

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

ALINE BENSI DOMINGUES

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE GALERIA DEFINIDA POR TRÊS
ARCOS COM PEQUENA ESPESSURA EM UHPC**

SÃO CARLOS

2022

ALINE BENSI DOMINGUES

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE GALERIA DEFINIDA POR TRÊS
ARCOS COM PEQUENA ESPESSURA EM UHPC**

VERSÃO CORRIGIDA

A versão original encontra-se na Escola de Engenharia de São Carlos

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como requisito para a obtenção do Título de Doutora em Ciências.

Área de concentração: Engenharia Civil (Estruturas)

Orientador: Prof. Tit. Mounir Khalil El Debs

SÃO CARLOS

2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

D671c Domingues, Aline Bensi
Contribuição ao projeto de galeria definida por
três arcos com pequena espessura em UHPC / Aline Bensi
Domingues; orientador Mounir Khalil El Debs. São
Carlos, 2022.

Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil (Engenharia de Estruturas) e Área de
Concentração em Estruturas -- Escola de Engenharia de
São Carlos da Universidade de São Paulo, 2022.

1. Galeria. 2. Concreto pré-moldado. 3. UHPC. 4.
HPC. 5. Interação solo-estrutura. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **ALINE BENSI DOMINGUES**.

Título da tese: "Contribuição ao projeto de galeria definida por três arcos com pequena espessura em UHPC".

Data da defesa: 24/02/2022.

Comissão Julgadora

Resultado

Prof. Titular **Mounir Khalil El Debs**
(Orientador)

Aprovada

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Associado **Ricardo Carrazedo**

Aprovada

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Prof. Dr. **Pedro Wellington Gonçalves do Nascimento Teixeira**

Aprovada

(Escola Politécnica/EP-USP)

Profa. Dra. **Aline da Silva Ramos Barboza**

Aprovada

(Universidade Federal de Alagoas/UFAL)

Prof. Associado **Jefferson Lins da Silva**

Aprovada

(Escola de Engenharia de São Carlos – EESC/USP)

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

(Engenharia de Estruturas):

Prof. Associado **Vladimir Guilherme Haach**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:

Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

AGRADECIMENTOS

Agradeço à Deus pelo dom da vida, amparo proteção e força concedidos para superar os desafios transcorridos ao longo de mais essa etapa.

Ao professor Mounir pela valiosa orientação, incentivos e conhecimentos transmitidos.

A Associação dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC) pelo apoio financeiro, doação de formas. Em especial ao engenheiro Alírio Brasil Gimenez pelo entusiasmo, incentivo e trocas de ideias.

Ao engenheiro Danilo da empresa Formato Coberturas Especiais pela colaboração com o fornecimento da bolsa de ar comprimido.

Às empresas Elkem, Holcim e Belgo Bekaert pela doação de materiais. Em especial ao professor Ricardo Carrazedo pela intermediação com a empresa doadora das fibras metálicas.

Ao Laboratório de Estruturas Professor Dante Martinelli da Escola de Engenharia de São Carlos, em especial ao Luiz Vareda, Romeu, Fabiano, Amauri, Mauri e Jorge (*in memoriam*). Também ao Laboratório de Madeiras (LaMEM), em especial ao Silvio.

Ao Laboratório de Geossintéticos Professor Benedito de Souza Bueno da Escola de Engenharia de São Carlos, especialmente ao Clever pelo apoio e incentivo ao desenvolvimento dos trabalhos experimentais, principalmente durante os momentos mais difíceis da pandemia de Covid-19. Também aos colegas do Laboratório de Geossintéticos, Gabriel e Yara e ao Professor Jefferson Lins da Silva.

Ao Oscar do Laboratório de Mecânica dos Solos do Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos.

A todos os amigos do Departamento de Engenharia de Estruturas, em especial ao Pablo Augusto Krahl e Daniel Traglia. E agradecimento mais que especial às amigas engenheiras Karen, Mariana, Maria, Marcela, Rafaela, Tayra e Heloisa pelo companheirismo e momentos compartilhados.

Agradeço à todos os professores, técnicos, funcionários da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC/USP) e Universidade Estadual de Ponta Grossa (UEPG), que me auxiliaram na construção de meu conhecimento.

O presente estudo foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001, e financiamento concedido pelo Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), nº processo 142204/2017-0.

RESUMO

DOMINGUES, A. B. **Contribuição ao projeto de galeria definida por três arcos com pequena espessura em UHPC**. 2022. 180 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

As galerias são estruturas utilizadas em obras de infraestrutura rodoviária e ferroviária como passagens inferiores viárias ou para transposição de talvegues. Por se tratar de estruturas enterradas, seu comportamento é afetado pela interação solo-estrutura (ISE). A seção definida por três arcos é um tipo de galeria composta por segmentos de arcos de circunferência nas paredes laterais e cobertura (coroamento) com uma base plana. Esta geometria contribui para redistribuição dos esforços solicitantes e tende a apresentar melhor comportamento sob instalação em aterros elevados. Além disso, com a galeria definida por três arcos e considerando os mecanismos de ISE pode-se reduzir ainda mais os esforços solicitantes com o emprego de espessuras reduzidas. Nesse sentido, esta pesquisa avaliou o comportamento de galerias definidas por três arcos com espessura reduzida e uso de concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras (UHPC). Para isso, foram idealizadas galerias em escala reduzida 1:4, de dois tipos de concreto (altíssimo desenho – UHPC e alto desempenho – HPC), para serem ensaiadas enterradas sob carregamento controlado em uma caixa de teste de grandes dimensões. Os resultados obtidos experimentalmente na caixa de areia compreendem a uma situação de estados limites de serviço (ELS) e comprovaram que a galeria definida por três arcos de UHPC com espessura reduzida (20 mm) apresenta esforço de momento fletor menor que a galeria de HPC, que possui o dobro da espessura (40 mm). Entretanto, confirmou-se que a região da base é onde se concentram os maiores esforços de flexão em ambas as galerias. Também foi possível avaliar numericamente que as tensões verticais e horizontais do solo são maiores no entorno da galeria de UHPC (cerca de 50%), o que indica que os mecanismos resistentes do solo são mobilizados em maior intensidade ao redor da galeria de UHPC. As galerias também foram ensaiadas sob carregamentos concentrados até a ruptura para estimar um coeficiente de equivalência entre o ensaio com carregamento concentrado e a situação real. Por fim, uma análise de índice de custos de materiais (ICM) mostra que apesar da galeria de UHPC ser mais fina e usar menor volume de concreto e aço, o preço elevado do custo unitário do UHPC (devido ao custo das fibras), faz com que o ICM da galeria de UHPC ($ICM_{UHPC} = 0,69/un$) seja mais que o dobro do ICM da galeria de HPC ($ICM_{HPC} = 0,34/un$) para a situação analisada.

Palavras-chave: Galeria; Concreto pré-moldado; UHPC; HPC; Interação solo-estrutura.

ABSTRACT

DOMINGUES, A. B. **Contribution to design of culvert defined by three arches with reduced thickness wall of UHPC**. 2022. 180 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

Culvert is a structure used in road and rail infrastructure for underpasses or drainage. Its behavior is affected by the soil-structure interaction (SSI), due to be a buried structure. Culvert defined by three arches is designed with arc segments on the side and roof walls, with a flat base. This geometry contributes to the redistribution of the internal forces and its behavior is better when installed under high embankments. In addition, with the culvert defined by three arches and considering the SSI mechanisms, it is possible to reduce the internal forces with the use of reduced thicknesses. Therefore, this research evaluated the behavior of culverts defined by three arches with reduced thickness with use of ultra-high performance concrete (UHPC). Culverts were designed in reduced scale (1/4), they were made of two types of concrete (ultra-high performance concrete – UHPC and high performance concrete– HPC), to be tested buried under controlled loading in a large test sand box. The experimental results in the sand box show the culvert defined by three arcs of UHPC with reduced thickness (20 mm) presents lower bending moment than the HPC culvert, which is twice as thick (40 mm). However, the greatest bending moment was in the base region of both culvert. It was also possible to numerically evaluate the vertical and horizontal soil pressures around culverts. The soil stress at the boundary of the UHPC culvert was 50% higher than in the HPC culvert, which indicates that the resistant mechanisms of the soil are mobilized in greater intensity around the UHPC culvert. The culverts were also tested under concentrated load until failure to estimate an equivalence coefficient between the concentrated load test and the real situation. An analysis of material cost index (ICM) shows that although the UHPC culvert is thinner and uses less concrete and steel, the high price per unit cost of the UHPC production (due to the cost of fibers) becomes the ICM of UHPC culvert ($ICM_{UHPC} = 0.69/un$) more expensive than the ICM of the HPC culvert ($ICM_{HPC} = 0.34/un$) for the analyzed situation.

Keywords: Culvert; Precast; UHPC; HPC; Soil-structure interaction.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 JUSTIFICATIVA	19
1.2 OBJETIVO	21
1.3 METODOLOGIA	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1 GALERIAS.....	23
2.1.1 Galerias celulares pré-moldadas	27
2.1.2 Galeria definida por três arcos	28
2.1.3 Ensaio com galerias.....	30
2.2 CONCRETO DE ALTÍSSIMO DESEMPENHO (UHPC).....	41
2.2.1 Utilizações correntes do UHPC	42
2.2.2 Composição do UHPC	43
2.2.3 Características mecânicas do concreto.....	46
2.2.4 Modelo constitutivo para concreto.....	53
2.3 MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS E EFEITO ESCALA.....	60
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	67
3.1 DEFINIÇÃO DOS MODELOS E DOS MATERIAIS	67
3.1.1 Definição das espessuras.....	68
3.1.2 Definição das geometrias construídas.....	70
3.1.3 Cálculo das armaduras	72
3.1.4 Materiais utilizados no traço dos concretos	75
3.2 PREPARAÇÃO DOS MODELOS DAS GALERIAS	77
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	82
3.3.1 Ensaio de compressão uniaxial	82
3.3.2 Ensaio de tração uniaxial (UHPC).....	83
3.3.3 Ensaio de tração por compressão diametral (HPC)	84

3.4	ESQUEMA DO ENSAIO NA CAIXA DE AREIA	84
3.5	ESQUEMA DE ENSAIO NO PORTICO DE REAÇÃO	92
4	RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS.....	96
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO UHPC E HPC.....	96
4.1.1	Comportamento à compressão uniaxial do UHPC	96
4.1.2	Comportamento à compressão uniaxial do HPC.....	97
4.1.3	Comportamento à tração uniaxial do UHPC	97
4.1.4	Comportamento à tração por compressão diametral do HPC.....	98
4.2	ENSAIO NA CAIXA	99
4.2.1	Ensaio Piloto.....	99
4.2.2	Ensaio na caixa de areia com as galerias de HPC	100
4.2.3	Ensaio na caixa de areia para as galerias de UHPC	105
4.2.4	Resultados das solicitações normais nas seções críticas instrumentadas	108
4.3	ENSAIO NO PÓRTICO DE REAÇÃO.....	114
4.4	VERIFICAÇÃO DA POSIÇÃO DAS ARMADURAS.....	121
5	ANÁLISE NUMÉRICA	123
5.1	DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO NO ABAQUS	123
5.1.1	Parâmetros do <i>Concrete damage plasticity</i> (CDP).....	124
5.2	SIMULAÇÃO DO ENSAIO DA CAIXA DE AREIA	126
5.3	SIMULAÇÃO DO ENSAIO NO PÓRTICO	137
5.3.1	Modelo numérico da galeria de HPC no pórtico	138
5.3.2	Modelo numérico da galeria de UHPC.....	139
6	ANÁLISE DE RESULTADOS	141
6.1	MATERIAIS	141
6.2	ENSAIO NA CAIXA DE AREIA	143
6.3	ENSAIO NO PÓRTICO.....	153
7	DIRETRIZES DE PROJETO	159

7.1 ANÁLISE DE CUSTOS.....	159
7.2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS.....	161
8 CONCLUSÕES	166
8.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	169
REFERÊNCIAS	171

1 INTRODUÇÃO

As galerias funcionam como condutos enterrados e são estruturas utilizadas para atender principalmente as demandas de saneamento básico, distribuição de água ou de gás, drenagem urbana, também possuem aplicação como galerias técnicas de serviços para a passagem de cabos de eletricidade, telefonia e transmissão de dados. Em especial, as galerias de concreto pré-moldado também têm aplicação em obras de infraestrutura rodoviária e ferroviária como passagens inferiores viárias ou para transposição de talwegues. Embora existam várias formas de seções transversais, as seções transversais do tipo circular e retangular (box culvert) são as mais empregadas. No entanto, quando instalada sob alturas de aterro elevadas, a seção retangular, por exemplo, induz a concentração de tensões e leva a altos valores de momento fletor e força cortante, que podem levar a uma ruptura frágil da estrutura (ABUHAJAR, NAGGAR e NEWSON, 2015; PIMENTEL et al., 2009). Isso se deve ao processo de interação que se estabelece entre o solo circundante e a estrutura enterrada que, conforme estiver instalada em grandes profundidades, sofre ampliação de tensões devido à contribuição do confinamento do solo e da mobilização do efeito de arqueamento que passam a ocorrer em maior intensidade (BENNETT et al., 2005; KIM e YOO, 2005).

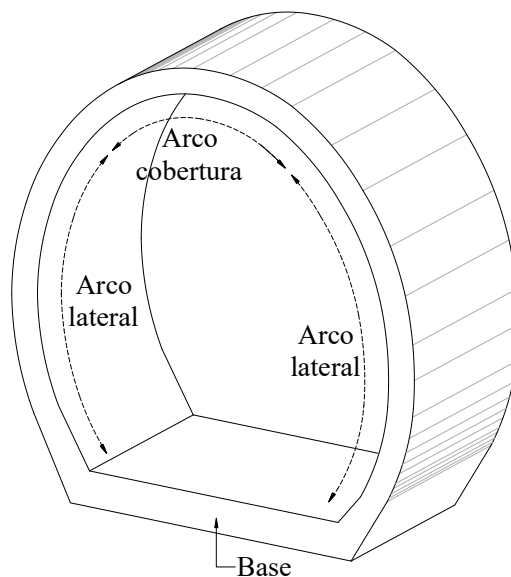
Como alternativa às seções circular e retangular, esta pesquisa dá continuidade ao estudo com galerias de seção composta por três arcos de circunferência de Domingues (2017). A seção proposta é formada por segmentos de arco de circunferência com uma base plana, conforme pode ser observado no esquema da Figura 1.1. Na seção definida por três arcos existe a melhoria no comportamento mecânico da estrutura, devido à sua geometria, pois a presença dos segmentos em arco contribuirá para a redução dos momentos fletores e de força cortante. Além disto, pode-se reduzir ainda mais esses esforços com o emprego de espessuras reduzidas, considerando os mecanismos de interação solo-estrutura. Entretanto, o benefício desta galeria ainda tende a aumentar em grandes profundidades de instalação. Estima-se considerar aterro elevado aqueles com altura superior a 3 metros ou quando a relação entre a profundidade de instalação (H) e a dimensão do vão da galeria (B_c) seja maior que 1 ($H/B_c > 1$), o maior dos dois valores (GETZLER, KOMORNIK e MAZURIK, 1968; BUENO e COSTA, 2009).

Além do próprio formato da seção alterar a distribuição de tensões, em grandes profundidades a interação solo-galeria se estabelece com maior intensidade, podendo haver alívio ou acréscimo de sobrecarga sobre a estrutura. Esse comportamento pode ser afetado por diversos fatores, desde o tipo de instalação do conduto (vala ou aterro) até à rigidez do

sistema (rígido, semirrígido, flexível). De maneira geral, as galerias de concreto pré-moldado comportam-se como condutos rígidos, ou seja, são capazes de suportar as cargas que lhe são impostas por si só. Mas, no caso das galerias definidas por três arcos, pode ser feito dimensionamento de tal modo a se comportarem como semirrígidas, reduzindo-se as espessuras das paredes. A redução das espessuras altera o processo de interação solo-galeria, mobilizando mecanismos resistentes do solo que são capazes de suportar mais carga. Ou seja, quanto mais fina for a parede da galeria mais fortemente essa estrutura irá interagir com o solo, o solo por sua vez passa a ter maior participação no suporte de cargas que são impostas ao sistema. Nesse caso, a capacidade resistente do solo é mais solicitada, e isso conduz a reduções nos valores dos esforços solicitantes na galeria.

Ainda sobre a interação da galeria com o solo, na seção definida por três arcos existe o benefício de o assentamento da base ser uniforme, pois a base plana favorece a compactação da região do berço. E na galeria proposta o processo de compactação do solo lateral também é bem consolidado, diferentemente do que acontece com tubos de seção circular, onde a dificuldade de compactação lateral próximo a base, gera tensões bastante complexas.

Figura 1.1 Galeria definida por três arcos



Fonte: Própria autoria

Esta pesquisa propõe avançar nas análises das galerias com seção definidas por três arcos com parede de pequena espessura com a utilização de concreto de altíssimo desempenho (*Ultra high performance concrete – UHPC*) com a adição de fibras metálicas e contribuir com considerações de projeto considerando interação solo-estrutura. O tipo de concreto é

fundamental para continuidade da pesquisa, uma vez que a viabilidade da redução da espessura só é de fato aceitável se houver mecanismos resistentes do concreto que compensem a perda em altura útil na seção solicitada. Nessas condições, o uso de concreto de resistência mais elevada é uma boa opção para aplicação nas galerias. Outro aspecto importante do uso do UHPC é com o ganho da parcela de resistência em tração, que pode ser levada em consideração no dimensionamento. Ou seja, é interessante que se possa contar com a participação das fibras metálicas nos processos resistentes do concreto, diminuindo o uso de armaduras flexão e/ou de cisalhamento.

Com vias a entender o funcionamento da galeria com espessura reduzida, uma avaliação experimental em condições de restrição semelhantes às de campo foi executada, por meio de ensaio de galerias em escala reduzida em uma caixa de teste sob pressão controlada. Análises experimentais auxiliares para validar alguma influência do efeito escala (do modelo reduzido considerando interação solo-estrutura para a escala real) não foram exploradas. Entretanto, com a calibração dos modelos constitutivos dos materiais nos modelos numéricos, considera-se que seja possível avaliar o comportamento da galerias frente a interação solo-estrutura, independente da alteração de tamanho decorrentes da mudança de escala.

1.1 JUSTIFICATIVA

Nas galerias enterradas não somente o processo de interação solo-estrutura, desencadeado pelas diferentes deformações dos materiais, afeta as solicitações de tensões e esforços, mas também as mudança de espessura (alteração na inercia I) e módulo de elasticidade (E), que interferem diretamente na rigidez a flexão (EI) das paredes das galerias. Para exemplificar esse comportamento, as Figura 1.2 e Figura 1.3 mostram, a partir dos resultados da dissertação de Domingues (2017), a variação de momentos fletores e força cortante, respectivamente, obtidos via simulações numéricas e considerando a interação solo-estrutura. Os modelos possuem vão de 3,25 m e altura interna de 3,5 m, e foram estabelecidos com o mesmo carregamento ($H=10m$), mas com 4 diferentes espessuras e dois tipos de concreto (C30 e C90). Pode-se notar que a galeria com maior redução dos esforços é a DTA II-d, moldada em concreto C90, que possui a menor espessura (7,5 cm). E ainda as análises quanto à rigidez à flexão, ressalta-se também que, com o aumento da espessura da base, ocorre aumento dos esforços naquela região, como por exemplo no caso da galeria DTA II-c.

Os resultados obtidos para as galerias definidas por três arcos demonstram que com a redução das espessuras das paredes e o conseqüente aumento da flexibilização da estrutura,

ocorrem reduções nos esforços, graças a maior interação que se estabelece com o solo.

Figura 1.2 Comparação dos momentos fletores [kN.m] para galeria definida por três arcos com diferentes rizezas (H = 10m)

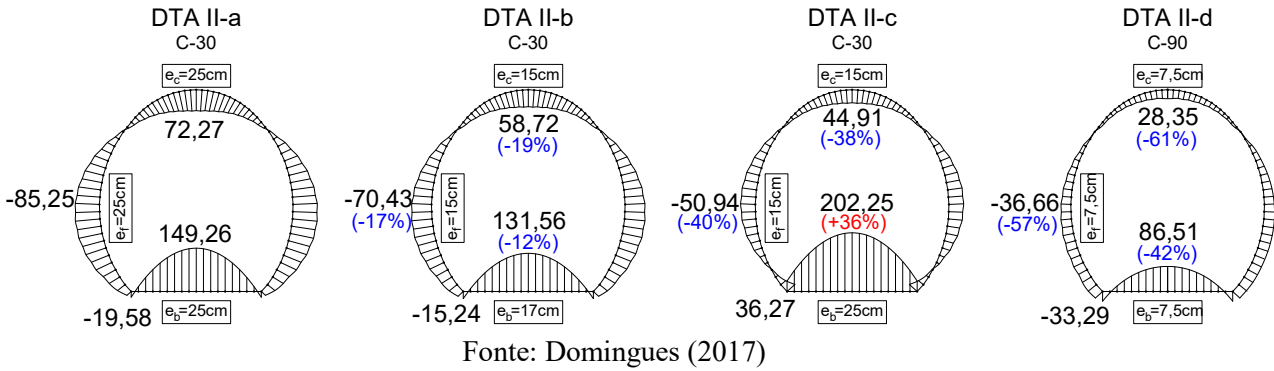
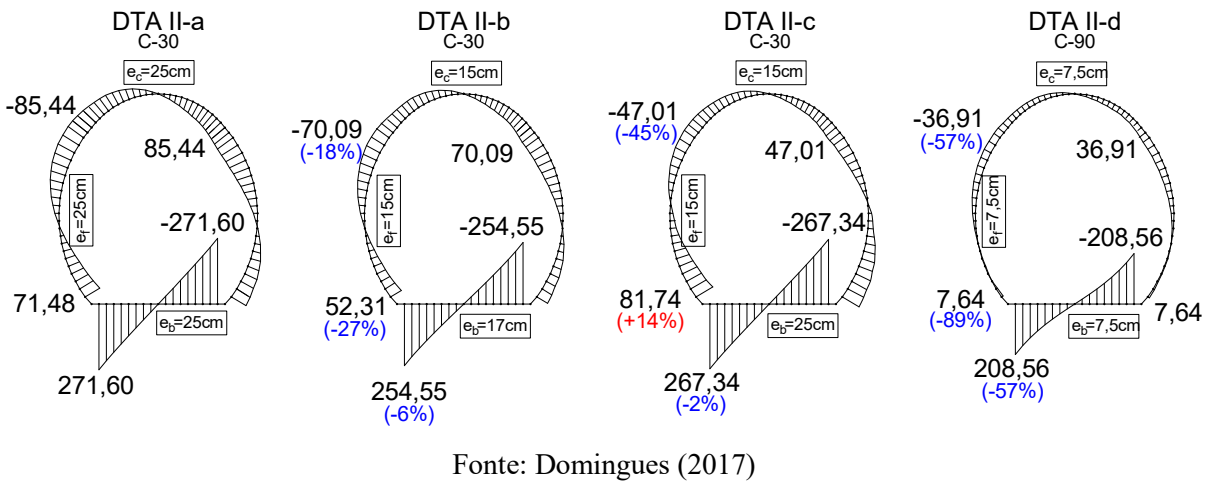


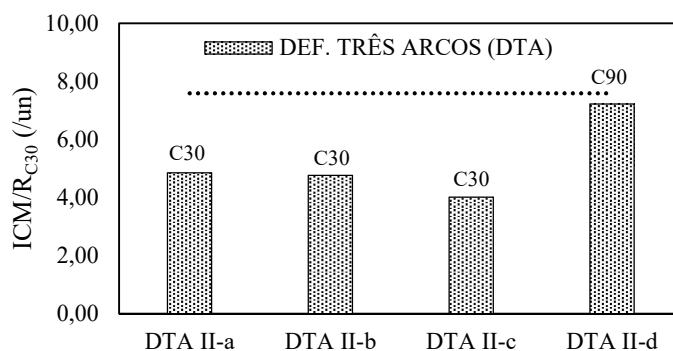
Figura 1.3 Comparação da força cortante [kN] para a galeria definida por três arcos (H = 10m)



Após o dimensionamento das seções considerando a interação solo-estrutura (ISE), com os esforços decorrentes da análise integrada solo-estrutura, percebe-se de fato que é possível otimizar os parâmetros geométricos e de rigidez da seção para economizar material. Entretanto, sabe-se que o concreto de altíssimo de desempenho possui um custo mais elevado, devido a quantidade de cimento, adição de fibras, maior controle tecnológico. Então, para efetivamente apontar a viabilidade desse sistema, uma análise por meio de um índice de custos de materiais (ICM) mostra que a galeria definida por três arcos pode ter um custo completivo com a galeria retangular, apesar de economizar material nas laterais e coroamento, necessita de base mais espessa, e deve ressaltar que o preço do concreto de alto desempenho é mais elevado. A Figura 1.4 mostra o índice de custo por unidade de galeria, a linha tracejada é o referente ao ICM de uma galeria retangular com concreto convencional. Percebe-se, portanto, que o ICM das

galerias definidas por três arcos com concreto de alto desempenho possuem um custo estimado final semelhante à galeria retangular com concreto convencional, mas ainda assim abaixo. Mas a popularização do uso do concreto de alta e altíssimo desempenho, bem como o possível barateamento dos materiais constituintes, como as fibras, pode tornar o material mais acessível e competitivo.

Figura 1.4 Índice de custo para a galeria definida por três arcos com concreto convencional



Fonte: Domingues (2017)

1.2 OBJETIVO

O objetivo principal da pesquisa é analisar o efeito da redução das espessuras nas galerias definidas por três arcos com o uso de concreto de altíssimo desempenho (UHPC – *Ultra High Performance Concrete*).

Os objetivos específicos são:

- a) Analisar a comportamento e desempenho do UHPC nas galerias enterradas;
- b) Analisar a interação solo-estrutura nas galerias definidas por três arcos com a redução das espessuras; e
- c) Analisar a viabilidade econômica da redução das espessuras nas galerias.

1.3 METODOLOGIA

A metodologia empregada para o desenvolvimento da pesquisa está dividida em seis partes: (i) revisão bibliográfica; (ii) análise numérica do comportamento das galerias definidas por três arcos com diferentes espessuras; (iii) caracterização dos materiais; (iv) ensaio experimental das galerias definidas por três arcos em escala reduzida; (v) avaliação numérica do efeito escala e (vi) avaliação de custos e análise dos resultados.

Na etapa da revisão bibliográfica foi realizado levantamento de teorias, dados e referências pertinentes ao tema, a fim de compreender assuntos como comportamento da interação solo-galeria, métodos de ensaios de galerias, bem como os novos estudos sobre os o concreto de altíssimo desempenho, uma vez que este material tem sido objeto de importantes estudos recentes.

A análise numérica do comportamento das galerias definidas por três arcos com diferentes espessuras consiste na etapa de avaliação e definição dos modelos a serem ensaiados. Nesta etapa, sabendo de alguns fatores limitadores e com base nos resultados da simulações numéricas prévias tomou-se decisões para a construção dos modelos físicos das galerias definidas por três arcos, como: o formato e proporções dos arcos, a espessura das paredes da galeria, o tipo de material e também a proporção da redução da escala do modelo a ser executado no ensaio experimental.

A etapa de caracterização dos materiais se fez necessário para verificar se o traço do concreto escolhido está adequado e também para alimentar e adequar o modelo constitutivo do material nas simulações numéricas subsequentes. Em se tratando da calibração dos modelos numéricos referentes ao concreto de altíssimo desempenho poucos modelos encontrados na literatura são capazes cobrir todas as faixas de resistências, então ensaios adicionais de caracterização são extremamente necessários.

O ensaio experimental das galerias definidas por três arcos em escala reduzida foi proposto para avaliar a interação solo-estrutura, por isso a proposta é ensaiar as galerias enterradas sob areia em uma caixa de grandes dimensões, com isso as restrições que o solo produz na galeria serão suficientemente semelhantes às encontradas em campo e os resultados do ensaio devem corresponder pelo menos ao estado limite de serviço encontrado nas obras reais. Para completar a análise experimental os modelos também foram levados à ruptura com a aplicação de carga concentrada no topo da galeria simplesmente apoiada.

Complementando os resultados dos ensaios experimentais, a etapa de avaliação numérica afere se a calibração do modelo constitutivo do concreto está adequada e com isso atesta a possibilidade de avaliar a influência do efeito escala e então estimar um nível segurança para estruturas dessa natureza construídas em escala real.

E por fim, com a avaliação de custos e análise dos resultados demonstra-se a eficácia da seção definida por três arcos com espessuras reduzidas e utilização de concretos mais resistentes (HPC ou UHPC) para grandes alturas de aterro.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GALERIAS

O principal foco da pesquisa é tratar das galerias ou bueiros, também conhecidas como obras de arte corrente (OAC). A finalidade tanto das obras de arte correntes (OAC) assim como as obras de arte especiais (OAE) é transpor algum tipo de obstruções ou permitir a passagem de água corrente sob uma rodovia ou ferrovia. O que o que diferencia basicamente os dois tipos de estruturas são as condições de contorno. As galerias são obras completamente ou parcialmente enterradas, em que o solo lateral colabora com a resistência. A altura de solo sobre a galeria pode variar conforme cota exigida para o aterro, ou mesmo ser igual a zero (EL DEBS, 2021). Nas situações em que altura de terra é pequena as galerias apresentam comportamento próximo às pontes. Pela definição da Federal Highway Administration (FHWA), as pontes possuem vão maiores que 6 metros (20 pés) e as galerias (culverts) em geral são projetadas com vão inferior a 6 metros. El Debs (2021) classifica como *buried bridges* galerias enterradas com vão maiores que 6 m e pouca espessura de terra.

As galerias por serem um tipo de estrutura embutida no solo podem ser semelhantes em alguma medida aos túneis. Porém o processo construtivo os diferencia totalmente em termos de projeto. Os túneis são construídos por escavação em solo ou rocha por técnicas de perfuração e mineração, o que faz que atenção especial seja dada à disciplina de mecânica das rochas. Já as galerias são estruturas instaladas inicialmente sob céu aberto com posterior construção de aterro ao redor e acima da mesma, o que faz que seja possível controlar o material circundante da estrutura, tanto em termos de tipo de material como no controle de compactação.

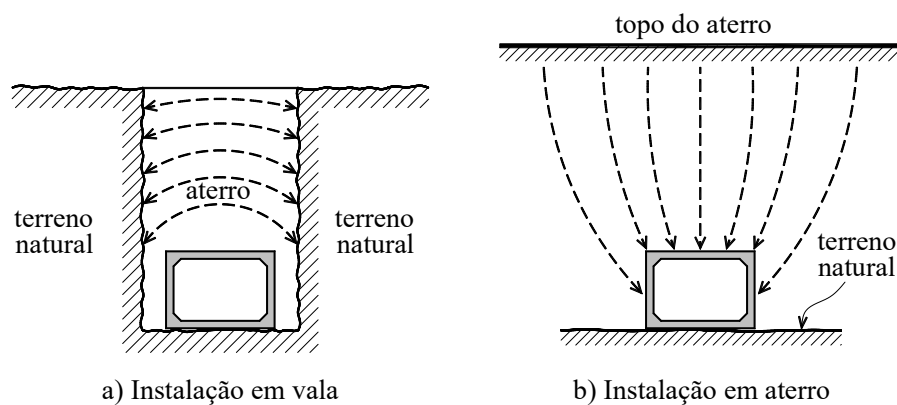
De maneira geral, portanto, as ações atuantes em galerias enterradas são: peso próprio, pressão do solo, pressão de fluídos dentro da galeria, cargas produzidas por sobrecargas na superfície (em função da natureza do tráfego), empuxos laterais produzido pelo solo, sobrecargas na fase construtiva (devido à ação dos equipamentos de compactação), além das ações produzidas nas fases transitórias de transporte e montagem (EL DEBS, 2017).

As pressões devidas ao solo ao redor da galeria podem ser estimadas considerando as tensões geostáticas ($P_v = \gamma_{\text{solo}} \cdot h$; $P_h = k \cdot P_v$), em que P_v é a pressão vertical, γ_{solo} é o peso específico do solo, h é altura de solo acima da estrutura, P_h é a pressão horizontal e k é o coeficiente de empuxo. Mas fato é que, existem diversos fatores que afetam a interação solo-estrutura e alteram a distribuição de tensões ao redor da galerias, como o próprio tipo de instalação, comumente diferenciada em instalação em vala (trincheira) e instalação em aterro

(Figura 2.1). Outros fatores que afetam a distribuição de tensões são as características do solo de fundação e de aterro, o tipo da seção da galeria (formato, espessura da parede, rigidez), o tipo do material constituinte da estrutura e até mesmo a profundidade de instalação.

Esses fatores ocasionam uma movimentação relativa entre a estrutura e o solo adjacente (nas laterais e acima da estrutura) e leva a alterações das pressões ao redor da galeria e conseqüente aumento ou redução da carga aplicada sobre ela, podendo então ser diferenciado em arqueamento positivo ou arqueamento negativo. De maneira geral, para estruturas instaladas em vala, ocorre arqueamento positivo, que seria como desviar as tensões acima da estrutura para as laterais. Já para instalação em aterro, a estrutura seria responsável por suportar maiores tensões do solo adjacente, o que caracteriza arqueamento negativo.

Figura 2.1 Forma de instalação e fluxo das pressões do solo em condutos enterrados



Fonte: El Debs (2017)

Quanto ao material, os diferentes valores de rigidez também influenciam nas distribuição de tensões. As galerias metálicas, por exemplo, são construídas normalmente com chapa fina corrugada em aço galvanizado, e são, portanto, consideradas estruturas flexíveis, caracterizadas por suportar por si só uma parcela pequena do carregamento, a parcela significativa do carregamento é suportada pelo próprio solo que a confina. Ou seja, o trabalho da estrutura sob carregamento tende a um mínimo, pois conta com a resistência passiva do solo adjacente (na horizontal), que por sua vez impede maiores deformações e ajuda a suportar o carregamento vertical. Logo, é comum que com o emprego de material metálico seja possível construir galerias com pequena espessura e ainda obter grandes aberturas, mesmo sobre elevados aterros, isso devido ao seu comportamento estrutural que interage fortemente com o solo. Diante desse fato decorre a importância da construção do aterro lateral ser bem executado.

Já as galerias de concreto caracterizam-se, em geral, por apresentar comportamento rígido, ou seja, são capazes de suportar as cargas que lhes são impostas por si só. Esta maior rigidez também é responsável por concentrar maiores tensões o que leva a maiores esforços solicitantes na estrutura.

Entretanto, conforme conceito mais abrangente de “rigidez relativa” aplicado a tubos de seção circular, conceito este introduzido por Allgood e Takahashi¹ e aperfeiçoada por Gumbel et al.², demonstra-se que somente o tipo de material do conduto não deve ser considerado isoladamente para classificar a sua rigidez, mas também deve-se englobar o tipo de solo em que o conduto está inserido. Então, para associar a interação solo-duto aos diferentes tipos de materiais, os autores propuseram uma classificação para condutos circulares que considera um parâmetro denominado rigidez relativa (RR), dado pela equação 2.1. (1982 apud BUENO e COSTA, 2009).

$$RR = \frac{R_s}{R_c} \quad [2.1]$$

Em que: R_s é a rigidez do solo circundante e R_c é a rigidez da seção transversal da estrutura, dados respectivamente por:

$$R_s = \frac{E_s}{(1 - \nu_s)} \quad [2.2]$$

$$R_c = \frac{E_p I}{D^3} \quad [2.3]$$

E ainda: E_s é o módulo de elasticidade do solo circundante; ν_s é o coeficiente de Poisson do solo circundante; E_p é o módulo de elasticidade do material constituinte do duto; I é o momento de inercia da parede do duto $I = bt^3/12$, em que t é a espessura do duto; D é o diâmetro do duto.

A Figura 2.2 mostra o típico comportamento de tubos para diferentes materiais em função da relação entre a espessura da parede do tubo e o diâmetro do tubo (D/t) com valores de módulo de elasticidade do solo que vão desde 1 MN/m² a 100 MN/m².

Conforme pode-se perceber, tubos com materiais tradicionalmente rígidos (cerâmica, concreto, ferro fundido, cimento amianto) só são de fato rígidos quando possuem baixa relação D/t ou são implantados em meio de menor rigidez, logo podem ganhar rigidez relativa e cair para a categoria intermediária. E tubos de aço e plástico tidos como flexíveis podem perder

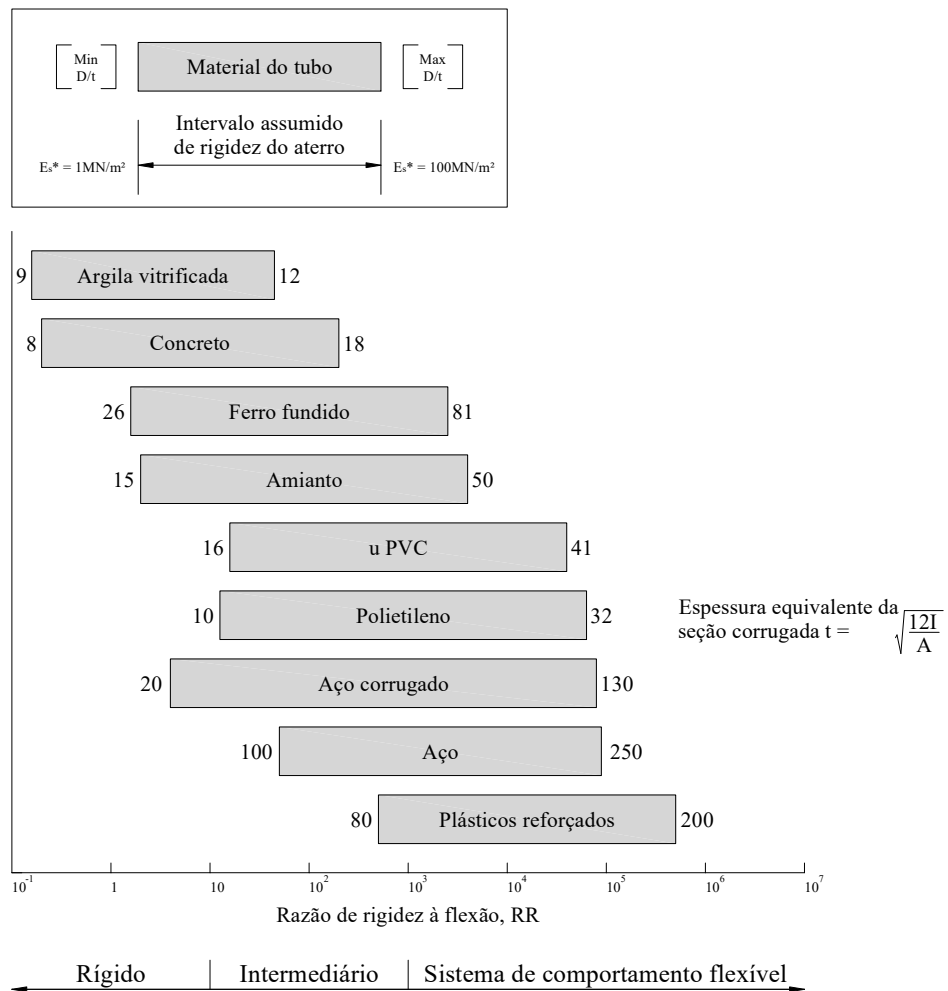
¹ ALLGOOD, J. R.; TAKAHASHI, S. K. **Balanced design and finite element analysis of culverts**, Highway Research Board, HRR 413, p. 45-55, 1972.

