observar que o coeficiente de carbonatação é maior para o modelo de Possan (2010) do que para o modelo de Helene (1997) que é o único outro modelo que também leva o tipo de cimento em consideração.

O último modelo apresentado para comparação entre resultados, será o de Silva et al (2014). O Gráfico 9 a seguir, mostra a previsão de espessura de carbonatação para cada um dos 12 projetos estudados neste trabalho.

Gráfico 9 - Previsão de profundidade carbonatada segundo o modelo de Silva et al. (2014). Fonte: Autor (2023).



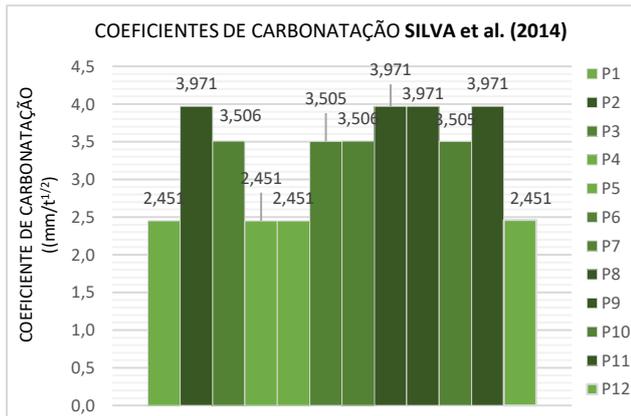
Por conta do pequeno número de variáveis contabilizadas no modelo, nota-se que as 12 curvas de profundidade de carbonatação se fundiram em três, já que a resistência característica a compressão do concreto não varia, pelo menos não nos elementos de concreto armado, e a concentração de CO₂ tem uma variação pouco significativa para esse modelo.

Sendo assim pelo modelo de Silva et al. (2014), observa-se que para uma idade de 50 anos de exposição as previsões de profundidade carbonatada estão entre 17 e 28 mm. Isso mostra que as estruturas ainda não alcançaram a despassivação, e que tal

processo ocorrerá apenas em uma idade de 75 a 150 anos.

O Gráfico 10 mostra os coeficientes de carbonatação pelo modelo de Silva et al. (2014). Nota-se que entre os valores máximo e mínimo houve uma variação de 1,52 mm/ano^{1/2}, isso ocorre por conta da umidade relativa do ar, que é diferente em cada ponto do estado e é um ponto de importância para esse modelo.

Gráfico 10 - Coeficientes de carbonatação pelo modelo de Silva et al. (2014). Fonte: Autor (2023).



O modelo de Silva et al. (2014) apresentou resultados de desvio padrão baixo, como indicado na Tabela 12.

Tabela 12 - Resumo do coeficiente de carbonatação pelo modelo de Silva et al. (2014). Fonte: Autor (2023).

MÉDIA	3,310
DESVIO PADRÃO	0,663
CV PEARSON	0,200

Dentre os 4 modelos estudados Silva et al. (2014) foi o que apresentou maior coeficiente de variação, isso se dá por conta das diferentes necessidades das duas equações que o modelo propõe, é importante lembrar que elas utilizam parâmetros diferentes.

Em geral foi possível observar que os modelos de Helene (1997) e Possan (2010) tiveram resultados próximos e coerentes entre si, mesmo utilizando variáveis de entrada diferentes. Já Morinaga (1990) e Silva et al. (2014) resultaram em valores mais expressivos, mostrando que em uma idade de 100 anos boa parte das estruturas já estariam despassivadas.

Os resultados agora serão apresentados por ponte, ou seja, os gráficos abaixo serão referentes a cada um dos 12 projetos executivos de pontes estudados nesse trabalho, para que fique perceptível a

diferença que cada modelo traz para os parâmetros observados em cada ponte. As características de cada uma das pontes estão apresentadas no Anexo V em forma de ficha cadastral.

O Gráfico 11 mostra as curvas de profundidade de carbonatação de cada modelo utilizado para a ponte P1, Ponte sobre o Córrego Baile, que fica localizada no município de Nova Andradina, a região tem temperatura média de 23° C, umidade relativa do ar média de 72% e concentração de CO₂ de 0,03%. O Gráfico 12 apresenta os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P1.

Gráfico 11 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P1. Fonte: Autor (2023).

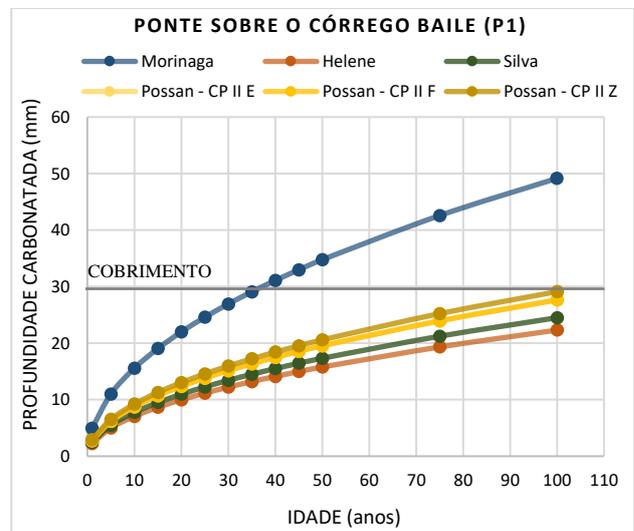
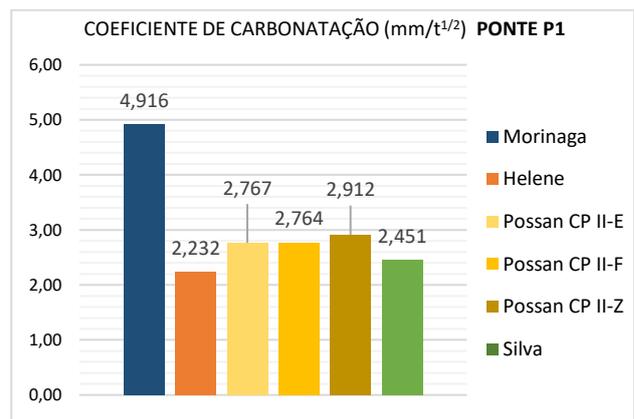


Gráfico 12 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P1. Fonte: Autor (2023).



A ponte P1 apresentou profundidades e coeficientes de carbonatação semelhantes dentre os modelos usados, com exceção do modelo de Morinaga (1990) que mostrou valores mais expressivos.

O Gráfico 13 apresenta as curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P2, Ponte

sobre o Córrego Cachoeira, que fica localizada no município de Maracaju, a região tem temperatura média de 22° C, umidade relativa do ar média de 76% e concentração de CO₂ de 0,03%. Enquanto o Gráfico 14 mostra os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P2.

Gráfico 13 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P2. Fonte: Autor (2023).

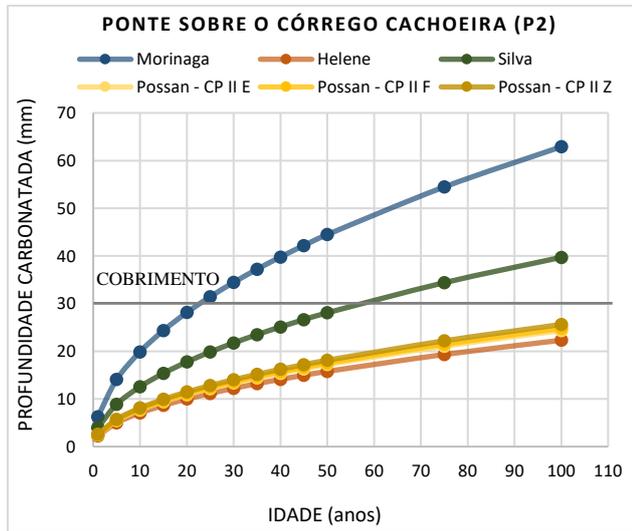
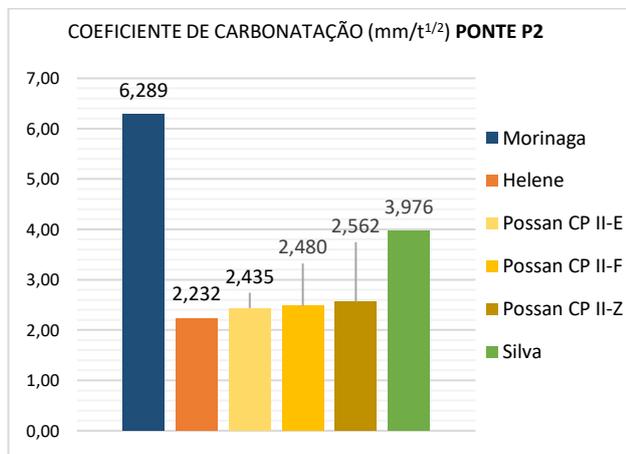


Gráfico 14 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P2. Fonte: Autor (2023).



A ponte P2 apresentou valores similares para os modelos de Helene (1997) e Possan (2010) sendo eles os menores valores dentre o grupo analisado, Silva et al. (2014) tem valores médios entre o grupo, enquanto Morinaga (1990) apresenta os maiores valores para profundidade de carbonatação e coeficiente de carbonatação.

As curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P3, Ponte sobre o Córrego Cedro, que fica localizada no município de Cassilândia, a região tem temperatura média de 24° C, umidade relativa do ar média de 67% e concentração de CO₂ de 0,033%, estão apresentadas no Gráfico 15. Enquanto o Gráfico

16 mostra os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P3.

Gráfico 15 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P3. Fonte: Autor (2023).

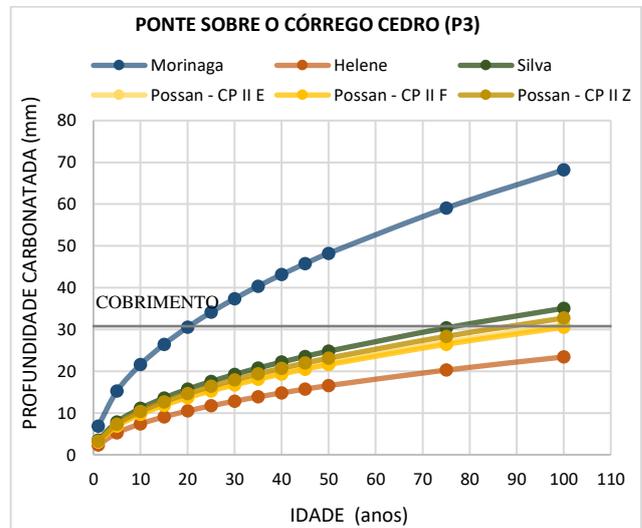
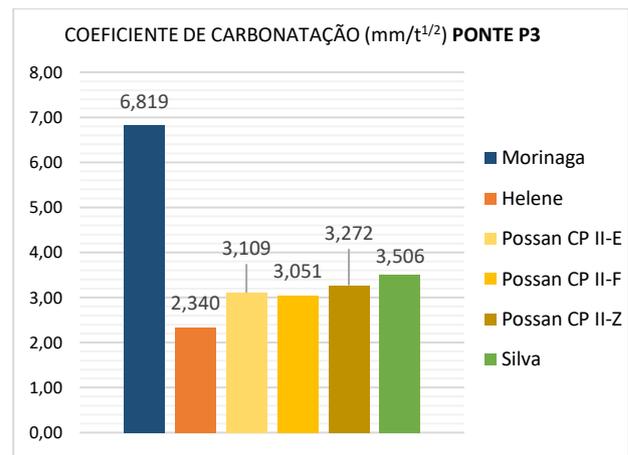


Gráfico 16 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P3. Fonte: Autor (2023).



A ponte P3 apresenta resultados semelhantes para os modelos de Possan (2010) e Silva et al. (2014), acredita-se que essa proximidade seja por conta da umidade relativa da região que é um fator de importância para o modelo de Silva et al. (2014). Já Helene (1997) se mantém sendo o modelo com os menores valores, e Morinaga (1990) sendo o modelo que apresenta resultados mais elevados.

O Gráfico 17 mostra as curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P4, Ponte sobre o Córrego Laranja Doce, que fica localizada no município de Dourados, a região tem temperatura média de 22° C, umidade relativa do ar média de 74% e concentração de CO₂ de 0,03%. Os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P4 estão apresentados no Gráfico 18.

Gráfico 17 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P4. Fonte: Autor (2023).

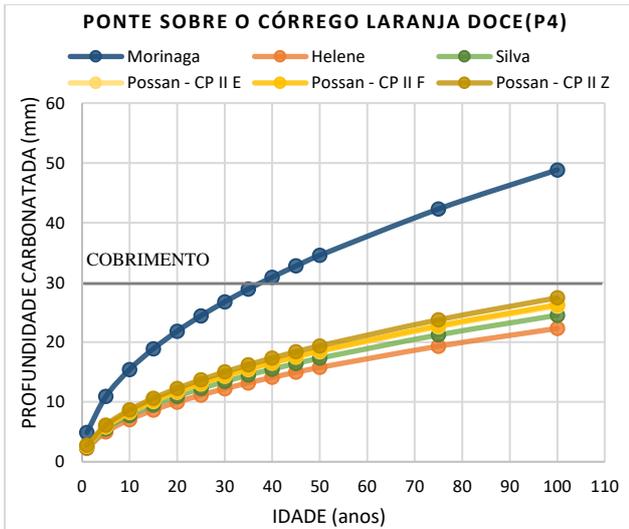


Gráfico 19 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P5. Fonte: Autor (2023).

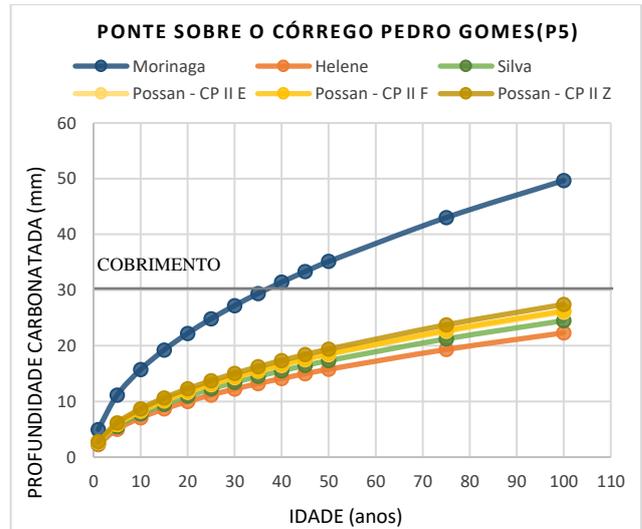


Gráfico 18 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P4. Fonte: Autor (2023).

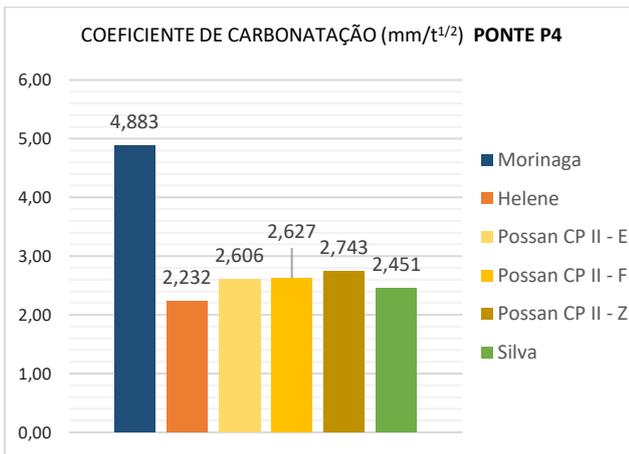
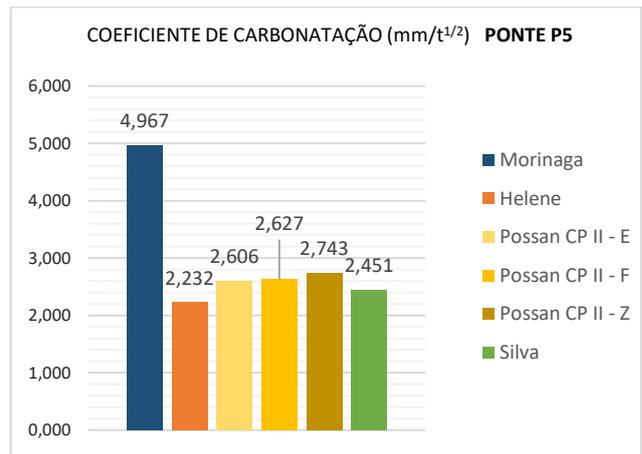


Gráfico 20 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P5. Fonte: Autor (2023).



Os resultados obtidos para profundidade de carbonatação e coeficiente de carbonatação para a ponte P4 se mostraram próximos entre os modelos de Helene (1997), Possan (2010) e Silva et al. (2014), isso ocorre por conta da umidade relativa acima de 70% e consumo de cimento de 380kg/m³ que influenciam os resultados de Silva et al. (2014). Já Morinaga (1990) mostra resultados mais distantes do resto do grupo.

As curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P5, Ponte sobre o Pedro Gomes, que fica localizada no município de Pedro Gomes, a região tem temperatura média de 24° C, umidade relativa do ar média de 74% e concentração de CO₂ de 0,03%, estão representadas no Gráfico 19, enquanto os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P5 então apresentadas no Gráfico 20.

A ponte P5, apresenta profundidade de carbonatação e coeficiente de carbonatação semelhantes entre os modelos de Helene (1997), Possan (2010) e Silva et al. (2014), enquanto Morinaga (1990) se distancia dos resultados do resto do grupo.

O Gráfico 21 mostra as curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P6, Ponte sobre o Ribeirão das Botas, que fica localizada no município de Dourados, a região tem temperatura média de 23° C, umidade relativa do ar média de 70% e concentração de CO₂ de 0,03%. Os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P5 então apresentadas no Gráfico 22.

Gráfico 21 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P6. Fonte: Autor (2023).

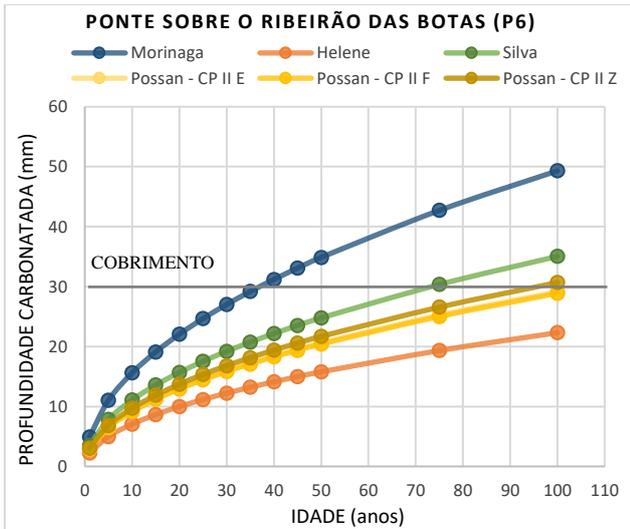
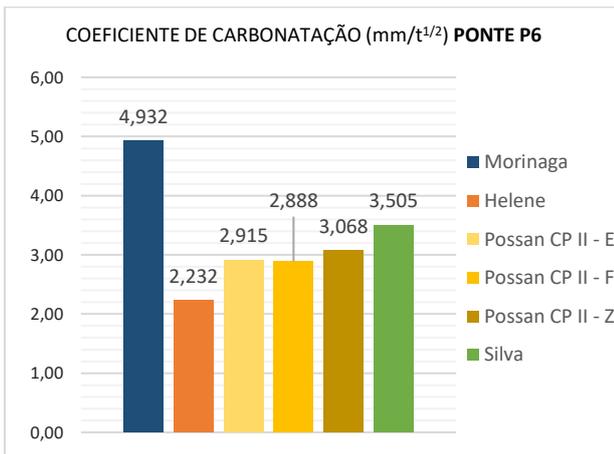


Gráfico 22 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P6. Fonte: Autor (2023).



A ponte P6 apresenta resultados semelhantes para os modelos de Possan (2010) e Silva et al. (2014), já Helene (1997) se mantém sendo o modelo com os menores valores, e Morinaga (1990) sendo o modelo que apresenta resultados mais elevados.

As curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P7, Ponte sobre o Rio Aquidauana, que fica localizada entre os municípios de Bandeirantes e Corguinho, a região tem temperatura média de 23° C, umidade relativa do ar média de 70% e concentração de CO₂ de 0,033%, estão representadas no Gráfico 23, enquanto os coeficientes de carbonatação estão apresentadas no Gráfico 24.

Gráfico 23 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P7. Fonte: Autor (2023).

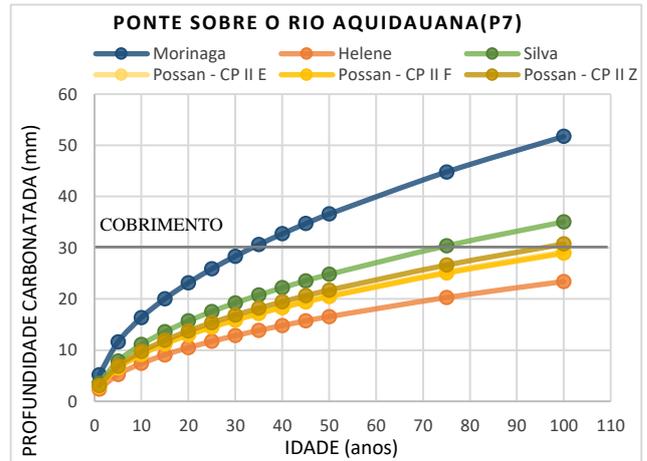
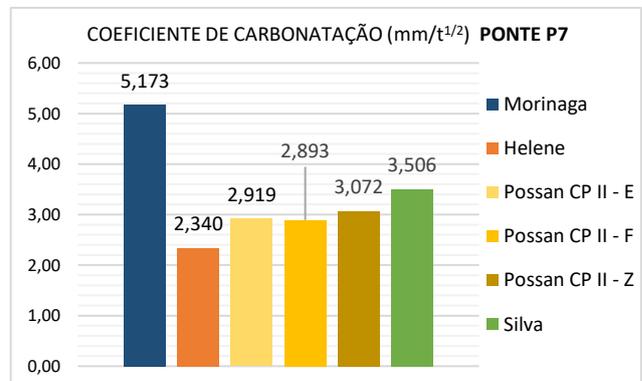


Gráfico 24 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P7. Fonte: Autor (2023).



O Gráfico 25 apresenta a profundidade de carbonatação para a ponte P8, Ponte sobre o Rio Maracáí, que fica localizada no município de Iguatemi, a região tem temperatura média de 22° C, umidade relativa do ar média de 72% e concentração de CO₂ de 0,03%, enquanto o Gráfico 26 mostra os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P8.

Gráfico 25 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P8. Fonte: Autor (2023).

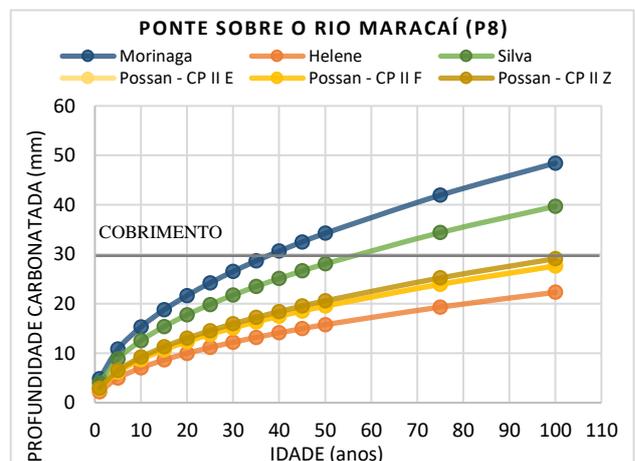
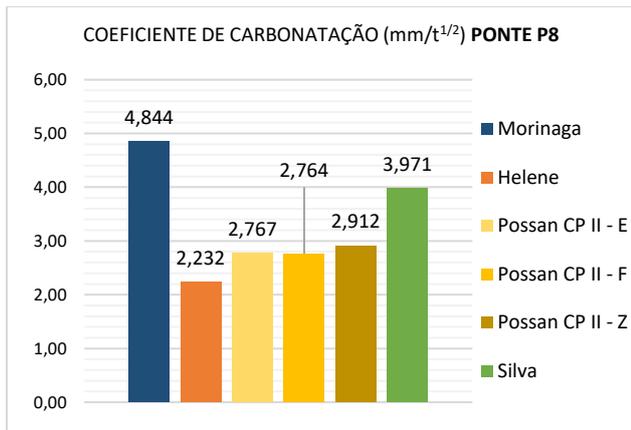


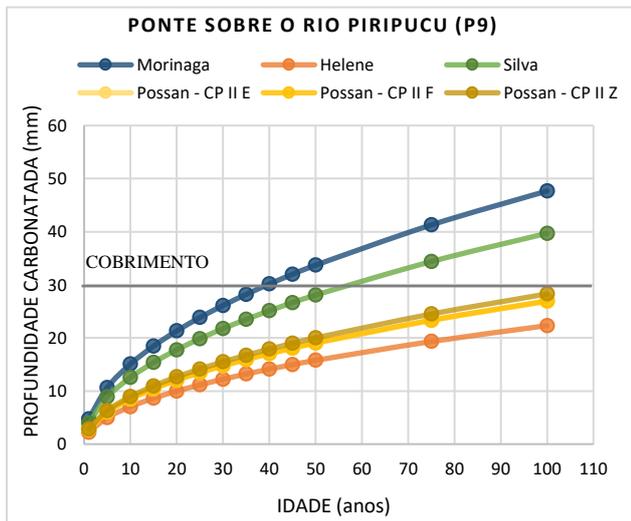
Gráfico 26 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P8. Fonte: Autor (2023).