² GUMBEL, J. E.; O'REILLY, M. P.; LAKE, L. M.; CARDER, D. R. **The development of a new design method for buried flexible pipes**. In: Europe '82. Proceedings Basel, 1982.

rigidez reativa e também se enquadrar na categoria intermediária. Os tubos de aço corrugado cobrem uma vasta gama de rigidez relativa, isso devido aos diversos comprimentos de ondas e amplitudes dos variados tipos de chapas.

Ressalta-se que tubos de concreto, quando instalados em aterros bem consolidados e que possuem pequena espessura de parede em relação ao seu diâmetro (alto D/t), podem apresentar comportamento semelhante ao de tubos de aço corrugado. Sendo assim, o tubo de concreto pode passar a se comportar como conduto semirrígido, ou seja, nesse caso o solo circundante passa a ter mais participação nos mecanismos resistentes, aliviando os esforços solicitantes.

Figura 2.2 Classificação de tubos enterrados conforme rigidez relativa



Fonte: adaptado de Allgood e Takahashi (1972)

No caso das galerias com seção transversal não circulares a caracterização pela rigidez relativa pode ser até ser feita com uma aproximação do diâmetro equivalente. Mas essa aproximação de maneira geral não é adequada, devendo-se então proceder outros métodos de análises.

Há ainda alguns outros fatores que podem ser considerados no projeto de galerias enterradas afim de controlar a concentração de tensões, como a especificação de trincheiras induzidas, que consiste basicamente na previsão de uma camada mais compressível no interior no aterro numa região situada acima da galeria. Conforme o aterro vai sendo executado, a zona mais compressível (prisma central) se comprime mais que as zonas adjacentes (prismas laterais) o que gera deslocamentos entre as duas regiões. Esses deslocamentos induzem tensões de cisalhamento de maneira a aliviar o carregamento sobre a galeria.

Resumindo, com a presença de uma galeria enterrada, assim como outros tipos de estruturas enterradas em um maciço de solo, ocorre a redistribuição de tensões, resultando em uma diminuição de carga aplicada sobre determinadas áreas mais flexíveis ou deformáveis da estrutura, e um aumento de cargas em relação às partes adjacentes mais rígidas. Para a correta definição dos esforços solicitantes atuantes nesse tipo de estrutura e que envolvam as não linearidades pertinentes ao problema, tem sido convencionado o processo de análise numérica.

2.1.1 Galerias celulares pré-moldadas

As galerias pré-moldadas de concreto são correntemente do formato circular e retangular, mas também existem outros formatos de seção do tipo ovoide, elipsoide, ferradura. Esse tipo de estrutura é de fundamental importância em sistemas construtivos de infraestrutura urbana e de estradas, empregadas para escoamento de água, passagem inferiores viárias ou de serviços. Conforme El Debs (2017) para esses tipos de obras existe grande interesse no emprego do concreto pré-moldado, pois a construção de resume praticamente à estrutura, além de propiciar condições favoráveis à padronização, controle tecnológico e também pelo fato de elementos de concreto possuírem boa durabilidade.

Alguns manuais, como ASSHTO, dispõem algumas diretrizes sobre o assunto e serve de base para outros textos técnicos bem elucidativos do assunto como Culvert Rating Guide (TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, 2009).

Também existem muitas recomendações disponibilizadas por associações de produtores como a American Concrete Pipe Association (ACPA), Concrete Pipe Association of Australasia (CPAA) e a brasileira Associação dos Fabricantes de Tubos de Concreto (ABTC)

No Brasil as recomendações para a produção e execução de obras com tubos ou galerias são estabelecidas pelas seguintes normas:

- a) ABNT NBR 8890 (2007) Tubo de concreto de seção circular para águas pluviais e esgotos sanitários - Requisitos e métodos de ensaios

b) ABNT NBR 15645 (2008) Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando-se tubos e aduelas de concreto

c) ABNT NBR 15396 (2006) Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas - Requisitos e métodos de ensaios

As galerias de concreto pré-moldado, assim como qualquer estrutura de concreto, deve atender aos estados limites últimos e de serviço, bem como verificar os requisitos das normas ABNT:NBR 6118 (2014) e ABNT:NBR 9062 (2017)

Em relação ao tipo de concreto, nas fábricas correntemente usam-se classes de resistência normais (C30 a C50). E tem sido abordado cada mais o uso de fibras, cuja normalização já é objeto de normas como a brasileira ABNT NBR 8890 (2007) e a europeia UNE-EN 1916 (2008). Várias pesquisas também têm se dedicado a desenvolver tubos com o emprego de fibras, associadas ou não com armadura de tela soldada (FUENTE, ESCARIZ, *et al.*, 2012); (MOHAMED, SOLIMAN e NEHDI, 2015).

Pesquisas recentes, como Naggar (2022); Ezzeldin e Naggar (2021); Song et al (2020); Katona (2019) Kang (2019); Allard e Naggar (2016), também têm se dedicado a avaliar efetivamente o comportamento das pressões do solo ao redor de galerias instaladas a grandes profundidades, bem como o uso de geogrelhas ou geovalas (MAHGOUB e NAGGAR, 2020); (MEGUID e YOUSSEF, 2018); (NI, QIN e YI, 2018); (AHMED, V.D.H. TRAN e M.A.MEGUID, 2015). A preocupação parte de resultados que indicam que as pressões na laje de cobertura podem ser maiores que a correspondente à altura de solo e, portanto, tem se buscado alternativas para evitar que acidentes com a ruína da estrutura por cisalhamento, flexão ou mesmo esmagamento do concreto aconteçam.

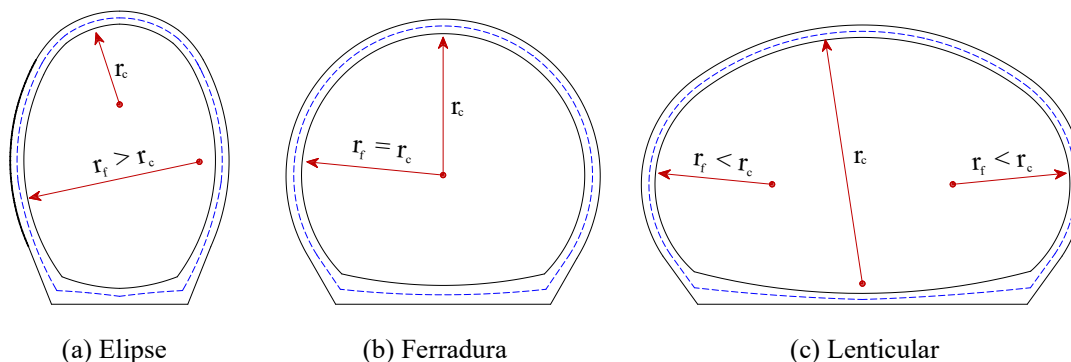
2.1.2 Galeria definida por três arcos

Conforme El Debs (2017) a galeria definida por três arcos é um tipo de seção formada por arcos de circunferência com uma base plana, cuja distribuição dos esforços solicitantes possibilita a redução das espessuras usualmente empregadas.

O formato da seção definida por três arcos possui variações referentes às proporções entre os raios dos arcos de circunferência. Conforme mostra Figura 2.3, se o raio do arco lateral for maior que o raio do arco da cobertura, tem-se uma seção “elipse”. Caso os raios laterais e de cobertura sejam iguais, a configuração da seção recebe o nome de “ferradura”. E por fim se o raio do arco lateral for menor que o raio do arco da cobertura, tem-se uma seção “lenticular”.

Como as pressões verticais tendem a ser maiores que as pressões horizontais, a vantagem em relação ao comportamento estrutural é maior na seção “elipse” diminuindo gradativamente para a seção “lenticular”.

Figura 2.3 Variações para a seção definida por três arcos



Fonte: adaptado de El Debs (2017)

Em relação as espessuras, quanto menores elas forem, maior será a interação com o solo e conseqüentemente menores serão os esforços de flexão, devido à maior participação do solo mecanismo resistente. Cabe destacar, no entanto, que ao reduzir as espessuras torna-se mais difícil resistir aos esforços produzidos por altas pressões localizadas.

Conforme El Debs (2017), a proposta construtiva apresenta características favoráveis e desfavoráveis em relação às alternativas existentes, que se refletem direta ou indiretamente nos custos da construção:

CONDIÇÕES FAVORÁVEIS:

- i. Elementos pré-moldados leves: devido principalmente à redução das espessuras dos elementos;
- ii. Facilidade de transporte: o emprego de elementos mais leves resulta em facilidades de transporte;
- iii. Facilidade de construção do berço: o berço sobre o qual se apoia a galeria é plano, portanto mais de ser compactado;
- iv. Facilidade de execução do aterro lateral: a forma da seção transversal permite a execução do aterro lateral junto a base sem grandes dificuldades, o que não ocorre, por exemplo em uma seção circular.

CONDIÇÕES DESFAVORÁVEIS:

- i. Maior controle tecnológico: tanto em relação à qualidade do concreto, como de adequação da geometria das formas e posicionamento das armaduras. Como as espessuras são menores é desejável que o cobrimento seja respeitado e que também não

- se perca altura útil da seção pelo fato da armadura estar mal posicionada;
- ii. Maior controle na execução do aterro: existe a necessidade de um adequado controle na execução do aterro, mas não maior do que na construção de outros aterros viários.

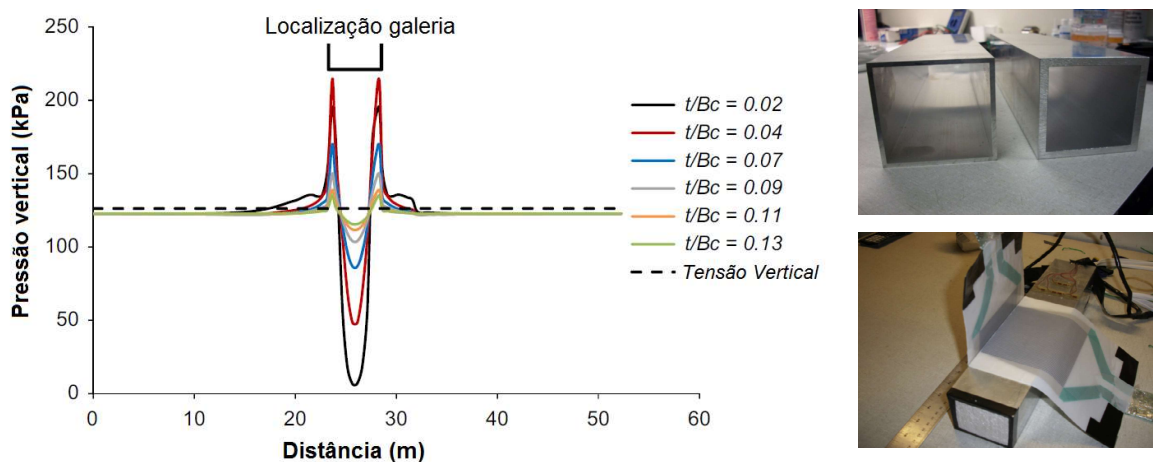
2.1.3 Ensaios com galerias

Análises numérico-experimentais têm sido realizadas para investigar vários processos estáticos e dinâmicos que afetam o problema da interação solo-galeria.

Abuhajar, Naggar e Newson (2015) realizaram ensaios em modelo físico de galerias retangulares em escala reduzida para investigar o efeito do arqueamento. Os resultados destes testes experimentais foram utilizados para calibrar e verificar modelos numéricos. O modelo experimental foi realizado com material metálico (alumínio), os resultados obtidos por eles confirmaram que o fator de interação solo-galeria não depende somente da altura da coluna do solo acima da galeria e da configuração geométrica da galeria, mas também é uma função da espessura das paredes da galeria, do módulo de elasticidade e do coeficiente de Poisson do solo.

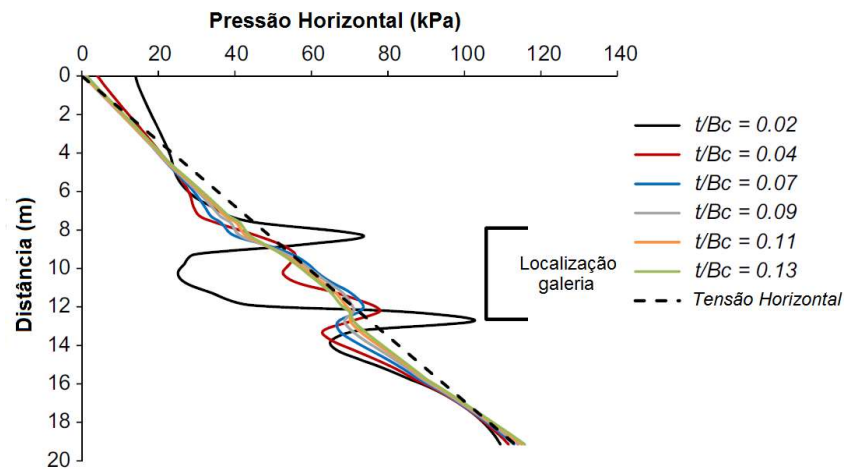
Os gráficos das Figura 2.4 e Figura 2.5 mostram o efeito da relação entre espessura da parede da galeria e largura da galeria (t/B_c) nas tensões desenvolvidas em uma seção horizontal ao longo do modelo acima da laje superior e em uma seção vertical no modelo que passa pela lateral da galeria, respectivamente. Os resultados mostram que o arqueamento do solo é maior para galerias mais finas. Conforme a espessura aumenta o efeito do arqueamento do solo diminui. Geralmente, todos os diagramas verticais de pressão do solo mostram que a distribuição da pressão do solo na laje superior tem uma forma parabólica com aumentos nas bordas e diminuições no centro.

Figura 2.4 Efeito da relação t/B_c nas tensões verticais no nível da laje superior



Fonte: adaptado de Abuhajar et al. (2015)

Figura 2.5 Efeito da relação t/B_c nas tensões horizontais no nível da parede lateral



Fonte: adaptado de Abuhajar et al. (2015)

Ainda em galerias retangulares e na mesma linha de Abuhajar et al. (2015), Yatsumoto et al. (2019) também realizaram ensaios com galerias em escala reduzida com centrífuga para estimar os efeitos de abalos sísmicos em estruturas dessa natureza, eles validaram os resultados via simulação numérica.

Alguns outros autores comentam sobre rupturas graves que podem ocorrer em galerias enterradas, principalmente quando instaladas em grandes profundidades. Pimentel et al. (2009) comentam que o comportamento estrutural de galerias sobre aterros elevados é complexa devido a interação solo estrutura, e que alguns danos surgem por negligência em relação ao efeito de arqueamento do solo, como ruptura por cisalhamento, esmagamento do concreto e deformação excessiva por flexão, conforme Figura 2.6.

Figura 2.6 Danos observados em galeria sob aterro de 35 m de altura



Fonte: adaptado de Pimentel et al. (2009)

Dasgupta e Sengupta (1991) desenvolveram um modelo de galeria retangular em escala real instaladas em areia e concluíram que a magnitude e a distribuição da carga aplicada é muito diferente da carga fornecida pela condição geostática. Bennett et al. (2005) também

instrumentaram duas galerias instaladas em aterro elevado e concluíram-se que a carga aplicada é afetada pela geometria e rigidez da estrutura.

Kim e Yoo (2005) estudaram o comportamento de galerias de concreto e os resultados obtidos por simulação numérica foram comparados com os fatores de interação das normas. Eles observaram que o valor do fator de interação solo-estrutura para galerias retangulares em instalação em aterro aumenta gradualmente até certa relação de H/B_c .

Kang et al. (2008) relacionaram o fator de interação solo-estrutura para várias rizezas da fundação e analisaram a influência do aterro lateral compactado e não compactado. Também analisaram a influência da interface solo-estrutura. E concluíram que as forças de atrito desenvolvidas na interface da estrutura do solo ao longo da parede lateral não podem ser desprezadas no cálculo da tensão resultante na laje inferior.

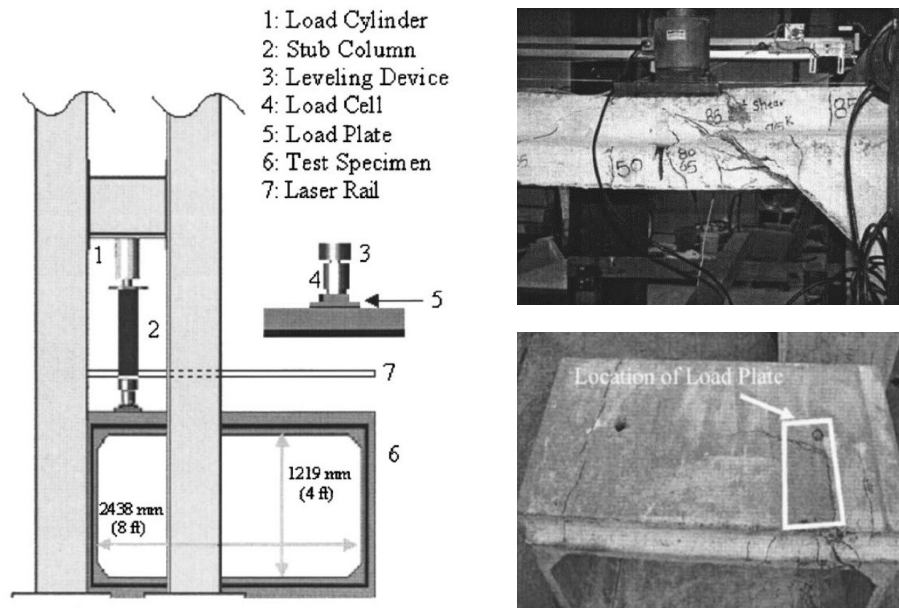
Moradi et al. (2015) realizam análise de galerias via simulação numérica em elementos finitos para inserir as não-linearidades entre solo e galeria e conforme já apontado por outros autores, eles concluíram que a rigidez do aterro altera o mecanismo de arqueamento do solo na laje superior, ao mesmo tempo a rigidez do aterro lateral pode aumentar a capacidade de carga e a resistência das galerias. Logo, ignorar o efeito do aterro na avaliação estrutural de galerias altera a significativamente a capacidade de carga.

Em relação a rigidez do aterro muitos outros estudos têm sido realizados em relação à colocação de camada menos rígida (com material flexível, como solo não compactado ou EPS) acima da galeria (MEGUID, HUSSEIN, *et al.*, 2017).

Abolmaali e Garg (2008) avaliou o cisalhamento em galerias retangulares de concreto por meio de ensaio conforme esquema da Figura 2.7, eles simularam a aplicação de um carregamento móvel a fim de identificar a localização crítica de cisalhamento e concluíram que o cisalhamento isoladamente, não é o modo de ruptura mais crítico, sendo que todas as amostras ensaiadas tiveram a ruptura influenciada pela flexão.

Abolmaali e Garg (2008) também avaliou o cisalhamento da laje de cobertura de galerias. Foram ensaiadas 24 galerias retangulares de concreto pré-moldado conforme ASTM C1433-05. A situação mais crítica frente ao cisalhamento foi para galerias sem cobertura de aterro (cota zero) e os resultados também apontaram que a flexão é que governou o comportamento até que a ruptura fosse alcançada.

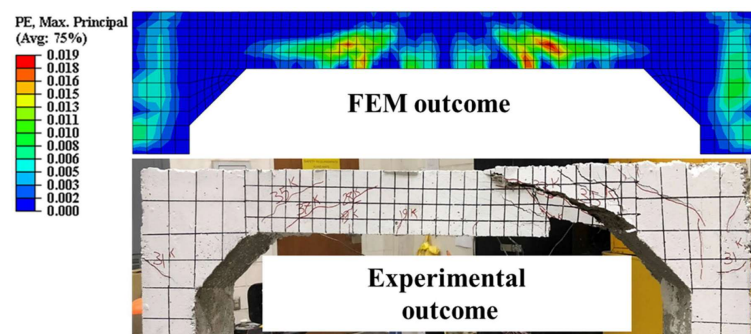
Figura 2.7 Ensaio realizado com galeria retangular com carregamento concentrado próximo a mísula



Fonte: Abolmaali e Garg (2008)

Ghahremannejad e Abolmaali (2019) também verificaram numérica e experimentalmente a resistência ao cisalhamento da laje superior de galerias retangulares de concreto, instaladas a grande profundidades. Os resultados obtidos demonstraram que as especificações da AASHTO subestimam a força cortante, ocorrendo ruptura a uma distância d da mísula (Figura 2.8).

Figura 2.8 Validação numérica dos resultados experimentais com galeria retangular



Fonte: Ghahremannejad e Abolmaali (2019)

Outros estudos também discorrem sobre o comportamento do cisalhamento em galerias de concreto, como Garg et al (2007) e Garg e Abolmaali (2009) e Figueiras et al. (2009).

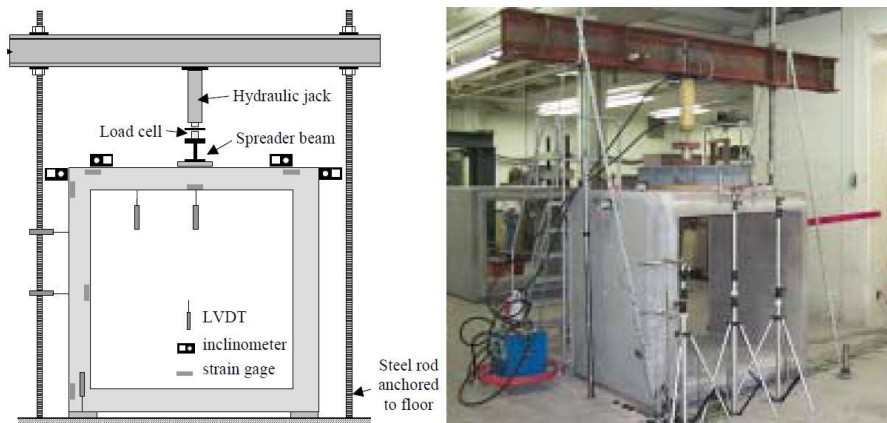
Mostafazadeh et al. (2019) investigaram o comportamento de galerias retangulares de concreto com e sem adição de fibras (sintéticas), sujeitas a carregamento conforme AASHTO HL-93. A carga foi aplicada por meio de uma placa rígida a uma distância ' d ' da mísula, de

modo que o cisalhamento seja governante. Os resultados indicaram que as galerias com adição de fibra sintéticas tiveram maior ductilidade e capacidade de carga.

Yang et al. (2018) investigaram numericamente o efeito que uma explosão na superfície pode causar em uma galeria duplas instalada a partir de 2 até 5 metros de profundidade. A dano sofrido pela galeria tem influência da profundidade do aterro. Yang et al. (2018) recomendada que a galeria seja instalada a cerca de 3-4 m de profundidade a fim de evitar danos por ações excepcional, como explosão.

Alkhrdaji e Nanni (2001) instrumentaram e ensaiaram duas galerias conforme configuração mostrada na Figura 2.9. Cada modelo foi instrumentado com cinco LVDTs e quatro inclinômetros para medir deformações e rotações, respectivamente. A carga foi aplicada usando um macaco hidráulico que reagiu contra uma viga de aço ancorada à laje de reação usando duas hastes rosqueadas de aço de alta resistência. A carga foi distribuída pela laje superior no meio do vão usando uma viga de aço. A medição de carga foi obtida usando uma célula de carga. Os modelos foram ensaiados até à ruptura por meio da aplicação de ciclos de carga nos quais a magnitude da carga máxima utilizada em cada ciclo foi sucessivamente incrementada até que a flecha média da laje superior se tornasse excessiva e sinais de fissuração fossem observados. Alkhrdaji e Nanni (2001) também realizaram ensaios em campo.

Figura 2.9 Configuração de ensaio

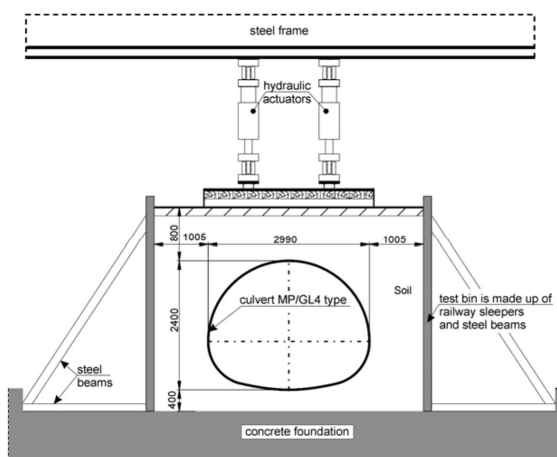


Fonte: Alkhrdaji e Nanni (2001)

Kunecki e Kubica (2004) e Kunecki (2006) realizaram ensaio experimental com galeria de aço corrugado, conforme esquema das Figura 2.10 e Figura 2.11. A caixa de teste Kunecki e Kubica possui 12 m de comprimento, 5 m de largura e 4 m de altura e foi construído a partir de dormentes e vigas de aço. A caixa de teste foi preenchida com material com granulometria máxima de 32 mm. O aterro foi colocado em camadas com espessura máxima de 20 cm e

compactado com energia de 97% Proctor normal. O carregamento foi aplicado com dois atuadores hidráulicos servo-controlados em sistema que simula o efeito de trilhos de trem, a força aplicada por cada atuador foi e 572 kN, sendo que a pressão total foi estimada em 69,84 kN/m². Os resultados experimentais foram comparados com os resultados obtidos numericamente via elementos finitos.

Figura 2.10 Esquema do ensaio em escala real realizado por Kunecki e Kubica (2004)



Fonte: Kunecki e Kubica (2004)

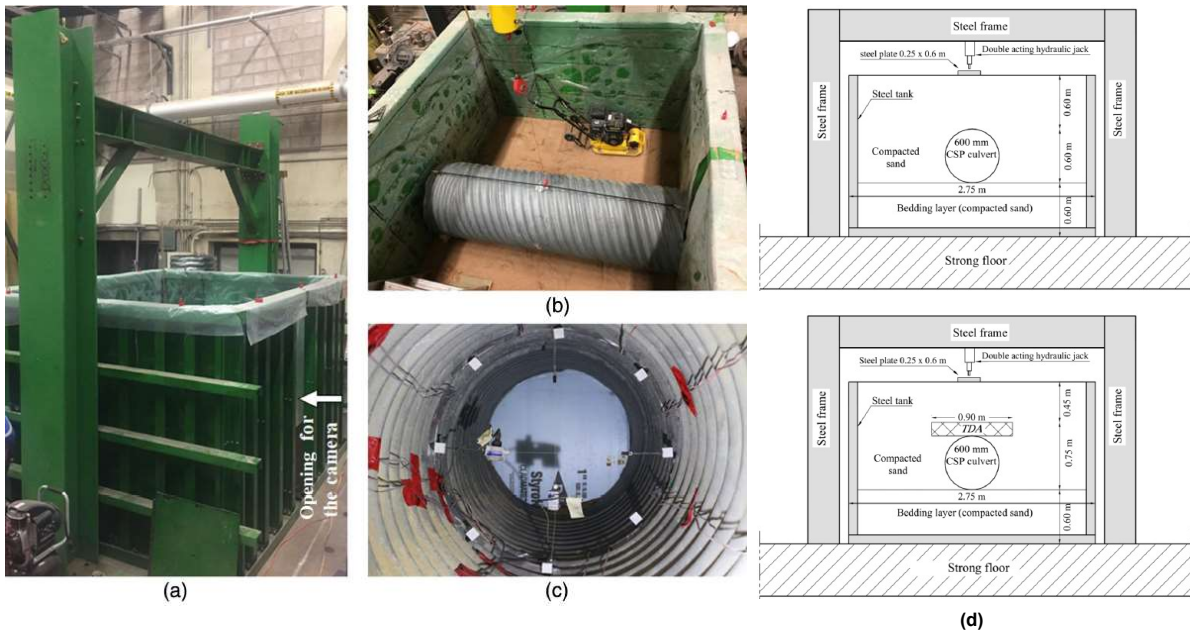
Figura 2.11 Vista do ensaio da galeria de aço corrugado



Fonte: Kunecki e Kubica (2004)

Também avaliando galerias de aço corrugado Mahgoub e Naggar (2020), ensaiaram em escala real um tubo de diâmetro 600 mm em uma caixa de grandes dimensões. O esquema do ensaio realizado por eles está representado na Figura 2.12. A areia utilizada para aterrar o tubo possui ângulo de atrito de $\phi = 39^\circ$ e foi compactada na densidade máxima de 17,75 kN/m³ com teor de umidade de 13,8%. O esquema de aplicação do carregamento foi feita com macaco hidráulico sobre uma placa de 600 x 250 x 50 mm posicionado na superfície do solo bem acima do eixo da galeria. Nas laterais foram colocadas uma lona com graxa para a atrito vertical fosse minimizado. A carregamento máxima aplicado foi de 62 kN.

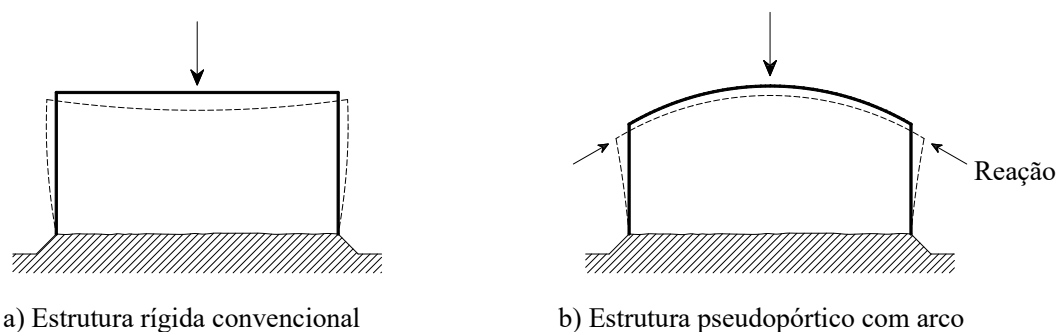
Figura 2.12 Esquema do ensaio de galeria de aço corrugado realizado por Mahgoub e Naggar (2020)



Fonte: Mahgoub e Naggar (2020)

Alguns outros autores também dedicaram-se na análise de galerias do tipo pseudopórtico, com laje de cobertura em forma de arco. Beach (1988) avaliou numérica e experimentalmente o comportamento de uma galeria do tipo pseudopórtico com 5,8 m de vão e 2,1 m de altura. Levado a ruptura com carregamento de 593,8 kN, três rótulas distintas se formaram nos cantos e no meio da laje de cobertura. Beach (1988) também observou que as paredes (pernas) se comportavam como se fossem apoios de segundo gênero rotulado e concluiu que devido à alta rigidez da galeria o efeito do solo foi mínimo e o comportamento da estrutura de concreto armado foi dominante. Ele também observou que a interação solo-estrutura teria um efeito maior em vãos maiores e onde a altura de aterro fosse mais elevada.

Figura 2.13 Situação deformada para uma seção U-invertido e seção pseudopórtico com cobertura em arco, respectivamente



a) Estrutura rígida convencional

b) Estrutura pseudopórtico com arco

Fonte: adaptado de Beach (1988)

McGrath, Selig e Beach (1996), também realizam estudos para avaliar a metodologia empregada no dimensionamento estrutural de galerias tipo pseudopórtico com a cobertura em arco. Eles testaram em campo uma estrutura de 11,0 m de vão e altura de 3,4 m, sob aterro de 0,3 m e 0,9 m e descobriram que os testes das sobrecargas móveis tiveram pouco impacto sobre a galeria, e em geral o desempenho desse formado de estrutura foi excelente às sobrecargas móveis.

McGrath e Mastroianni (2002) procederam a análise de duas galerias do tipo pseudopórtico com instrumentação em campo. Ambas as galerias suportavam a carga máxima que o equipamento pode aplicar, mas essa carga não foi suficiente para comprometer a integridade estrutural. A única diferença significativa no desempenho das duas estruturas foi o desenvolvimento de fissuras na parte externa superior arco, porém o desempenho da estrutura foi satisfatória enquadrando-se nos critérios de desempenho da AASTHO.

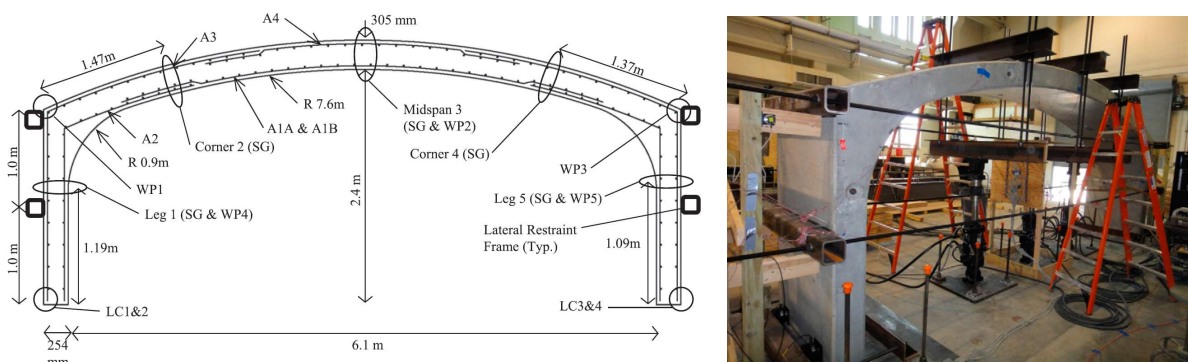
Zoghi e Farhey (2006) determinaram a integridade estrutural de uma galeria pré-moldada de concreto enterrada com geometria tipo pseudopórtico com laje de cobertura em forma de arco, que possui vão de 10,97 m, altura de 2,74 m, a parte em arco possui raio igual a 12,19 m com de espessura 305 mm, e as paredes laterais espessura de 356 mm. Eles avaliaram o comportamento estrutural da galeria com as medições em campo e com os resultados numéricos e avaliaram o desempenho frente as recomendações a AASHTO. Os autores concluíram que conforme a galeria pseudopórtico sofre deformações sob incrementos de carga, mobiliza-se pressões passivas no aterro lateral, e, portanto, também desenvolve-se empuxo no segmento curvo da estrutura. Como resultado, o comportamento desse tipo de estrutura é otimizado, e a mesma seção nominal pode ser utilizada para suportar cargas muito maiores do que outra estrutura com a cobertura reta. Ou seja, as pressões passivas mobilizadas pela cobertura curva poderiam proporcionar uma capacidade de carga adicional significativa devido às grandes forças laterais geradas.

McGrath, Selig e Beach (1996) também realizam estudos para avaliar a metodologia empregada no dimensionamento estrutural de galerias tipo pseudopórtico com a cobertura em arco. Eles testaram em campo uma estrutura de 11,0 m de vão e altura de 3,4 m, sob aterro de 0,3 m e 0,9 m e descobriram que os testes das sobrecargas móveis tiveram pouco impacto sobre a galeria, e em geral o desempenho desse formado de estrutura foi excelente às sobrecargas móveis. Mais tarde, McGrath e Mastroianni (2002) realizaram testes experimentais em campo, de duas galerias pseudopórtico com vão de 8,5 m e altura de 2,0 m. Uma galeria possuía armadura dupla, e a outra armadura simples. Ambas as galerias suportavam a carga máxima que o equipamento pode aplicar, mas essa carga não foi suficiente para comprometer a

integridade estrutural. A única diferença significativa no desempenho das duas estruturas foi o desenvolvimento de fissuras na parte externa do canto superior, porém o desempenho da estrutura foi satisfatória enquadrando-se nos critérios de desempenho da AASTHO.

Marshall et al. (2014) procederam uma campanha experimental bastante completa em galerias pré-moldadas do tipo pseudopórtico. Eles avaliaram a situação em campo de uma estrutura com 12,8 m de vão e altura de 4,3m, sob um aterro de 0,60. A aplicação de carga se deu por meio de um veículo de testes. Durante o teste, a galeria teve bom comportamento, uma inspeção visual verificou que não houveram fissuras na superfície interior e os momentos fletores medidos estavam bem abaixo da capacidade da estrutura. Também avaliaram o comportamento da galeria em ensaio realizado em laboratório, com a estrutura projetada com 6,1 m e 11,0 m de vão. A prioridade destes testes foi determinar o carregamento máximo de ruptura e observar o efeito da restrição lateral sobre os momentos e deformações. Foi observado que quando as contensões laterais são removidas a magnitude dos momentos muda, pois conforme as restrições laterais são liberadas, a parede fica livre para deslocar-se horizontalmente e então mais momento fletor se desenvolve na parte em arco da estrutura. Com restrições laterais, a ruptura se deu com comportamento frágil por cisalhamento crítico. Já na situação sem as restrições a ruptura aconteceu por flexão. Marshall et al. (2014) descrevem que o mecanismo de falha foi razoavelmente dúctil, desenvolvendo-se mais lentamente do que o teste de galeria com as restrições laterais.

Figura 2.14 Esquema do ensaio de Marshall et al. (2014)



Fonte: Marshall et al. (2014)

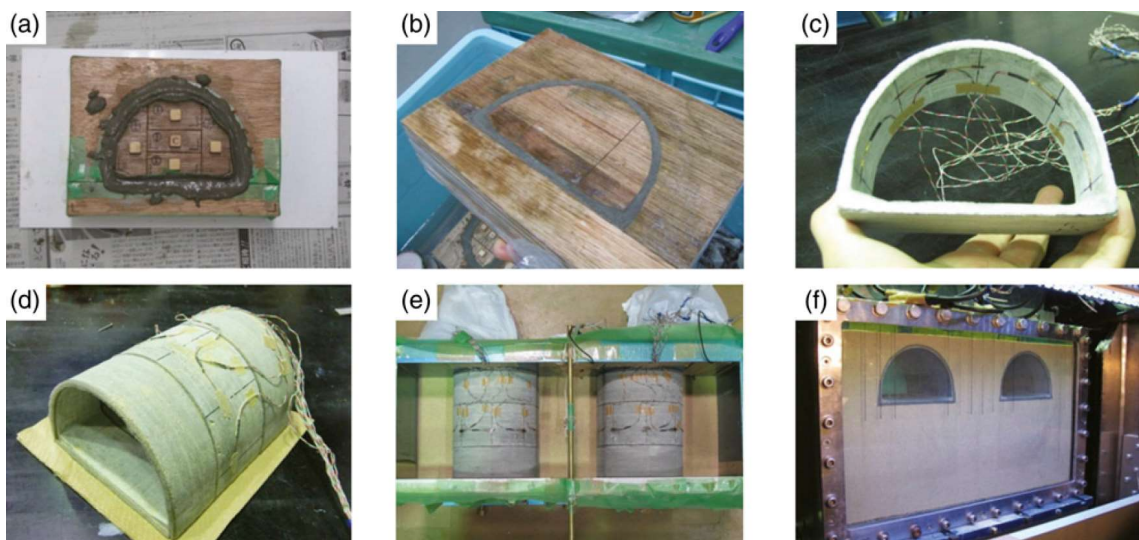
A análise experimental de galerias em dimensões reais se configuram muitas vezes inviáveis. Existe a dificuldade de levar a instrumentação a campo para avaliar a situação em serviço e muitas vezes as grandes dimensões ou a impossibilidade de representar as condições

de confinamento do solo tornam inviáveis o estudo em escala real em laboratório. Então como alternativa é interessante que se recorra a modelo em escala reduzida.

Al-Naddaf et al (2018) procedeu um estudo experimental com escala reduzida com galeria celular retangular de célula dupla para investigar os efeitos de geovalas de EPS na distribuição das tensões verticais acima da galeria sob cargas estáticas e cíclicas. O estudo foi realizado com o protótipo enterrado sob um aterro de areia compactada de altura $H = 820$ mm, segundo os autores para representar um altura de aterro na escala real de 4,1 m, ou seja fator de escala 1/5. A altura do aterro no ensaio foi mais que o dobro da largura da caixa ($H/B_c = 2,28$). A areia utilizada tinha peso específico $\gamma_{\text{areia}} = 18,04$ kN/m³, angulode atrito 38° e módulo de elasticidade de 25 MPa, feito com base em ensaio triaxial sob as pressões de confinamento de 35, 70 e 100 kPa.

Sawamura et al. (2015) desenvolveu uma série de estudos com modelos reduzidos de galerias pré-moldadas bipartidas com seção arco. Para análise do comportamento frente a sismos ele trabalhou com escala reduzida da ordem de 1/20 com ensaio dinâmico em centrífuga e simulação numérica. Também realizou análise numérica em escala real para investigar a influência do espaçamento entre as galerias (SAWAMURA, KISHIDA e KIMURA, 2011); (SAWAMURA, KISHIDA e KIMURA, 2012); (SAWAMURA, KISHIDA e KIMURA, 2013); (SAWAMURA, KISHIDA e KIMURA, 2015).

Figura 2.15 Modelo de galeria em arco (escala 1/20): (a) moldagem; (b) cura; (c) e (d) instrumentação (e) montagem do ensaio; (f) visto do experimento na centrífuga

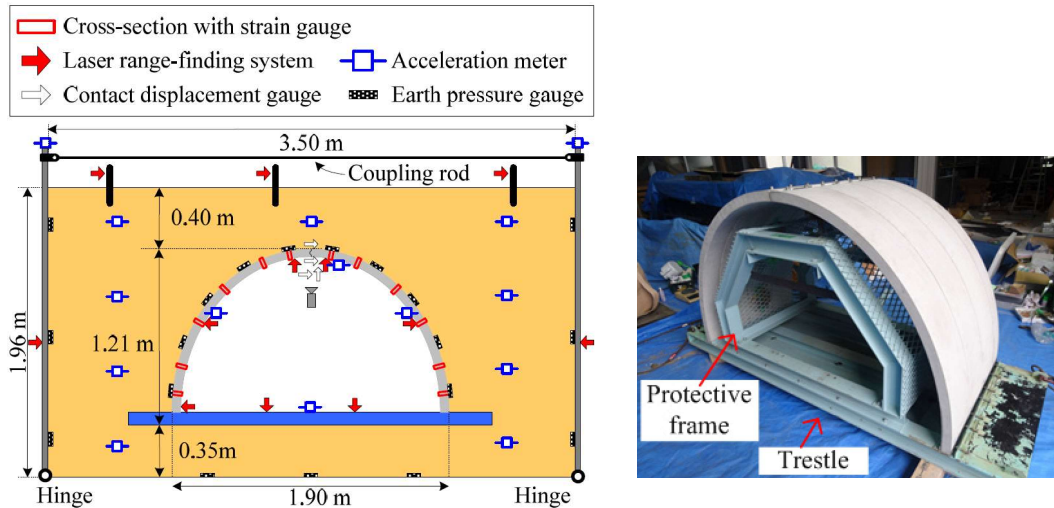


Fonte: Sawamura et al. (2015)

Sawamura et al. também procedeu ensaios com dois tipos de galerias, diferindo em relação em escala reduzida na ordem de 1/5 para verificar os estados limites últimos da estrutura

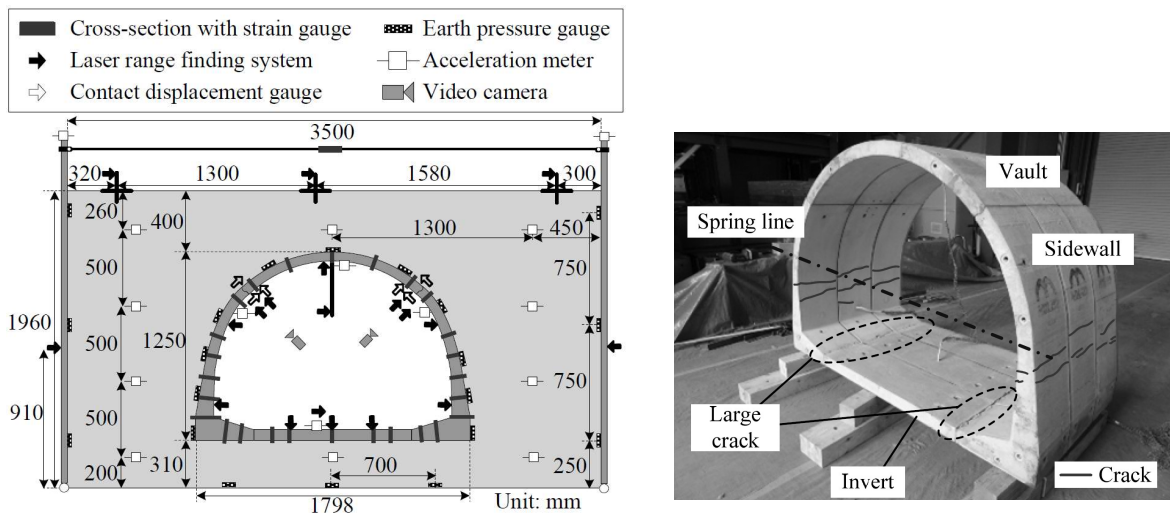
e das rótulas (charneiras) sob carregamento sísmico em mesa de vibração (SAWAMURA, MATSUSHITA e KISHIDA, 2017); (SAWAMURA, ISHIHARA, *et al.*, 2016); (SAWAMURA, KISHIDA e KIMURA, 2016)

Figura 2.16 Arranjo da instrumentação e configuração da galeria em escala reduzida



Fonte: Sawamura et al. (2016)

Figura 2.17 Arranjo da instrumentação e configuração da fissuração após ensaio



Fonte: Sawamura et al. (2017)

Para tubo de seção circular o ensaio por compressão diametral já é objeto de normalização, como AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS, 2014), e tem por objetivo obter a resistência máxima do tubo e por meio de coeficientes de equivalência relacionar o máximo momento fletor resultante do ensaio de compressão diametral com

máximo momento fletor da situação real. Sendo assim, o ensaio de compressão diametral em tubos se configura em uma estimativa importante para o projeto de tubos e consolidou-se fortemente entre os fabricantes do setor. Vários autores têm contribuído com estudos de procedimentos relacionados ao ensaio com tubo, como Beakley, Dellorusso e Takou (2020); Kataoka et al. (2017); ou ampliando as estimativas de comportamento do material aplicado aos tubos, como com o uso de concreto com fibras ou seção mista (aço corrugado e concreto), como Rikani et al. (2018); Mahamed e Nehdi (2016); La Fuente et al. (2012).

2.2 CONCRETO DE ALTÍSSIMO DESEMPENHO (UHPC)

O concreto de alto desempenho é resultante de uma busca iniciada na década de 1930. O objetivo inicial era encontrar uma maneira de produzir concretos com melhor resistência à compressão. Porém o desenvolvimento do concreto de altíssimo desempenho, tal qual como é mais conhecido atualmente, começou nos anos 1970, quando Brunauer, Odler e Yudenfreund investigaram o aumento da resistência com baixas relações água-cimento (HABEL, 2004). Foi a partir daí que a definição mais difundida do termo surge, pois o concreto de alto desempenho além de resistência elevada deve possuir alta durabilidade e ductilidade e também boa trabalhabilidade em comparação ao concreto convencional (MEHTA e MONTEIRO, 2014).

Ou seja, não é suficiente ter somente uma alta resistência à compressão, mas também outras características que tornem o desempenho do concreto superior, como também a resistência à tração direta superior a 7 ou 8 MPa, possuir uma matriz mais densa, em que o alto teor de aglutinante leve à diminuição de porosidade capilar, garantindo melhores propriedades de durabilidade, resistência ao ataque de cloretos e outros produtos químicos, bem como alta resistência à abrasão e ao fogo. Essas propriedades principais do concreto de altíssimo desempenho têm sido obtidas principalmente pela melhor homogeneidade da mistura, e tem se tornado de fato viáveis, com o uso de aditivos como superplastificantes e material particulado fino. O UHPC é uma mistura com tamanho máximo de partícula de 1 mm (FEHLING, SCHMIDT, *et al.*, 2015). Outro fator a ser considerado nos concretos de altíssimo desempenho é a adição de fibras para garantir um comportamento dúctil e ajudar nos problemas relacionados de retração (EIDE e HISDAL, 2012).

Sobre o termo usado para designar esse tipo de concreto alguns autores convencionam o termo UHPFRC (*Ultra High-Performance Fiber-Reinforced Concrete*) para referir ao compósito com adição de fibras e UHPC (*Ultra High-Performance Concrete*) para mencionar o material sem fibras. Porém, o que se tem observado é que o concreto de altíssimo desempenho

sem fibras não é adequado para a maioria das aplicações, pois seu comportamento é caracterizado por uma ruptura extremamente frágil. Então, como na grande maioria das vezes sempre será necessário a adição de fibras ao concreto de altíssimo desempenho, nesta pesquisa o termo UHPC sempre será utilizado para designar o concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras.

2.2.1 Utilizações correntes do UHPC

O melhor desempenho, tanto em resistência como em durabilidade, torna o concreto de altíssimo desempenho adequado para muitas aplicações. Inclusive torna possível a construção de estruturas mais esbeltas (delgadas), uma vez que, com uma seção transversal menor pode-se garantir o mesmo nível de suporte que uma seção transversal maior em concreto convencional (EIDE e HISDAL, 2012).

Comercialmente o concreto de altíssimo desempenho tem sido aplicado em soluções arquitetônicas e estruturais. Fehling et al. (2015) comenta sobre projetos de pontes e passarelas executados com UHPC em países como Canadá, França, Japão, Coreia do Sul, Alemanha, Áustria, Suíça.

Uma das construções mais emblemáticas é a ponte Seonyu, uma passarela em arco para pedestres erguida em Seul, na Coreia do Sul. O arco central vence um vão de 120 metros, sendo que a estrutura do tabuleiro é semelhante a uma laje PI, com 4,3 metros de largura, 1,3 metros de altura, a parte da laje tem apenas 30 milímetros de espessura, moldada com concreto de resistência de 200 MPa (BEHLOUL e LEE, 2003).

Figura 2.18 Passarela de pedestres Seonyu, Coreia do Sul



Fonte: Behloul e Lee (2003)

Ainda que limitado pelo alto custo, o material tem sido usado em pré-fabricados para construir elementos como vigas de ponte e vigas de cobertura. Em alguns projetos esses elementos podem ser especificados para alcançar maiores tempo de vida útil, então o UHPC pode fornecer um comportamento estrutural satisfatório economicamente.

As pesquisas desenvolvidas na comunidade acadêmica nesse assunto também ganharam vulto nos últimos anos.

No Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo as pesquisas com aplicação do material, bem como o aperfeiçoamento do traço, do concreto de altíssimo desempenho com resistência a compressão superior a 150 MPa, têm sido desenvolvidas a partir dos trabalhos de Enami (2017) para reforços de pilares com UHPC e com Krahl (2018) sobre instabilidade lateral de vigas de UHPC, além de Oliveira (2019) e Gidrão (2020).

2.2.2 Composição do UHPC

O UHPC é composto por agregados, cimento, água, aditivos e fibras. A diferença entre a mistura de concretos convencionais e o UHPC está principalmente na relação água-cimento, quantidade de aglutinante, na dimensão dos agregado e na presença de fibras. Com isso se consegue maior homogeneidade da mistura por conta da eliminação dos agregados graúdos, e consequentemente, a diluição de zona de transição entre matriz e os agregados. A dosagem do UHPC também conta com uma grande quantidade de superplastificantes para se obter uma trabalhabilidade aceitável.

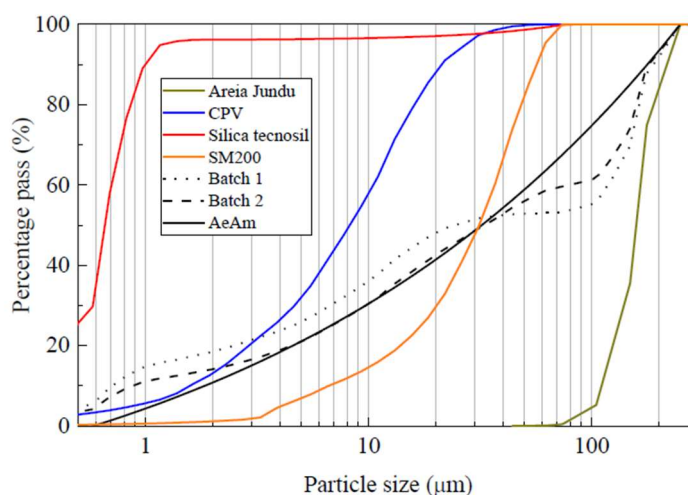
Comparado a um concreto convencional, a matriz do UHPC é muito mais densa, e para isso, é importante atingir a máxima densidade de empacotamento possível de todos os constituintes granulares. A matriz consiste basicamente de uma parcela de materiais quimicamente reativos (que melhoram a densidade de empacotamento) e outra de materiais inertes. Ressalta-se que essa composição necessita de uma energia de mistura mais elevada.

A mistura para UHPC pode ser projetada empregando o modelo de empacotamento de partículas, uma das técnicas é por meio de distribuição granulométrica (modelo de Andreasen & Andersen). Como a densidade de empacotamento é uma das propriedades mais importantes de um sistema de partículas, se houver partículas de tamanho menores para preencher os vazios entre as partículas maiores, a densidade decorrente do empacotamento aumentará. Assim, quando se aumenta o número de classes granulométricas disponíveis na mistura, ocorre aumento da densidade da mistura.

Diversos tipos de investigações têm se concentrado em melhorar a precisão dos modelos para agregados e materiais finos e também diferentes algoritmos computacionais também têm sido desenvolvidos para melhorar o processo de simulação do empacotamento de partículas (GEISENHANSLÜKE, 2005) (GEISENHANSLÜKE e SCHMIDT, 2004).

Krahl (2018) obteve uma dosagem para UHPC com bom nível de empacotamento comparativamente ao modelo de Andreassen e Anderson. Conforme Figura 2.19, percebe-se que distribuição granulométrica dos materiais secos de Krahl (2018) atingiu boa proximidade com o modelo modificado de Andreassen e Andersen (A&Am).

Figura 2.19 Comparação entre modelo de A&Am e distribuição de Krahl (2018)



Fonte: Krahl (2018)

Ainda sobre as quantidades de materiais empregados na mistura de UHPC, Voort (2008) fez um levantamento apontando a quantidade aproximada de materiais na mistura típica de concretos de alto desempenho. O intervalo de quantidades para cada material levantado por Voort (2008) e os utilizados por Krahl (2018) estão exemplificados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 Dosagem típicas para UHPC

	Mistura típica UHPC por peso (kg/m ³) (VOORT, 2008)	Mistura Krahl (2018) (kg/m ³)
Cimento CP V-ARI	610 – 1081	850
Sílica ativa	50 – 334	266
Pó de quartzo	0 – 410	198
Areia fina	490 – 1390	850
Água	126 – 261	170
Superplastificante	9 – 71	76,5
Fibras	10 – 250	157 (2%)

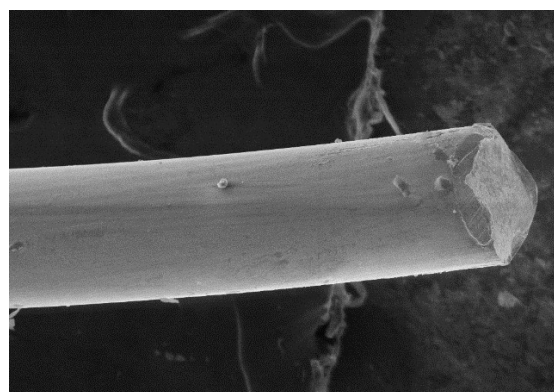
Fonte: Própria autoria

Conforme já foi mencionado, o concreto de altíssimo desempenho sem adição de fibras possui uma ruptura claramente frágil, porém esse comportamento é melhorado com a adição de fibras de aço finas de alta resistência (Figura 2.20). Quanto se tem um consumo de fibras suficientemente alto, a resistência à tração do UHPC pode ser melhorada e assegurada de tal forma que os elementos estruturais quando solicitados à tração podem inclusive suportar algum nível de esforço.

Figura 2.20 a) Microfibra revestida de cobre comprimento de 13 mm e diâmetro 0,2 mm b) ponta da fibra



Fonte: Song et al (2018)



Fonte: Krahl (2018)

Também tem sido correntemente aplicado outros tipos de fibras que podem ser de vidro, basalto, polipropileno, estas ajudam a melhorar o comportamento do concreto perante retração, ou seja, os concretos assim obtidos reduzem ou inibem os efeitos da fissuração por retração na fase de endurecimento do concreto e também são capazes de melhorar algumas propriedades de rigidez e ductilidade.

A quantidade de fibras na mistura é um fator importante, pois com a adição de uma taxa exagerada de fibras pode haver a formação de ouriços, o que impede a homogeneização da mistura, afeta as propriedades do concreto fresco e também suas características finais.

Mehta e Monteiro (2014) classifica como propriedade importante o tipo de fibra e sua fração volumétrica adicionada ao concreto. Segundo o qual, quando a porcentagem de adição de fibra é menor que 1% em volume, tem-se benefício pela redução da fissuração por retração, a dispersão das fibras ocorre de maneira bem distribuída, o que contribui para a melhor distribuição de carga. Com porcentagem de adição de fibras entre 1 e 2% em volume, ocorre aumento do módulo de ruptura (resistência à tração na flexão), tenacidade a fratura e resistência ao impacto. E para adição de fibras superiores a 2% em volume, o material passa ter maior endurecimento por deformações. Outros autores também avaliam que o tamanho das fibras

e a sua forma têm impacto significativo nas propriedades de tração do UHPC (REZAKHANI, SCOTT, *et al.*, 2021); (HOANG e FEHLING, 2017); (PARK, KIM, *et al.*, 2012)

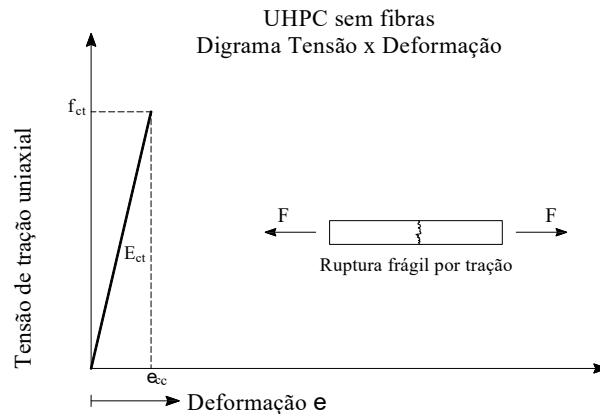
Portanto, o uso de fibras metálicas no concreto de altíssimo desempenho é bem justificado para melhorar as propriedades de resistência e controlar a fissuração. Sabe-se que quando um certo esforço de tração é excedido, o concreto começa a fissurar, no concreto convencional uma fissura (macro) pode ser criada mesmo sob um nível baixo de tensão, mas quando é inserido fibras na matriz ocorre inibição da abertura das fissuras até um certo nível de tensão, ou então no caso de tensões maiores ocorre a divisão em um número maior de microfissuras (THIENEL, 2018).

2.2.3 Características mecânicas do concreto

a) Comportamento à tração uniaxial

A resistência à tração em concreto convencional é baixa, então é usual que em alguns procedimentos de dimensionamento seja desprezado a parcela de resistência a tração. No entanto, como alternativa a essa prática pode-se optar por admitir um comportamento à tração como tipicamente frágil, conforme indicado na Figura 2.21.

Figura 2.21 Diagrama tensão-deformação com ruptura brusca



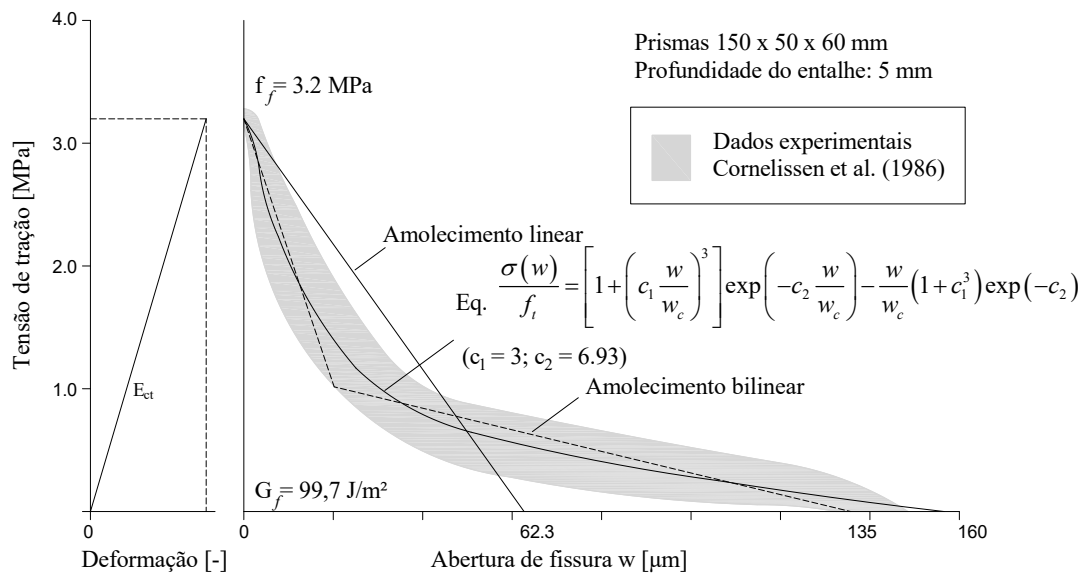
Fonte: Própria autoria

Na Figura 2.21, f_{ct} é a resistência a tração, ϵ_{cr} é a deformação correspondente ao início da fissuração e E_{ct} é o módulo de deformação longitudinal do concreto em tração.

Mas em casos que se faz mais rigoroso a avaliação de fissuração é interessante considerar a curva completa para o concreto em tração. Neste caso, a curva é obtida via ensaio de tração simples direta ou de flexão com controle de deslocamento, de onde se obtém-se o valor da tensão crítica, e após a qual inicia-se o processo de fissuração na zona de processo de

fratura (zona de dano) do concreto de caráter não-linear. Com o aumento dos deslocamentos, mais microfissuras vão se formando, mesmo sob níveis menores de tensão, até que ocorra a separação completa do corpo de prova (ARAÚJO, 2001). Então, convencionou-se apresentar o comportamento do material em dois trechos distintos: pré e pós pico, ou seja, a resposta do material é usualmente representada por duas curvas, como o exemplo da Figura 2.22.

Figura 2.22 Curva tensão-deformação em tração (à esquerda) e curva tensão-deslocamento (à direita)



Fonte: adaptado de Van Mier (2013)

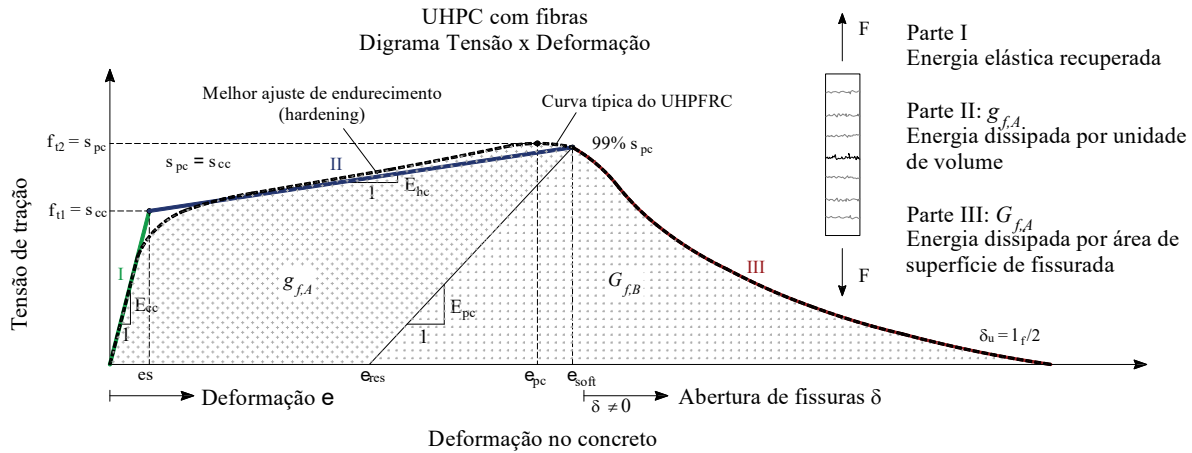
No UHPC a resistência a tração é significativa e deve ser considerada nos dimensionamentos. Wille, El-Tawil e Naaman (2014) fizeram um estudo completo sobre o comportamento do UHPC na tração. Segundo o qual o comportamento à tração pode ser definido em três partes, conforme Figura 2.23:

- Parte I (tração da parte elástica): determinada pelo comportamento inicial de tração até a tensão σ_{cc} , em que σ_{cc} é definido como um ponto fictício de transição entre a fase elástica linear e a região de comportamento em *hardening*. A tensão σ_{cc} é determinada pela deformação ε_{cc} e o módulo de elasticidade E_{cc} ;

- Parte II (parte em *hardening* – endurecimento): determinada pela energia dissipada por unidade de volume ($g_{f,A}$), é limitada pelo valor de 99% da tensão de pico à tração (σ_{pc}) e está associada a deformação ε_{soft} e módulo de endurecimento E_{hc} ;

- Parte III (parte em *softening* – amolecimento): a partir do qual ocorre o processo de abertura de fissuras, caracterizado pela energia dissipada nesse processo ($G_{f,B}$).

Figura 2.23 Comportamento na tração do UHPFRC e abordagem de modelagem idealizada (escala do eixo horizontal ampliada para maior clareza)



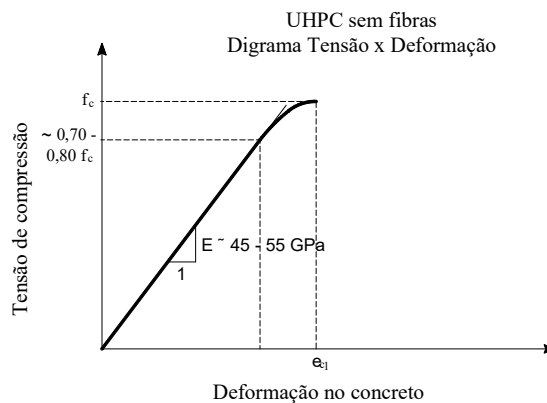
Fonte: adaptado de Wille, El-Tawil e Naaman (2014)

b) Comportamento à compressão uniaxial

O UHPC tem resistência à compressão muito maior que os concretos comuns. Valores de resistência à compressão do UHPC encontrados na literatura apontam uma faixa de 150-220 MPa (GUO e WANG, 2011) (FEHLING, BUNJE e LEUTBECHER, 2004). A adição de fibras teria, em geral, uma baixa influência na resistência à compressão, mas afetaria consideravelmente o comportamento na tração, conforme visto anteriormente.

Conforme diagrama tensão-deformação, o UHPC apresenta um comportamento elástico linear até cerca de 70 a 80% da resistência à compressão (Figura 2.24). De acordo com as evidências experimentais obtidas até agora, isso vale para o UHPC, independentemente do tamanho máximo agregado (EIDE e HISDAL, 2012). A ruptura do UHPC sem fibras é de natureza explosiva e não há trecho descendente (amolecimento - *softening*) no diagrama de tensão-deformação.

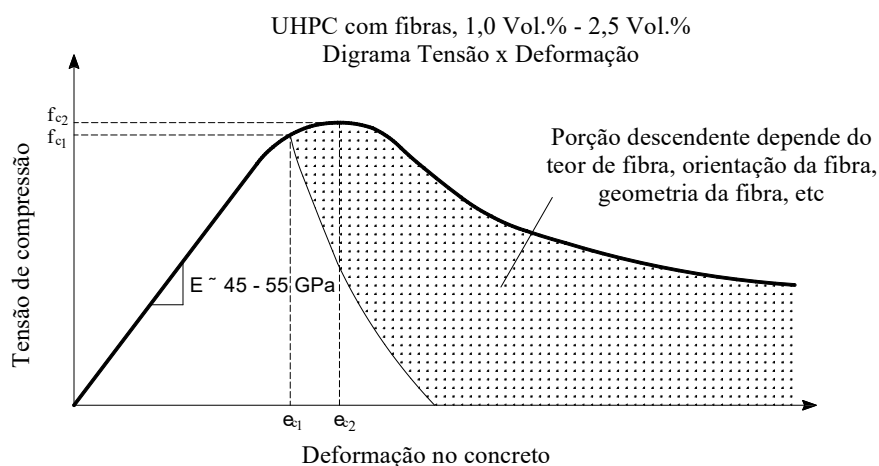
Figura 2.24 Diagrama tensão deformação UHPC



Fonte: Própria autoria

Já com adição de fibras, existe o comportamento à compressão em softening. Conforme Figura 2.25, mesmo após atingir a tensão de ruptura, não há ruptura frágil e o comportamento do trecho pós pico pode variar de acordo com teor e tipo de fibra.

Figura 2.25 Diagrama tensão deformação UHPC



Fonte: adaptado Fehling, Bunje e Leutbecher (2004)

c) Comportamento em estado de tensões multiaxiais

O comportamento mecânico do concreto quando exposto a estados de tensão biaxiais e multiaxiais difere substancialmente do observado nos estados uniaxiais. Nos estados de tensão biaxiais e multiaxiais, quando estão envolvidas tensões de compressão, surgem tensões que provocam confinamento no material, o que acaba por aumentar a capacidade resistente do material (MIER, 1984) (SPECK, 2008). Quando uma peça de concreto está submetida a um estado biaxial de tensões envolvendo compressão-tração, a resistência à compressão apresenta queda praticamente linear à medida que as tensões de tração aumentam. Para o estado biaxial de tração constata-se que a resistência do concreto mantém-se praticamente inalterada em relação a um ensaio uniaxial (LEONEL, 2018). Van Mier (1984) analisou diferentes modos de ruptura para diferentes níveis de tensão e esses dados a posteriori foram usados para caracterizar a envoltória de resistência típica de elementos de concreto expostos a carregamentos biaxiais.

Quanto a estados multiaxiais de tensões, Speck (2008) avaliou uma série de elementos de concretos sob diversas combinações de tensões, os resultados encontrados foram de encontro aos anteriormente experimentados por Van Mier (1984) e Nellissen (1972). A ruptura do concreto está associada geralmente a tensões de trações locais (diretas ou indiretas). No concreto convencional, os poros e a zona de transição entre o agregado e a matriz são pontos de partida para a fissuração e as diferentes rizezas do agregado e da matriz ocasionam tensões de tração localizadas. Speck (2008) avalia que com o aumento da resistência os processos de

fratura são basicamente os mesmos, exceto pelo fato de que as fissuras começam em um nível de carga muito maior. Isso resulta em uma taxa de liberação de energia maior, que por sua vez está associada a propagação de trinca mais rápida em comparação com o concreto normal, e portanto, ruptura frágil. Em relação ao UHPC ainda não há um conjunto de referências na literatura para caracterizar o seu comportamento mecânico. Mesmo entre os pesquisadores do concreto, ainda não existe um consenso sobre qual a forma de ruptura do concreto quando sujeito a estados multiaxiais de tensão, mas de maneira geral acredita-se que o padrão de fissuração seria o mesmo entre concreto convencional de concreto de resistências superiores.

d) Mecanismos de propagação das fissuras no UHPRFC

No concreto, quando um esforço de tração é excedido, uma fissura é criada. Os pontos de partida podem ser micro defeitos, como um poro ou zona de transição. Conforme Mehta e Monteiro (2014), os primeiros estudos sobre o processo mecânico de fratura em concreto foi feito por Kaplan em 1961, e posteriormente outros estudos demonstraram que o processo de fissuração em concretos é influenciado por diversos fatores, como: volume de agregado, tamanho máximo do agregado, rugosidade do agregado, relação água-cimento, presença de vazios e ar incorporado, além do tamanho da amostra testada (efeito escala).

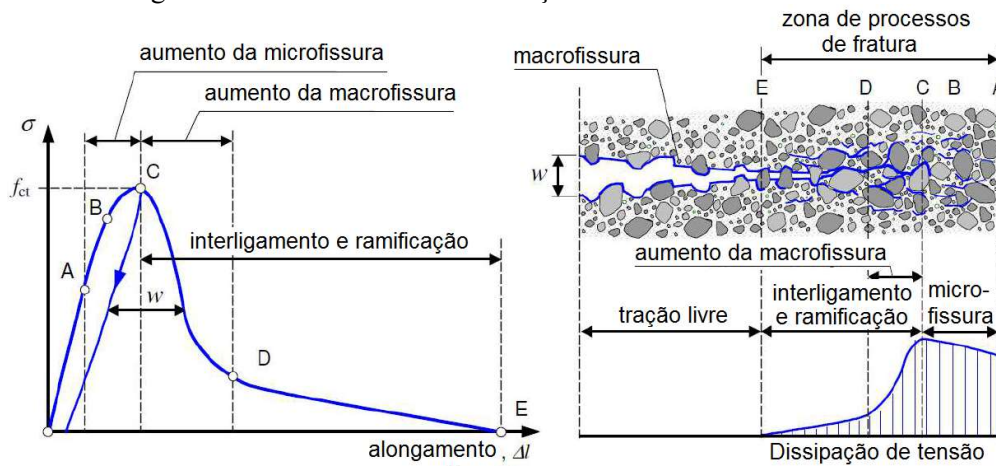
Estudos da mecânica da fratura mostram que para o concreto (material frágil) a área de abrangência da zona de processos inelásticos é pequena. Durante o processo de fratura, a zona de processos que surge na ponta da fissura dissipa grande quantidade de energia, e essa energia absorvida, acarreta a degradação do material. Assim, a zona de processos inelásticos pode crescer mesmo sob tensões inferiores à tensão última (LEONEL, 2018). A presença de amolecimento, observada nas curvas tensão-deformação uniaxial à tração e compressão de concretos é atribuído aos mecanismos de dissipação de energia na zona de processos.

Durante o processo de formação da fissura no concreto, alguns autores distinguem várias zonas (fases) a nível da microestrutura. Thienel (2018) descreve o processo de formação de fissura em 4 zona A primeira zona é a área da macro fissura. Nesse ponto, nenhuma tensão de tração é transferida de uma fissura para outra. Esta é seguida pela zona de ponte/conexão e ramificação (bridging and branching), com o inter travamento dos agregados as tensões de tração ainda podem ser transmitidas até certo nível. A terceira zona é a área de micro fissuramento, também conhecida como zona de processo inelásticos de fratura. Neste ponto, tensões de tração significativas são transmitidas dependendo da largura da fissura propagada. A zona de processos inelástico é seguida pela zona não danificada. Na área não danificada, as

tensões de tração são transmitidas proporcionalmente à deformação de tração aplicado, e a deformação por tração vai sendo ligeiramente inferior à deformação por tração de ruptura do concreto. Resumindo, o mecanismo de crescimento de fissura no modo I em concreto é caracterizado por: micro fissuração distribuída, zonas de superposição e ramificações e finalmente macro fissuração.