A ponte P8 apresentou valores similares para os modelos de Helene (1997) e Possan (2010), Silva et al. (2014) tem valores médios entre o grupo, enquanto Morinaga (1990) apresenta os maiores valores para profundidade de carbonatação e coeficiente de carbonatação.

As curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P9, Ponte sobre o Rio Piripucu, que fica localizada no município de Bela Vista, a região tem temperatura média de 21° C, umidade relativa do ar média de 73% e concentração de CO₂ de 0,03%, estão representadas no Gráfico 27.

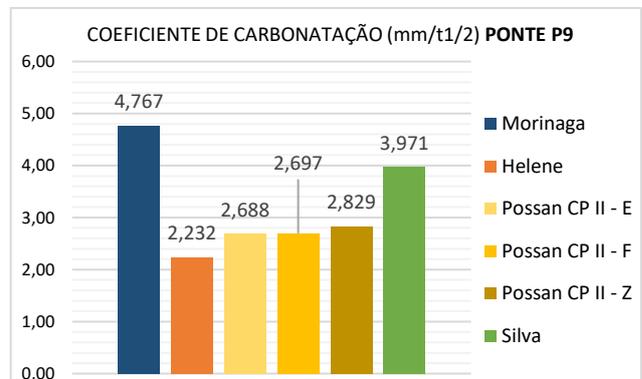
Gráfico 27 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P9. Fonte: Autor (2023).



A ponte P9, assim como as pontes P8 e P2, apresenta profundidades de carbonatação elevadas para os modelos de Morinaga (1990) e Silva et al. (2014), é possível notar que a uma idade de 100 anos, a estrutura já teria sofrido despassivação segundo esses modelos. Já os modelos de Helene (1997) e Possan (2010) mostram que mesmo com um tempo de exposição de 100 anos, as estruturas ainda não teriam

despassivado. Os coeficientes de carbonatação estão apresentadas no Gráfico 28.

Gráfico 28 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P9. Fonte: Autor (2023).



O Gráfico 29 apresenta as curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P10, Ponte sobre o Rio São Domingos, que fica localizada no município de Água Clara, a região tem temperatura média de 24° C, umidade relativa do ar média de 68% e concentração de CO₂ de 0,03%, enquanto o Gráfico 30 mostra os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P10.

Gráfico 29 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P10. Fonte: Autor (2023).

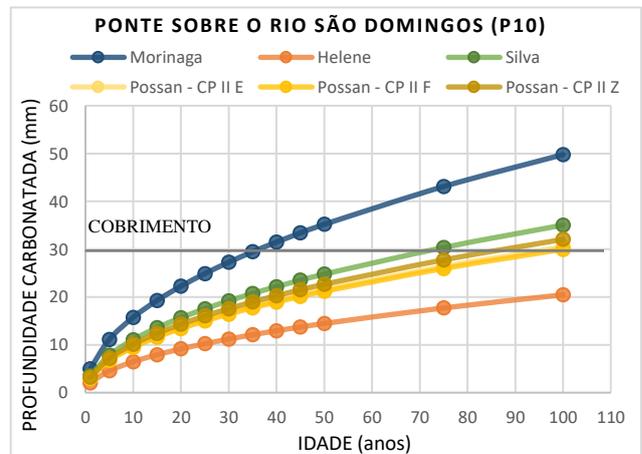
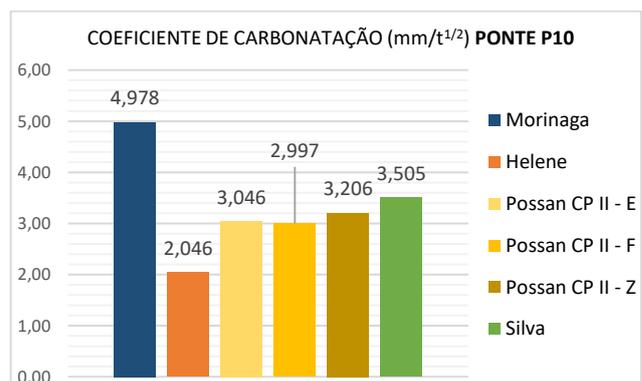


Gráfico 30 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P10. Fonte: Autor (2023).



As curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P11 Ponte sobre o Rio Verde, que fica localizada no município de Rio Verde de Mato Grosso, a região tem temperatura média de 24° C, umidade relativa do ar média de 74% e concentração de CO₂ de 0,03%, estão representadas no Gráfico 31, enquanto os coeficientes de carbonatação estão apresentados no Gráfico 32.

Gráfico 31 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P11. Fonte: Autor (2023).

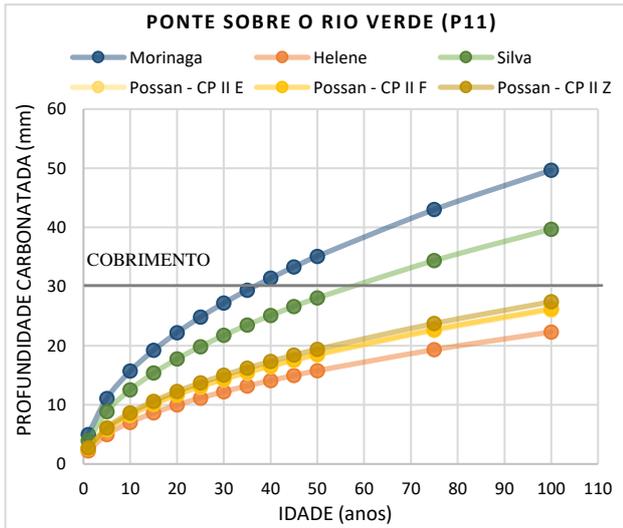
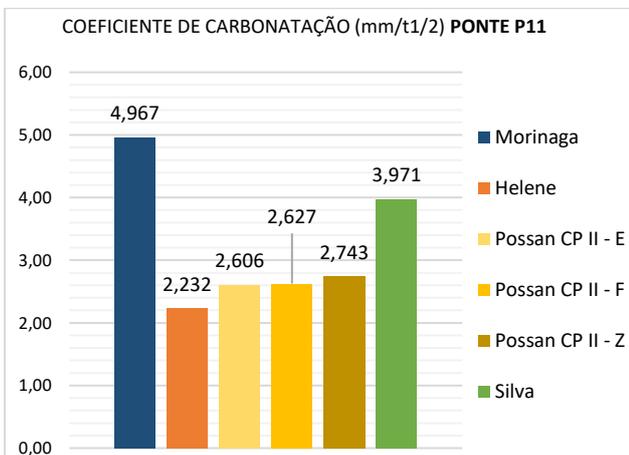


Gráfico 32 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P11. Fonte: Autor (2023).



O Gráfico 33 apresenta as curvas de profundidade de carbonatação para a ponte P12, Ponte sobre Vazante Queixada, que fica localizada no município de Aquidauana, a região tem temperatura média de 25° C, umidade relativa do ar média de 72% e concentração de CO₂ de 0,033%. Enquanto o Gráfico 34 mostra os coeficientes de carbonatação de cada modelo estudado para a ponte P12.

Gráfico 33 - Resultados de previsão de profundidade carbonatada para a ponte P12. Fonte: Autor (2023).

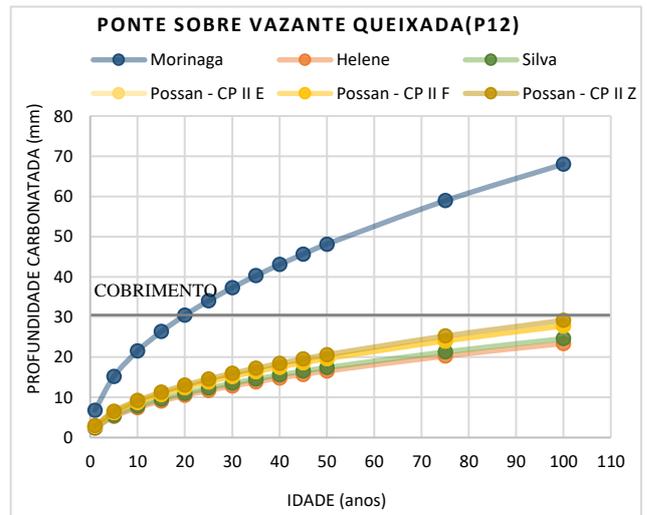
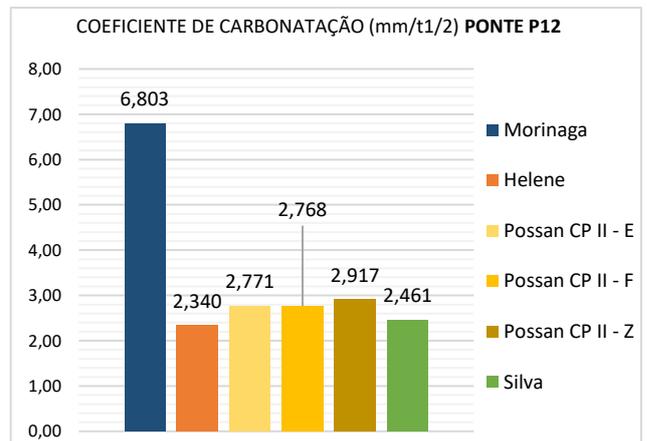


Gráfico 34 - Coeficiente de carbonatação para a ponte P12. Fonte: Autor (2023).



A ponte P12 apresentou profundidades e coeficientes de carbonatação semelhantes dentre os modelos usados, com exceção do modelo de Morinaga (1990) que mostrou valores mais elevados.

Em geral, o modelo de Morinaga (1990) apresentou os resultados mais expressivos dentre os quatro modelos, isso mostra certo conservadorismo do autor, já o modelo de Silva et al. (2014) apresentou um coeficiente de variação significativo, o que pode ter sido causado por conta da variabilidade do teor de clínquer no concreto de cada um dos projetos estudados, e pela umidade relativa do ar que varia ao longo do estado. Os modelos de Helene (1990) e Possan (2014) apresentaram resultados mais consistentes ao longo das 12 pontes, seus valores podem ser vistos como mais coerentes e mais a favor da segurança, dado que não houve uma variabilidade muito grande entre os parâmetros dos 12 projetos.

Essa diferença pode ter acontecido por conta dos modelos de Helene (1997) e Possan (2010) serem

nacionais, logo estão calibrados para as condições ambientais e os materiais brasileiros, enquanto Morinaga (1990) e Silva et al. (2014) são modelos internacionais calibrados em ambientes com diferentes condições as utilizadas nesse trabalho, assim como os materiais que podem não tem as mesmas características.

6. CONCLUSÃO

Os modelos para previsão de carbonatação incluem parâmetros que podem ser utilizados para diferentes condições ambientais e propriedades dos materiais. Porém quando tratamos de modelos com abordagens probabilísticas e que exigem uma base de dados mais ampla, o uso desses modelos para projetos cotidianos se torna impraticável.

O método utilizado nesse trabalho se baseou em aplicar modelos de previsão de vida útil e de carbonatação a estruturas de concreto armado e comparar seus resultados a fim de compreender melhor sobre a durabilidade de estruturas de concreto armado no estado de Mato Grosso do Sul, tudo isso com base apenas em dados de pontes de concreto armado definidos em fase de concepção de projeto (para parâmetros internos relacionados aos materiais dos elementos). O método mostra-se coerente dentre os modelos propostos por Helene (1997), Possan (2010) e Silva et al. (2014), para o cálculo da estimativa de profundidade carbonatada e coeficientes de carbonatação, pois os três modelos apresentaram resultados próximos, apesar de Silva et al, (2014) apresentar certa variabilidade a depender da estrutura estudada, enquanto Morinaga (1990) foi o único que divergiu dos demais, com isso entende-se que o modelo de Morinaga (1990) seja mais conservador, sendo assim ele acaba se tornando menos a favor da segurança que os demais modelos e deve ser desconsiderado.

No que se refere aos 12 projetos estudados neste trabalho, os modelos indicaram que aos 50 anos as estruturas ainda não terão sido despassivadas. Entretanto deve-se manter as inspeções das pontes, para que seja observado em campo o desempenho das mesmas, já que o estado de Mato Grosso do Sul possui umidade relativa média acima de 65%, temperaturas acima de 20°C e emissões de CO₂ advindas das atividades econômicas que potencializam o fenômeno da carbonatação.

Por fim, o trabalho consiste em uma previsão inicial da frente de carbonatação nos elementos das pontes, utilizando apenas dados de projeto. Para trabalhos futuros, propõem-se a realização de ensaios

de carbonatação em campo para a calibração e validação dos modelos de previsão utilizados.

7. AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer primeiramente a meus pais Salete e Leandro, que sempre acreditaram em mim e no meu potencial, e sempre me apoiaram em tudo que faço. Agradeço meu namorado Patrick, por sempre estar ao meu lado e me motivar a ser melhor todos os dias.

Agradeço a Agência Estadual de Gestão de Empreendimentos e ao Gerente Phablo Gustavo de Santana, pelos dados fornecidos.

Agradeço a meu orientador e professor, Andrés Batista Cheung, por toda compressão e por me auxiliar com todo seu conhecimento nessa jornada. Agradeço também ao curso de Engenharia Civil da UFMS e a todos seus professores por me proporcionarem anos cheios de aprendizado e esperança.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANDRADE, C. **Manual para diagnóstico de obras deterioradas por corrosão de armaduras**. São Paulo, SP: PINI, 1992. 104 p
- ANDRADE, T., Tópicos sobre Durabilidade do Concreto. In: ISAIA, G. C. (Editor), **Concreto: Ensino, Pesquisa e Realizações**. São Paulo: IBRACON, 2005. cap.25, vol.1, p. 753-792.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- CLIFTON, J. R. Predicting the Service Life of Concrete. **ACI Materials Journal**, v. 90, n. 6, p. 611-617, 1993.
- CZARNECKI, L., WOYCIECHOWSKI, P. Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space? **BULLETIN OF THE POLISH ACADEMY OF SCIENCES**, v. 63, n° 1, 2015.
- FELIX, E. F., CARRAZEDO, R. Análise probabilística da vida útil de lajes de concreto armado sujeitas à corrosão por carbonatação via simulação de Monte Carlo. **Revista Matéria**, v.26, n.3, 2021
- GJORV, ODD E. **Projeto da durabilidade de estruturas de concreto em ambientes de severa agressividade**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2015. 238 p.

- HELENE, P. R. L. **Vida útil das estruturas de concreto**. In: CONGRESSO DE CONTROLE DE QUALIDADE, VI, Porto Alegre, 1997. Rio Grande do Sul: CONPAT, 1997.
- IVKOVIC M., PAKVOR A. (eds.): Handbook for application of Concrete and Reinforced Concrete Code- BAB 87', Faculty of Civil Engineering University of Belgrade, 1995, 486-491.
- KAZMIERCZAK, C. S.; LINDENMEYER, Z. Comparação entre metodologias para a determinação da profundidade de carbonatação em argamassas. In: INTERNATIONAL CONGRESS ON HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, AND PERFORMANCE AND QUALITY OF CONCRETE STRUCTURES, [s. ed.], 1996, Florianópolis. Proceedings... Florianópolis, 1996. p. 402-413.
- LIANG, M. T., HUANG R. e FANG, S. A. Carbonation Service Life Prediction of Existing Concrete Viaduct/Bridge Using Time-Dependent Reliability Analysis. **Jornal of Marine Science and Technology**, v. 21, n. 1, p. 94-104, 2013.
- LUKOVIĆ, M. e IGNJATOVIĆ, I. Application of Carbonation Model for Service Life Design to Serbian Environmental Conditions and Engineering Practice. **Second International Conference on Microstructural-related Durability of Cementitious Composites**, 2012.
- MASUNAGA, K. M, CHEUNG, A. B. **Método Probabilístico de Previsão de Vida Útil para Período de Iniciação em Estruturas de Concreto Armado Sujeitas à Carbonatação – Estudo de Caso**. 2015. Trabalho de Conclusão do Curso de Engenharia Civil, Fundação Universidade Federal de Mato Grosso do Sul, Campo Grande.
- MEHTA, P. K. Durability of Concrete: fifty years of progress? In: SEMINÁRIO QUALIDADE E DURABILIDADE DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1991, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: NORIE/CPGEC/UFRGS, 1991, 33p.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P.J.M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008, 674p.
- MORINAGA, S. Prediction of Service Life of Reinforced Concrete Buildings Based on Rate of Corrosion of Reinforcing Steel. In: 5th International Conference: Durability of Building Materials, 1990. **Proceedings...** Brighton, UK, 1990, p. 5-16.
- NEVILLE, A M. **Propriedades do concreto**. São Paulo: PINI, 1997, 828p.
- PAULETTI, C. **Análise comparativa de procedimentos para ensaios acelerados de carbonatação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 176p.
- POSSAN, E. **Contribuição ao estudo da carbonatação do concreto com adição de sílica ativa em ambiente natural e acelerado**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 146p
- POSSAN, E. **Modelagem da Carbonatação e Previsão de vida útil de estruturas de concreto em ambiente urbano**. 2010. 265 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010
- REUNION INTERNATIONALE DE LABORATOIRES D'ESSAIS ET MATERIAUX. CPC-18: Measurement of hardened concrete carbonation depth. (RILEM Recommendations CPC-18). **Materials and Structures**, vol. 21, n° 126, p. 453-455, 1988.
- REVERT, A. B., DE WEERDT, K., HORNBOSTEL, K., GEIKER, M. R. State-of-the-art report: Service life modelling, carbonation of concrete and corrosion in carbonated concrete. Norwegian University of Science and Technology, 2017.
- RIBEIRO, D. V. et. al, **Corrosão e Degradação em Estruturas de Concreto: Teoria, Controle e Técnicas de Análise e Intervenção**. Elsevier, Rio de Janeiro, 2018.
- SAETTA, A.V.; VITALIANI, R. V. Experimental investigation and numerical modeling of carbonation process in reinforced concrete structures. Part I: Theoretical formulation. **Cement and Concrete Research**, v. 34, p.571-579, 2004.
- SILVA, A.; NEVES, R.; DE BRITO, J. (2014). Statistical modelling of carbonation in reinforced concrete. **Cement and Concrete Composites**, 50, 73-81
- TUUTTI, K. Corrosion of Steel in Concrete. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Stockholm, Suecis, 1982. 30p.

ANEXO I – Modelo de previsão de carbonatação para o período de iniciação de Morinaga (1990)

$$\frac{w}{c} < 0,6$$

$$x_c = \sqrt{CO_2} \cdot (1,518 - 0,189 \cdot RH + 0,0236 \cdot T) \cdot (4,6 \cdot \frac{w}{c} - 1,76) \cdot \sqrt{t}$$

$$\frac{w}{c} > 0,6$$

$$x_c = \sqrt{CO_2} \cdot (1,518 - 0,189 \cdot RH + 0,0236 \cdot T) \cdot \frac{4,9 \cdot (\frac{w}{c} - 0,25)}{\sqrt{1,15 + 3 \cdot \frac{w}{c}}} \cdot \sqrt{t}$$

onde:

x_c = profundidade de carbonatação (mm);

CO_2 = concentração de CO_2 (%);

RH = umidade relativa;

T = temperatura ($^{\circ}C$);

$\frac{w}{c}$ = fator água/cimento;

t = tempo de exposição (dias).

ANEXO II – Modelo para estimativa de coeficiente de carbonatação (k) de Helene (1997)

$$k = a \cdot (6,7882 - 0,1131 \cdot f_{ck}) \cdot \sqrt{\frac{CO_2}{0,1}}$$

onde:

k = coeficiente de carbonatação médio ($mm/t^{1/2}$);

$$\begin{cases} a = 1,0 & \text{para CP I} \\ a = 1,1 & \text{para CP II - Z} \\ a = 1,2 & \text{para CP II - F} \end{cases}$$

f_{ck} = resistência característica à compressão axial do concreto (MPa);

CO_2 = concentração de CO_2 no ambiente (%);

ANEXO III – Modelo de previsão de carbonatação de Possan (2010)

$$y = k_c \left(\frac{20}{f_{ck}}\right)^{k_{fck}} \cdot \left(\frac{t}{20}\right)^{1/2} \cdot \exp \left[\left(\frac{k_{ad} \cdot ad^{3/2}}{40 + f_{ck}} \right) + \left(\frac{k_{CO_2} \cdot CO_2^{1/2}}{60 + f_{ck}} \right) - \left(\frac{k_{UR} \cdot (UR - 0,58)^2}{100 + f_{ck}} \right) \right] \cdot k_{ce}$$

onde:

y = profundidade de carbonatação média do concreto (mm);

f_{ck} = resistência característica à compressão axial do concreto (MPa);

k_c = fator variável referente ao tipo de cimento (Tabela 13);

k_{fck} = fator variável referente à resistência à compressão axial do concreto, em função do tipo de cimento (Tabela 13);

t = idade do concreto (anos);

ad = teor de adição pozolânica no concreto em relação à massa de cimento (%);

k_{ad} = fator variável referente às adições pozolânica do concreto – sílica, metacaulim e cinza de casca de arroz – em função do tipo de cimento (Tabela 5);

UR = umidade relativa média (%*0,01);

k_{UR} = fator variável referente à umidade relativa, em função do tipo de cimento (Tabela 5);

CO_2 = teor de CO_2 da atmosfera (%);

k_{CO_2} = fator variável referente ao teor de CO_2 do ambiente, em função do tipo de cimento (Tabela 5);

k_{ce} = fator variável referente às condições de exposição da estrutura à chuva (Tabela 6).

Tabela 13 - Coeficientes em função das características do concreto e das condições ambientais.

Tipo de Cimento	Características do Concreto			Condições	
	Cimento	f_c	Adição	CO_2	UR
	k_c	k_{fc}	k_{ad}	k_{CO_2}	k_{UR}
CPI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300
CP II F	21,68	1,50	0,24	18,00	1100
CP II Z	23,66	1,50	0,32	15,50	1300
CP II	30,50	1,70	0,32	15,50	1300
CP IV	33,27	1,70	0,32	15,50	1000
CP V ARI	19,80	1,70	0,24	18,00	1300

Tabela 14 - Coeficientes em função das condições de exposição da estrutura.

Condições de exposição da estrutura	
Proteção à chuva	k_{ce}
Ambiente interno Protegido da chuva	1,30
Ambiente externo Protegido da chuva	1,00
Ambiente externo Desprotegido da chuva	0,65

ANEXO IV – Modelo de previsão de coeficiente de carbonatação de Silva et al. (2014)

$UR < 70\%$:

$$k = 0,556 \cdot CO_2 - 3,602 \cdot X - 0,148 \cdot f_c + 18,734 \quad (1)$$

$UR > 70\%$:

$$k = 3,355 \cdot CO_2 - 0,019 \cdot Cli - 0,042 \cdot f_c + 10,83 \quad (2)$$

Onde:

k = coeficiente de carbonatação ($mm/ano^{1/2}$);

CO_2 = concentração de CO_2 (%);

f_c = resistência característica à compressão axial do concreto com 28 dias (MPa);

X = classe de exposição de acordo com EN-1992 (2004)

XC1 – Ambiente seco ou permanentemente molhado: $X = 1$

XC2 – Ambiente molhado, raramente seco: Não aplicável ($RH > 70\%$)

XC3 – Ambiente com umidade moderada: $X = 2$

XC4 – Ambiente com ciclos molhado e seco: $X = 3$

Cl_i = teor de clínquer no concreto (kg/m^3)

ANEXO V – Ficha cadastral dos projetos das pontes de concreto armado.

Índice

CO_2 = concentração de CO_2 na atmosfera;

T_m = temperatura média;

UR = umidade relativa média;

TC = tipo de cimento;

f_{ck} = resistência à compressão do concreto;

a/c = relação água cimento;

$C_{cimento}$ = consumo mínimo de cimento.

• Ponte sobre o Córrego Baile

Figura 9 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Córrego Baile.