Outro fator importante de interesse na análise da fissuração do concreto, além dos próprios mecanismos de intertravamento dos agregados, é também os mecanismos de embricamento e efeito pino associados à adição de fibras.

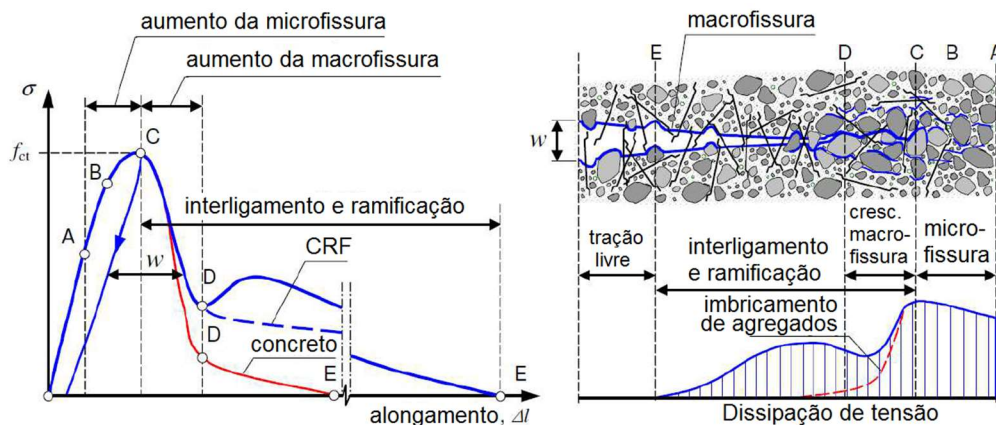
Figura 2.26 Mecanismos de fissuração no concreto convencional



Fonte: Bernardi e Corvez (2016)

No caso do concreto com fibras, as fibras dispersas no concreto costuram a matriz e impedem ou “freiam” a propagação de fissuras, agindo como uma espécie de costura entre os dois lados da fissura. Se a fibra for suficientemente longa e fortemente ancorada, ocorre aumento de resistência à tração, caso contrário, ocorre arrancamento da fibra.

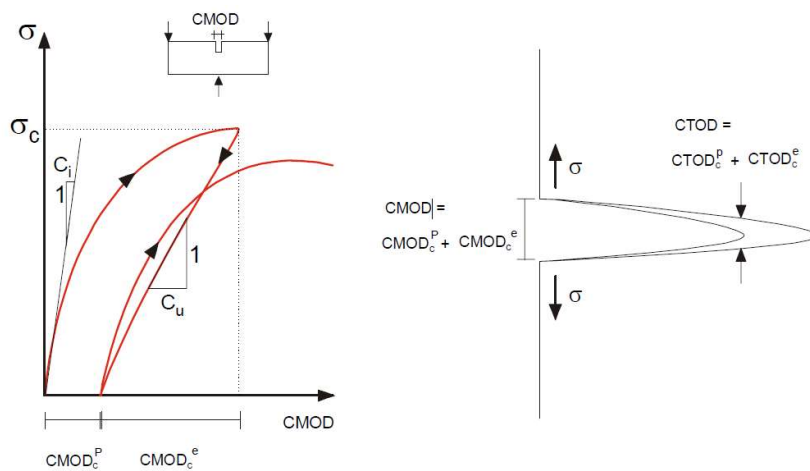
Figura 2.27 – Mecanismos de fissuração no concreto com fibras



Fonte: Bernardi e Corvez (2016)

Para ajudar a descrever esses fenômenos de fissuração existem importantes parâmetros que podem ser cálculos a partir de resultados experimentais como a abertura de entalhes e energia de fratura. A partir de um ensaio de uma viga entalhada à flexão em três pontos é possível calcular a abertura da ponta fissura (*Crack Tip Opening Displacement* – CTOD). No modelo chamado “dois parâmetros” (Figura 2.28) medindo-se a carga e a abertura do entalhe (*Crack Mouth Opening Displacement* – CMOD) e aplicando-se um descarregamento a partir da carga de pico pode-se separar a parcela da abertura devida a efeitos elásticos dos inelásticos e com isso isolar o valor da abertura crítica da ponta de fissura verdadeira (CTOD).

Figura 2.28 Modelo dos dois parâmetros: procedimento de carregamento e descarregamento; separação da resposta elástica e inelástica



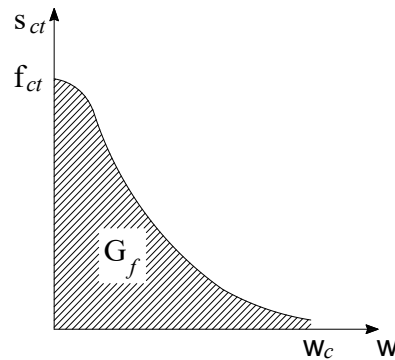
Fonte: adaptado de Bittencourt (1999)

Conforme apresentado anteriormente, no ensaio com controle de deslocamento é possível isolar o comportamento pós-pico do material, que representa as aberturas de fissuras. Daí, vem um importante parâmetro de calibração para os modelo de evolução de plasticidade e dano: a energia de fratura específica (G_f), que representa a área sob a curva $\sigma_{ct} - w$ (Figura 2.29).

A energia de fratura específica é usada para tentar quantificar a fragilidade do concreto. Com o valor da energia de fratura mais alto significa que o material possui comportamento mais dúctil. No entanto, a forma da curva de amolecimento também é muito importante. Quando, por exemplo, ocorre uma queda brusca de tensão após a tensão de pico, o comportamento geral ainda pode ser caracterizado como frágil, mesmo se o valor de G_f for relativamente grande.

A energia de fratura específica é, portanto, definida como a quantidade de energia necessária para criar uma área de fissura unitária e é igual à área sob a curva de amolecimento da Figura 2.29.

Figura 2.29 Relação tensão-abertura da fissura



Fonte: Própria autoria

A curva de amolecimento e conseqüentemente a energia de fratura são determinadas em um teste de tração uniaxial controlada por deslocamento. É importante que as deformações sejam corrigidas para as deformações elásticas no comprimento total. Assim, a energia da fratura pode ser escrita como Eq 2.4 (VAN MIER, 2013).

$$G_f = \int_0^{w_c} \sigma(w) dw \quad [2.4]$$

Na ausência de dados experimentais, a energia de fratura G_f no modo I pode ser estimada como mostra a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Formulações para cálculo da energia de fratura

Referência	Energia de fratura da Tração
CEB-FIB Model Code 90 (COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON, 1993)	$G_{f,MC1990} = \begin{cases} G_{f0} \left(\frac{f_{cm,meas}}{10} \right)^{0,7} & \text{se } f_{cm,meas} \leq 80 \text{ MPa} \\ 4,3 G_{f0} & \text{se } f_{cm,meas} > 80 \text{ MPa} \end{cases}$ $G_{f0} (N/mm) = \begin{cases} 0,025 & \text{para } d_{m\acute{a}x} = 8 \text{ mm} \\ 0,030 & \text{para } d_{m\acute{a}x} = 16 \text{ mm} \\ 0,058 & \text{para } d_{m\acute{a}x} = 32 \text{ mm} \end{cases}$
Model Code 2010 (FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON, 2012)	$G_f = 73 \left(\frac{f_{cm,meas}}{1000} \right)^{0,18} (N/mm)$

Fonte: Própria autoria

2.2.4 Modelo constitutivo para concreto

Conforme apresentado, as características mecânicas e composição física do concreto permitem caracterizá-lo como um material altamente não linear. A origem de fenômenos como a propagação de fissuras e esmagamento do concreto comprimido são alguns dos fatores que caracterizaram a grande complexidade de um modelo analítico para o concreto (PENNA,

PITANGUEIRA e FUINA, 2013). A resistência à tração do concreto é cerca de 8 a 10 vezes menor que a resistência à compressão e a fissuração por tração está presente em quase todas as estruturas de concreto armado, a fratura de concreto em modo I é considerada, portanto, um dos fenômenos mais importantes.

Apesar do comportamento fortemente não-linear do concreto, com as técnicas de elementos finitos, modelos que representem o concreto mais adequadamente tomaram vulto, podendo-se então descrever o comportamento do concreto em escala macroscópica de maneira a incorporar as características microscópicas. Nesse sentido formulações distintas têm sido empregadas tanto oriundas da mecânica da fratura, como por exemplo, a formulação de fissura discreta (HILLERBORG et al., 1976) e a formulação de fissura distribuída (BAZANT e OH, 1983), como também na mecânica do dano, ao exemplo do modelo de dano de Mazars. (MAZARS, 1984).

No modelo de Hillerborg et al. (1976) de fissura discreta as relações tensões-deformações são adotadas até o surgimento da primeira microfissura e relações tensões-deslocamentos, ou tensões-abertura das fissuras, são utilizadas em seguida. Nesse modelo o caminho de propagação de fissura deve ser pré-estabelecido. Como em situações gerais o caminho que a fissura irá percorrer não é conhecido, diversas localizações possíveis precisam ser testadas e isso representa um custo computacional muito grande (ARAÚJO, 2001).

Já nos modelos de fissuração distribuída, o material fissurado é associado a um meio contínuo equivalente, admite-se que a fissura se inicia quando a tensão principal máxima atinge a resistência à tração do concreto. Para este modelo de fissuração, o diagrama de tensão-deformação de tração e o comportamento de amolecimento são parâmetros de entrada essenciais (VAN MIER, 2013). Dessa forma, pode-se empregar relações tensões-deformações médias durante toda a análise. Mas, em geral, no modelo de fissuração distribuída os parâmetros de entrada são fortemente afetados pela escolha do tamanho da malha de elementos finitos. Bazant e Oh (1983) propuseram modelos considerando a teoria de banda de fissuração, que considera a relação constitutiva com o amolecimento associado a uma certo comprimento de banda de fissuração para contornar os efeitos correlacionados ao tamanho da malha.

No programa computacional Abaqus, por exemplo, existem vários modelos frequentemente usados para caracterizar o comportamento não-linear do concreto, um dos quais é baseado no modelo de banda de fissuração distribuída (*Concrete Smeared Crackinng e Brittle Cracking*, para análise estática e dinâmica, respectivamente) e outro com base no dano com plasticidade (*Concrete Damage Plasticity*).

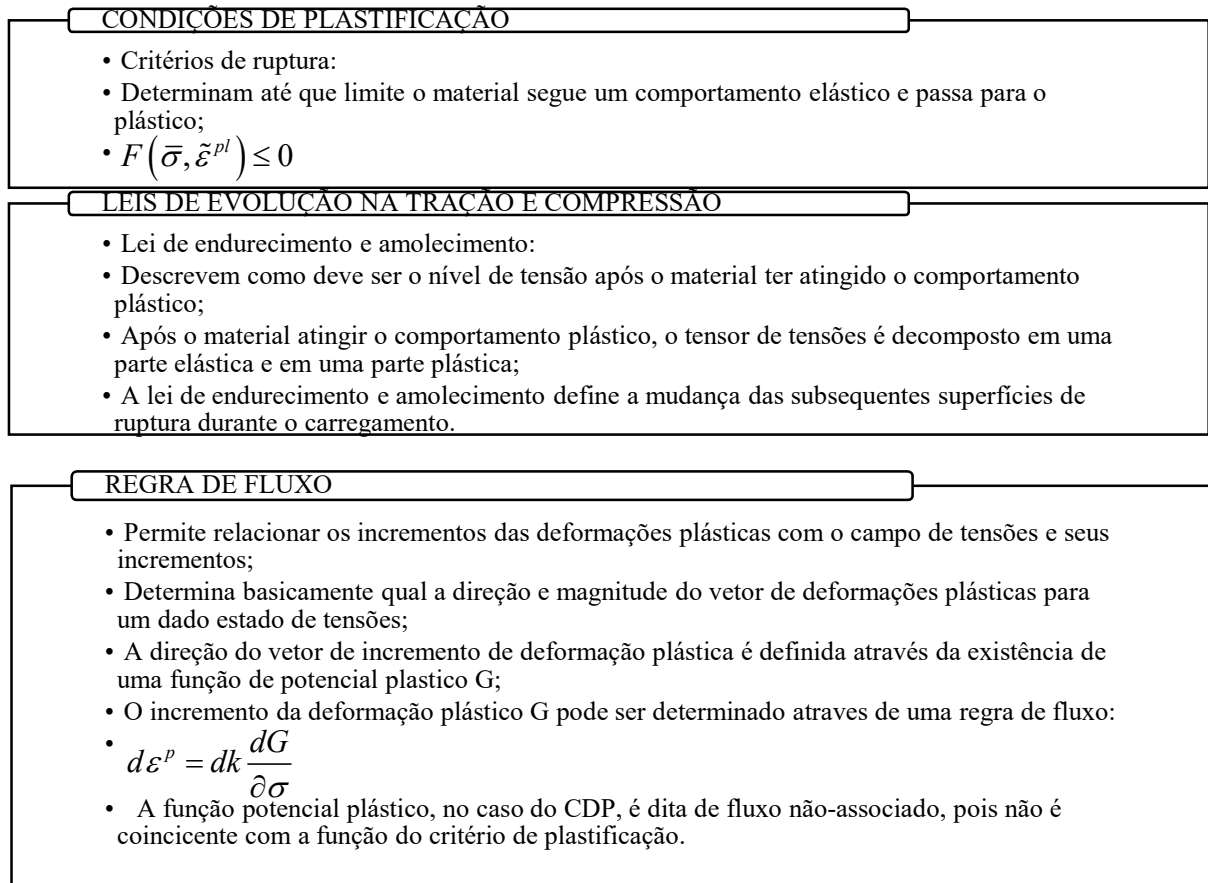
O modelo mais recorrente na literatura para simulações do concreto, bem como UHPC é o *Concrete Damage Plasticity* (CDP), cuja formulação é desenvolvida com base na teoria da plasticidade e o comportamento não linear do concreto com base no dano elástico isotrópico.

a) Concrete Damage Plasticity

Conforme já mencionado, o concreto apresenta comportamento não-linear, essa característica confere ao concreto danificado tanto deformações permanentes como redução da rigidez. Logo, para modelar este comportamento, o *Concrete Damage Plasticity* (CDP) é um modelo que recorre à combinação de plasticidade e dano.

Para definir a parte do modelo baseado na teoria da plasticidade três características são fundamentais: condição de plastificação, lei de evolução do material e a regra de fluxo.

Figura 2.30 Características principais no modelo de plasticidade do CDP



Fonte: adaptado de Abaqus Documentation (2013)

No CDP o critério de plasticidade utilizado foi proposto por Lubliner et al. (1989) e depois modificado por Lee e Fenves (1998). O modelo do critério de plastificação é baseado em Drucker-Prager e é definido de acordo com a Eq. (2.5):

$$F = \frac{1}{1-\alpha} \left(\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad [2.5]$$

O parâmetro α é calculado de acordo com a equação (2.6), em que σ_{b0} é a tensão biaxial de compressão e σ_{c0} é a tensão uniaxial de compressão. O valor padrão do relação σ_{b0}/σ_{c0} é 1,16 de acordo com o Abaqus documentation (SIMULIA, 2013).

$$\alpha = \frac{(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1}{2(\sigma_{b0}/\sigma_{c0}) - 1} \quad [2.6]$$

Na equação (2.5) \bar{p} é a pressão hidrostática e \bar{q} é a tensão efetiva equivalente de Von Mises. O parênteses de Macauley $\langle \cdot \rangle$ é obtido como : $\langle \chi \rangle = \frac{1}{2}(|\chi| + \chi)$. E a função $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ aparece na função de plastificação, quando a tensão efetiva máxima principal ($\hat{\sigma}_{\max}$) é positiva e é determinado como:

$$\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad [2.7]$$

Em que $\bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ e $\bar{\sigma}_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ são as tensões efetivas de coesão para compressão e tração, respectivamente. Na compressão biaxial $\hat{\sigma}_{\max} = 0$, o parâmetro $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ fica inativo.

O formato da superfície de plastificação é definida pelo parâmetro γ de acordo com a Eq (2.8). O parâmetro γ é ativo em Eq (2.5) quando a máxima tensão principal efetiva ($\hat{\sigma}_{\max}$) é negativa.

$$\gamma = \frac{3(1 - K_c)}{2K_c - 1} \quad [2.8]$$

K_c é a relação entre o meridiano de tração e o de compressão e define a forma da superfície de escoamento no plano desviatório ($K_c = 2/3$ corresponde à formulação de Rankine e $K_c = 1$ corresponde ao critério de Drucker-Prager) (GENIKOMSOU e POLAK, 2015).

O modelo *Concrete Damaged Plasticity* usa uma função de fluxo potencial $G(\sigma)$, que é uma função hiperbólica Drucker-Prager não associada e é definida de acordo com Eq (2.9).

$$G(\sigma) = \sqrt{(e\sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad [2.9]$$

Na Eq (4.9), “ e ” é a excentricidade que dá a taxa na qual a função potencial plástica se aproxima da assíntota, σ_{t0} é a tensão de tração uniaxial e ψ é o ângulo de dilatação medido no plano $p - q$ em alta pressão confinante.

Resumidamente, os dados de entrada no modelo constitutivo do material no CDP depende essencialmente de quatro parâmetros: κ_c , ψ , f_{b0}/f_{c0} e ϵ . Além desses parâmetros é necessário definir o comportamento à tração e à compressão que se ajustem às curvas características do concreto. Os parâmetros de plastificação correntemente empregados na literatura estão indicados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Parâmetros de plastificação do CDP

Parâmetro	Valor
ϕ	32°
m	0,1
f_{bc0}/f_{c0}	1,16
K_c	0,666
μ	0,0001

Fonte: Própria autoria

Quanto às leis de evolução, na compressão para concretos de alta resistência (< C90) pode-se adotar o modelo de Carreira e Chu (1985), que leva em consideração a tensão máxima de ruptura na compressão igual ao obtido nos ensaios para deformação de pico (ϵ) igual a 0,0022. Conforme equações 2.10 e 2.11, o modelo de Carreira e Chu (1985) leva em consideração os parâmetros conhecidos: tensão máxima de ruptura na compressão (σ_0), deformação de pico (ϵ_0) e módulo de elasticidade inicial (E_{c0}).

$$\sigma = \sigma_0 \frac{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)}{\beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^\beta} \quad [2.10]$$

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{\sigma_0}{\epsilon_0 E_{c0}}} \quad [2.11]$$

O modelo de Carreira e Chu (1985) não se mostra adequado para concreto de altíssimo desempenho. O ideal, portanto, é obter a curva de ensaios experimentais. Mas na ausência de dados experimentais pode-se adaptar a equação de Carrera e Chu (1985). Para corrigir a influência de fibras na variação pós-pico observada em experimentos, adicionalmente à equação 2.10 pode-se incluir os parâmetros k_1 e k_2 , que são constantes obtidas dos resultados experimentais (KRAHL, CARRAZEDO e DEBS, 2018).

$$\sigma = \sigma_0 \frac{k_1 \beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)}{k_1 \beta - 1 + \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^{k_2 \beta}} \quad [2.12]$$

Em que, conforme Krahl et al. (2018):

$$k_1 = 0.42539 - 0.04942\beta - 0.2071W_c + 0.00186\beta^2 + 0.16163W_c^2$$

$$k_2 = 1.19603 - 0.09059\beta - 0.82313W_c + 0.00329\beta^2 + 0.37862W_c^2$$

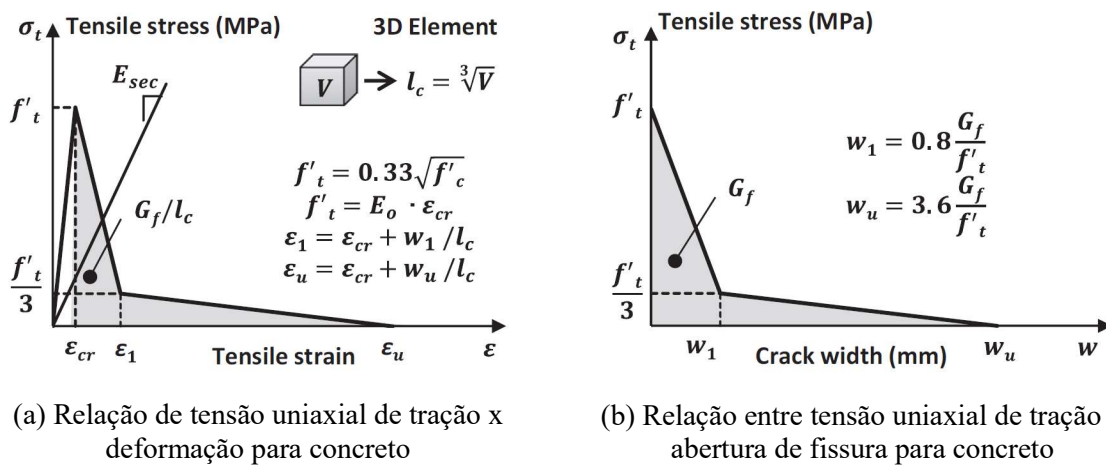
β é como na equação 2.11; e

W_c é energia total correspondente à área média das curvas experimentais de tensão x deformação.

Carreia e Chu também apresentarem formulações para a tração (CARREIRA e CHU, 1986), mas também existem outros métodos para descrever a lei de evolução, que inclusive pode ser utilizada para o UHPC, como o modelo descrito por Petersson (1981) e calibrado por Genikomsou e Polak (2015). Neste modelo, o comportamento tensão de tração x deformação do concreto é descrito linearmente até a sua resistência máxima à tração (f'_t), conforme Figura 2.31a. Após a fissuração, o comportamento frágil do concreto passa a ser caracterizado pela resposta bilinear de tensão x abertura de fissura (Figura 2.31b), ao invés da relação de tensão-deformação.

O modelo de tração de Petersson (1981) e Genikomsou e Polak (2015) considera como variáveis principais, além das tensão máxima de ruptura à tração, também a energia de fratura (G_f), que pode ser calculada conforme apresentado anteriormente, e a dimensão do elemento finito (l_c). Essa formulação não é adequada para representar concreto com resistências maiores. Por isso, no caso do UHPC a lei de evolução na tração precisa, a priori, ser obtida experimentalmente.

Figura 2.31 Modelos de tração descrito por Petersson (1981) e calibrado por Genikomsou e Polak (2015)



Fonte: Genikomsou e Polak, (2015)

Complementando, a teoria da plasticidade assume que a rigidez elástica de um material permanece constante. Mas, como é sabido, o comportamento do concreto pode ser caracterizado por vários fenômenos atribuídos à microfissuras, deterioração progressiva e expansão volumétrica. Isso leva à redução da resistência e perda de rigidez do concreto (LUBLINER, J. OLIVER e ONATE, 1989); (TAO e CHEN, 2015). A existência do **dano** no material, portanto, caracteriza a alteração das propriedades mecânicas, rigidez e capacidade de carga.

Na teoria do dano isotrópico não são assumidas deformações plásticas, as alterações nas propriedades mecânicas do material se traduzem na redução progressiva da rigidez inicial por meio das variáveis de dano. Mas no modelo de dano com plasticidade introduz-se a parcela das deformações plásticas na formulação e isso permite captar o comportamento mesmo com as deformações irreversíveis.

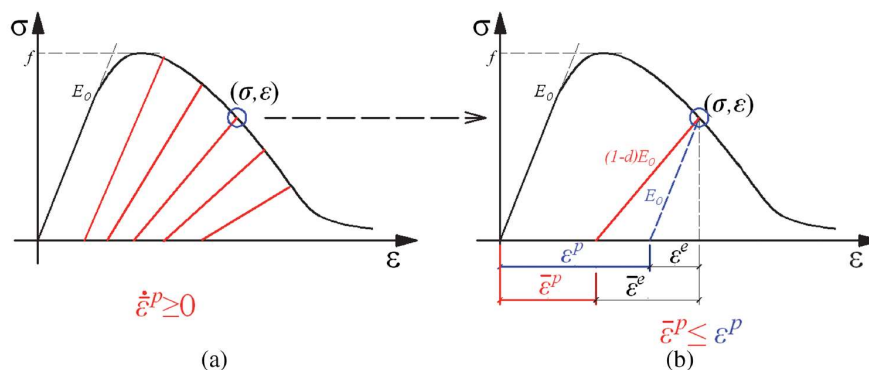
A relação tensão-deformação é dada conforme 4.6.

$$\sigma = (1-d) E_0 : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad [2.13]$$

Em que σ , ε e ε^{pl} representam, respectivamente, a tensão, a deformação total e a deformação plástica; E_0 representa a matriz de rigidez elástica linear (inicial - não danificada); e d é a variável de dano, que caracteriza a degradação da rigidez elástica e possui valores na faixa entre 0 (sem danos) e 1 (totalmente danificados), conforme esquema da Figura 2.32. Então, a rigidez degradada E é definida como em Eq. (2.14):

$$E = (1-d) E_0 \quad [2.14]$$

Figura 2.32 Modelo de plasticidade e danos do concreto: (a) degradação por deformação plástica; (b) definição de dano



Fonte: Tao e Chen (2015)

E se não houver nenhum dano no concreto ($d = 0$), a Eq. (2.15) é reduzido para Eq. (2.8):

$$\sigma = E_0 (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad [2.15]$$

Existem diversas expressões para descrever a evolução da variável de dano, apesar de existir algumas diferenças entre elas, sempre que o valor for nulo não há dano e o comportamento está associado a fase elástica-linear, quando o valor chega à unidade isso corresponde a degradação total do material. Na prática, porém, devido a problemas de convergência numérica o valor da variável de dano nunca será 1, o recomendável é manter próximo à unidade, por exemplo, o valor máximo de 0,99.

Birtel e Mark (2006) expressam a evolução da variável de dano conforme equação 2.16, para compressão e equação 4.10, para tração.

$$d_c = 1 - \frac{\frac{\sigma_c}{E_c}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \frac{\sigma_c}{E_c}} \quad [2.16]$$

A constante b_c pode ser expressa por uma relação da deformação plástica pela deformação inelástica, variando de $0 < b_c \leq 1$. Segundo Birtel e Mark (2006), o valor de $b_c = 0,7$ representa bem dados de ensaios experimentais com carregamentos cíclicos.

Na tração, a expressão do dano é assumida na fase de amolecimento, ou seja, após o ter-se atingido a tensão máxima. E o valor de b_t pode ser assumido como 0,1.

$$d_t = 1 - \frac{\frac{\sigma_t}{E_c}}{\varepsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \frac{\sigma_t}{E_c}} \quad [2.17]$$

Além do exposto, o concreto com fibras possui características bem peculiares a serem avaliadas, como o próprio comportamento da resistência pós-pico influenciada pelo próprio teor de fibras e pela dispersão das fibras (CAVERZAN, PRISCO e CADONI, 2015).

2.3 MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS E EFEITO ESCALA

Um dos principais motivos para a realização de ensaios experimentais em escala reduzida é a redução de custos. Essa técnica tem se mostrado viável economicamente quando comparado a ensaios em escala real, pois ao reduzir-se o tamanho dos elementos, reduz-se a quantidade de material e os custos de fabricação e manuseio.

A utilização de modelos reduzidos é uma alternativa que possibilita conhecer de maneira representativa o comportamentos da estrutura em escala real. Porém, inevitavelmente, alguns simplificações sempre acontecerão, por isso, para que as relações de semelhança entre o

elemento estrutural em escala real (protótipo) e o elemento em escala reduzida (modelo) sejam válidas, é importante que sejam obedecidos certos limites de fator de escala.

Harris e Sabnis (1999) abordam detalhadamente sobre as técnicas de modelagem estrutural experimental. Eles distinguem que pode haver três tipos de modelos a depender da obediência às *leis de semelhança*:

- a) Completa semelhança: atende a todo e qualquer exigência das leis de semelhança;
- b) Semelhança de primeira ordem: alguns critérios das leis de semelhança não são atendidos, porém o erro introduzido pode ser considerado desprezível;
- c) Modelo distorcido: atende parcialmente às leis de semelhança. A distorção surge devido a não similaridade de condições de contorno, de geometria, de propriedades do material. O modelo pode ser usado desde que seja possível identificar a influência do desvio gerado.

Harris e Sabnis (1999) também apresentam alguns valores de referência para o fator de escala para alguns tipos específicos de estruturas conforme Tabela 2.4.

Tabela 2.4 Fatores de escala para alguns tipos de estruturas

Tipo de estrutura	Modelo elástico	Modelo de Resistência
Cobertura em casca	$\frac{1}{200}$ a $\frac{1}{50}$	$\frac{1}{30}$ a $\frac{1}{10}$
Ponte de rodovia	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{20}$ a $\frac{1}{4}$
Reator	$\frac{1}{200}$ a $\frac{1}{50}$	$\frac{1}{20}$ a $\frac{1}{4}$
Vigas e Lajes	$\frac{1}{25}$	$\frac{1}{10}$ a $\frac{1}{4}$
Barragens	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{75}$
Efeito do vento	$\frac{1}{300}$ a $\frac{1}{50}$	Não aplicável

Fonte: Harris e Sabnis (1999)

A escala pode ser definida de acordo com diferentes critérios, como por exemplo: critério geométrico, força, massa ou área. Inicialmente costuma ser estabelecida a escala geométrica e partir desta determina-se o resto dos fatores. Em relação ao concreto, o fator de escala normalmente é atrelado ao comprimento (S_l) uma variável geométrica. No entanto, existem outros fatores que podem ser considerados na avaliação como os indicados na Tabela 2.5.

Harris e Sabnis (1999) acrescentam que para o concreto é importante que as curvas tensão x deformação (na tração e compressão) sejam geometricamente semelhantes no modelo e no protótipo. E ainda, com base em cálculos da *análise dimensional*, Harris e Sabnis (1999) concluem que a única maneira prática de avaliar um modelo de concreto armado por semelhança completa ou primeira ordem é forçar o modelo de concreto ter a mesma curva tensão x deformação do protótipo. Mas esse requisito bastante rigoroso é praticamente impossível de se conseguir, pois existem vários fatores que influem no comportamento tensão x deformação do concreto, como por exemplo diferenças no adensamento, taxas diferentes de cura e o próprio efeito escala, decorrente de mudanças de geometria. Então, no caso do concreto, por ser um material muito heterogêneo, a redução no tamanho do modelo altera suas propriedades.

Tabela 2.5 Fatores de escala para modelos de concreto armado

	Quantidade	Dimensão	Completa semelhança e semelhante de 1ª ordem	Distorcido
Propriedades dos materiais	Tensão no concreto σ_c	FL ⁻²	S_σ	S_σ
	Deformações no concreto ε_c	—	1	S_ε
	Módulo do concreto E_c	FL ⁻²	S_σ	S_σ/S_ε
	Coefficiente de Poisson ν_c	—	1	1
	Peso específico γ_c	FL ⁻³	S_σ/S_1	S_σ/S_1
	Tensões na armadura σ_r	FL ⁻²	S_σ	S_σ
	Deformações na armadura ε_c	—	1	S_ε
	Módulo da armadura E_r	FL ⁻²	1	1
Geometria	Dimensão linear l	L	S_1	S_1
	Deslocamento δ	L	S_1	$S_\varepsilon S_1$
	Deslocamento angular β	—	1	S_ε
	Área da armadura A_r	L ²	S_1^2	S_1^2
Carregamento	Carga concentrada Q	F	$S_\sigma S_1^2$	$S_\sigma S_1^2$
	Carga distribuída (linear) w	FL ⁻¹	$S_\sigma S_1$	$S_\sigma S_1$
	Pressão q	FL ⁻²	S_σ	S_σ
	Momento M	FL	$S_\sigma S_1^3$	$S_\sigma S_1^3$

Em que :

S_σ : fator de escala de tensão;

S_ε : fator de escala de deformação;

S_1 : fator de escala de comprimento;

F: força;

L: comprimento.

Fonte: Harris e Sabnis (1999)

Esses fatores, portanto, levam a necessidade de corrigir as distorções em modelos de concreto por meio da abordagem de modelo distorcido. Muitas das variações envolvidas podem ser atribuído a fenômenos estatísticos, mas o efeito escala é melhor explicado com base na teoria da mecânica de fratura.

O efeito escala é uma questão antiga que descreve basicamente o fenômeno em que a resistência estrutural diminui à medida que o tamanho estrutural aumenta. O problema foi questionada por Leonardo Da Vinci nos anos 1500, quando realizou estudos experimentais com fios de ferro de mesmo diâmetro e diferentes comprimentos, observando que a resistência à tração diminuía quanto maior o comprimento do fio (HOSSDORF, 1972).

Existem três abordagens principais para explicar o efeito escala sobre a resistência do material: a abordagem do efeito escala estatístico, o efeito escala determinístico e a teoria do efeito escala *fractal*.

A abordagem estatística representativa é a teoria de Weibull (WEIBULL, 1935); (WEIBULL, 1951), a abordagem determinística representativa é a teoria de Bazant baseada na mecânica da fratura (BAZANT, 1976), (BAZANT e OH, 1983), (BAZANT, 1984), enquanto a lei de escala fractal ou multifractal foi desenvolvida por Carpinteri et al. (1994); (1995).

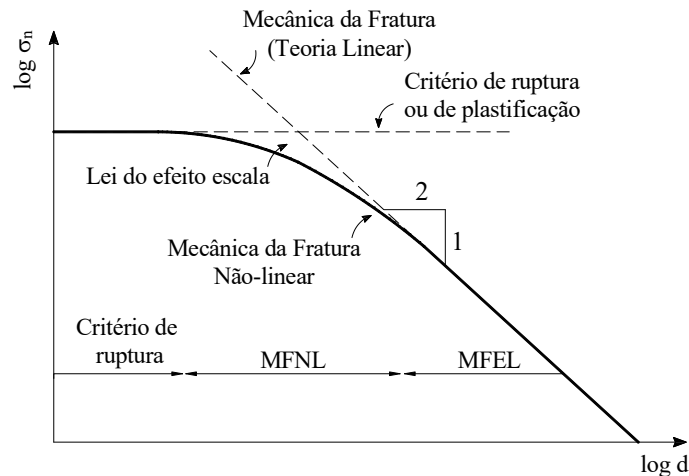
A teoria de Weibull, por exemplo, é bem conhecida porque é simples, embora não explique as fontes de efeito escala. De acordo com a teoria de Weibull, um elemento maior tem uma resistência menor (mais fraca), porque tem uma maior probabilidade de ter falhas maiores ou defeitos. A abordagem de Weibull ignora a distribuição de tensão e a energia liberada após o crescimento de fissuras antes da ruptura. Este é um forte argumento a favor do uso da mecânica da fratura para estudar estruturas de concreto.

O estudo do efeito escala teve um grande avanço com a teoria de Griffith na mecânica da fratura. A posteriori vários outros autores desenvolveram leis de efeito escala para o concreto, como Kaplan (1961), Kani (1967) e Glucklich (1963) e o de Hillerborg et al. (1976). Estes estudos evidenciaram forte dependência entre a natureza do faturamento do concreto e o efeito escala, indicando a necessidade de relaciona-lo com a energia necessária para a propagação de fissuras.

Então, a teoria do efeito escala proposta por Bazant é baseada na energia liberada durante a propagação de fissuras. A teoria é baseada em três tipos distintos de regimes de fratura: mecânica de fratura elástica linear (MFEL), mecânica de fratura não linear (MFNL) e teoria de resistência, como ilustrado na Figura 2.33 (usando uma escala logarítmica). A Figura 2.33 mostra a mudança das tensões máximas de ruptura (σ_n), em que para estruturas menores,

o efeito escala fica governado pelo critério de resistência e para estruturas suficientemente grande, o efeito escala fica governado pelas teorias MFEL.

Figura 2.33 Lei do efeito escala generalizado



Fonte: Bazant (1984)

A equação da lei de Bazant é descrita conforme Eq. 18. Bazant (1984) propôs a teoria do efeito escala a partir de uma abordagem determinística usando a mecânica de fratura para materiais quase-frágeis como o concreto:

$$\sigma_n = \frac{P}{bD} = \frac{Bf_t'}{\sqrt{1 + \frac{D}{d_0}}} + \sigma_0 \quad [2.18]$$

Em que: σ_n é a tensão nominal de ruptura;

P é a carga máxima;

b é a espessura

D é o tamanho característico da amostra;

f_t' é a resistência à tração do material;

D_0 é um parâmetro dependendo da geometria estrutural,

B é um parâmetro que caracteriza a solução de acordo com a análise de limite de plasticidade baseada no conceito de resistência;

d_0 é uma constante empírica.

As constantes B e d_0 podem ser determinadas a partir de experimentos ou análises numéricas.

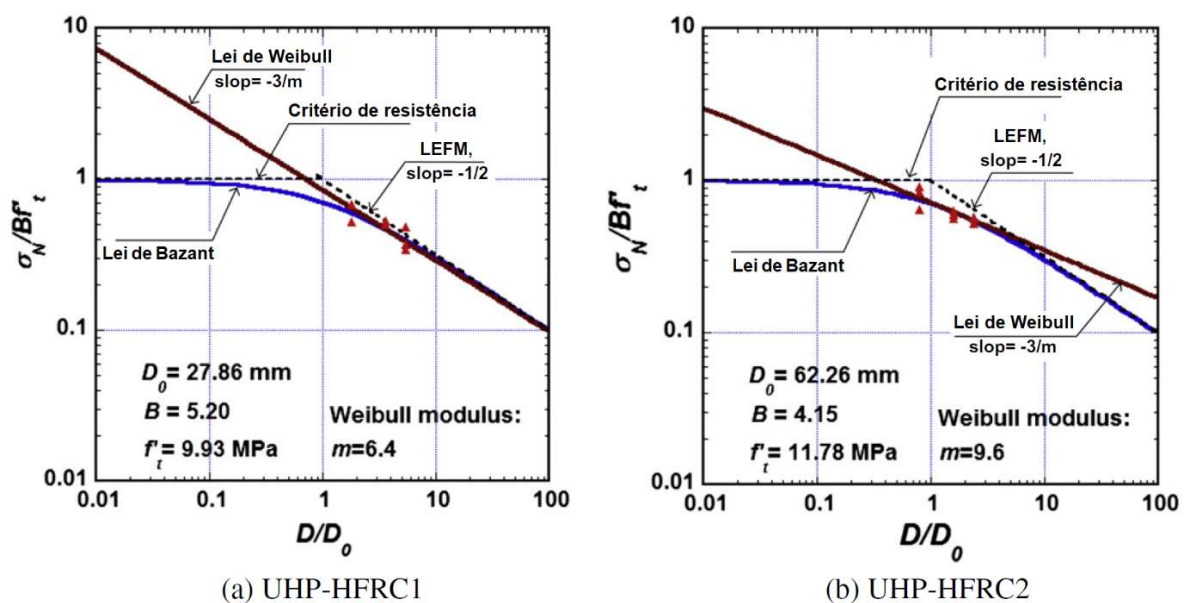
A curva se aproxima da linha horizontal se o tamanho da estrutura ou da amostra for muito pequeno e se aproxima da linha inclinada se o tamanho da amostra for muito grande.