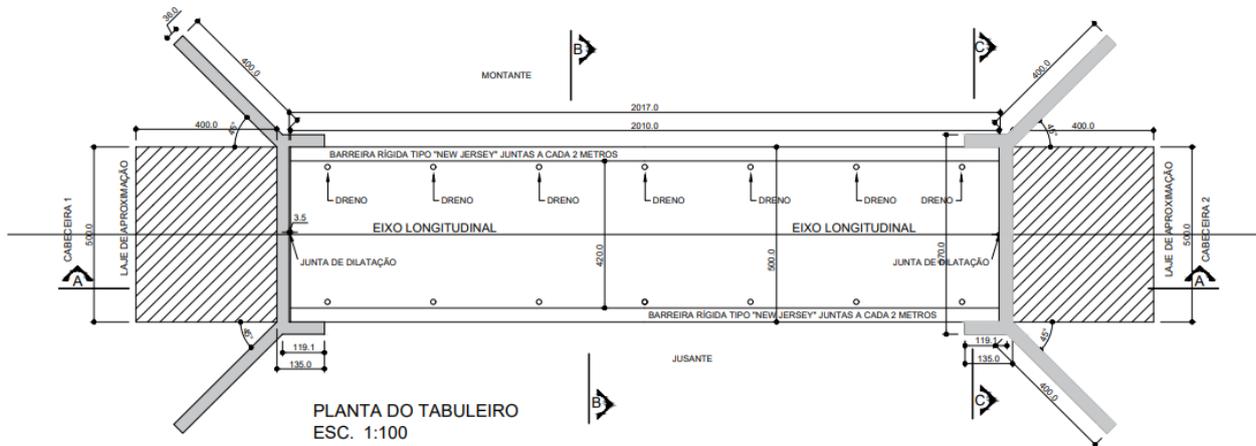
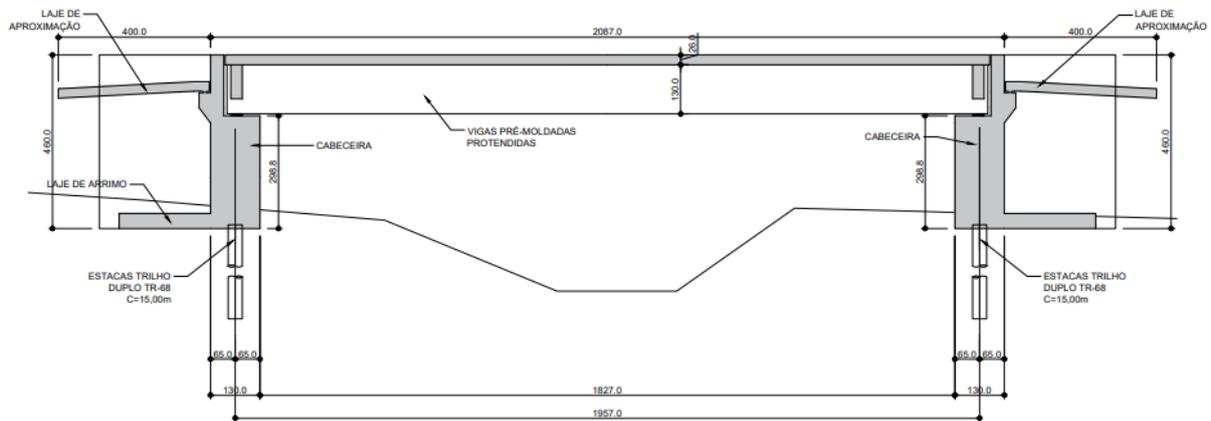


Figura 10 - Corte longitudinal, ponte sobre Córrego Baile.



Município: Nova Andradina

Coordenadas: 22°13'30.03"S, 53°22'34.8"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 5,0 m

Comprimento: 20,0 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 23,2^\circ C$

$UR = 72\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 380 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Lajes, pré-lajes e placas pré-moldadas: 25 mm;

Demais elementos: 30 mm;

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 390 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Vigas protendidas: 35 mm

• Ponte sobre o Córrego Cachoeira

Figura 11 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Córrego Cachoeira.

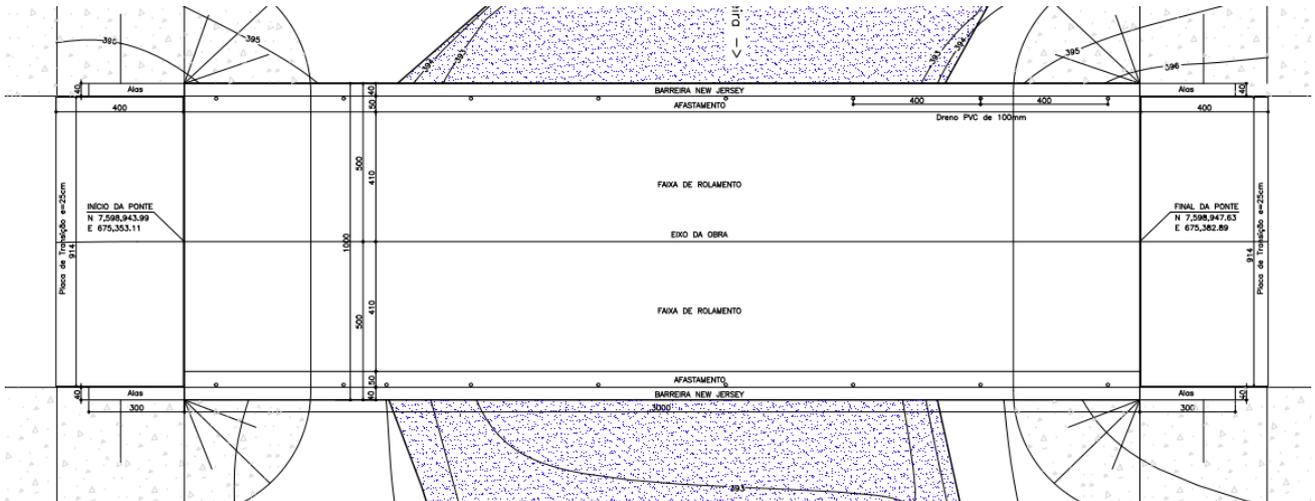
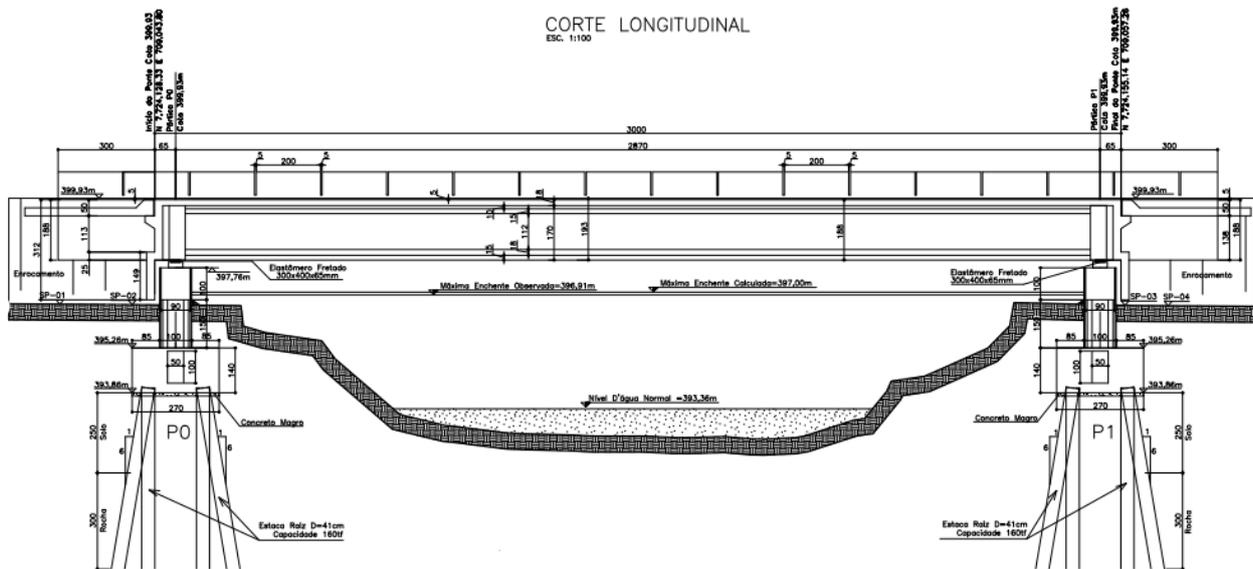


Figura 12 - Corte longitudinal, ponte sobre Córrego Cachoeira.



Município: Maracaju

Coordenadas: 21°42'15.14"S, 55°18'16.94"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 10,0 m

Comprimento: 30,0 m

CO₂ = 0,03 %

T_m = 22,3° C

UR = 76%

TC = CP II E, CP II F

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

f_{ck} = 30 MPa

a/c = 0,60

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

f_{ck} = 35 MPa

a/c = 0,55

Cobrimento: 35 mm

• Ponte sobre o Córrego Cedro

Figura 13 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Córrego Cedro.

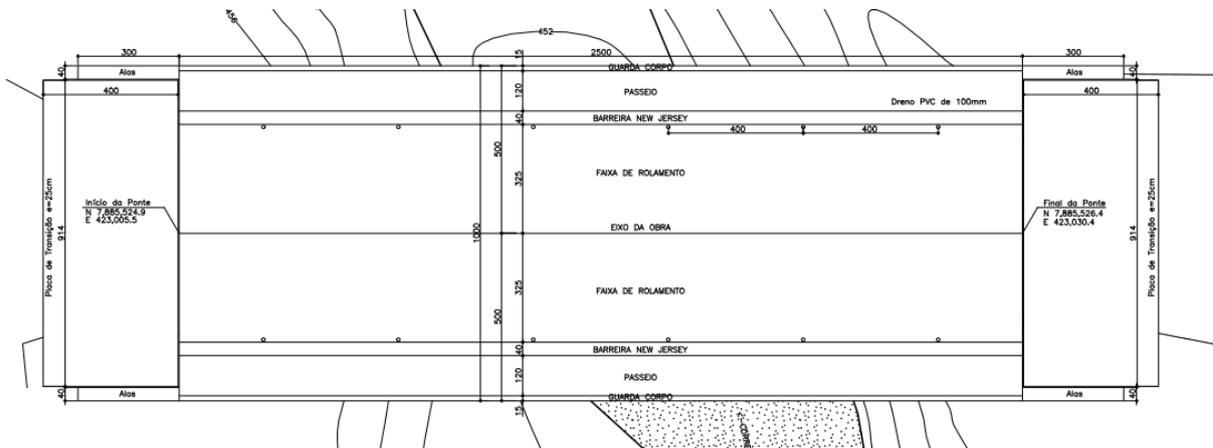
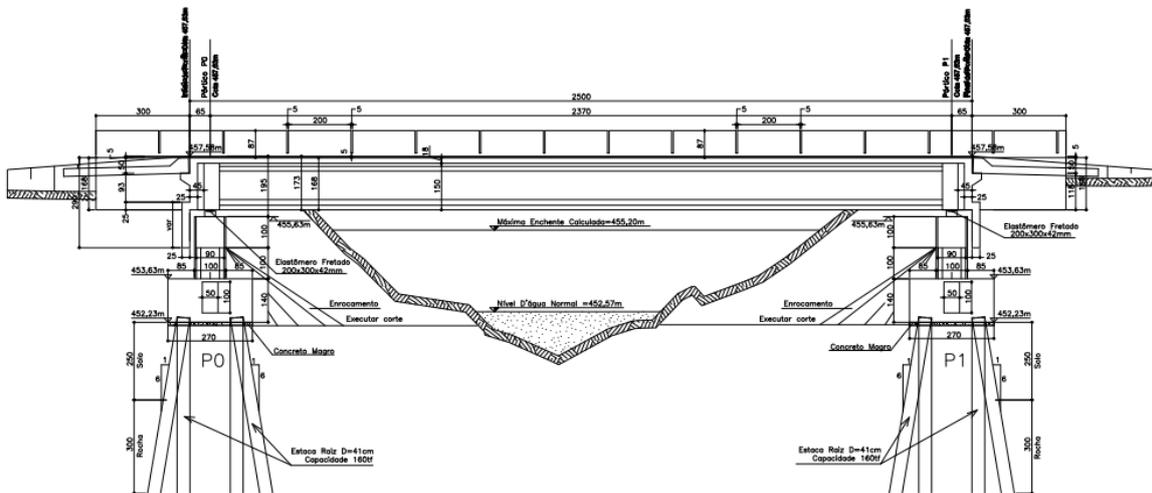


Figura 14 - Corte longitudinal, ponte sobre Córrego Cedro.



Município: Cassilândia

Coordenadas: 19°07'18.8"S, 51°43'55.00"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 10,0 m

Comprimento: 25,0 m

$CO_2 = 0,033 \%$

$T_m = 24,3^\circ C$

$UR = 67\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,60$

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

Cobrimento: 35 mm.

• **Ponte sobre o Córrego Laranja Doce**

Figura 15 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Córrego Laranja Doce.

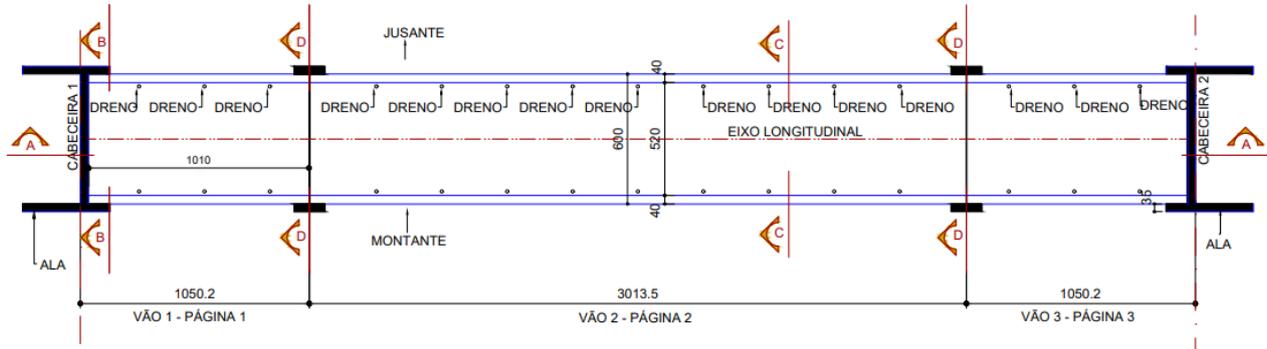
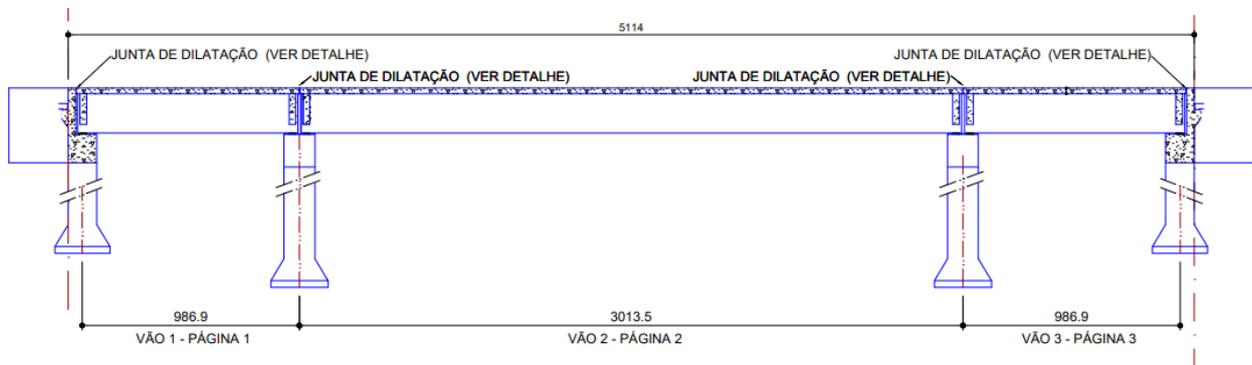


Figura 16 - Corte longitudinal, ponte sobre Córrego Laranja Doce.



Município: Dourados

Coordenadas: 21°56'54''S, 54°30'06''O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 6,0 m

Comprimento: 51,14 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 22,8^\circ C$

$UR = 74\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 380 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Lajes, pré-lajes e placas pré-moldadas: 25 mm;

Demais elementos: 30 mm;

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 390 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Vigas protendidas: 35 mm

• **Ponte sobre o Córrego Pedro Gomes**

Figura 17 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Córrego Pedro Gomes.

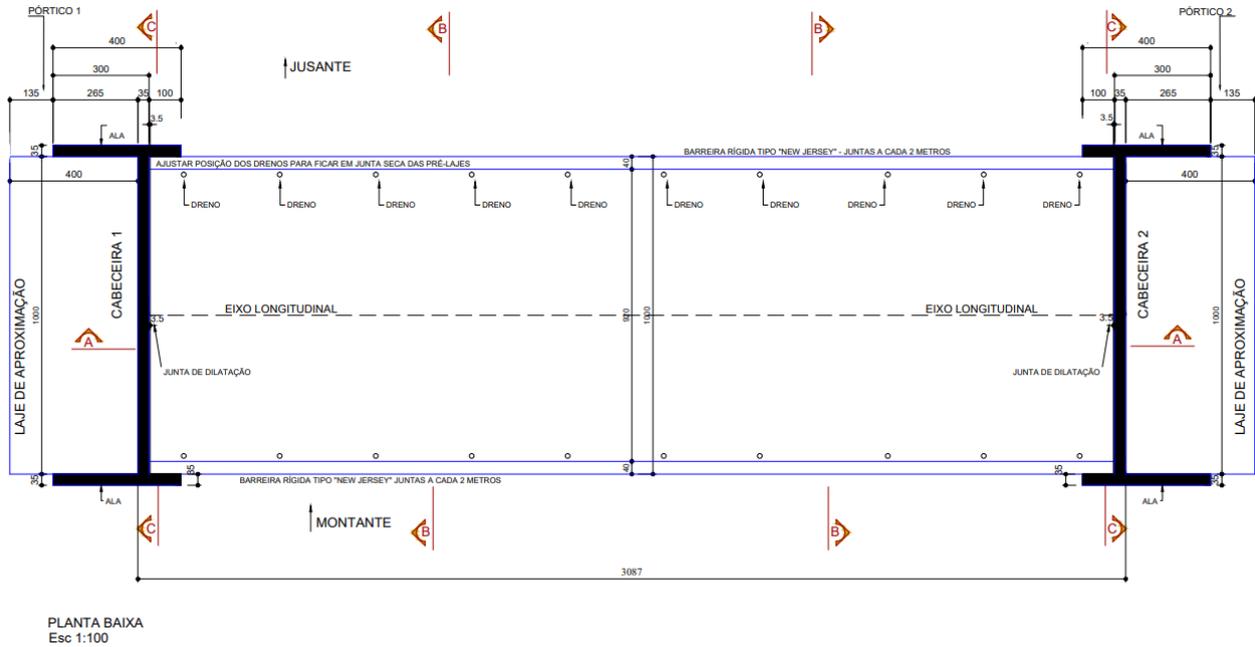
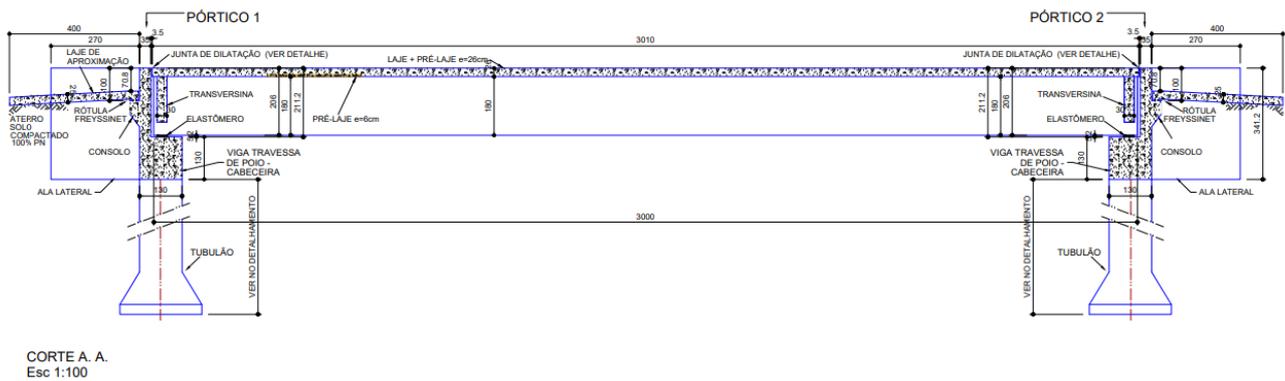


Figura 18 - Corte longitudinal, ponte sobre Córrego Pedro Gomes.



Município: Pedro Gomes

Coordenadas: 18°03'21"S, 54°31'20"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 10,0 m

Comprimento: 30,0 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 24,2^\circ C$

$UR = 74\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 380 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Lajes, pré-lajes e placas pré-moldadas = 25 mm;

Demais elementos 30 mm;

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 390 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Vigas: 35 mm.

• Ponte sobre o Ribeirão das Botas

Figura 19 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Ribeirão das Botas.

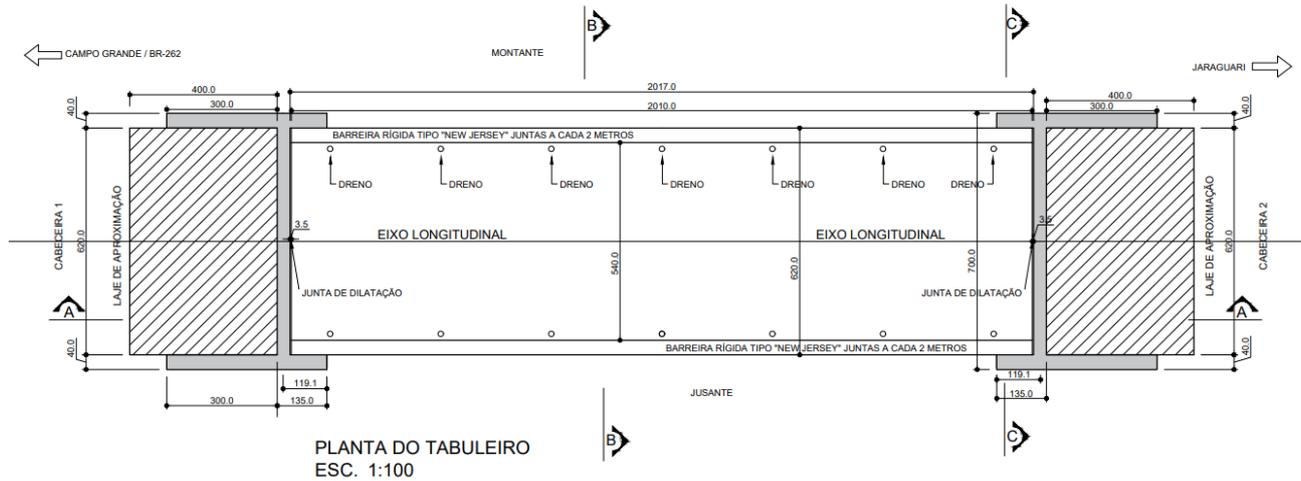
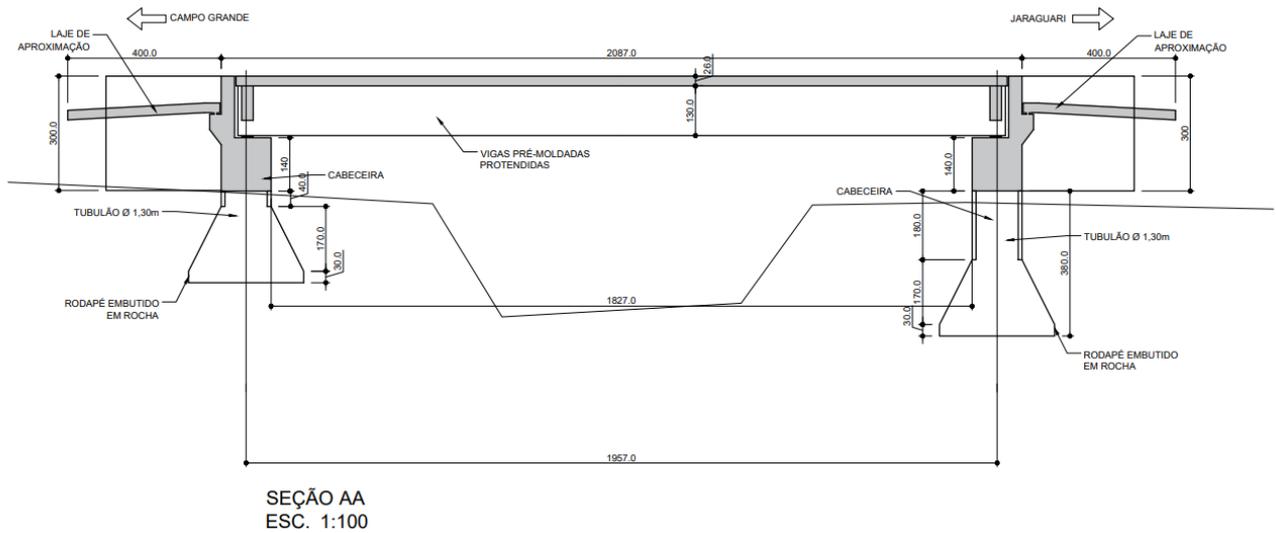


Figura 20 - Corte longitudinal, ponte sobre Ribeirão das Botas.



Município: Campo Grande-Jaraguari
 Coordenadas: 20°25'60"S, 54°23'00"O
 Classe da ponte: TB 450
 Largura: 6,20 m
 Comprimento: 20,0 m
 $CO_2 = 0,03 \%$
 $T_m = 23,3^\circ C$
 $UR = 70\%$
 TC = CP II E, CP II F ou CP II Z
 Classe de Agressividade II
 Elementos em concreto armado
 $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$
 $C_{cemento} = 380 \text{ kg/m}^3$
 Cobrimento:
 Lajes, pré-lajes e placas pré-moldadas = 25 mm;
 Demais elementos 30 mm;
 Elementos em concreto protendido
 $f_{ck} = 35 \text{ MPa}$
 $a/c = 0,50$
 $C_{cemento} = 390 \text{ kg/m}^3$
 Cobrimento:
 Vigas protendidas: 35 mm.

- **Ponte sobre o Rio Aquidauana**

Figura 21 - Planta do tabuleiro, 1/2 vista inferior e 1/2 vista superior, ponte sobre Rio Aquidauana.