O efeito escala tem recebido atenção nas estruturas de concreto tanto na tração quanto na compressão, e muitos estudos foram conduzidos experimental e analiticamente. Mas até o momento, um número limitado de estudos foi realizado sobre o efeito escala para UHPC.

Embora muitos aspectos do UHPC tenham sido extensivamente investigados, os efeitos escala sobre a resistência estrutural dos elementos dessa natureza permanecem em grande parte desconhecidos. E os autores que avaliaram esse efeito chegaram a conclusões divergentes. Mahmud et al. (2013), por exemplo, avaliaram por meio de ensaios laboratoriais e modelagem numérica o efeito escala de quinze vigas de UHPC com alturas variando de 30 mm a 150 mm. Nas vigas foram feitos entalhes com tamanho igual a 1/6 da altura total da viga e depois foram ensaiados à flexão em três pontos. Os resultados mostraram que o efeito escala na resistência à flexão nominal das vigas até 150 mm de profundidade é muito pequeno.

Já Nguyen et al. (2013) também avaliou o efeito escala em vigas de UHPRFC, com dois teores de fibras. A mistura UHP-HFRC1 com 1% de fibra de aço e a mistura UHP-HFRC2 com 2% de fibras, sendo metade de fibra reta e metade de fibra ondulada. Três escalas diferentes de corpos de prova foram ensaiados à flexão em quatro pontos com seções de 50x50, 100x100 e 150x150 mm. Usando as leis de efeito escala de Weibull e Bazant, Nguyen et al. (2013) verificaram que o UHP-HFRC2, com sua maior ductilidade e capacidade resistência em tração, apresentou um efeito escala menor do que o UHP-HFRC1. Conforme Figura 2.34 os resultados de ensaio para o UHP-HFRC2 situaram-se em uma zona mais dúctil do que a de UHP-HFRC1.

Figura 2.34 Gráfico do efeito escala e resultado para UHPRFC de Nguyen et al. (2013)



Fonte: Nguyen et al. (2013)

A importância do efeito escala nos estudos com concreto de altíssimo desempenho reforçado com fibras, e também neste estudo, decorre principalmente do interesse em identificar o quão susceptível o material pode ser quanto trabalhado em diferentes escalas. Como o custo de estudos experimentais é relativamente alto, especialmente para estruturas de grande porte e como o elevado volume de fibras de aço que é necessário para construir um modelo em escala real tornam o processo ainda mais caro, é interessante avaliar como é o comportamento do material com ensaios experimentais e também com análises de elementos finitos, para que seja possível fazer uma análise com maior critério do comportamento de estruturas em diferentes escalas.

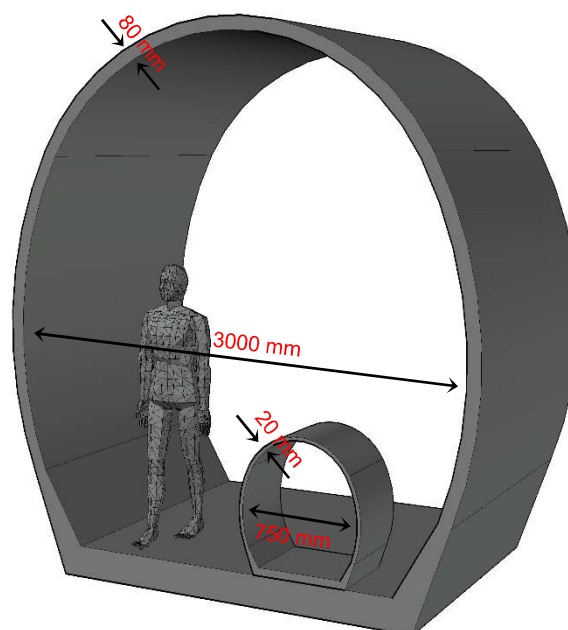
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental compreende a principal etapa da pesquisa e consiste basicamente em três fases de avaliação. A primeira delas compreende a caracterização dos materiais (concreto) a serem utilizados na construção dos protótipos de galerias. A segunda parte consiste no ensaio das galerias na condição enterrada, cujo objetivo é avaliar como os mecanismos de interação solo-estrutura afetam o comportamento das galerias. E a terceira parte é o ensaio das galerias com aplicação de carga concentrada até a ruptura.

3.1 DEFINIÇÃO DOS MODELOS E DOS MATERIAIS

Como um dos objetivos principais do programa experimental é controlar o comportamento das galerias na condições enterrada, um protótipo em escala reduzida foi proposto devido às limitações de ambiente de ensaio em laboratório e também devido à necessidade de redução de custos com o consumo de materiais na fase de execução das galerias e facilidade com logística, uma vez que, realizar um ensaios nessa magnitude com o modelo na escala real apresenta-se pouco viável. Logo, tendo em vista essas limitações, foi idealizado as dimensões do protótipo reduzido de forma a manter uma escala 1:4, na hipótese de os parâmetros do material permanecerem dentro dos limites da mecânica da fratura elástico linear (BAZANT, 1984).

Figura 3.1 Galeria definida por três arcos e protótipo na escala 1:4



Fonte: Própria autoria

Como também o maior interesse é de avaliar o comportamento de galerias construídas com UHPC com pequena espessura, uma análise comparativa entre galerias de concreto de altíssimo desempenho (UHPC – *ultra-high performance concrete* ou CAD2 – concreto de altíssimo desempenho) e galerias de concreto de alto desempenho (HPC – *high performance concrete* ou CAD – concreto de alto desempenho) foi proposto. Logo, dois protótipos semelhantes em geometria porém com materiais distintos foram especificados para fins de comparação.

Para chegar nas proporções mais ideais e exequíveis uma análise numérica inicial para identificar o comportamento das galerias definidas por três arcos com diferentes espessuras foi realizada. Com isso, sabendo de alguns fatores limitantes e com base nos resultados foram tomadas decisões para a construção dos modelos físicos das galerias definidas por três arcos, como por exemplo: o formato e proporções dos arcos, a espessura das paredes da galeria, a classe de resistência do concreto e também a proporção da redução da escala do modelo a ser executado no ensaio experimental.

3.1.1 Definição das espessuras

Desde o princípio buscou-se avaliar a influência do solo nas análises e por isso optou-se por utilizar um software próprio para modelagens geotécnicas. As análises iniciais para a definição da geometria da galeria foram realizadas do software GeoStudio. Nessa etapa, além de avaliar os esforços solicitantes, alguns fatores limitantes também foram decisivos para definir a geometria da galeria definida por três arcos, como o tamanho da caixa de ensaio e a proporção entre os raios, mais elíptica ($r_f > r_c$). Quanto a redução da escala, o projeto inicial sempre foi manter espessuras com uma condição de exequibilidade, por isso estimou-se uma espessura mínima de 20 mm para o protótipo, o que representaria em uma escala real (1:4) cerca de 80 mm para o modelo de UHPC. Já para o HPC, devido a necessidade de se dispor armaduras dupla, a espessura adotada foi de 40 mm para o protótipo.

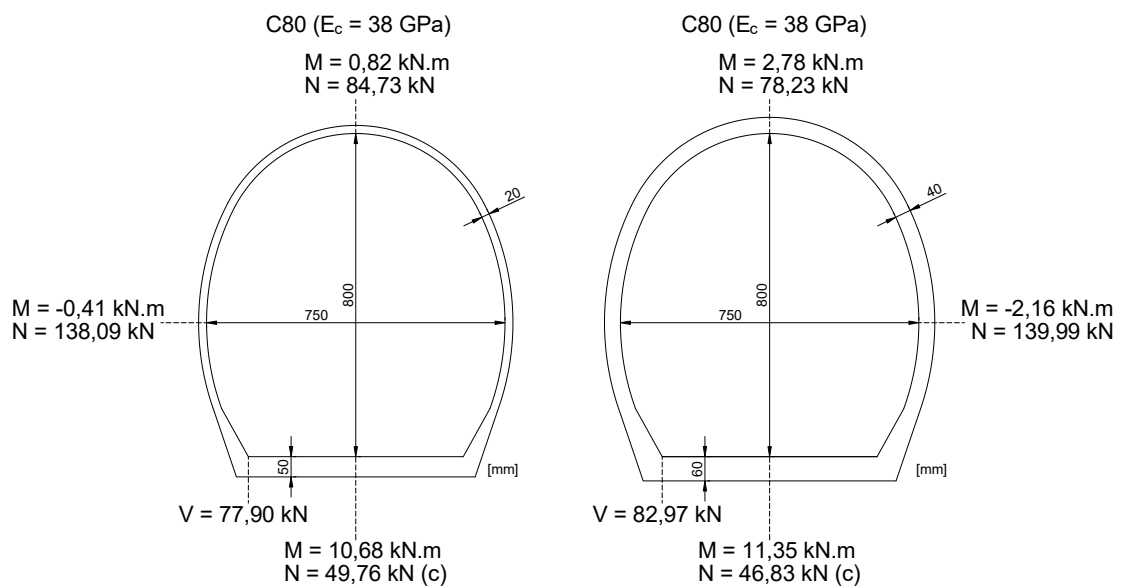
Para demonstrar como a rigidez a flexão afeta a distribuição de esforços, foi adotado na análise numérica preliminar dois valores de módulo de elasticidade para o material: $E_{c,UHPC} = 45$ GPa e $E_{c,CAD} = 35$ GPa, o que representa as características aproximadas de um UHPC com resistência a compressão de 120 MPa e um HPC com resistência a compressão de 80 MPa, respectivamente. A galeria foi modelada com elementos de barra em uma análise elástica linear. A modelagem consiste de um modelo plano de deformação, então foi admitido profundidade unitário no modelo.

O material do solo circundante foi considerado como elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com peso específico $\gamma_s = 17,20 \text{ kN/m}^3$, ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$, coesão 10 kPa e módulo de elasticidade $E_{\text{solo}} = 24000 \text{ kPa}$.

As Figura 3.2 e Figura 3.3 mostram como se configuram as distribuição das solicitações de esforços para a galerias para um altura de solo de 15 metros. Os valores de momento (M), normal (N) e cortante (V) estão indicados nos pontos de maior concentração. Nos trechos curvos o valor do esforço de força cortante é baixo, sendo que o ponto crítico para a força cortante é localizado no canto inferior da galeria.

Em relação as espessura da base, os modelos numéricos têm mostrado que a rigidez a flexão (EI) também afeta a concentração de esforços nessa parte. Porém, fatalmente os valores de momento fletor e força cortante serão maiores nessa região e inevitavelmente é necessário que as espessuras sejam aumentadas.

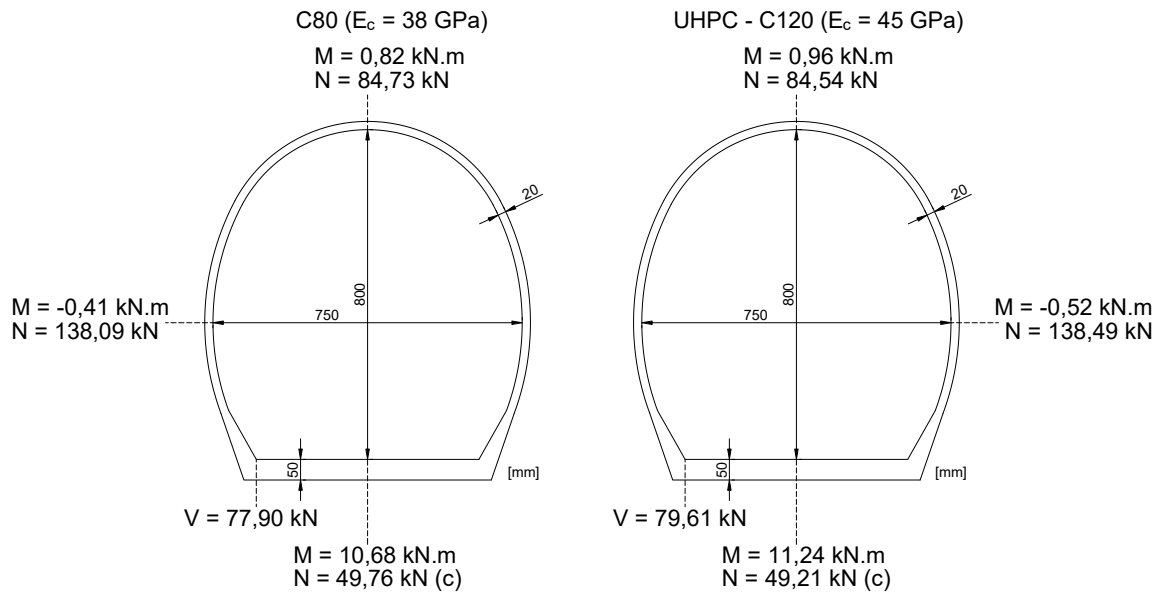
Figura 3.2 Solicitações de esforços para o modelo reduzido em concreto de alto desempenho



Fonte: Própria autoria

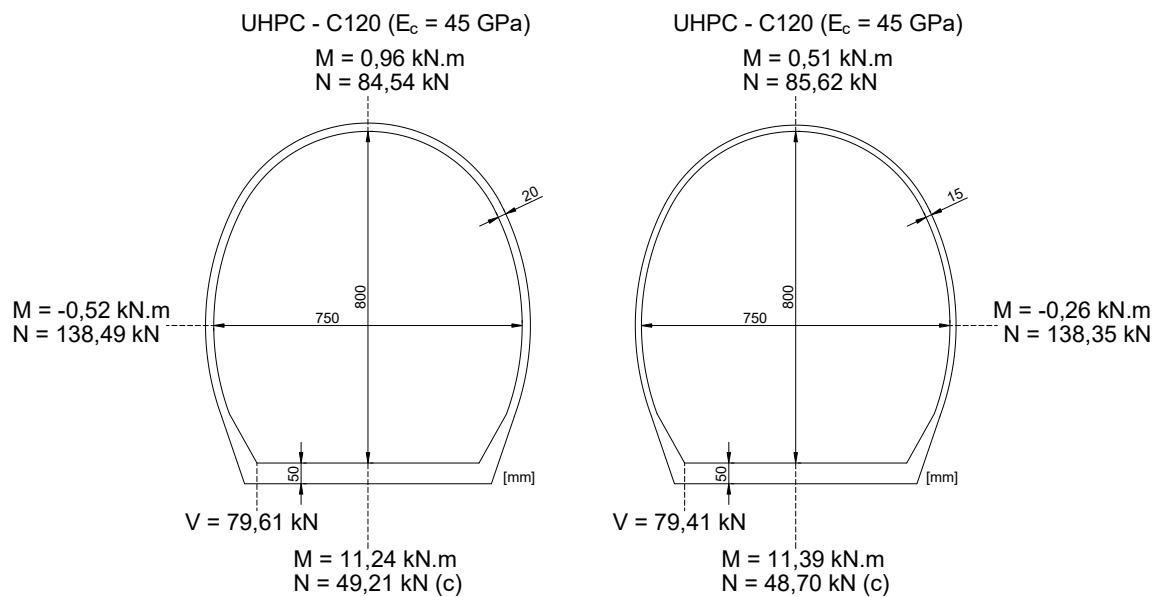
Logo, com base nesta análise inicial percebe-se que aumentando-se a espessura da parede da galeria ou aumentando-se o módulo de elasticidade do material da galeria altera-se a distribuição de tensão. Resumindo, conforme altera-se a rigidez a flexão (EI) da galeria, altera-se os esforços solicitantes. Se fosse exequível diminuir ainda mais as espessuras do ponto de vista da execução, poder-se-ia obter esforços de flexão ainda menores. A Figura 3.4 mostra a diminuição dos esforços que se dariam para a uma galeria com 15 mm de espessura.

Figura 3.3 Solicitações de esforços para o modelo reduzido em concreto de alto desempenho e altíssimo desempenho



Fonte: Própria autoria

Figura 3.4 Solicitações de esforços para o modelo reduzido



Fonte: Própria autoria

3.1.2 Definição das geometrias construídas

Na sequência, com base na análise previamente realizada no GeoSutdio, foi elaborado 2 tipos de galerias, sendo, o concreto e a espessura da parede a principal diferença entre elas: um moldado com concreto de alto desempenho HPC (C90) sem adição de fibras e outro moldado com concreto de altíssimo desempenho com adição de fibras UHPC (C150).

Como um dos ensaios prevê a colocação de um linha galerias dentro de uma caixa de grandes dimensões, foi definido que ao longo do comprimento dessa caixa (1420 mm) ficariam dispostas três galerias com 455 mm de profundidade cada, estimando uma folga de 55 mm. Em cada ensaio, portanto, ficou alojado três galerias dentro da caixa, cada “trinca” de galerias foi moldada com o mesmo traço e procedimento de cura.

Logo, como foram feitos um ensaio piloto e dois ensaios definitivos com 3 galerias cada, 9 concretagens de galerias foram realizadas.

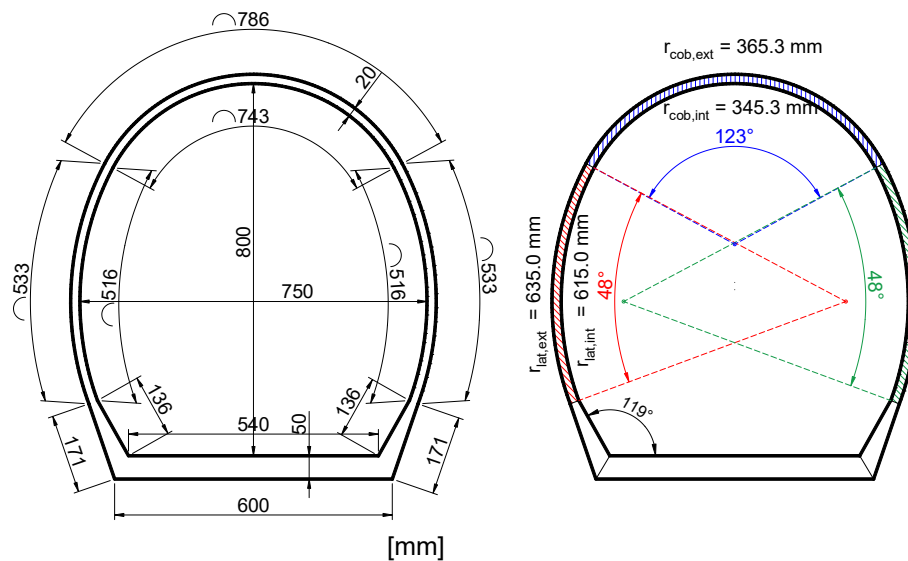
Tabela 3.1 Sequência de ensaios na caixa de grandes dimensões

Numeração	Tipo de concreto	Tipo de forma	Armadura
Piloto	UHPC (s/fibras)	Forma 1 (espessura 20mm)	S/Armadura
Ensaio 1	UHPC (C150)	Forma 1 (espessura 20mm)	Simples
Ensaio 2	HPC (C90)	Forma 2 (espessura 40mm)	Dupla

Fonte: Própria autoria

O Ensaio Piloto e o Ensaio 1 foram realizados com a galeria moldada conforme dimensões da forma 1, exemplificadas na Figura 3.5. Destaca-se que a espessura da região em arco, igual a 20 mm, representa na escala real uma dimensão de 80 mm. O Ensaio Piloto foi feito com concreto de altíssimo desempenho sem adição de fibras, e o Ensaio 1 foi feito com as galerias moldadas com concreto de altíssimo de desempenho (com fibras) e com uma armadura adicional (tela nervurada soldada) para garantir ductilidade.

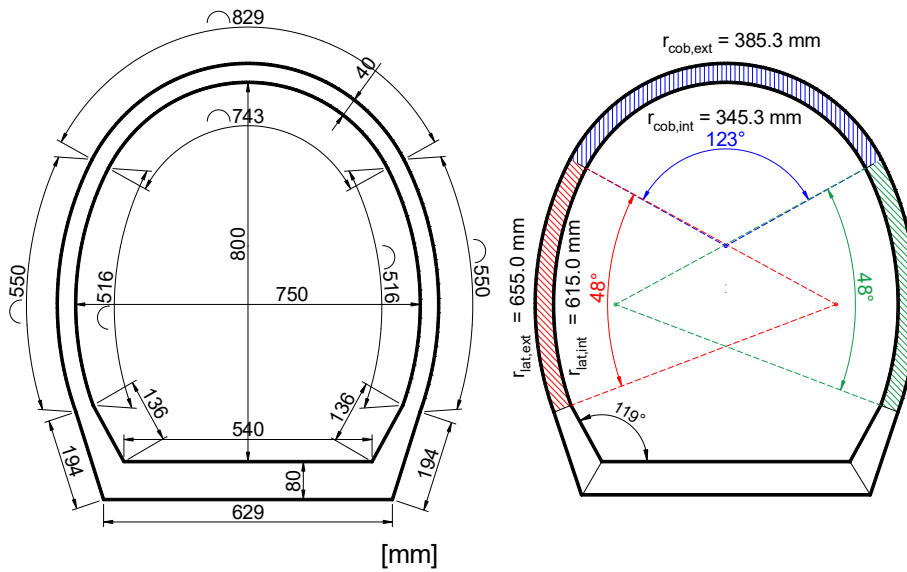
Figura 3.5 Forma 1: Dimensões estabelecidas para o protótipo moldado com UHPC (esp. arco 20 mm)



Fonte: Própria autoria

Já o Ensaio 2 foi realizado com a galeria moldada com concreto de alto desempenho (HPC) conforme dimensões da Forma 2 (Figura 3.6). Possui espessura da parede com 40 mm, o que representa 160 mm assumindo uma configuração na escala real.

Figura 3.6 Forma 2: Dimensões estabelecidas para o protótipo moldado com HPC (esp. arco 40 mm)



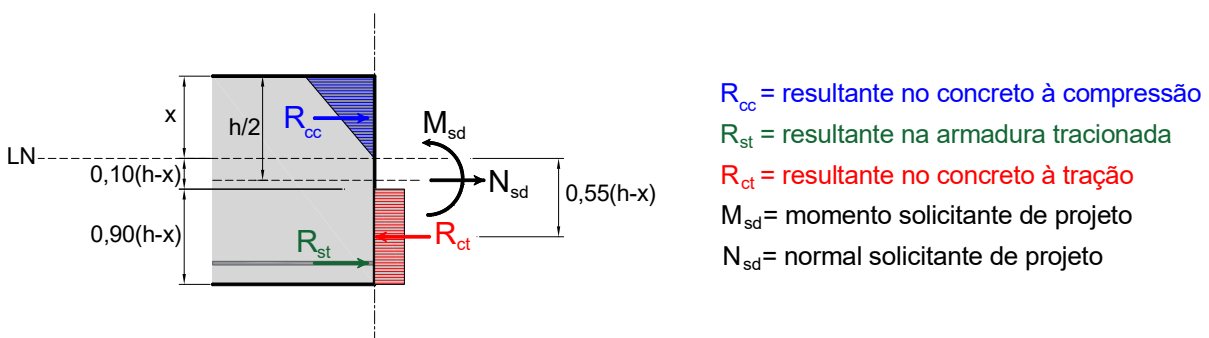
Fonte: Própria autoria

3.1.3 Cálculo das armaduras

Para o dimensionamento de armaduras em ambos os concretos (UHPC e HPC) considera-se características geométricas da seção (b = base da seção geométrica, e d = altura útil da seção), e os esforços atuantes na seção (M_{sd} = momento fletor resultante de cálculo, e N_{sd} = força normal resultante de cálculo) e o processo de cálculo muda conforme o grupo de resistência a compressão de cada material.

A verificação do cálculo das armadura para as seção de UHPC foi realizada conforme Fehling et al. (2015). Basicamente, no modelo de cálculo proposto por Fehling et al. (2015) é considerado uma parcela de resistência a tração no concreto e a distribuição de tensão de compressão é considerada linear, conforme pode ser observado no esquema das resultantes apresentado na Figura 3.7.

Figura 3.7 Resultante de esforços para seção de UHPC



Fonte: adaptado Fehling et al. (2015)

Com base na distribuição de tensões da tensão, o procedimento para a verificação das armaduras na seção de UHPC é descrito a seguir, devendo satisfazer as condições de equilíbrio na seção.

- Somatório das forças horizontais:

$$\sum H = 0 \rightarrow R_{cc} - R_{ct} - R_{st} + N_{sd} = 0 \quad [3.1]$$

- Somatório dos momentos na posição da armadura:

$$\sum M = 0 \rightarrow R_{cc} \left(d - \frac{x}{3} \right) - R_{ct} (d - 0,45x - 0,55h) + N_{sd} \left(d - \frac{h}{2} \right) - M_{sd} = 0 \quad [3.2]$$

- Equações adicionais dadas por Fehling et al. (2015)

$$R_{cc} = 0,5 \cdot b \cdot x \cdot f_c \quad [3.3]$$

$$R_{ct} = 0,81 \cdot b \cdot (h - x) \cdot f_{ct} \quad [3.4]$$

Sabendo ainda que:

$$\beta_x = \frac{x}{d} \rightarrow x = \beta_x d \quad [3.5]$$

Substituindo [3.5] em [3.3] e [3.4], obtemos as equações [3.6] e [3.7], respectivamente:

$$R_{cc} = 0,5 \cdot b \cdot \beta_x \cdot d \cdot f_c \quad [3.6]$$

$$R_{ct} = 0,81 \cdot b \cdot (h - \beta_x \cdot d) \cdot f_{ct} \quad [3.7]$$

Então, com a equação do somatório de momento, encontra-se o valor de β_x .

$$\begin{aligned} (0,5 \cdot b \cdot \beta_x \cdot d \cdot f_c) \left(d - \frac{\beta_x \cdot d}{3} \right) - [0,81 \cdot b \cdot (h - \beta_x \cdot d) \cdot f_{ct}] (d - 0,45 \cdot \beta_x \cdot d - 0,55h) + \\ + N_{sd} \left(d - \frac{h}{2} \right) - M_{sd} = 0 \end{aligned} \quad [3.8]$$

Sabendo ainda que:

$$R_{st} = \sigma_{st} \cdot A_{st} \quad [3.9]$$

$$R_{st} = f_{yd} \cdot A_{st}$$

Substituindo [8] em [1], tem-se a equação para cálculo da área de armadura necessária para uma seção de UHPC:

$$A_{st} = \frac{R_{cc} - R_{ct} + N_{sd}}{f_{yd}} \quad [3.10]$$

No caso das galerias de UHPC, pelo fato da região em arco possuir uma espessura de 20 mm, foi decidido dispor barras de $\varnothing 4,2$ mm (aço CA-60) a cada 5 cm, centradas no meio da seção. Assume-se que braço do momento gerado pela armadura é pequeno, mas ele existe, e

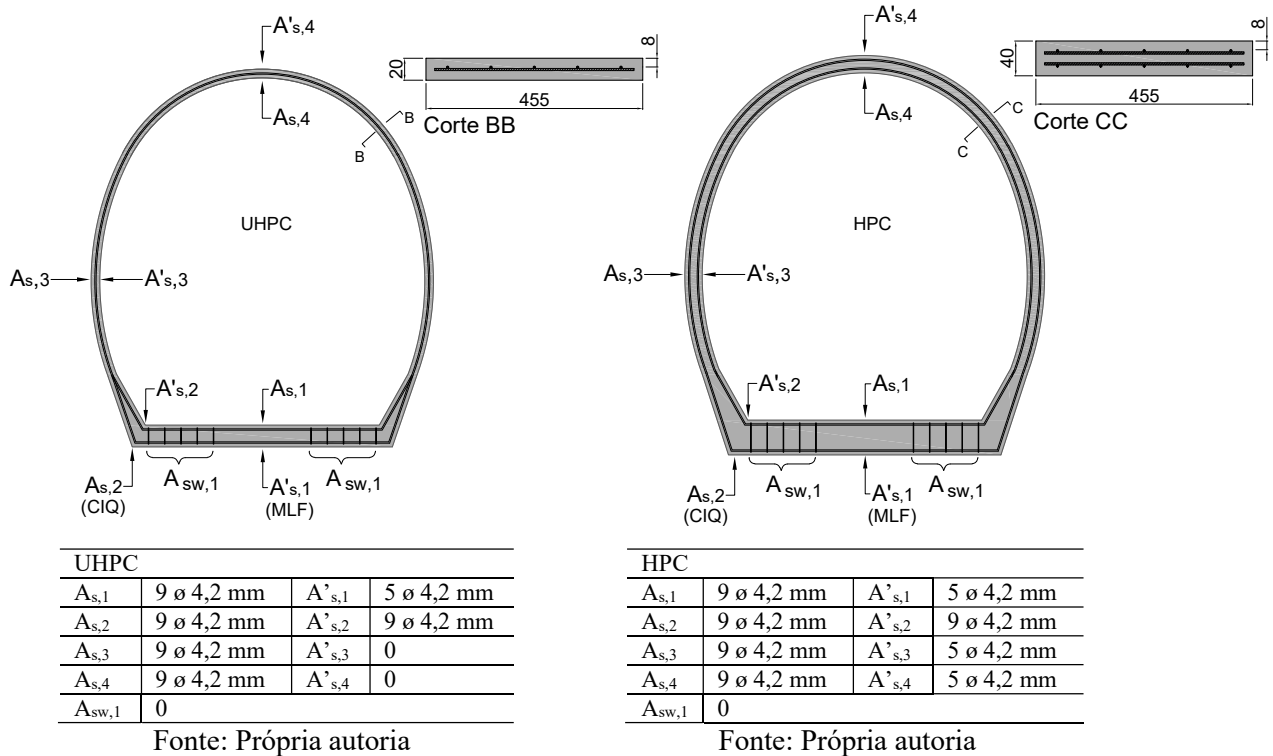
contribuiu para a ductilidade da seção ($d' \approx 10 \text{ mm}$). Portanto, nessas condições o cobrimento das armaduras nos lados interno e externo da galeria ficaram com cerca 7,9 mm.

E para as armaduras da galeria em HPC, o processo de verificação se deu conforme Fusco (1981) para seções de concreto armado sujeitas a flexão composta com grande excentricidade. O tipo de aço especificado para a galeria moldada com HPC também foi do tipo CA-60.

Para as escolha das armaduras aplicadas no protótipo de HPC foi considerado a disposição construtiva das telas comercialmente disponíveis, por isso, para a montagem das armaduras das galeria de HPC também foram utilizadas tela de barras de aço nervuras soldadas de $\varnothing 4,2 \text{ mm}$ espaçadas a cada 10 cm. Nas regiões comprimidas do concreto a tela foi inserida como armadura de montagem. E na região de momentos positivos foi utilizado a mesma tela de aço nervura com barras adicionais de $\varnothing 4,2 \text{ mm}$. O cobrimento estimado das armaduras também foi inicialmente estimado em aproximadamente 8 mm ($d' \approx 10,1 \text{ mm}$).

A Figura 3.8 indica a configuração de montagem das armaduras longitudinais (A_s e A'_s) e transversais (A_{sw}). Para a montagem dos protótipos não foram inseridos estribos.

Figura 3.8 Disposição das armaduras para a galeria definida por três arcos



3.1.4 Materiais utilizados no traço dos concretos

Conforme já mencionado, foi utilizado concretos com duas classes de resistência. As resistências pretendidas foram relativa a um concreto de alto desempenho e um de altíssimo desempenho, ~C90 e ~C150, respectivamente.

a) Concreto alta resistência (HPC)

Para o concreto C90 foi utilizado traço em massa 1: 1,70: 1,80: 0,35, com sílica incorporada em substituição volumétrica ao cimento no teor de 10%, conforme Tabela 3.2. O abatimento média obtido para este traço foi 120 ± 20 mm, e o espalhamento

Tabela 3.2 Traço do concreto de alta resistência

Materiais	Alta resistência (~C90) kg/m ³ de concreto
Cimento CP V ARI (Holcim)	581,7
Brita 0 (pedrisco)	866,1
Areia média	500,3
Areia fina	333,5
Sílica ativa (Elkem)	64,63
SP (ADVA 585)	3,0
Água	157,1

b) Concreto de altíssimo desempenho (UHPC)

O traço do concreto de altíssimo desempenho adotado foi desenvolvido por Krahl (2018) e se configura com traço em massa de 1: 1,1: 0,25: 0,5. A sequência do traço é referente ao cimento, areia fina, sílica ativa e pó de quartzo, respectivamente. A sílica é incorporada em substituição volumétrica ao cimento no teor de 20%, A Tabela 3.3 mostra as quantidades para um metro cúbico.

Tabela 3.3 Traço do concreto de altíssimo desempenho

Materiais	UHPC (C150) kg/m ³ de concreto
Cimento CP V ARI (Holcim)	757,2
Areia 80/100 (M. Jundu)	833,0
Pó de quartzo / SM 200 (M.Jundu)	378,6
Sílica ativa (Elkem)	189,3
SP (ADVA 585)	68,2
Água	151,4
Água extra	7,6
Fibra (2% em volume)	157,0

A seguir está listado a descrição dos materiais utilizados para mistura de concreto de altíssimo desempenho com comentários sobre suas principais características:

- i. Cimento: O cimento usado no traço do UHPC é o CP V ARI Fácil da Holcim. Alguns dados de ensaio do cimento estão descritos na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 Análise cimento CP V ARI da Holcim

Ensaio	Análise química (%)		Limites
PF 1000°C	NBR NM 18	5,43	≤ 6,5
SO ₃	NBR 14656	2,72	≤ 4,5
Res. Insol.	NBR NM 15	0,61	≤ 3,5
CaO	NBR 14656	63,81	-
MgO	NBR 14656	0,95	-
Análise física e mecânica			
Blaine (cm ² /g)	NBR NM 76	4593	-
# 200 (%)	NBR 11579		≤ 6
Início de Pega (min)	NBR NM 65	135	≥ 60
Fim de Pega (min)	NBR NM 65	180	≤ 600

Fonte: Lafarge Holcim (2019)

- ii. Sílica ativa: A sílica ativa é composta de partículas de sílica vítrea (glass sílica) muito pequenas que são perfeitamente esféricas. A sílica ativa possui três funções principais na mistura do UHPC: ii.1) preencher os vazios do cimento; ii.2) aumentar o escorregamento entre as partículas devido a sua perfeita esfericidade; e ii.3) também reagir produzindo hidratos secundários por reação com os produtos da hidratação primária (VOORT, 2008). A sílica ativa usada na pesquisa é a microsíllica não densificada (920U) produzida pela Elkem Materials South America (Microsilica Elkem 920 U NBR).

Tabela 3.5 Análise microssíllica Elkem 920

Parâmetro	Unidade	Limites	Análises
Exigências químicas			
SiO ₂	%	Mín 85,0	96,29
Umidade	%	Máx 3,0	0,14
Perda ao fogo	%	Máx 6,0	1,91
Eq. Alcalino em Na ₂ O	%	Máx 1,5	0,60
Exigências físicas			
Resíduo na peneira 45µm	%	Máx 10,0	< 10
Densidade aparente	kg/m ³	Mín 350	499
Teor de Sólidos dispersão aquosa			na
Superfície específica	m ² /g	15 < BET < 30	
Índice de atividade Pozolânica	%	Min 105	> 105

Fonte: Elkem (2018)

- iii. Areia fina especial: A areia não é quimicamente ativa e desempenha o papel de confinar a matriz de cimento e isso ajuda no aumento de resistência. A areia utilizada na mistura é do

tipo destinada a fundição industrial e é produzida pela Mineração Jundu, possui granulometria na faixa 80/100.

iv. Pó de quartzo: Experimentos de Ma e Schneider (2002) mostraram que até 30% do volume de cimento pode ser substituído por pó de quartzo sem redução na resistência à compressão. Além de reduzir a necessidade de cimento, o pó de quartzo também melhora a fluidez da mistura. O pó de quartzo usado é do tipo SM 200 produzido pela Mineração Jundu.

v. Superplasticante: São compostos de polímeros orgânicos e são usados como redutores de água, podendo-se então reduzir o fator água-cimento, e também para dispersar partículas de cimento e sílica ativa, melhorando a fluidez das misturas UHPC. Como o UHPC usa essa relação água/cimento ou água/aglomerante baixas, a quantidade ideal de superplasticante é alta, com uma quantidade em massa de até 10% da de cimento. O superplasticante usado é o ADVA CAST 585 da Grace.

vi. Fibra metálica: O UHPC sem fibras é resistente porém muito frágil. As fibras são inseridas na mistura principalmente para melhorar a ductilidade, mas também a resistência a tração. A trabalhabilidade de qualquer mistura de concreto contendo fibras é uma função do tamanho da fibra e do tamanho do agregado graúdo na mistura (FEHLING, 2015). Como o UHPC normalmente não contém agregados graúdos, as dimensões das fibras são a principal influência na fluidez do concreto. As fibras a serem utilizadas são do tipo OL13 com resistência à tração de 2000 MPa, 13 mm de comprimento e 0,2 mm de diâmetro, fornecidas pela Bekaert Ltd.