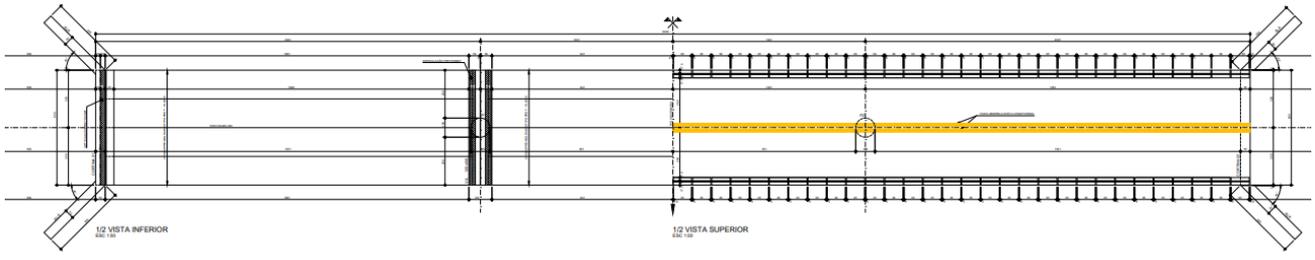
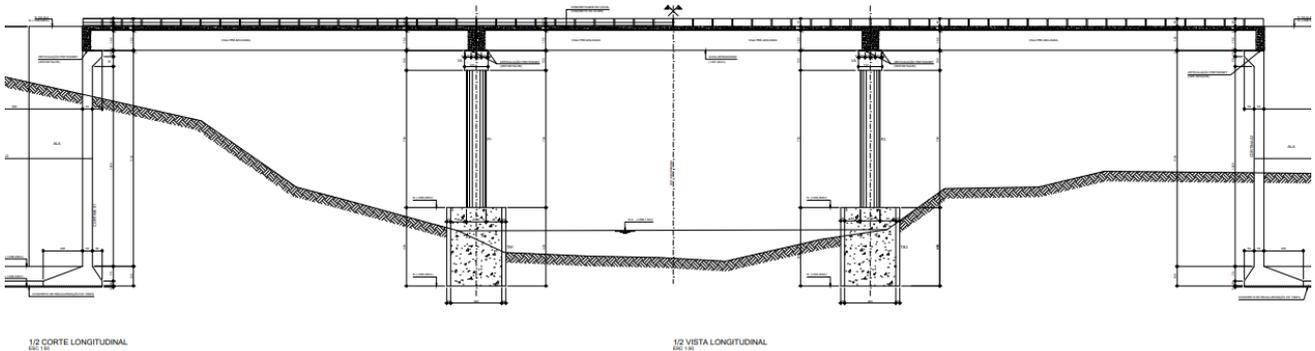


Figura 22 - 1/2 corte longitudinal e 1/2 vista longitudinal, ponte sobre Rio Aquidauana.



Município: Bandeirantes-Corguinho

Coordenadas: 19°43'42.10"S, 54°43'59"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 6,0 m

Comprimento: 60,0 m

$CO_2 = 0,033 \%$

$T_m = 23,3^\circ C$

$UR = 70\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm.

• **Ponte sobre o Rio Maracaí**

Figura 23 - Planta do tabuleiro, 1/2 vista inferior e 1/2 vista superior, ponte sobre Rio Maracaí.

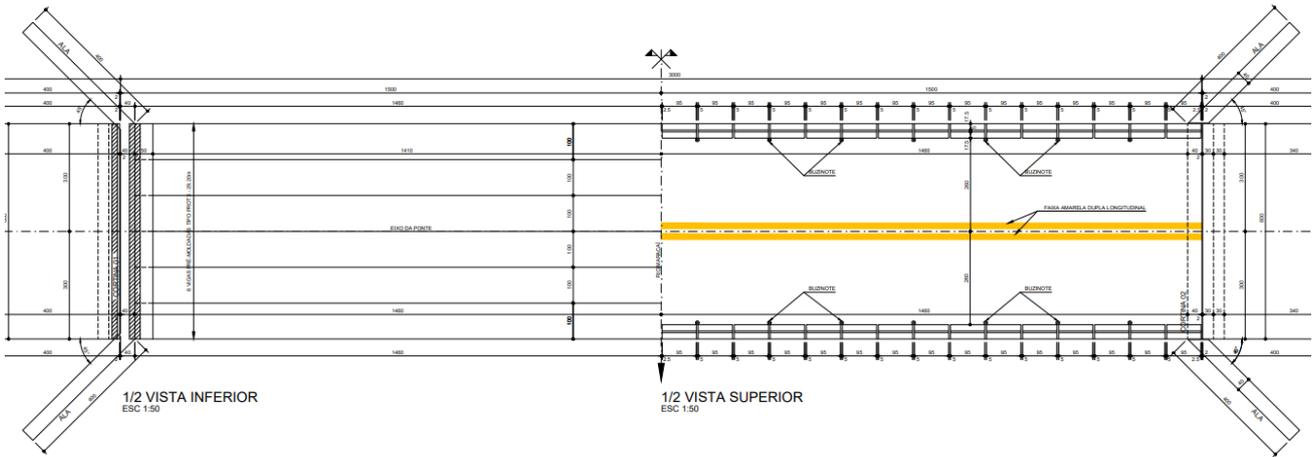
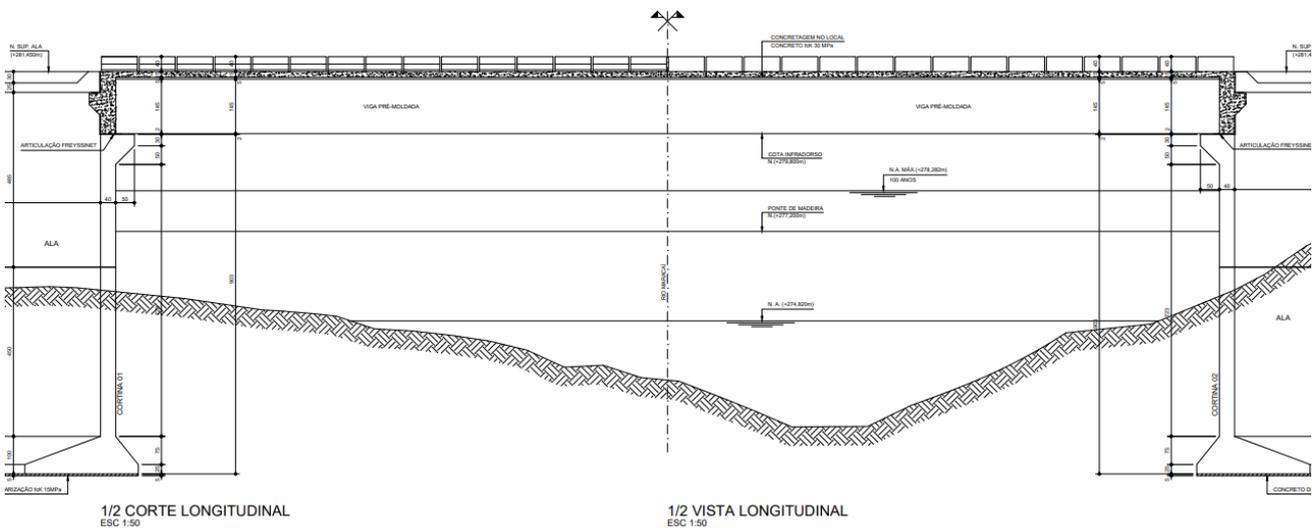


Figura 24 - 1/2 corte longitudinal e 1/2 vista longitudinal, ponte sobre Rio Maracaí.



Município: Iguatemi

Coordenadas: 23°24'49.65"S, 54°28'28.97"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 6,0 m

Comprimento: 30,0 m

CO₂ = 0,03 %

T_m = 22° C

UR = 72%

TC = CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

f_{ck} = 30 MPa

a/c = 0,55

C_{cimento} = 300 kg/m³

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

f_{ck} = 40 MPa

a/c = 0,50

C_{cimento} = 300 kg/m³

Cobrimento: 30 mm.

- **Ponte sobre o Rio Piripucu**

Figura 25 - Planta do tabuleiro, 1/2 vista inferior e 1/2 vista superior, ponte sobre Rio Piripucu.

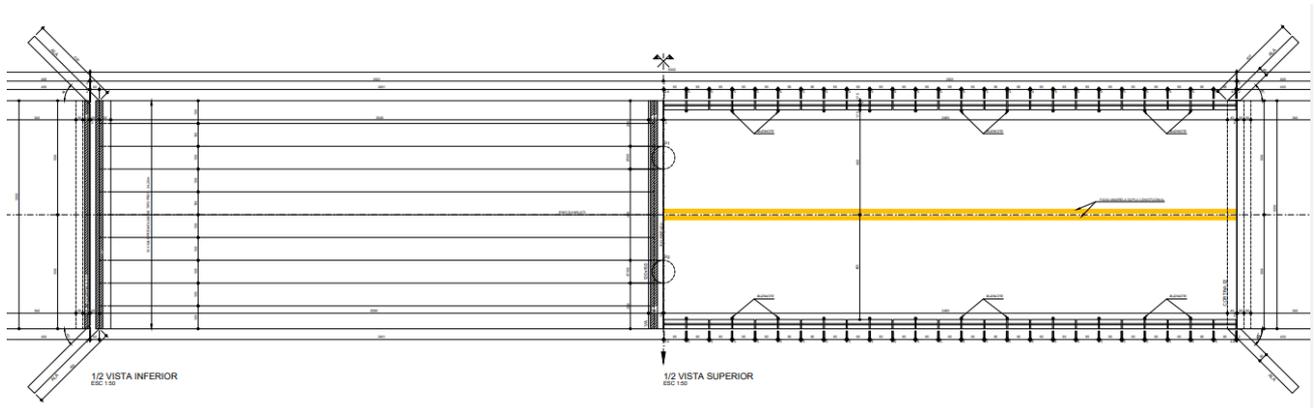
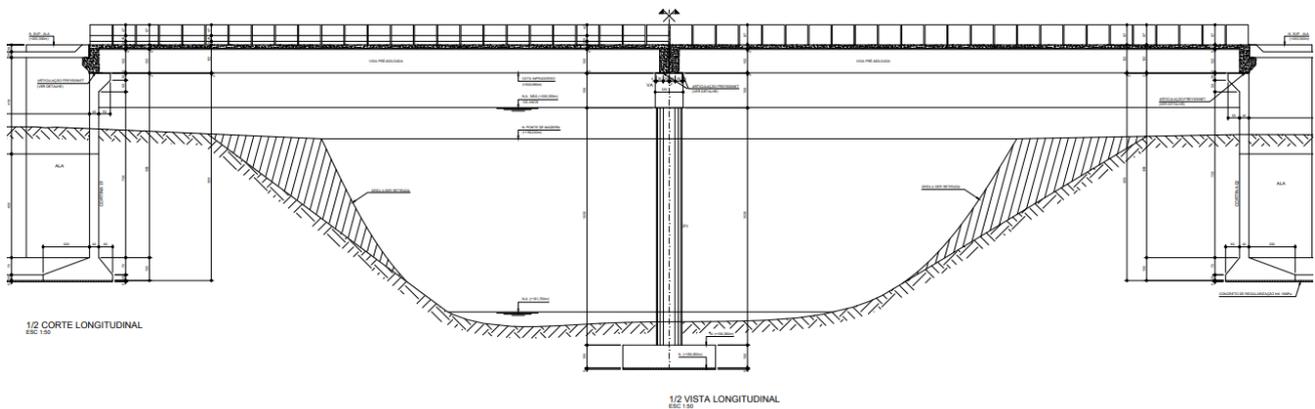


Figura 26 - 1/2 corte longitudinal e 1/2 vista longitudinal, ponte sobre Rio Piripucu.



Município: Bela Vista

Coordenadas: 21°53'39.27"S, 56°34'3.01"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 5,0 m

Comprimento: 20,0 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 20,8^\circ C$

$UR = 73\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm.

• **Ponte sobre o Rio São Domingos**

Figura 27 - Planta do tabuleiro, ponte sobre rio São Domingos.