Figura 3.9 Fibras metálicas de alta resistência



Fonte: Própria autoria

3.2 PREPARAÇÃO DOS MODELOS DAS GALERIAS

A preparação dos modelos das galerias envolveu inicialmente a fabricação das formas conforme o formato idealizado. A forma foi construída em material metálico e foi fixada em

uma base de madeira. A parte interna da forma foi feita em tamanho único para ser utilizada tanto para a concretagem da galeria mais fina, como para a concretagem da galeria mais grossa. A forma consiste de duas partes principais, sendo a parte interna composta por três partes e para externa, por duas. As partes externas possuem tamanho diferentes para atender à mudança de espessura elencada anteriormente. A Figura 3.10 mostra o formato das fôrmas após montagem.

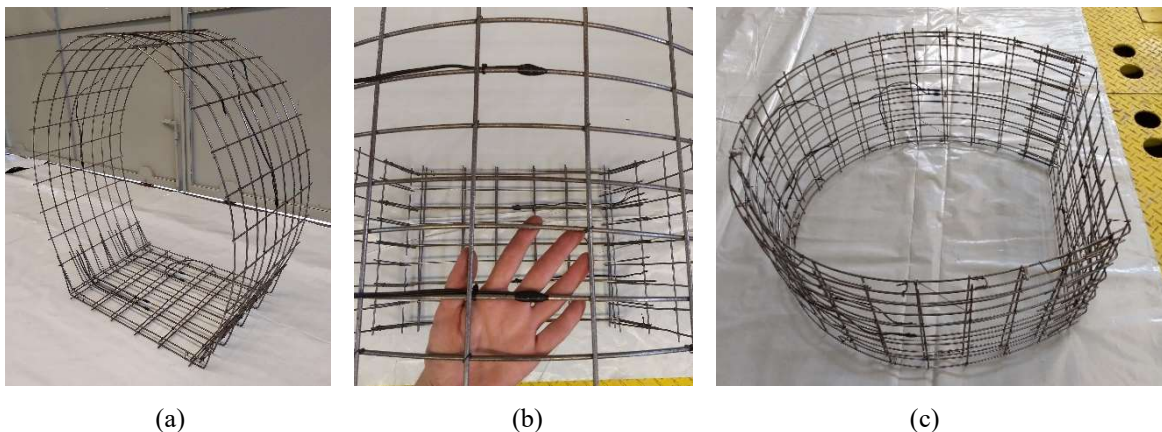
Figura 3.10 Forma metálica para a galeria definida por três arcos com duas espessuras



Fonte: Própria autoria

Na sequência, para a preparação dos modelos das galerias, foi feito o corte, dobra e instrumentação da tela nervura soldada, o tipo de tela adotada foi a Q138, barras adicionais de bitola 4,2 mm foram dispostas nas regiões necessárias. O esquema da montagem das armaduras é mostrado na Figura 3.11.

Figura 3.11 Armação com tela nervurada soldada (a) Armação para galeria de UHPC; (b) Detalhe da instrumentação das armaduras; e (c) Armadura dupla para galeria de HPC



Fonte: Própria autoria

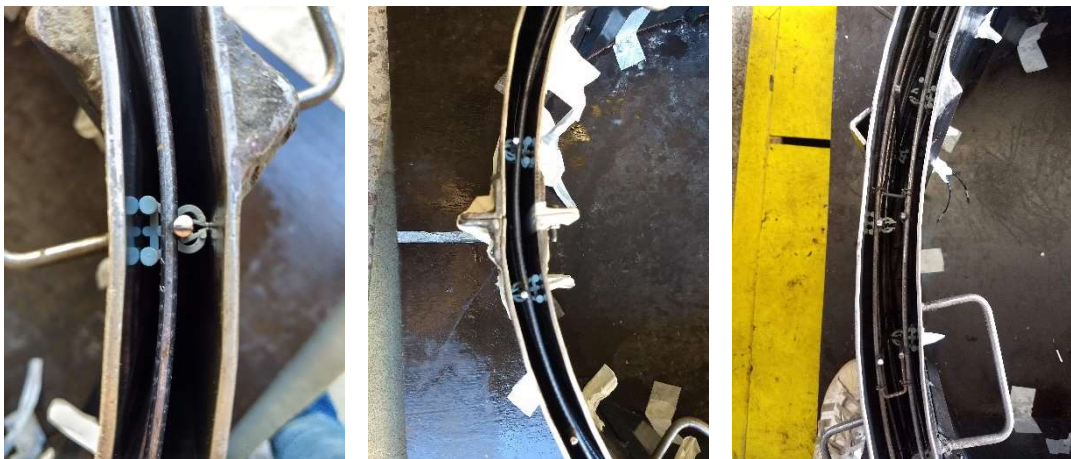
O próximo procedimento consistiu na montagem da forma e posicionamento adequado das armaduras. Como as dimensões são pequenas foi importante garantir um correto posicionamento dos espaçadores. As Figura 3.12 e Figura 3.13 mostram os detalhes das formas e posicionamento das armaduras com espaçadores na etapa de preparação para a concretagem.

Figura 3.12 Forma metálica para a galeria definida por três arcos para UHPC e HPC, respectivamente



Fonte: Própria autoria

Figura 3.13 Detalhe dos espaçadores de armaduras



Fonte: Própria autoria

Por fim, com as armaduras devidamente posicionadas e após realizar as devidas vedações, o processo de concretagem pôde ser iniciado. Foi usado mesa vibratória para garantir a compactação do concreto, já que o espaço interno era limitado, o que inviabilizava o uso de outro equipamento como por exemplo vibrador agulha, A colocação do concreto no interior da fôrma de deu manualmente com auxílio de pás.

Figura 3.14 Mesa vibratória e processo de concretagem das galerias



Fonte: Própria autoria

Ambos os concretos (HPC e UHPC) tiveram boa trabalhabilidade no estado fresco, conforme pode ser observado na Figura 3.15. A superfície de espalhamento observada para o HPC foi de $550 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$, sendo que as três concretagens mantiveram o mesmo padrão. E o UHPC apresentou uma superfície de espalhamento médio de $610 \text{ mm} \pm 10 \text{ mm}$, também repetindo o mesmo padrão nas três concretagens realizadas.

Figura 3.15 *Slump-flow* para o concreto tipo HPC e UHPC, respectivamente



(a) HPC

(b) UHPC

Fonte: Própria autoria

Para a desmoldagem das galerias foi tomado o seguinte procedimento: todas a concretagem foram realizadas no período da manhã, e observou-se que de 3 a 4 horas após a concretagem o processo de pega do concreto já conferia alguma resistência, tanto HPC como

UHPC. Então, no mesmo dia da concretagem, foi feita a retirada da forma interna de cada modelo e no dia seguinte a retirada da forma externa.

A maior preocupação quanto ao processo de cura concentrou-se nas galerias moldadas com UHPC, pois a espessura bastante reduzida poderia levar ao aparecimento de fissuras importantes por retração, porém nenhuma ocorrência dessa natureza foi observada. Após a retirada a forma o processo de cura úmida iniciou-se imediatamente e prolongou-se por 28 dias.

Figura 3.16 Desmoldagem e processo de cura para galeria de UHPC e HPC, respectivamente.



Fonte: Própria autoria

Após a desmoldagem completa, em uma análise visual externa, percebeu-se que o adensamento do concreto ocorreu de maneira uniforme, não foram verificados pontos de falha de concretagem, nem pontos de segregação do concreto. Para o UHPC percebeu-se que a região mais ao fundo da forma apresentou maior concentração de pequenas bolhas aprisionadas (com diâmetro de 1 mm ou inferior), já na região mais ao topo a ocorrência de pequenas bolhas foi pouco evidente, tendo em vista que quanto mais próximo à superfície livre da forma, mais facilmente as bolhas são liberadas.

Ensaio de caracterização adicionais com corpo de prova cilíndrico, dog-bone e prismático também foram moldados, para auxiliar na caracterização dos modelos constitutivos de materiais para as análises numéricas.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.3.1 Ensaio de compressão uniaxial

O ensaio de compressão foi realizado em uma máquina universal servo-hidráulica com capacidade máxima de 1500 kN com controle de deslocamento a uma taxa de 0,005 mm/s. Para o UHPC foram utilizados corpos de prova de formato cilíndricos com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura e, para o HPC foram utilizados corpos de prova cilíndricos com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

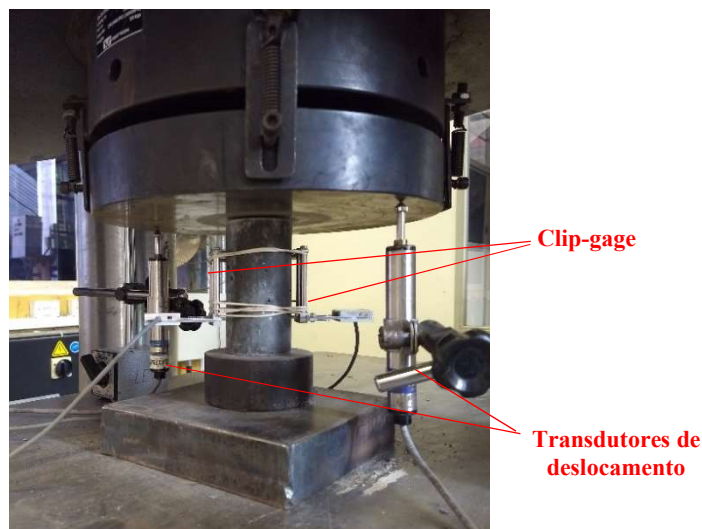
Com este ensaio são determinados a resistência à compressão e o módulo de elasticidade do concreto. Para o UHPC foi também obtida a curva tensão-deformação. Para tanto, dois extensômetros, tipo clip-gage com base de 50 mm, são fixados nas laterais do corpo de prova e dois transdutores de deslocamento são posicionados de maneira a medir o deslocamento dos pratos da máquina de ensaio, conforme Figura 3.17.

O módulo de elasticidade foi determinado a partir da deformação médias nos clip-gage em um nível de tensão de 40% da carga máxima, conforme a equação (3.11) dada pela ASTM C469/C469M-14 (2014).

$$E_c = \frac{0,4f_c - f_1}{\varepsilon_2 - 0,00005} \quad [3.11]$$

Em que E_c o módulo de elasticidade do concreto, f_c a resistência à compressão, f_1 a tensão de compressão correspondente à deformação longitudinal de 0,00005 mm/mm e ε_2 a deformação correspondente à tensão de 0,4 f_c .

Figura 3.17 Configuração do ensaio de compressão uniaxial



Fonte: Própria autoria

Para o traçado completo das curvas tensão-deformação considera-se a média dos valores obtidos pelos transdutores de deslocamentos, porém há a necessidade de proceder um ajuste dessa curva, a fim de corrigir algumas diferenças, tal como o efeito da acomodação das folgas entre a máquina e o corpo de prova no início do ensaio. Para isso, aplicando a Equação [3.12] consegue-se coincidir a curva dos transdutores de deslocamentos com o trecho linear obtido pelos clip-gages.

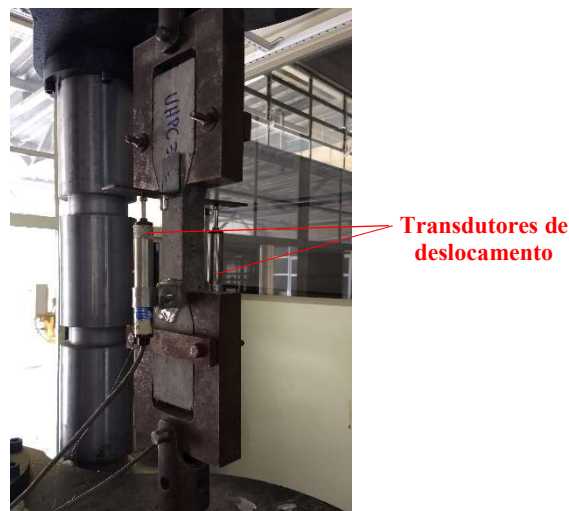
$$\varepsilon_i = \varepsilon_{i,transdutor} - \frac{E_{clip} - E_{LVDT}}{E_{clip} E_{LVDT}} \sigma_i \quad [3.12]$$

Sendo: ε_i a deformação longitudinal corrigida, $\varepsilon_{i,LVDT}$ a deformação longitudinal média obtida pelos transdutores de deslocamento, σ_i a tensão de compressão correspondente à deformação $\varepsilon_{i,LVDT}$, E_{clip} o módulo de elasticidade obtidos pelo clip-gage e E_{LVDT} o módulos de elasticidade obtidos pelos transdutores de deslocamento.

3.3.2 Ensaio de tração uniaxial (UHPC)

O ensaio de tração uniaxial foi realizado na máquina universal servo-hidráulica com capacidade máxima de 1500 kN com controle de deslocamento a uma taxa de 0,025 mm/s. Para este ensaio, os corpos de prova foram moldados com UHPC em formato de *dog-bone*. A área central do corpo de prova possui formato quadrado com dimensão de 30 x 30 mm.

Figura 3.18 Configuração do ensaio de tração uniaxial



Fonte: Própria autoria

A partir do resultado do ensaio de tração uniaxial é possível determinar a resistência à tração, a energia de fratura e a curva tensão-deformação. Para obter a curva tensão-deformação,

dois transdutores de deslocamentos foram posicionados na região central do corpo de prova.

3.3.3 Ensaio de tração por compressão diametral (HPC)

O ensaio de tração por compressão diametral foi realizado em máquina universal de ensaio, com corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, moldados com HPC. A determinação do valor da resistência à tração por compressão diametral ou tração indireta ($f_{ct,sp}$) segue a recomendação da ABNT NBR 7222 (2011), que estabelece a seguinte expressão de cálculo:

$$f_{ct,sp} = \frac{2F_{ruptura}}{\pi dl} \quad [3.13]$$

Em que $f_{ct,sp}$ é a resistência à tração por compressão diametral, F é a força máxima obtida no ensaio em quilonewton, d é o diâmetro do corpo de prova em milímetros e l é o comprimento do corpo de prova em milímetros.

O valor da resistência a tração por compressão diametral superestima o valor de tração obtido por ensaio de tração direta. Mehta e Monteiro (2014) apontam que o valor obtido no ensaio de tração por compressão diametral é cerca de 10 a 15 % maior que na tração direta.

A ABNT NBR 6118 (2014) estabelece que a resistência à tração direta (f_{ct}) pode ser considerada igual a $0,9 f_{ct,sp}$.

3.4 ESQUEMA DO ENSAIO NA CAIXA DE AREIA

Buscando incorporar as condições de interação solo-estrutura na análise da galeria em escala reduzida, a primeira configuração de ensaio consistiu-se na instalação das galerias em uma caixa de areia de grandes dimensões. O objetivo desse ensaio é avaliar o comportamento da mudança de espessura entre dois ensaios constituídos cada um por um tipo de galeria (galeria UHPC e galeria em HPC).

Os ensaios desses modelos foram realizados na caixa de grandes dimensões disponível no Laboratório de Geossintéticos da EESC (Figura 3.19). O ensaio consiste basicamente no preenchimento de uma camada de assentamento (fundação) com areia com altura de aproximadamente 40 cm, a colocação da galeria reduzida devidamente instrumentada, posterior aterramento e compactação com areia até o topo da caixa (cerca de 3 cm abaixo da altura tampa), na folga entre a tampa e o aterro de areia fica a região onde é posicionada a bolsa de ar comprimido, cuja finalidade é aplicar carregamento distribuído. O final da montagem do ensaio

compreende a colocação da tampa metálica da caixa e sua devida fixação com parafusos passantes.

Figura 3.19 Caixa de teste de grandes dimensões



Fonte: adaptado de VIANA (2003)

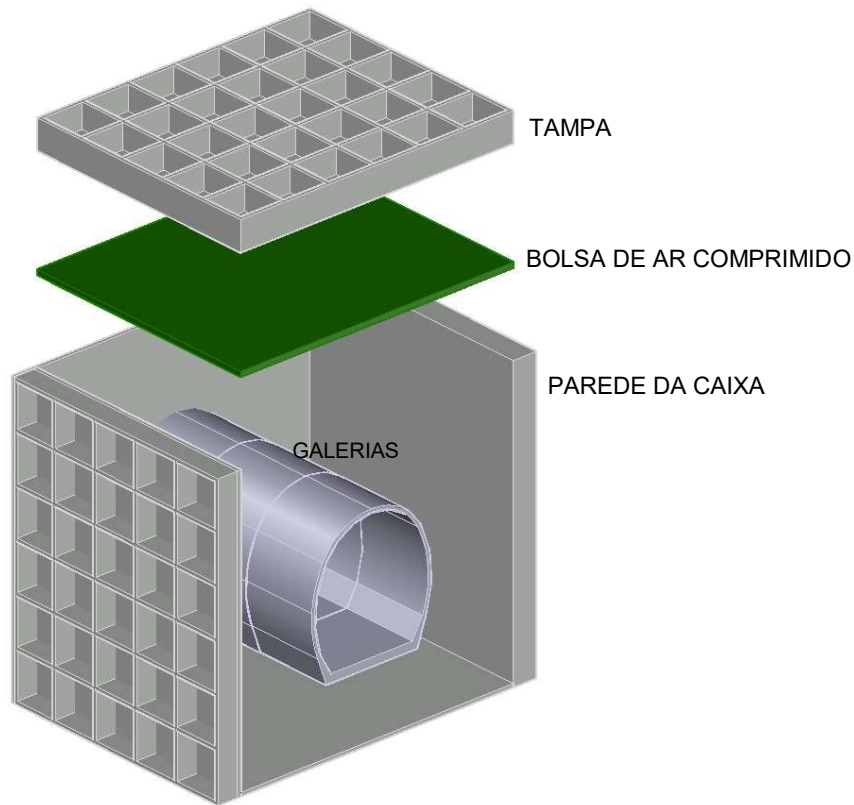
Viana (2003) menciona que a laje de reação da caixa de grandes dimensões do Laboratório de Geossintéticos foi projetada para suportar um esforço total de tração de 8200 kN, distribuídos em 82 pontos de fixação de tirantes distribuídos em sua área. Em relação a capacidade da caixa de teste, seus pilares foram fixados em dezesseis pontos de tração, que conferem ao sistema uma resistência de trabalho de 1600 kN. Sendo assim, se carga de 1600 kN fosse considerada poderia se trabalhar com uma tensão de até 635 kPa, tendo em vista que a caixa de reação possui uma área em planta de 2,52 m². Entretanto, devido a limitações de deflexões entre os vãos enrijecidos de $\Delta\delta < 0,5\%$ (critérios adotados no projeto), Viana (2003) utilizou uma tensão de no máximo 200 kPa nos ensaios (valor recomendado no projeto para que não ocorresse deformação nos vãos enrijecidos).

No sistema de aplicação de carga por meio de bolsa inicialmente construído por Viana (2003), o objetivo foi simular a construção de um aterro até dez vezes a altura da cobertura inicial do aterro sobre o duto. O sistema de aplicação da sobrecarga consiste de uma bolsa inflável de PVC, com 1400 mm de largura x 1800 mm de comprimento x 10mm de altura, ligada a um painel de controle. A bolsa construída por Viana (2003) possui borda flexível dimensionada para atingir uma pressão máxima de 250 kPa.

Portanto, com base nessas informações do ensaio de Viana (2013) foram tomadas algumas decisões para a realização do ensaio das galerias na caixa de areia de grandes dimensões, como por exemplo o limite de carregamento. Para garantir o correto funcionamento

do sistema de aplicação de carga, foi construída uma nova bolsa, nas mesmas dimensões (1400 x 1800 mm), com membrana resistente para suportar o mesmo nível de pressão.

Figura 3.20 Esquema do ensaio



Fonte: Própria autoria

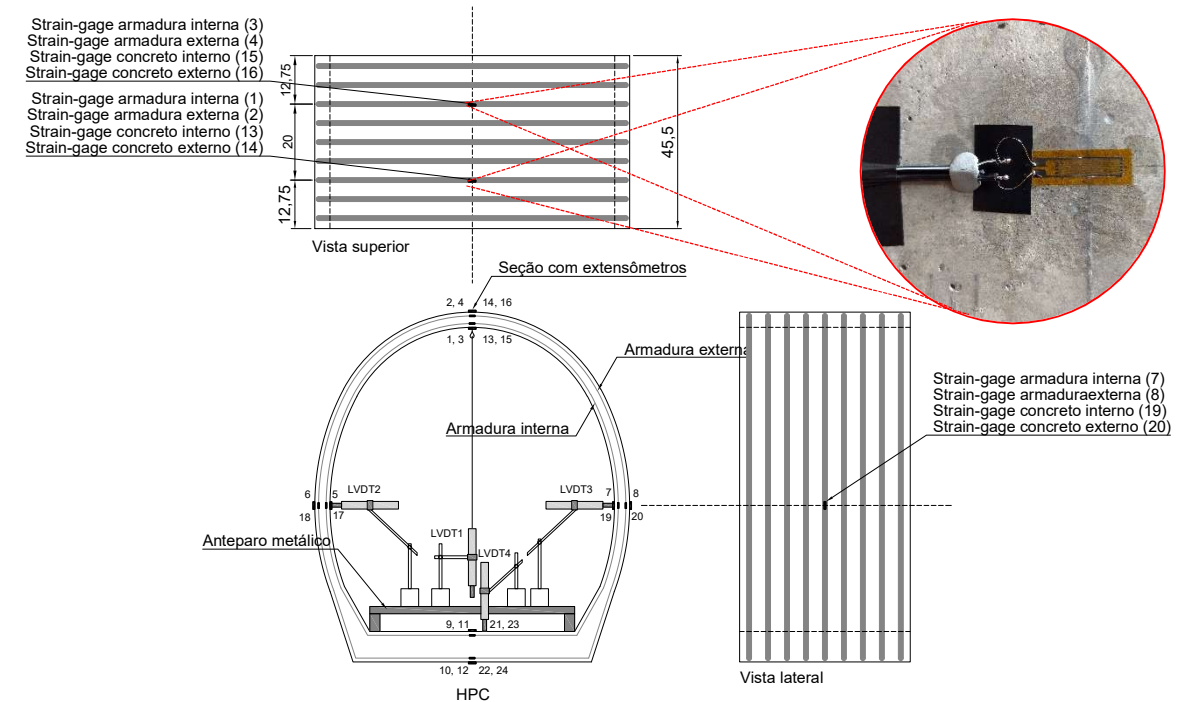
Entretanto, a condição de carregamento do ensaio das galerias (pressão a ser aplicada na bolsa) precisou considerar não somente as limitações mencionadas por Viana (2003), mas também as limitações de leitura das células de tensão do solo, cujo fabricante indica capacidade máxima de até 200 $\mu\text{V}/\text{V}$. Com isso, foi estabelecido que o carregamento distribuído máximo deve ser de 200 kN/m^2 , relativo a uma situação de serviço com uma altura de aterro equivalente a 11,8 metros.

Para a instrumentação das galerias foram posicionados extensômetros de resistência elétrica na armadura e faces do concreto, e transdutores de deslocamentos nas paredes laterais, cobertura e fundo, conforme Figura 3.21a e Figura 3.21b. A instrumentação seguiu o mesmo padrão para todas as galerias.

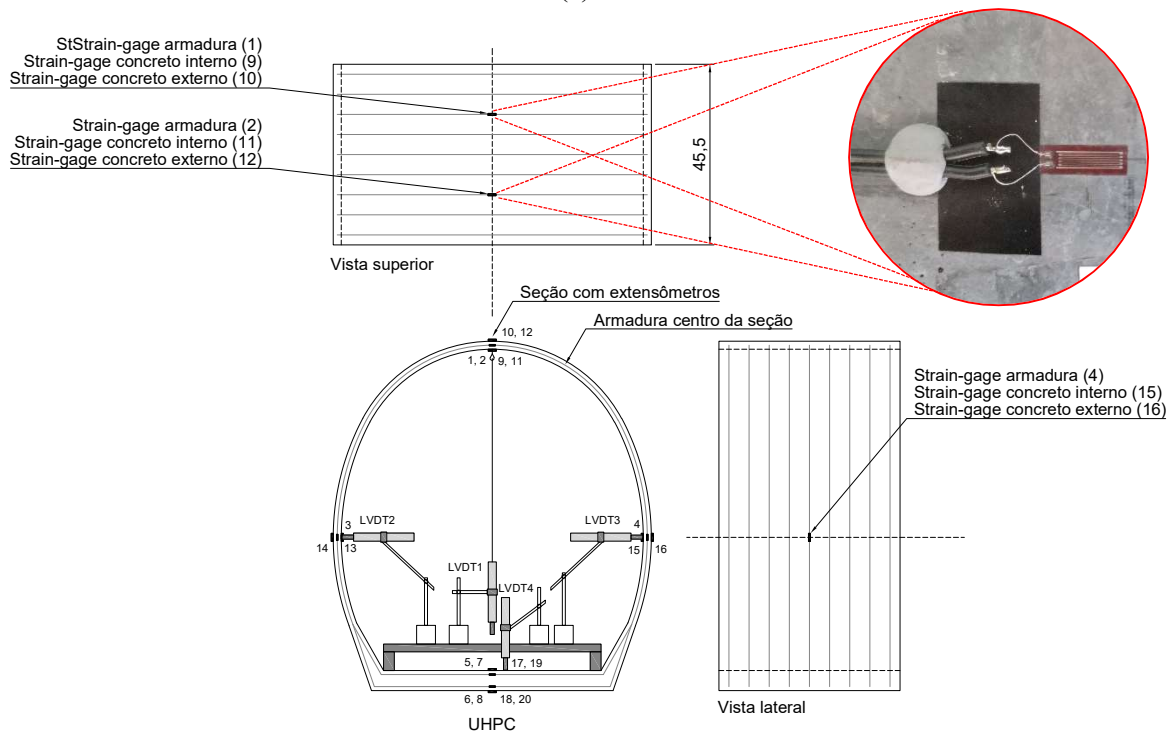
O extensômetros colocados nas armaduras foram os mesmos tanto para as galerias de HPC como UHPC (extensômetros com base 5 mm). Já os extensômetros colados na superfície do concreto optou-se por diferenciar entre as galerias de HPC e UHPC. Nas galerias de HPC, pelo fato de o concreto apresentar brita no traço, utilizou-se extensômetros de base 20 mm. E

para o UHPC, pelo fato da matriz ser contínua, com chance menor de surgir pontos de descontinuidade, foi utilizado extensômetros de base 10 mm.

Figura 3.21 Posicionamento e detalhes da instrumentação na galeria de HPC



(a) HPC

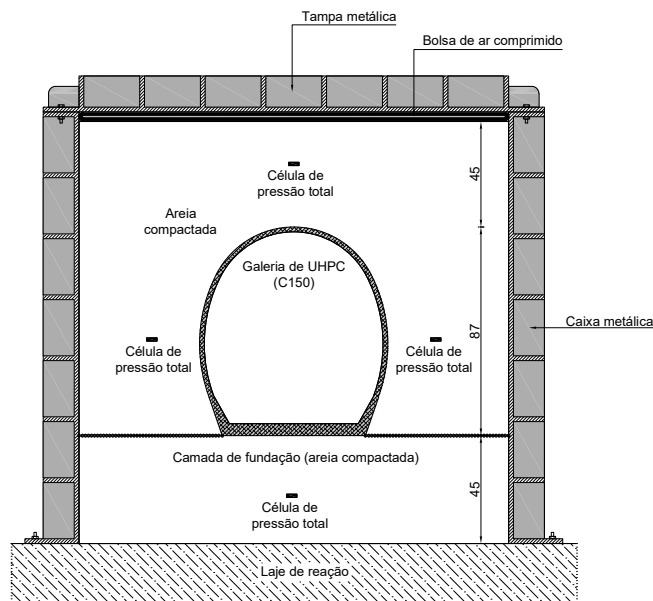


(b) UHPC

Fonte: Própria autoria

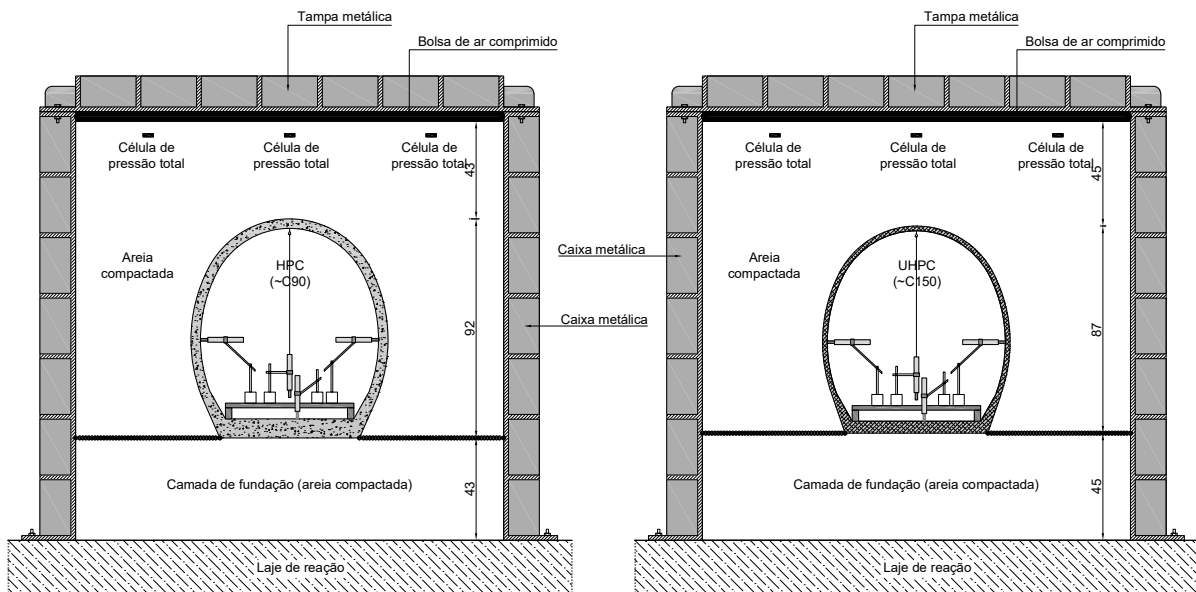
Para efetuar as leituras de nível de carregamento foram posicionadas células de tensão total de solo em pontos estratégicos. No Ensaio Piloto foram posicionadas 4 células de tensão total disposta do solo acima, laterais esquerda e direita e abaixo da galeria, conforme Figura 3.22. E nos Ensaio 1 e Ensaio 2 foram posicionadas 3 células de tensão total próximo ao topo, cerca de 10 cm abaixo da bolsa de ar comprimido.

Figura 3.22 Esquema para instrumentação Ensaio Piloto



Fonte: Própria autoria

Figura 3.23 Esquema para instrumentação Ensaio 1 e Ensaio 2



Fonte: Própria autoria

A Figura 3.24 ilustra o processo de montagem do ensaio com as galerias na caixa de grandes dimensões. A montagem inicia-se com a colocação de uma camada de areia seca até a cota desejada (altura de 45 cm). Na sequência é feito o nivelamento na área em que será acomodada as galerias. Cada galeria tem 45,5 cm de largura, o que resulta em uma folga de aproximadamente 5,5 cm, sendo que essa folga foi distribuída entre as juntas de uma galeria e outra e entre a galeria e a parede da caixa. Posteriormente para garantir a vedação das folgas e dos vãos entre as galerias, foi realizada a colocação de manta de geossintético. Isso garante que a areia compactada na etapa seguinte não caia entre as juntas das galerias. Durante a colocação de areia lateral às galerias e superior às galerias foi mantido ligado o sistema de aquisição de dados para verificar possíveis interferências no modelos. Cada camada de areia foi compactada com cerca de 20 cm de espessura, sendo a compactação realizada por meio de soquete manual e controle de compactação visual.

Após completo aterramento das galerias, as células de tensão foram instaladas alinhadas no topo da caixa, em uma cota de 15 cm do topo. A cota máxima de areia ficou cerca de 2 cm abaixo do topo da caixa. Nesse espaço de 2 cm foi acomodada a bolsa de ar comprimido com a proteção de uma manta de geossintéticos. E por fim realizado o fechamento da caixa, com a tampa metálica. A tampa metálica já possui pré furação para a passagem da mangueira de ar. O controle da pressão na bolsa de ar foi feito por meio de monômetro e pela leitura nas células de tensão do solo.

Para a realização dos ensaios na caixa de grandes dimensões foi utilizado uma areia puramente arenosa proveniente do Rio Mogi, trata-se uma areia média amarela com pedregulho fino, seus minerais predominantes são quartzosos. A partir de uma amostra totalmente seca em estufa, preparada segundo a ABNT NBR 6457 (2016) foram realizados ensaios de: granulometria conforme ABNT NBR 7181 (2016), peso específico dos sólidos conforme ABNT NBR 6458 (2016) e pesos específicos máximos e mínimo conforme ABNT NBR 12004 (1990) e ABNT NBR 12051 (1991), respectivamente.

Os resultados dos ensaios mostraram que o solo possui 11% de pedregulho, 23% de areia grossa, 41% de areia média, 24,5% de areia fina e 0,5 % de finos (silte). A dimensão máxima característica é 9,52 mm e módulo de finura de 2,15 (com D_{10} igual a 0,15, D_{30} igual a 0,22 e D_{60} igual a 0,45). A Figura 3.25 apresenta a curva granulométrica da areia.

O peso específico dos sólidos medido para a areia foi de $\gamma_s = 26,50 \text{ kN/m}^3$ e os pesos específicos máximo e mínimo foram iguais a $\gamma_{\text{máx}} = 17,22 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{min}} = 0,54$) e $\gamma_{\text{mín}} = 15,88 \text{ kN/m}^3$ ($e_{\text{máx}} = 0,67$).

Figura 3.24 Montagem do ensaio na caixa de grandes dimensões

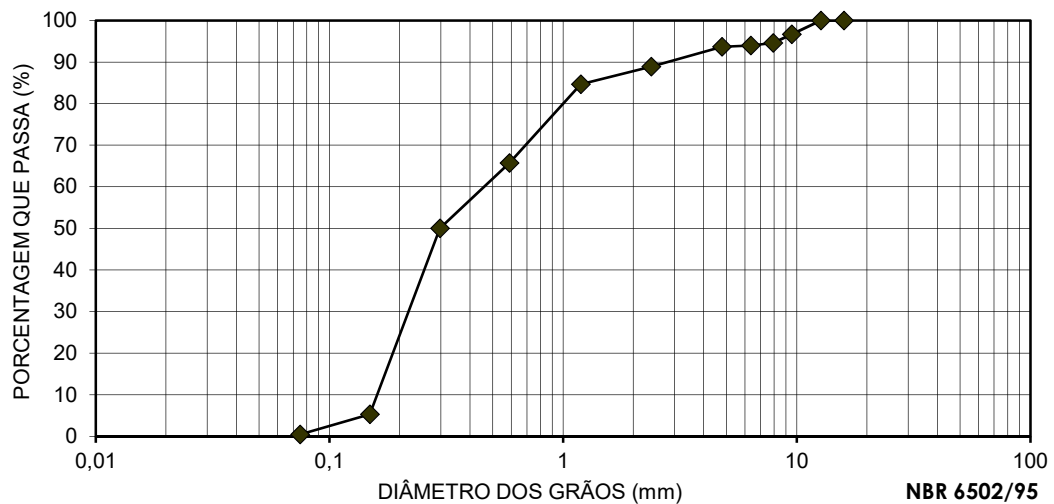


Fonte: Própria autoria

Durante a montagem da caixa foram pesados todos os volumes de areia tanto para o Ensaio 1 como Ensaio 2. Como o volume a ser preenchida é conhecido, tem-se que o peso específico da areia no Ensaio 1 (UHPC) foi $\gamma_{\text{areia},1} = 16,95 \text{ kN/m}^3$ o peso específico da areia no Ensaio 2 (HPC) foi $\gamma_{\text{areia},2} = 16,94 \text{ kN/m}^3$. O teor de umidade ficou 0,41 % para o Ensaio 1 e 1,26 % para o Ensaio 2.

Em decorrência da pandemia de COVID-19 não foi possível realizar o ensaio triaxial da areia utilizada no ensaio, porém para cobrir os parâmetros de resistência necessários para prosseguir com algumas análises, foram adotados como referência os resultados de uma areia semelhante, cujos valores de resistência ao cisalhamento foram determinados a partir de ensaios triaxiais drenados conforme estabelecido pela ASTM D7181 (2020). Os parâmetros de resistência obtidos para as tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa foram $\phi = 30^\circ$ e $c = 5$ kPa. O módulo tangente iniciais calculado foi de $E_i = 24000$ kPa.

Figura 3.25 Curva granulométrica da areia média utilizada no ensaio da caixa



Fonte: Própria autoria

O sistema de aquisição de dados utilizado para o ensaio das galerias na caixa de grandes dimensões consistiu em 5 módulos System5000, com 20 canais cada, totalizando 100 canais, ligados ao software WIN5000. Este sistema permitiu acompanhar simultaneamente os 24 pontos de instrumentação de cada galeria, mais as células de tensão total. A Figura 3.26 mostra o esquema da montagem do sistema de aquisição de dados.