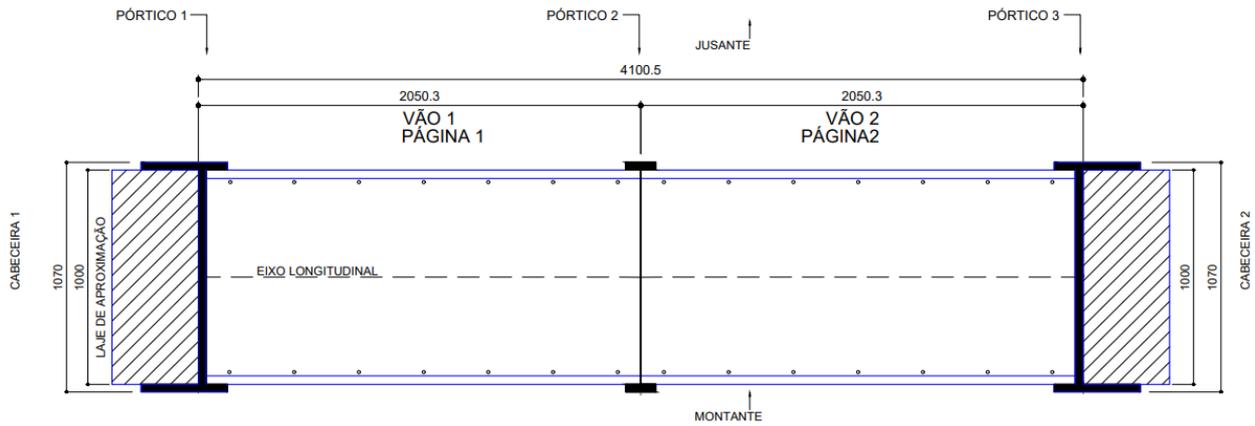
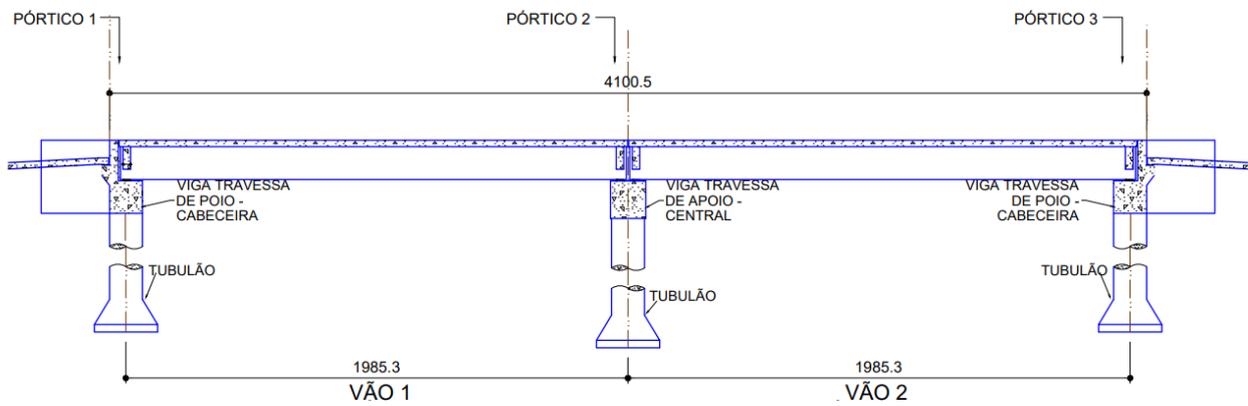


Figura 28 - Corte longitudinal, ponte sobre rio São Domingos.



Município: Água Clara

Coordenadas: 19°56'6.07"S, 53°11'0.79"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 10,0 m

Comprimento: 40,0 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 23,9^\circ C$

$UR = 68\%$

TC = CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 380 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Lajes, pré-lajes e placas pré-moldadas = 25 mm;

Demais elementos 30 mm;

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 390 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento:

Vigas: 35 mm.

- **Ponte sobre o Rio Verde**

Figura 29 - Planta do tabuleiro, 1/2 vista inferior e 1/2 vista superior, ponte sobre Rio Verde.

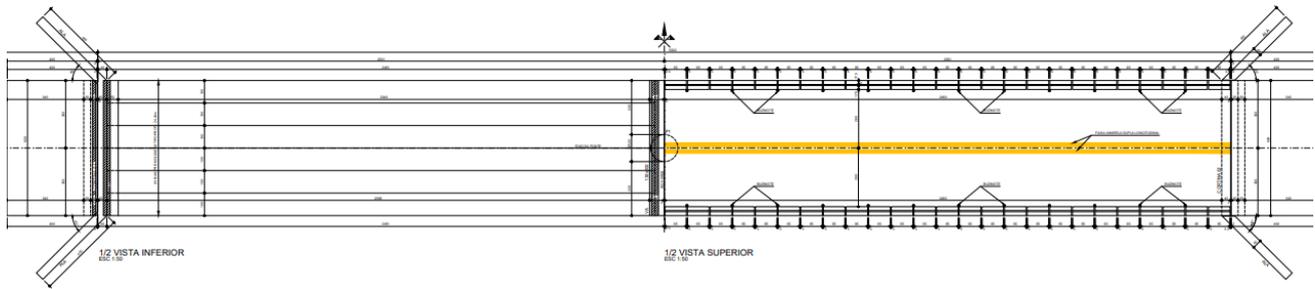
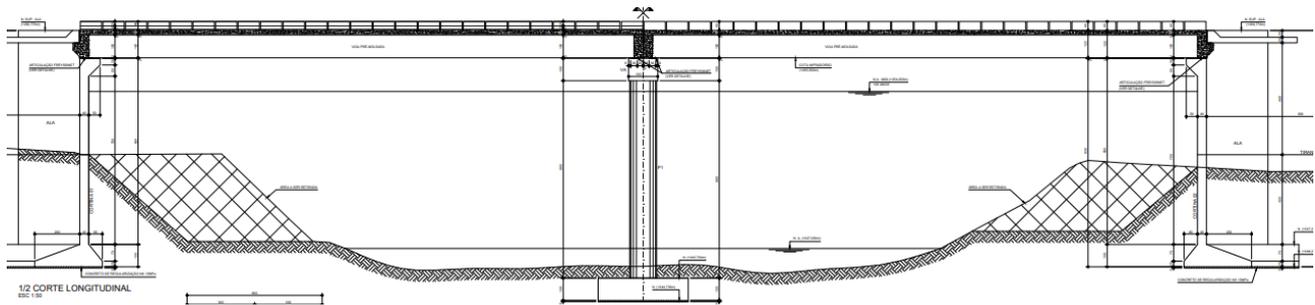


Figura 30 - 1/2 corte longitudinal e 1/2 vista longitudinal, ponte sobre Rio Verde.



Município: Rio Verde de Mato Grosso

Coordenadas: 18°41'15.43"S, 54°44'36.68"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 5,0 m

Comprimento: 20,0 m

$CO_2 = 0,03 \%$

$T_m = 24,2^\circ \text{C}$

$UR = 74\%$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

$a/c = 0,55$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm;

Elementos em concreto protendido

$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$

$a/c = 0,50$

$C_{cimento} = 300 \text{ kg/m}^3$

Cobrimento: 30 mm.

• Ponte sobre Vazante Queixada

Figura 31 - Planta do tabuleiro, ponte sobre Vazante Queixada.

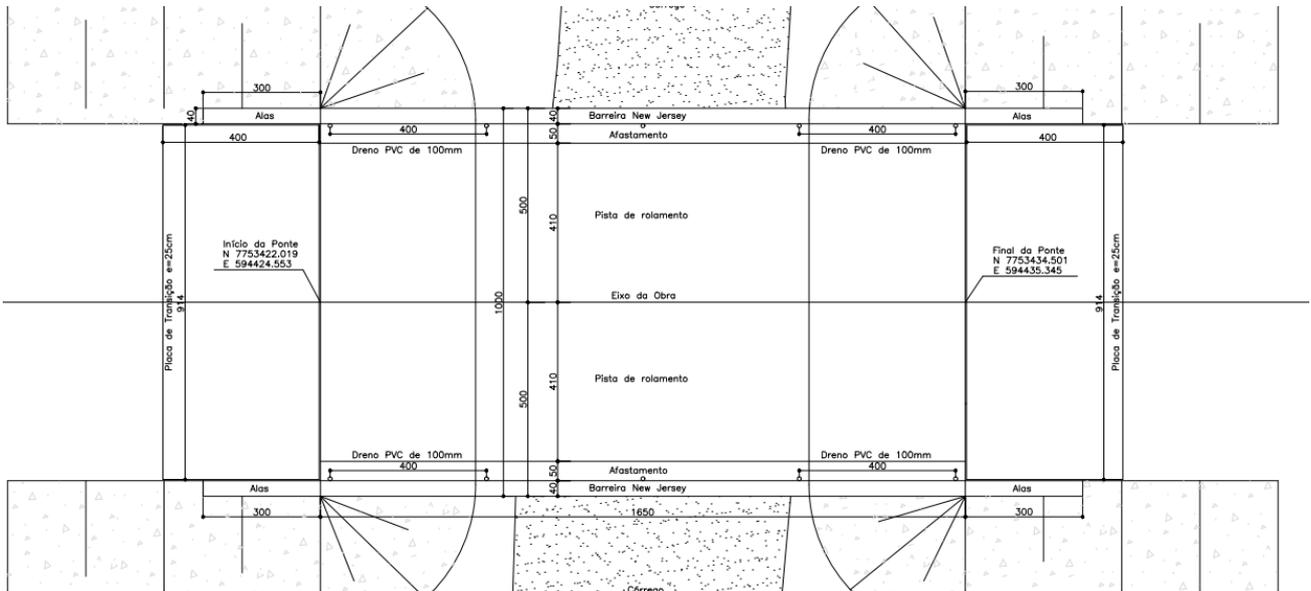
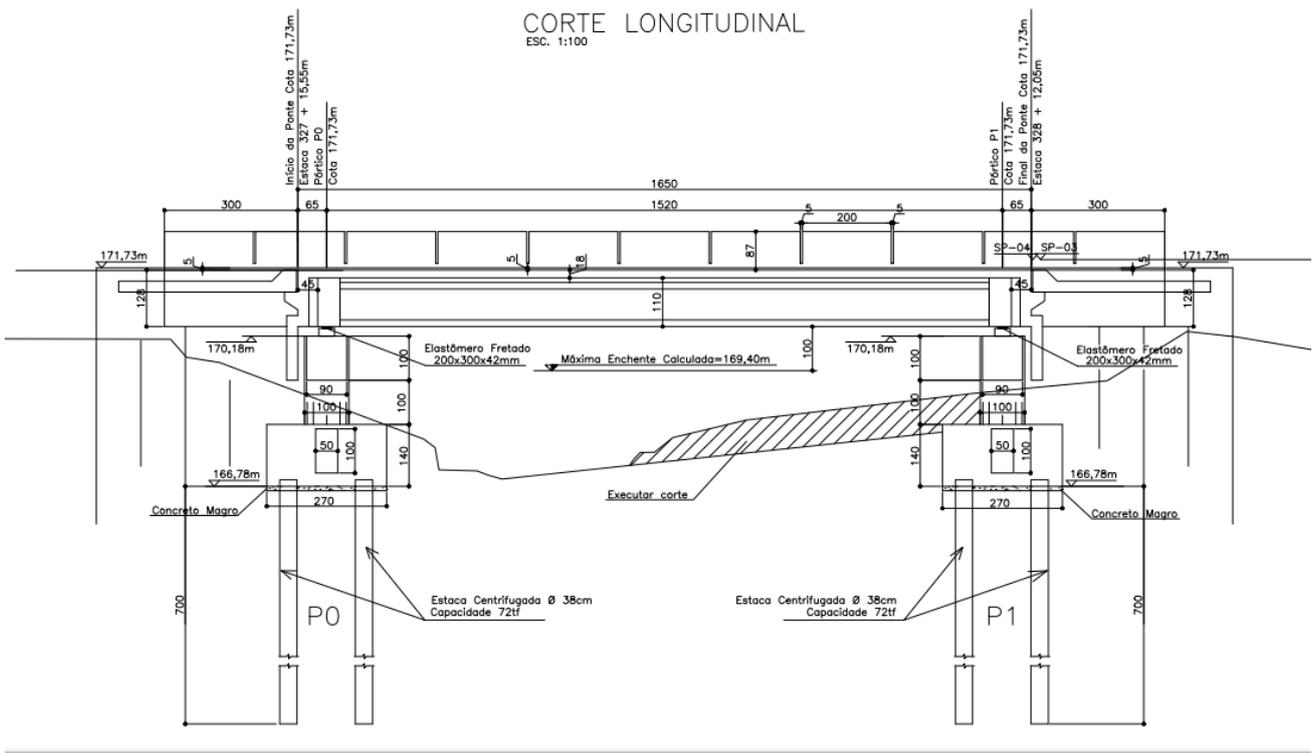


Figura 32 - Corte longitudinal, ponte sobre Vazante Queixada.



Município: Aquidauana

Coordenadas: 20° 18'53.12"S, 56° 5'43.87"O

Classe da ponte: TB 450

Largura: 10,0 m

Comprimento: 16,5,0 m

$$CO_2 = 0,033 \%$$

$$T_m = 24,5^\circ \text{ C}$$

$$UR = 72\%$$

TC = CP II E, CP II F ou CP II Z

Classe de Agressividade II

Elementos em concreto armado

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$a/c = 0,6$$

$$C_{cimento} = 380 \text{ kg/m}^3$$

Cobrimento: 30 mm

Elementos em concreto protendido

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$a/c = 0,55$$

$$C_{cimento} = 390 \text{ kg/m}^3$$

Cobrimento: 35 mm.