Figura 3.26 Sistema de aquisição de dados



Fonte: Própria autoria

3.5 ESQUEMA DE ENSAIO NO PORTICO DE REAÇÃO

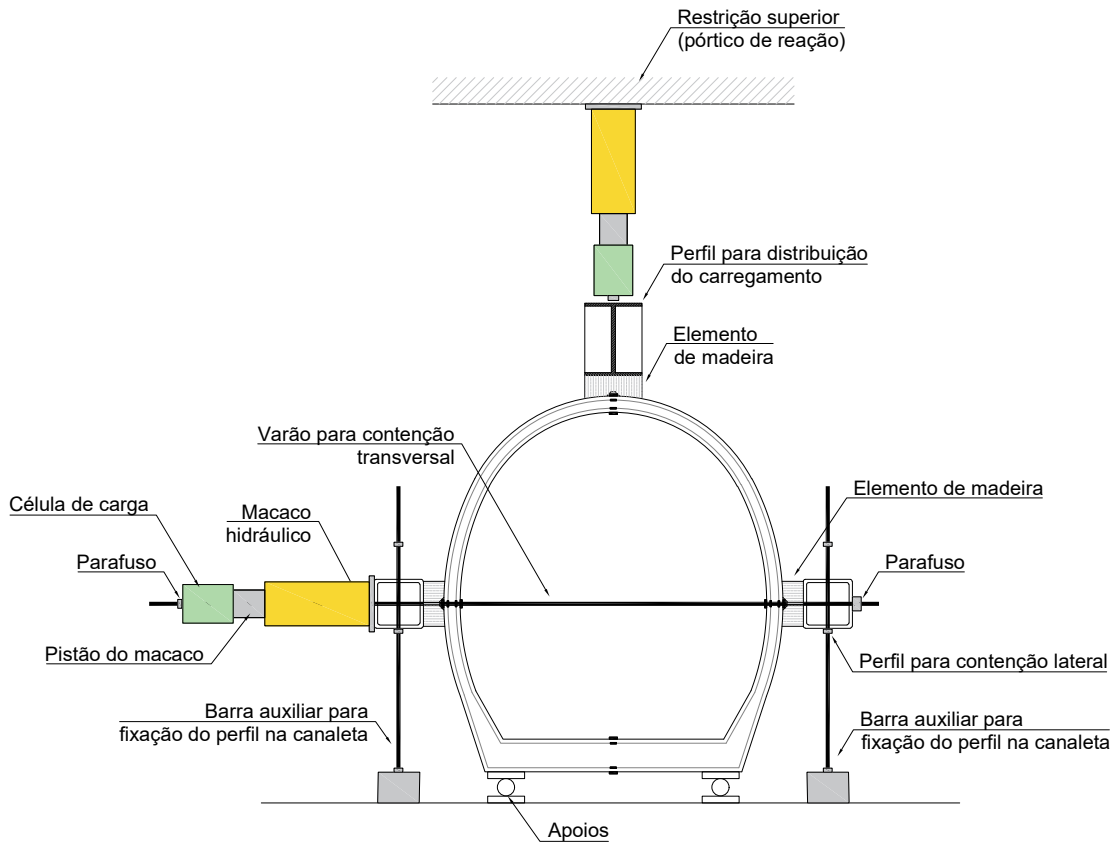
Em uma segunda etapa, as galerias foram levadas a ruptura em um ensaio com controle de deslocamento e força. A finalidade do ensaio configurado dessa maneira é propor carregamentos com tal distribuição que o padrão de fissuração se assemelhe ao observado na situação de instalação real, e assim propor coeficientes de equivalência entre o momento fletor resultante do ensaio com aplicação de carregamento concentrado e o momento fletor da situação real. A idealização do ensaio se deu de maneira análogo a outros ensaios encontrados na literatura, como ensaio de três cutelos para tubos (*three-edge bearing test*) conforme ASTM C497 (2020) ou equivalente a AASHTO T280 (2018), e autores como Beakley et al. (2020), Rikabi et al. (2018), Mohamed e Nehdi (2016), Mohamed et al. (2015), De La Fuente et al. (2013), e baseando-se ainda em ensaios com galerias retangulares com aplicação de carregamento concentrado por meio de macacos hidráulicos conforme Zenagebriel et al. (2020), Ghahremannejad (2019).

O ensaio idealizado também considera restringir lateralmente as paredes laterais da galeria com vias a estabelecer uma vinculação que represente as restrições causadas pela ação do que seria o empuxo horizontal de solo. Guardadas as devidas diferenças entre geometrias das seções analisadas, esquema semelhante foi idealizado por Marshall et al. (2014).

A aplicação do carregamento se deu por meio de macacos hidráulicos com controle de bomba manual. Um macaco vertical (com capacidade 30kN) foi instalado reagindo no pórtico verticalmente e outros dois macacos (também com capacidade 30kN cada) foram instalados horizontalmente, a reação horizontal nas faces da galerias ocorre com por meio de um sistema auto equilibrado, que foi construído com auxílio de perfil horizontais dispostos nas duas laterais da galeria fixadas com barras passantes. Para se ter o controle da aplicação da força, células de carga foram instaladas junto aos macacos hidráulicos. Para garantir a correta distribuição do carregamento nos pontos de contato com a galeria, elementos de madeira levemente entalhado e uma borracha foram cuidadosamente posicionados junto aos perfis metálicos. Ainda sobre a aplicação do carregamento vertical, duas configurações foram avaliadas:

Na primeira delas, conforme Figura 3.27 e Figura 3.28, o carregamento foi aplicado de maneira centrada à galeria (um ponto de aplicação). Esta configuração de aplicação de força se mostra mais simples e o arranjo necessário é mais “limpo”, porém como as tensões devido à força vertical se concentram em maior intencionada nesse único ponto de aplicação, o padrão de fissuração na parte do coroamento é mais distante do observado nas condições de instalação real. Um único modelo de cada galeria (1 UHPC e 1 HPC) foram ensaiados nessa configuração, correspondendo, portanto, a uma situação de ensaio piloto no pórtico.

Figura 3.27 Esquema de ensaio com carregamento vertical concentrado em um pontos



Fonte: Própria autoria

Figura 3.28 Montagem do ensaio com carregamento vertical concentrado em um ponto

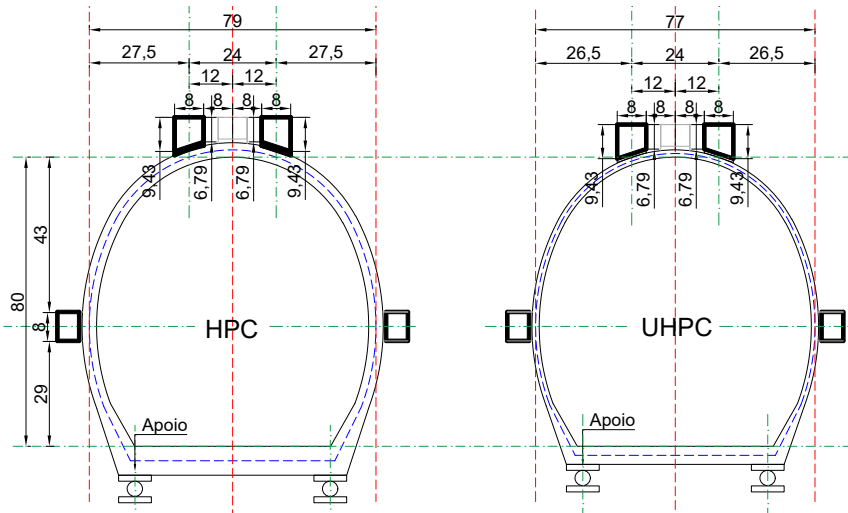


Fonte: Própria autoria

A segunda configuração de aplicação das cargas prevê um arranjo com a distribuição do carregamento vertical em 2 pontos de aplicação. A distância entre os pontos de aplicação se deu avaliando a geometria da galeria e dividindo o vão em aproximadamente 3 partes, conforme

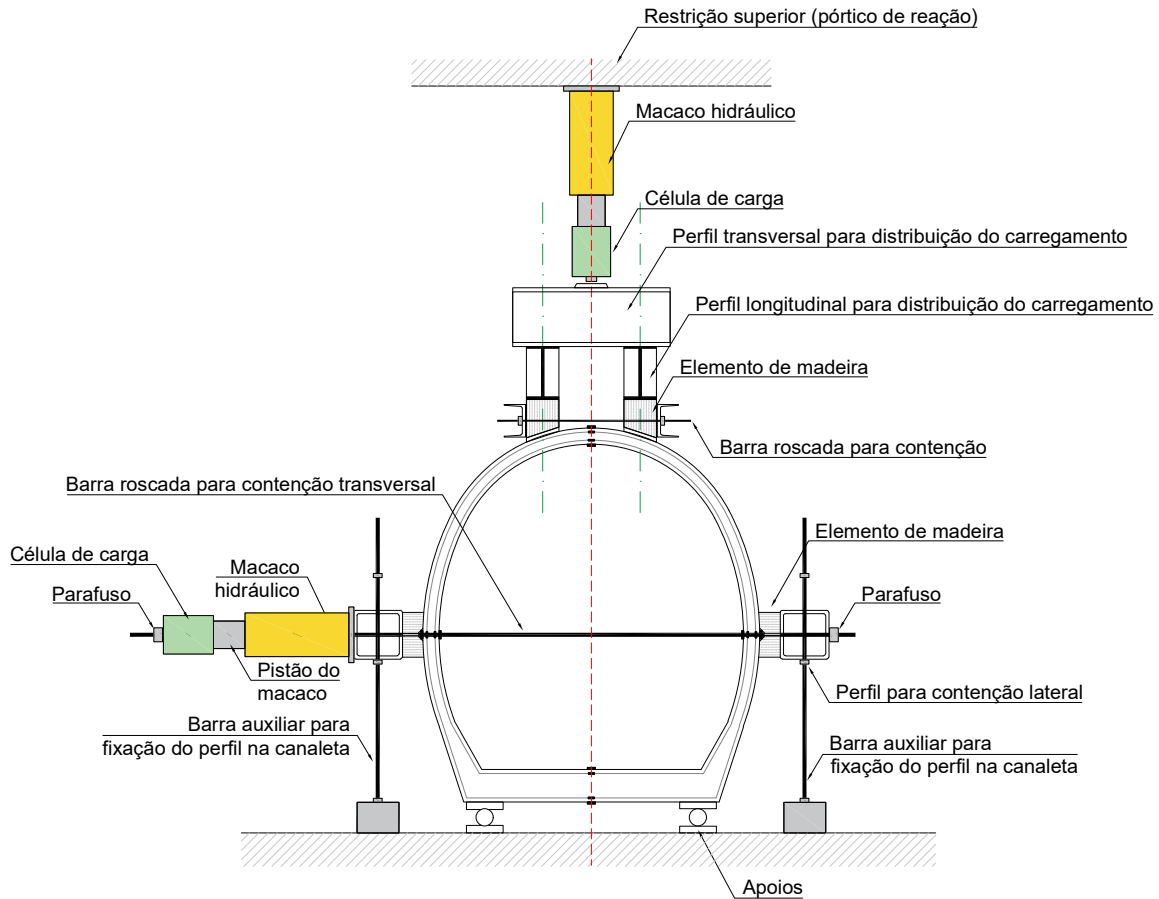
Figura 3.29. O esquema para distribuição do carregamento em dois pontos foi feito com perfis metálicos dispostos em H, conforme Figura 3.30 e Figura 3.31. Barras transversais auxiliares foram utilizadas para garantir que os elementos de madeira não se deslocassem.

Figura 3.29 Distribuição do carregamento vertical em dois pontos



Fonte: Própria autoria

Figura 3.30 Esquema de ensaio para carregamento vertical em dois pontos



Fonte: Própria autoria

Figura 3.31 Montagem do ensaio com carregamento concentrado em quatro pontos (2V e 2H)



Fonte: Própria autoria

A configuração do ensaio com carregamento vertical em dois pontos possibilita um padrão de fissuração no coroamento mais próximo do que acontece na situação real. Evidentemente outras configurações de aplicação de carga podem ser definidas para melhor aproximação das condições de contorno observadas na prática, entretanto o nível de complexidade do ensaio aumenta.

O programa experimental da pesquisa, portanto, constitui-se na construção de protótipos de galerias com diferentes rigidez à flexão e seu monitoramento sob aplicação de carregamentos controlados em condições que represente satisfatoriamente o comportamento da interação solo-estrutura, ou seja, inicialmente na situação enterrada com aplicação de carga uniformemente distribuída no topo do aterro, e posteriormente com aplicação de carregamentos concentrados (vertical e horizontal) até a ruptura dos elementos.

Com isso, a partir dos resultados dos diferentes materiais e com base em uma análise comparativa de custo, pode-se estimar a eficiência entre os diferentes materiais e identificar a viabilidade da aplicação do UHPC.

4 RESULTADOS DOS ENSAIOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo estão indicados os principais resultados experimentais utilizados na comparação do comportamento frente a interação solo-estrutura entre as galerias de UHPC e HPC para o ensaio na situação enterrada (caixa e areia), para o ensaio com carregamento concentrado (pórtico de reação) e os principais resultados de caracterização dos materiais utilizados nas análises numéricas.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO UHPC E HPC

A verificação das propriedades dos concretos por meio dos ensaios de caracterização de amostras utilizadas no preparo dos modelos das galerias, se faz importante tanto para demonstrar que os valores de resistências e módulos de elasticidade estão em conformidade com outros referências, como para as verificações e validações do modelo experimental com o numérico. Conforme apresentado nos itens a seguir os resultados obtidos nos ensaios de caracterização apresentaram valores próximos aos encontrados na literatura como *fib* Model Code 10 (2012) para o HPC e valores semelhantes aos obtidos por Oliveira (2019), Krahl (2018) para o UHPC.

4.1.1 Comportamento à compressão uniaxial do UHPC

O ensaio à compressão dos corpos de prova em UHPC foi realizado aos 28 dias e posteriormente aos 500 dias (próximo à data da realização dos ensaios com as galerias), pois devido às paralisações decorrentes da pandemia de COVID19, não foi possível realizar os ensaios anteriormente.

A Tabela 4.1 mostra os valores da resistência a compressão e módulo de elasticidade para o UHPC.

Tabela 4.1 Resultados do ensaio à compressão axial do UHPC

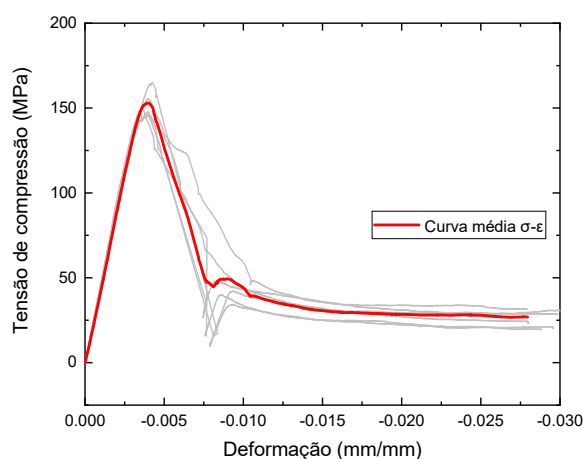
Idade (dias)	Resistência média à compressão (MPa)	Desvio padrão	Módulo de elasticidade (GPa)
28	129	4,4	46
500	153	5,1	44

Fonte: Própria autoria

A Figura 4.1 apresenta as curvas tensão-deformação na compressão uniaxial para o UHPC e a curva média. A incorporação das fibras de aço proporciona ao UHPC um

comportamento dúctil, que pode ser evidenciado pela presença do trecho descendente (pós-pico). Conforme discutido anteriormente, após o início da fissuração do concreto, as fibras são mobilizadas e restringem a expansão lateral do corpo de prova, o que faz com a deformação axial.

Figura 4.1 Curvas tensão-deformação na compressão uniaxial do UHPC



Fonte: Própria autoria

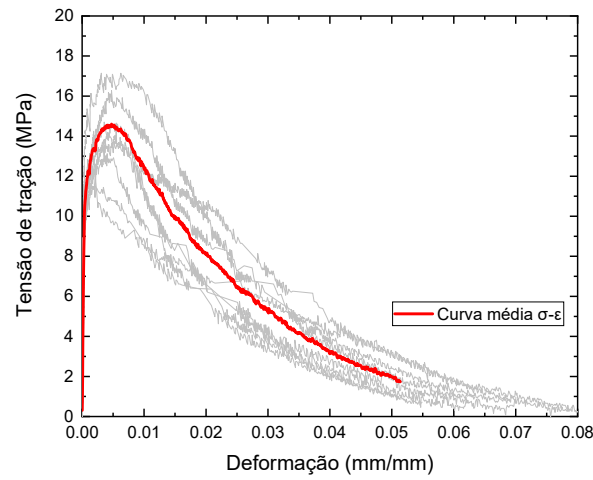
4.1.2 Comportamento à compressão uniaxial do HPC

O ensaio à compressão dos corpos de prova em HPC foi realizado 500 dias após a concretagem (devido às paralisações decorrentes da pandemia de COVID19). Conforme esperado, observou-se que o HPC possui comportamento aproximadamente linear até atingir a resistência à compressão, que é acompanhada por uma falha brusca e explosiva; portanto, sem trecho descendente. O valor médio de resistência à compressão (f_{cm}) obtido para o HPC foi de 96 MPa, com desvio padrão (s_d) de 5,35 MPa. Logo, considerando a equação $f_{ck} = f_{cm} - 1,65s_d$, tem-se que o valor de resistência característica a compressão (f_{ck}) do traço de concreto adotado é de 87 MPa. O valor de módulo de elasticidade (E_c) medido durante o ensaio de compressão encontrado foi de 48,5 GPa.

4.1.3 Comportamento à tração uniaxial do UHPC

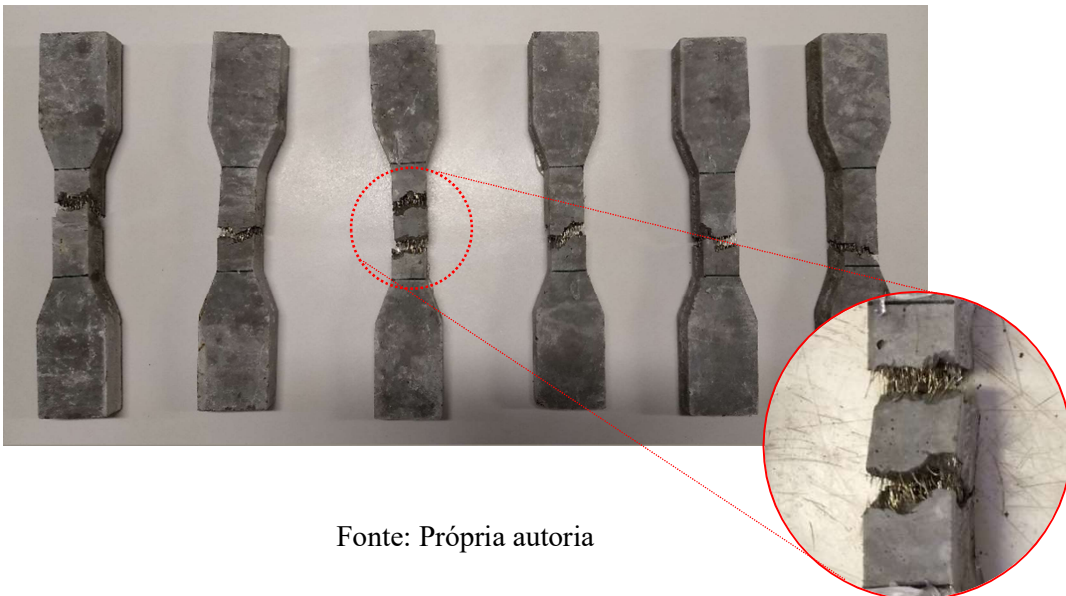
O ensaio dos corpos de prova *dog-bone* em UHPC foram realizados com 500 dias após a concretagem (devido às paralisações decorrentes da pandemia de COVID19). O valor de resistência a tração média obtido para o UHPC no ensaio de tração direta foi de 14,3 MPa, com desvio padrão de 1,61. A Figura 4.2 mostra as curvas $\sigma - \epsilon$ e curva média na tração para o UHPC. A Figura 4.3 exhibe como se deu o padrão de ruptura dos *dog-bones*.

Figura 4.2 Curvas tensão-deformação na tração uniaxial para o UHPC



Fonte: Própria autoria

Figura 4.3 Ruptura na tração uniaxial do UHPC



Fonte: Própria autoria

4.1.4 Comportamento à tração por compressão diametral do HPC

O ensaio de tração por compressão diametral do HPC foi realizado com mais de 500 dias após a concretagem (devido às paralisações decorrentes da pandemia de COVID19). O valor médio de resistência a tração por compressão diametral obtido para o HPC foi de 6,3 MPa com desvio padrão 0,53. Contudo, conforme indicação da ABNT NBR 6118 (2014), pode-se obter o valor da resistência a tração direta (f_{ct}) considerando-a igual a $0,9f_{ct,sp}$, sendo $f_{ct,sp}$ a resistência à tração indireta. Logo, para o traço de HPC utilizado tem-se que o valor da resistência à tração direta é 5,6 MPa. A Figura 4.4 mostra o aspecto do HPC após a ruptura do corpo de prova no ensaio de tração por compressão diametral.

Figura 4.4 Ruptura na tração por compressão diametral do HPC



Fonte: Própria autoria

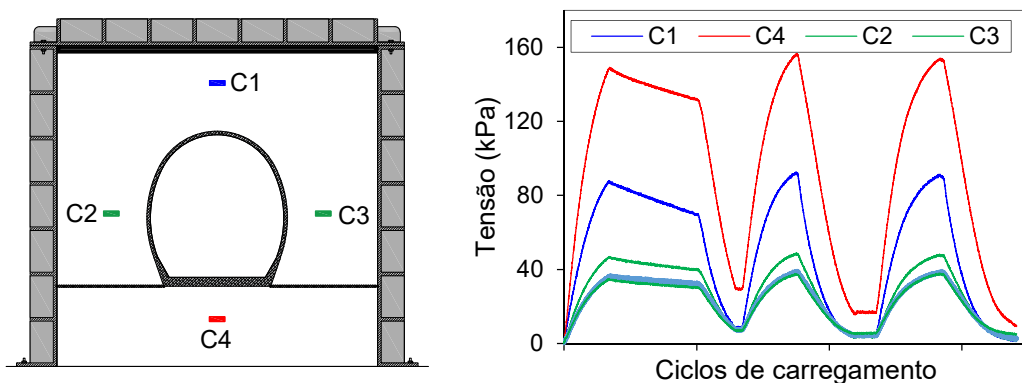
4.2 ENSAIO NA CAIXA

Conforme anteriormente apresentado, com os resultados do ensaio das galerias na caixa de areia de grandes dimensões, procurou-se investigar o efeito da interação solo-galeria por meio de uma comparação direta entre as galerias de UIHPC e HPC, instaladas em condições de restrição semelhantes.

4.2.1 Ensaio Piloto

O maior interesse do ensaio piloto foi verificar se as tensões desenvolvidas no solo, tanto em profundidade como ao redor da galeria estariam em conformidade com o valores numéricos. Tendo em vista que não se dispunham se muitas unidades de células de tensão total estas foram dispostas conforme esquema da Figura 4.5a e os valores lidos em cada célula estão apresentados no gráfico da Figura 4.5b.

Figura 4.5 Esquema para instrumentação Ensaio Piloto



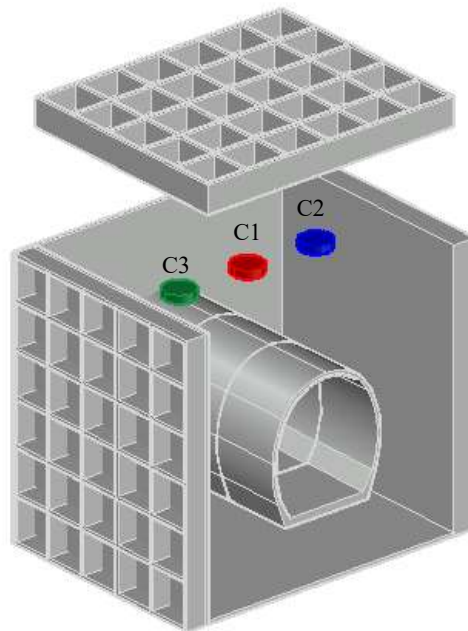
Fonte: Própria autoria

As leituras obtidas nas células de tensão total indicam que ocorre forte redistribuição de tensões ao redor da galeria. Pode-se observar que, abaixo da galeria, as tensões lidas pela célula C4 apresentam valores com aproximadamente o dobro dos valores da célula C1, localizada no topo da caixa. O que sugere que ocorre concentrações de tensões devido à presença da galeria. Análogo a isso, observa-se que as células situadas lateralmente, C2 e C3, apresentam valores de leituras de cerca de metade da observada em C1. Logo, com base nas leituras pode-se inferir que ocorre arqueamento de solo ao redor da galeria.

4.2.2 Ensaio na caixa de areia com as galerias de HPC

O ensaio das galerias em HPC foi feito posicionando as três galerias devidamente instrumentadas em linha, conforme apresentado anteriormente. No ensaio em definitivo, as células de tensão do solo foram posicionadas próximas ao topo da caixa, a uma distância de 15 centímetros da bolsa de ar comprimido. Uma célula foi localizada bem acima da galeria central e outras duas posicionadas lateralmente, conforme esquema da Figura 4.6.

Figura 4.6 Posição das células de tensão no solo nos ensaios definitivos



Fonte: Própria autoria

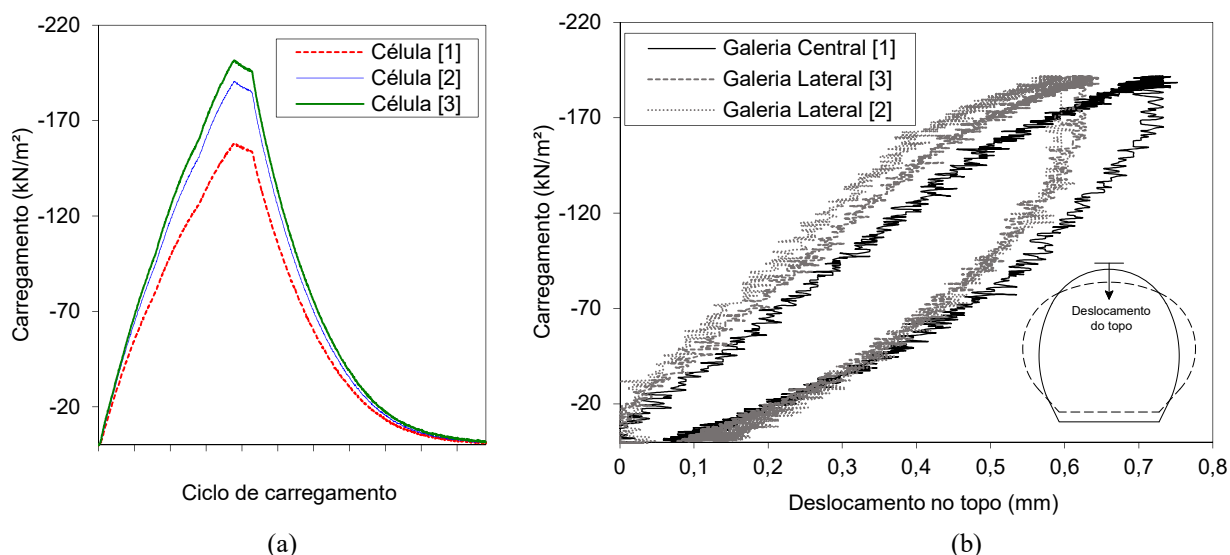
Como pode ser observado pelo gráfico da Figura 4.7a, que indica a leituras em tensão das células para um ciclo completo de carregamento e descarregamento, percebe-se que a célula tensão C1, posicionada bem no meio da caixa, logo acima da galeria central apresentou uma leitura um pouco inferior. Essa diferença pode ser explicada por um defeito na tampa da caixa, entretanto para as análises seguintes foi considerado a média da tensões das três células.

Destaca-se que o valor máximo limite atingido durante o carregamento se deve justamente devido à capacidade de leitura das células.

A Figura 4.7b mostra os valores de deslocamento lidos pelos transdutores acoplados ao topo das galerias. Pode-se perceber que as leituras na galeria central apresentou um valor superior às leituras das galerias laterais. Isso se deve ao fato das galerias laterais estarem sendo afetadas por alguns outros efeitos, como o atrito devido as restrições das paredes laterais. Por essa razão, e como já esperado, as principais análises foram tomadas pelos resultados da galerias central.

Pode-se observar também que, conforme esperado, com o nível máximo de carregamento decorrente da limitação da célula de tensão, não foi capaz de provocar fissuras visíveis nas galerias. As leituras obtidas são aproximadamente lineares durante o processo de carregamento, entretanto após atingir a carga máxima da célula e iniciar o processo de descarregamento, percebe-se que os deslocamentos não retornam imediatamente aos valores iniciais, isso se deve em parte ao processo de adensamento do solo circundante, e em outra parte pelos critérios de resistências do concreto em tração começar a dar indícios de deformações plásticas e microfissuração do concreto.

Figura 4.7 (a) Ciclo de carregamento aplicado no topo da galeria, e (b) Deslocamentos do topo das galerias de HPC no ensaio da caixa de areia

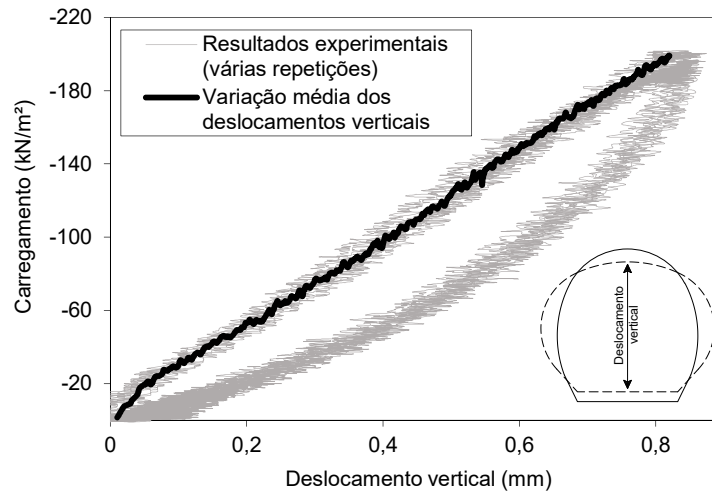


Fonte: Própria autoria

O processo de carregamento e descarregamento (um ciclo de carregamento completo) mostrou que após algumas repetições (19 no total) os resultados observados foram basicamente os mesmos. A Figura 4.8 mostra o valor dos deslocamentos verticais relativos das paredes (topo e fundo) da galeria central conforme aumento do pressão no topo da caixa, é possível perceber

uma forte sobreposição nos valores de deslocamentos com as várias repetições realizadas. Também está representado a tendência linear média dos deslocamentos verticais com o aumento do carregamento. O valor de deslocamento máximo vertical na galeria central de HPC foi de 0,859 mm.

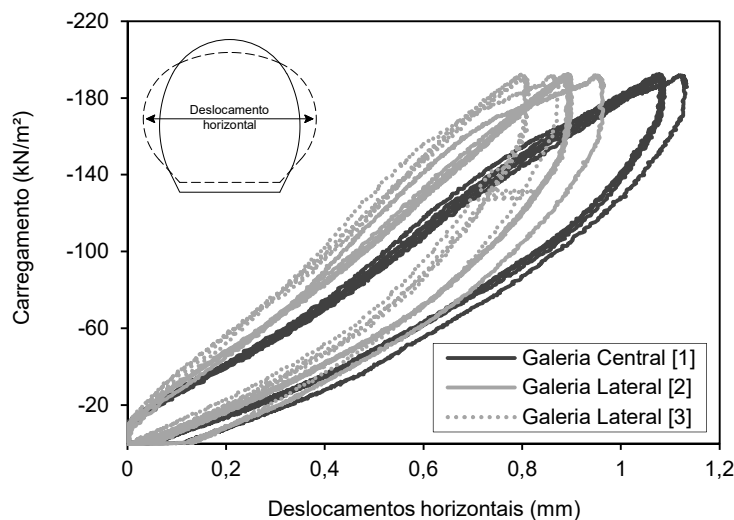
Figura 4.8 Deslocamentos verticais na galeria central de HPC no ensaio na caixa de areia



Fonte: Própria autoria

Análise semelhante pode ser feita para o deslocamentos horizontais da galeria, conforme Figura 4.9, cujo valor total de deslocamento horizontal se deu pela soma dos valores dos transdutores de deslocamentos posicionados nas paredes esquerda e direita das galerias.

Figura 4.9 Deslocamentos horizontais nas galerias de HPC no ensaio na caixa de areia



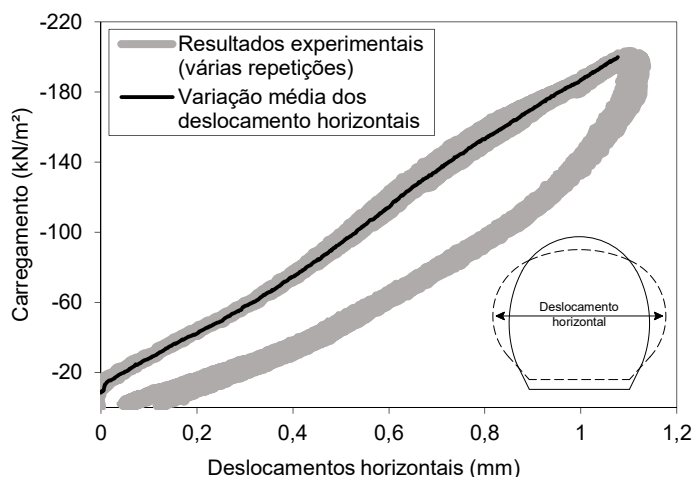
Fonte: Própria autoria

Os valores deslocamentos foram maiores para a galeria central, sendo portanto considerados como referência para as demais comparações. Pode-se observar também que o

nível de ruído é inferior nas leituras do deslocamento horizontal, pois foram utilizados transdutores de deslocamento com maior precisão. O valor de deslocamento máximo horizontal na galeria central de HPC foi de 1,134 mm.

A Figura 4.10 mostra o valor dos deslocamentos horizontais das paredes laterais da galeria central, conforme aumento do pressão no topo da caixa.

Figura 4.10 Deslocamentos horizontais na galeria central de HPC no ensaio na caixa de areia



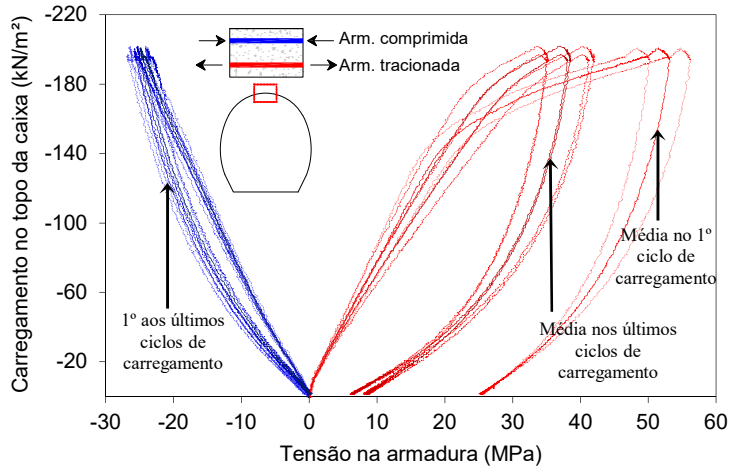
Fonte: Própria autoria

As análises das deformações nas galerias de HPC confirmou que a galeria central é mais representativa. Foi possível observar que o par de extensômetros posicionados nas seções críticas apresentaram a mesma tendência de comportamento para a galeria central, o que não foi observado nas galerias laterais. Por essa razão, as análises na sequência apresentadas tratam-se somente de valores obtidos pelas leituras dos extensômetros da galeria central.

Outro aspecto a ser considerado no caso das galerias de HPC é que a resistência a tração do concreto é relativamente baixa ($\sigma_t = 5,35$ MPa), e com isso, como era esperado, mesmo sobre um baixo nível de carregamento já ocorre microfissuração. Em decorrência disso e do fato da galeria ser HPC ser mais espessa e ter possibilitado o arranjo de armadura positiva e negativa devidamente instrumentadas, na sequência está demonstrada a tendência de comportamento das tensões (tração e compressão) nas seções críticas (topo, laterais, e fundo) da galeria central, com valores obtidos pela leitura de deformações nas armaduras.

A Figura 4.11 mostra como se deu o aumento das tensões na seção do topo da galeria central de HPC conforme ocorre o carregamento pela bolsa de ar comprimido. Percebe-se que na seção do topo aconteceram deformações plásticas permanentes na região tracionada durante o primeiro ciclo de carregamento, deformações estas que se estabilizam durante as repetições de outros ciclos de carregamento e descarregamento.

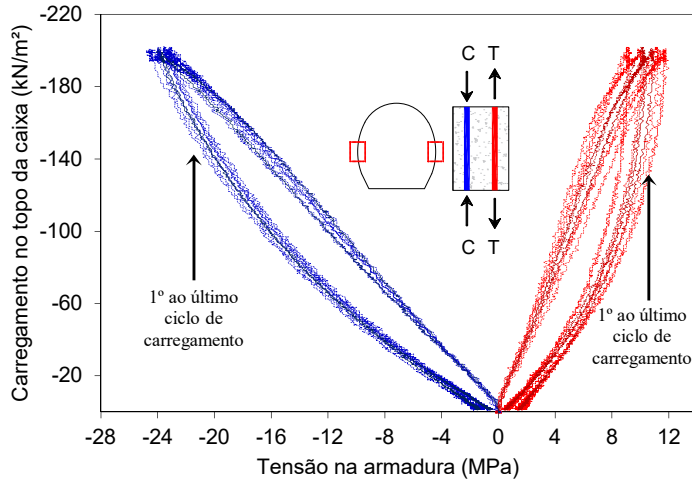
Figura 4.11 Tensão nas armaduras na seção do topo da galeria central de HPC



Fonte: Própria autoria

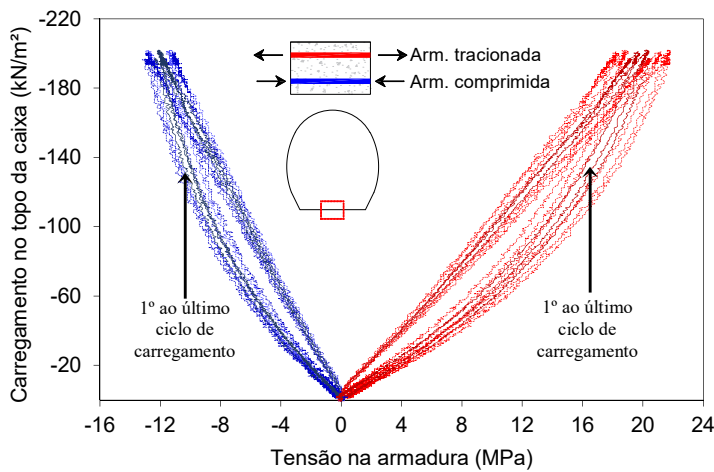
Já para as seções laterais e fundo, conforme Figura 4.12 e Figura 4.13, respectivamente não foram observadas deformações permanentes.

Figura 4.12 Tensão nas armaduras nas seções laterais da galeria central de HPC



Fonte: Própria autoria

Figura 4.13 Tensão nas armaduras na seção da base da galeria central de HPC



Fonte: Própria autoria

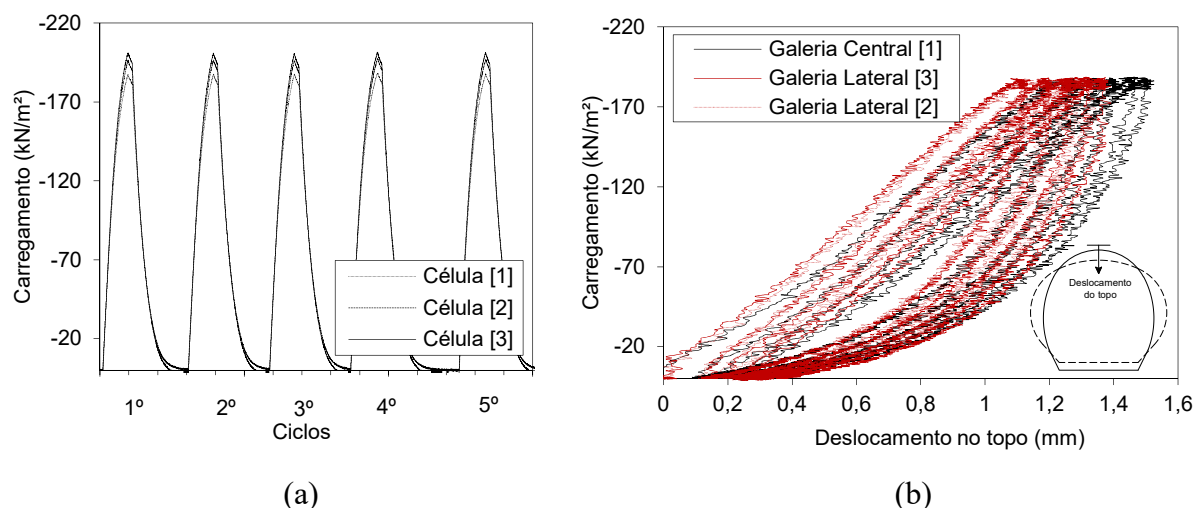
4.2.3 Ensaio na caixa de areia para as galerias de UHPC

O ensaio das galerias de UHPC na caixa de areia de grandes dimensões procedeu-se de maneira análoga às galerias de HPC. Com a experiência adquirida no ensaio das galerias em HPC, optou-se também por avaliar como se deu o efeito de acomodação dos solos após alguns ciclos de carregamento e descarregamento nas galerias de UHPC.

A Figura 4.14 mostra a variação dos deslocamentos no topo das galerias central e lateral. Percebe-se que, igualmente como aconteceu com as galerias em HPC, as galerias de UHPC posicionadas lateralmente também apresentam valores de deslocamento ligeiramente inferiores aos observados na galeria central. O que confirma o fato da galeria central ser mais representativa por não ter influências tão diretas de prováveis efeitos de borda, decorrentes do atrito com as paredes da caixa.

A Figura 4.14a também mostra a evolução dos ciclos de carregamento (cinco ciclos com carregamento até o limite de leitura das células e descarregamentos completos). Observa-se que a leitura nas três células de cargas durante o ensaio na caixa de areia com as galerias de UHPC foram mais equilibradas em si, quando comparado ao observado nas galerias de HPC. Porém para as análises gerais foram considerados às médias obtidas pelas três células de tensão.

Figura 4.14 Ciclo de carregamento e deslocamentos no topo das galerias de UHPC no ensaio na caixa de areia

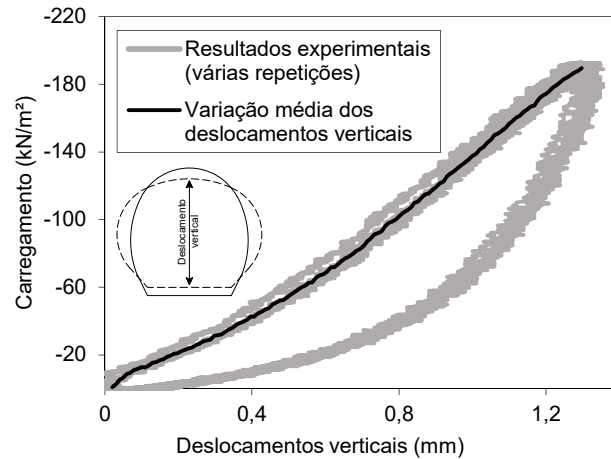


Fonte: Própria autoria

As repetições do ensaio com as galerias e UHPC monitoradas em um único ciclo de carregamento e descarregamento retornaram valores muito próximos em si, como também foi observado nas galerias de HPC. Entretanto, nas galerias de UHPC, foi possível perceber uma simetria (dos lados direito e esquerdo da galeria) ainda maior de valores.

Como era esperado, houve maiores deformações nas galerias de UHPC quando comparadas as de HPC. As Figura 4.15 e Figura 4.16 mostram respectivamente as curva de deslocamentos verticais e horizontais da galeria central de UHPC. O valor médio máximo de deslocamento vertical na galeria central de UHPC foi de 1,356 mm e o valor médio máximo de deslocamento horizontal foi de 2,261 mm.

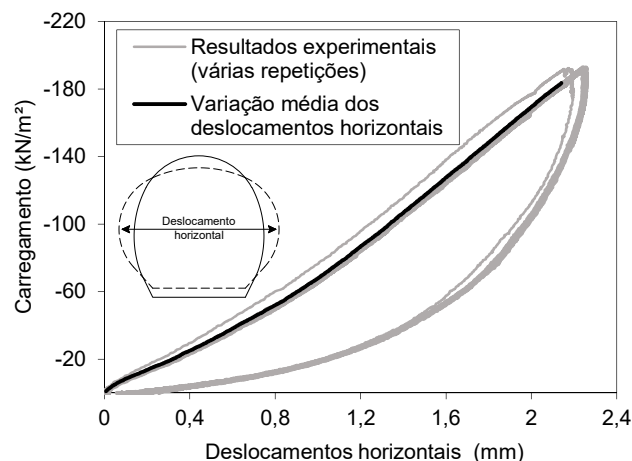
Figura 4.15 Deslocamentos verticais na galeria central de UHPC no ensaio na caixa de areia



Fonte: Própria autoria

Para medir os deslocamentos horizontais, pode-se perceber que as leituras dos transdutores laterais foram praticamente idênticas, o que mostra que o sistema foi carregado simetricamente.

Figura 4.16 Deslocamentos horizontais na galeria central de UHPC no ensaio na caixa de areia



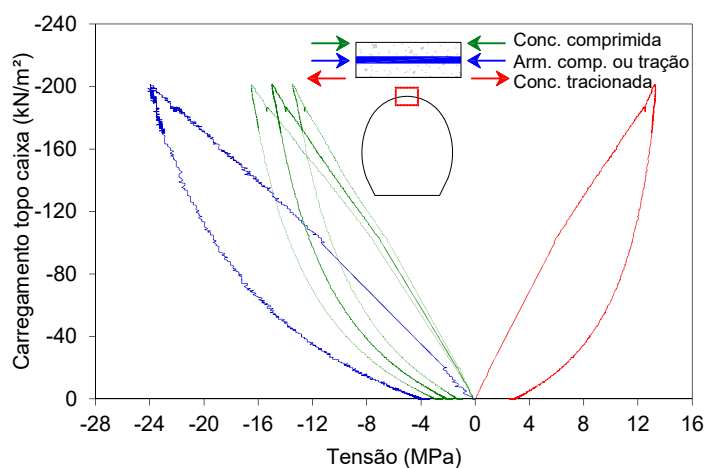
Fonte: Própria autoria

As análises das deformações no caso das galerias de UHPC, diferem um pouco das galerias de HPC, pois as galerias de UHPC apresentam uma única camada de armadura, posicionada aproximadamente no meio da seção. Durante o processo construtivo (etapa de

concretagem) é difícil garantir o perfeito posicionamento das barras, contudo todas barras tiveram deformação em compressão, e mesmo que deformações sejam pequenas nas armaduras, elas contribuem para o cálculos das tensões e esforços.

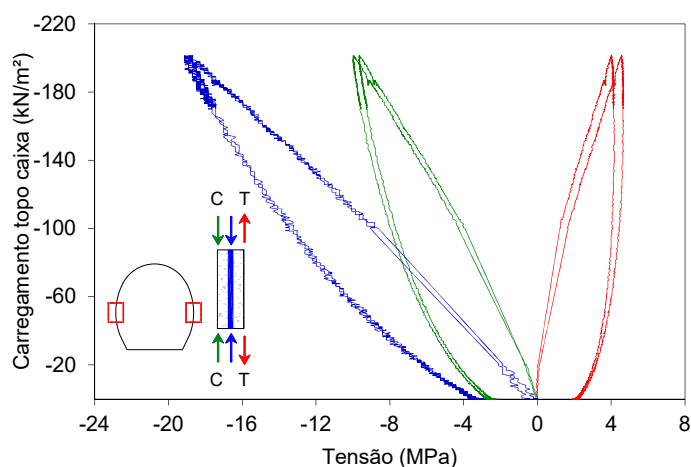
A Figura 4.17 e Figura 4.18 mostram como se deu a evolução das tensões na seção do topo e seção da lateral, respectivamente, da galeria central de UHPC, para o primeiro ciclo de carregamento e descarregamento aplicado no ensaio da caixa. Pode ser observado no caso das galerias de UHPC que a parcela do concreto tracionado passa ser significativo, pois conta com a ductilidade das fibras metálicas. Após atingir o limite do carregamento aplicado igual a 200 kN/m², o concreto tracionado não sofreu deformações permanentes nestas seções.

Figura 4.17 Tensão na armadura e faces do concreto na seção do topo da galeria central de UHPC



Fonte: Própria autoria

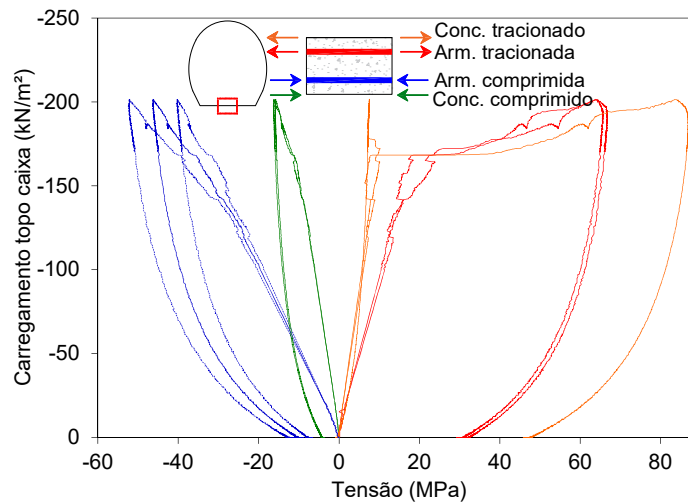
Figura 4.18 Tensão na armadura e faces do concreto nas seções laterais da galeria central de UHPC



Fonte: Própria autoria

E ao contrário do observado na galeria de HPC, na galeria de UHPC houve deformação plástica permanente expressiva na região tracionada da base, conforme pode ser observado pela Figura 4.19.

Figura 4.19 Tensão nas armaduras na seção da base da galeria central de UHPC



Fonte: Própria autoria

4.2.4 Resultados das solicitações normais nas seções críticas instrumentadas

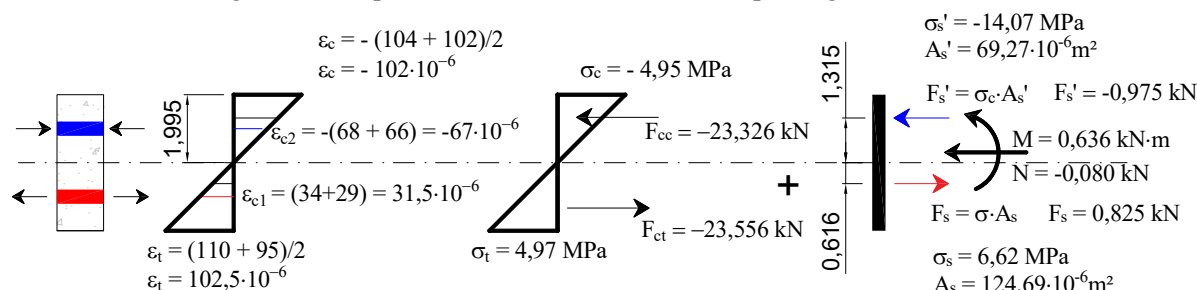
A instrumentação realizada permitiu que através das medidas de deformações fosse possível estimar os esforços longitudinais internos das seções críticas (topo, lateral, e fundo). Para esta análise, admitiu-se que as seções planas permanecem planas e que a distribuição de tensões é linear no estágio I.

A verificação das tensões e deformação nas seções das galerias de HPC e UHPC foram feitas para as leituras do primeiro ciclo de carregamento imposto ao sistema da caixa, porque a partir das outras repetições dos ciclos de carregamentos as deformações no concreto, especialmente nas seções de HPC, passaram a apresentar valores com alguma distorção (decorrentes de deformações plásticas permanente observadas anteriormente).

A força normal e o momento fletor das seções críticas foram calculadas com base no equilíbrio de forças (somatório das forças longitudinais e somatório dos momentos atuantes na seção). Para exemplificar como se deu essa validação, a seguir estão descritos o processo de cálculo dos esforços para as seções: i.1) Topo da galeria de HPC (Figura 4.20); i.2) Topo da galeria de UHPC (Figura 4.22); ii.1) Lateral da galeria de HPC (Figura 4.24); ii.2) Lateral da galeria de UHPC (Figura 4.25), e; iii.1) Base da galeria de HPC (Figura 4.26) e iii.2) Base da galeria de UHPC (Figura 4.28). Os valores são referentes às deformações obtidas para um carregamento de 100 kN/m² na superfície do aterro durante o ensaio na caixa.

i.1) Equilíbrio de forças na seção do topo da galeria central de HPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

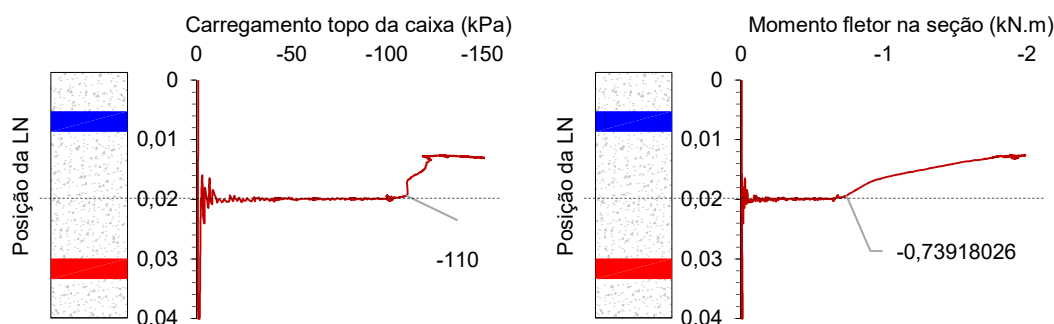
Figura 4.20 Equilíbrio de forças na seção de topo da galeria de HPC



Fonte: Própria autoria

A seção de topo da galeria central de HPC manteve-se no Estádio I, com a distribuição de deformação e tensão lineares, até cerca 110 kN/m² aplicados no topo do aterro, após isso iniciou-se um processo de microfissuração do concreto tracionado (a linha neutra muda de posição), conforme pode ser observado na Figura 4.21. O momento de fissuração teórico (M_f) calculado conforme ABNT NBR 6118 (2014) para essa seção de concreto é 0,92 kN·m, enquanto que o obtido experimentalmente foi de 0,74 kN·m.

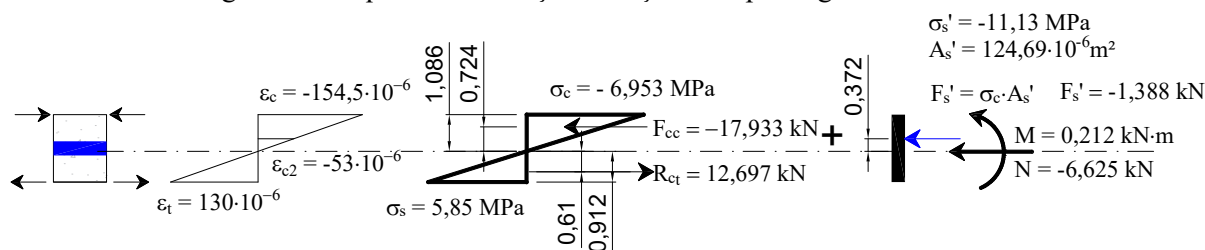
Figura 4.21 Posição da linha neutra na seção do topo da galeria de HPC com o aumento do carregamento no ensaio da caixa



Fonte: Própria autoria

i.2) Equilíbrio de forças na seção do topo da galeria central de UHPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

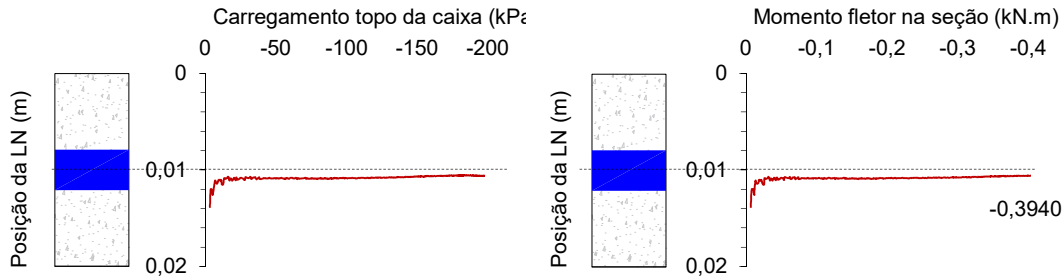
Figura 4.22 Equilíbrio de forças na seção de topo da galeria de UHPC



Fonte: Própria autoria

A seção de topo da galeria de UHPC permaneceu no Estadio I em todo o ciclo de carregamento aplicado (até 200 kN/m²). O momento de fissuração (M_r) estimado pela ABNT NBR 6118 (2014) é de 0,79 kN·m, e o máximo momento ao qual a seção de topo da galeria foi solicitada durante o ensaio da caixa de areia foi de 0,39 kN·m, conforme Figura 4.23.

Figura 4.23 Posição da linha neutra na seção do topo da galeria de UHPC com o aumento do carregamento no ensaio da caixa

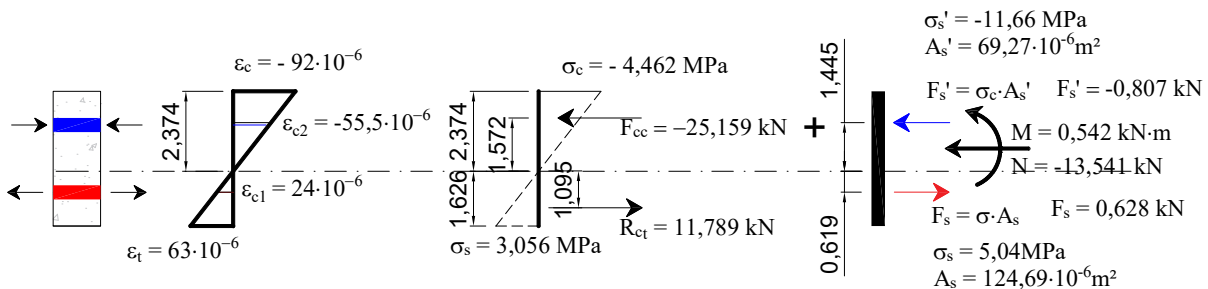


Fonte: Própria autoria

Para as seções de UHPC, verificou-se que não ocorreram tensões de tração superiores à resistência do concreto à tração, por essa razão a componente do concreto tracionado foi sempre considerada com uma distribuição linear. Caso contrário, a verificação dos esforços na seção de UHPC se daria conforme o modelo de distribuição de tensões para UHPC proposto por Fehling et. al (2015).

ii.1) Equilíbrio de forças na seção lateral galeria central de HPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

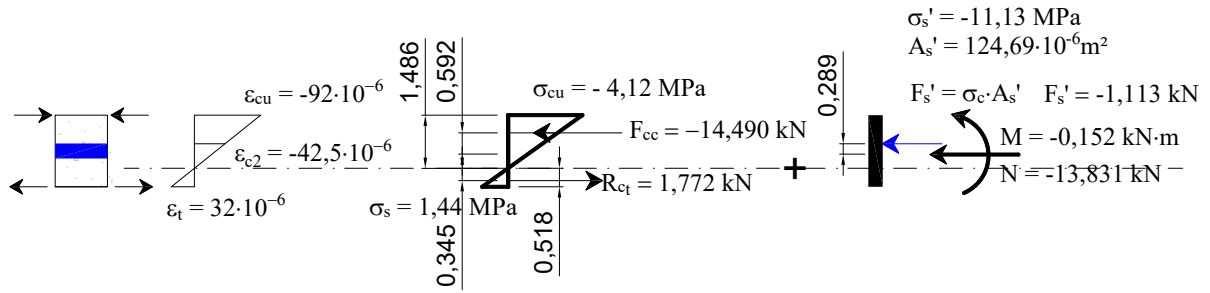
Figura 4.24 Equilíbrio de forças na seção lateral da galeria de HPC



Fonte: Própria autoria

ii.2) Equilíbrio de forças na seção lateral galeria central de UHPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

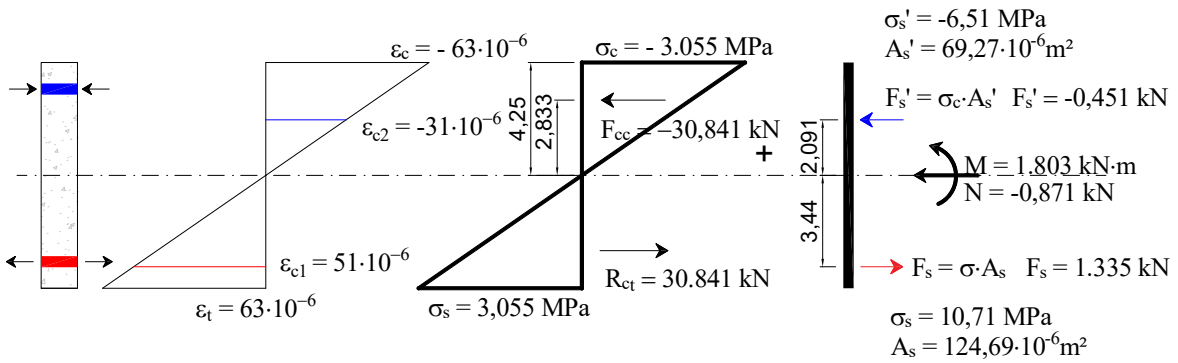
Figura 4.25 Equilíbrio de forças na seção lateral da galeria de UHPC



Fonte: Própria autoria

iii.1) Equilíbrio de forças na seção da base galeria central de HPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

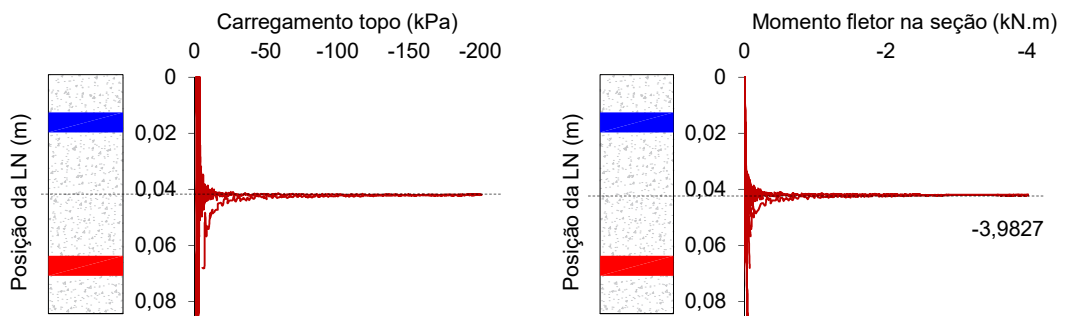
Figura 4.26 Equilíbrio de forças na seção da base da galeria de HPC



Fonte: Própria autoria

O momento de fissuração da base da galeria de HPC ($e = 85 \text{ mm}$) foi quase superado, pela ABNT NBR 6118 (2014) o valor esperado para início da fissuração é de $M_r = 4,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$ e o momento fletor máxima na seção, com o carregamento máximo aplicado na superfície do solo na caixa, foi de $3,98 \text{ kN}\cdot\text{m}$, conforme Figura 4.27.

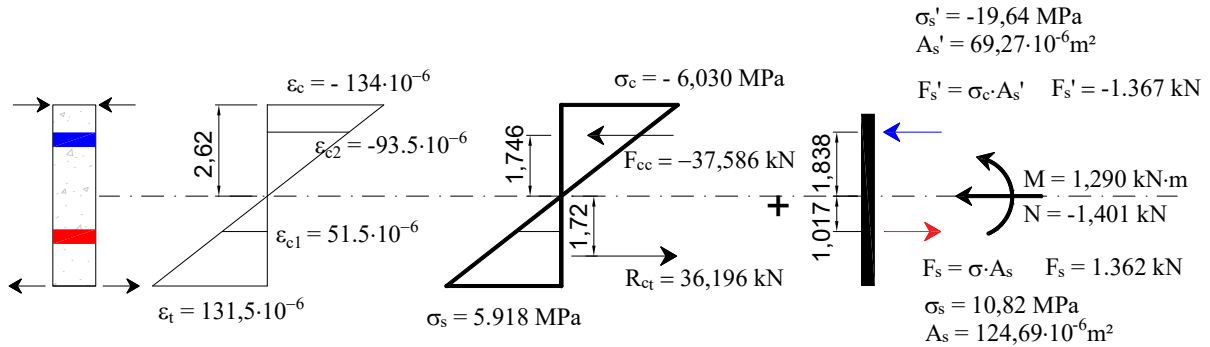
Figura 4.27 Posição da linha neutra na seção da base da galeria de HPC com o aumento do carregamento no ensaio da caixa



Fonte: Própria autoria

iii.2) Equilíbrio de forças na seção da base galeria central de UHPC para um carregamento aplicado na superfície do solo de 100 kPa.

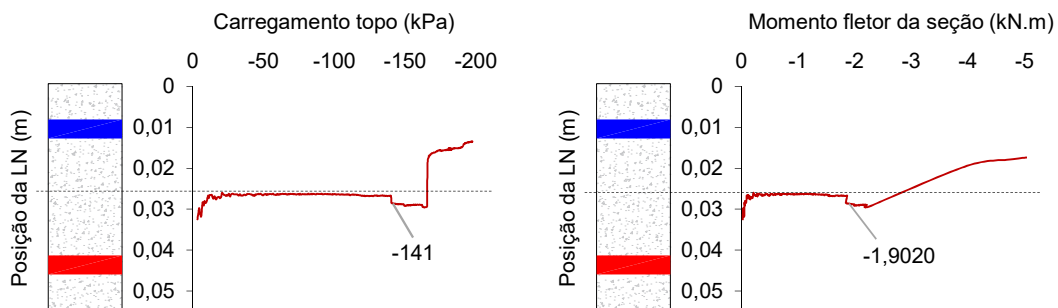
Figura 4.28 Equilíbrio de forças na seção da base da galeria de UHPC



Fonte: Própria autoria

Os resultados na seção da base da galeria de UHPC indica que a fissuração aconteceu quando o valor de momento fletor atingiu 1,90 kN·m (quando o carregamento aplicado no topo da caixa foi de 141 kN/m², conforme Figura 4.29, abaixo do momento de fissuração estimado pela ABNT NBR 6118 (2014), $M_r = 4,15 \text{ kN}\cdot\text{m}$).

Figura 4.29 Posição da linha neutra na seção da base da galeria de UHPC com o aumento do carregamento no ensaio da caixa



Fonte: Própria autoria

Com a análise dos esforços atuantes nas seções isoladas das galerias ensaiadas na caixa de areia pode-se concluir que as hipóteses inicialmente adotadas, sobre a redução dos esforços sobre o modelo das galerias de UHPC com espessuras reduzidas, se confirmam na prática.

Conforme pode ser observado, as seções críticas nos trechos em arco da galeria de UHPC apresentaram valores de momentos fletores inferiores aos calculados para as seções de HPC, considerando as mesmas condições em carregamento.

A Tabela 4.2 indica um resumo das solicitações normais avaliadas nas seções críticas instrumentadas nos modelos, para a condição em que o carregamento no topo da caixa está em 100 kN/m².

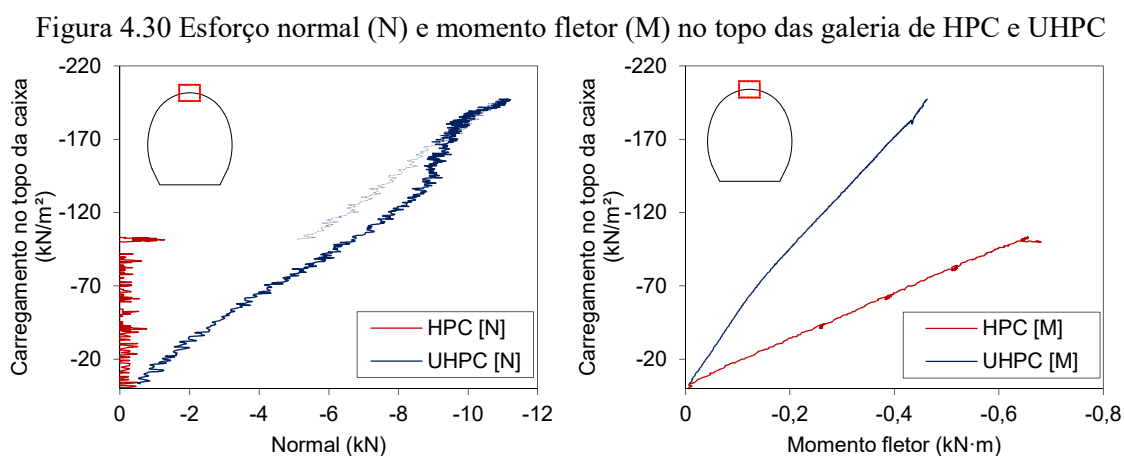
Tabela 4.2 Esforços estimados nas seções críticas das galerias no ensaio da caixa de areia sob uma tensão de carregamento de 100 kN/m^2

Posição da seção	Galeria HPC		Galeria UHPC	
	N (kN)	M (kN·m)	N (kN)	M (kN·m)
Topo	-0,080	0,636	-6.625	0,212
Lateral	-13,541	-0,542	-13,831	-0,152
Base	-0,871	1,803	-1,401	1,290

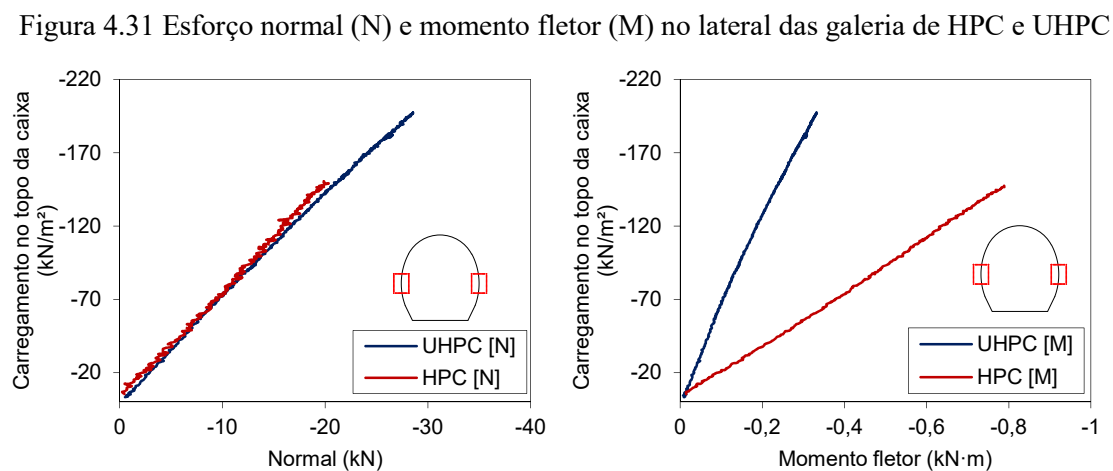
Fonte: Própria autoria

Fazendo o mesmo processo de cálculo dos esforços internos (normal e momento fletor) para todas as leituras de carregamento, pode-se considerar que as seções das galerias de UHPC permaneceram no estágio I até 70% do carregamento máximo aplicado completo e pode-se admitir que as seções da galeria de HPC mantiveram-se lineares até cerca de 60% do carregamento máximo aplicado completo.

As Figura 4.30, Figura 4.31 e Figura 4.32 indicam os valores das forças normal e momento fletor atuantes nas seções de topo, lateral e fundo, respectivamente, para as galerias de HPC e UHPC, enquanto o carregamento.

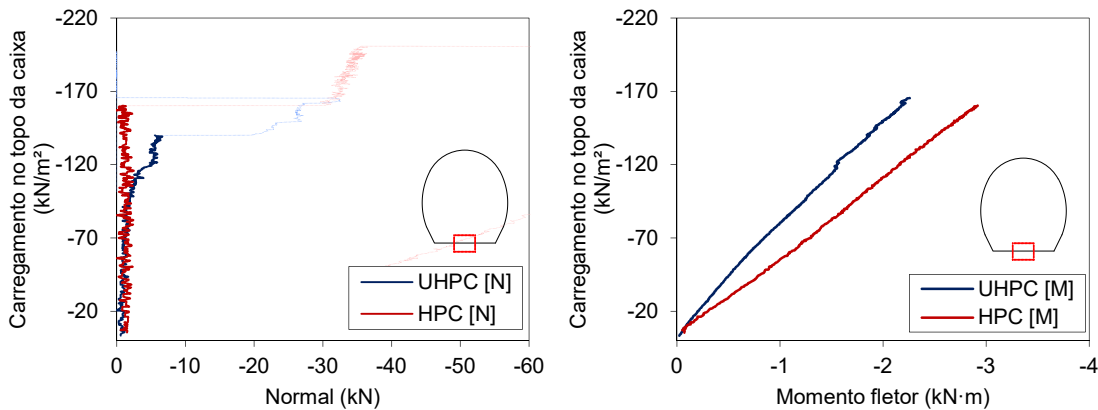


Fonte: Própria autoria



Fonte: Própria autoria

Figura 4.32 Esforço normal (N) e momento fletor (M) na base das galeria de HPC e UHPC



Fonte: Própria autoria

É interessante observar que o valor de momento fletor é inferior em todas as seções de UHPC quando comparado às seções de HPC. Em relação à força normal, observa-se que na seção lateral, tanto a galeria de HPC como UHPC, apresentam a mesma magnitude e valor. Em todas as seções a normal é baixa, contudo na seção da base a normal é muito pequena (tende a zero) em ambas as galerias. Em contrapartida é na região da base onde ocorre os maiores momentos fletores.

4.3 ENSAIO NO PÓRTICO DE REAÇÃO

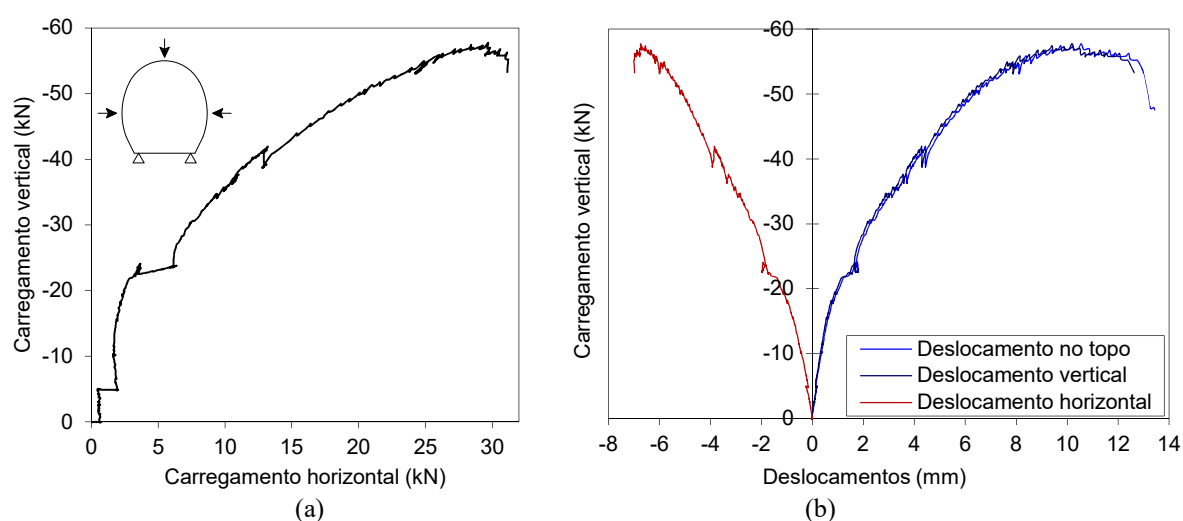
Os ensaios com as galerias na caixa de areia não provocaram fissuras visíveis, e não houve danos significativos nas instrumentações. Então, como as galerias foram desenterradas e retiradas sem maiores avarias, para completar o processo de análise experimental desses elementos, elas foram levadas à ruptura completa por meio de aplicação de carregamento com macacos hidráulicos no pórtico de reação.

A montagem do ensaio no pórtico de reação foi realizada com macacos hidráulicos e células de carga tanto na vertical como na horizontal, o que possibilitou controle de deslocamento e força nestes dois sentidos. Porém o controle de pressão nos macacos foi feita com bomba manual, o que torna impraticável a repetitividade exata da relação entre a força vertical e horizontal. Conforme já estabelecido anteriormente o processo de aplicação do carregamento se deu de 2 maneiras principais: i) carregamento vertical em 1 ponto (ensaio realizado em 1 galeria de UHPC e 1 galeria de HPC), e ii) carregamento vertical em 2 pontos (ensaio realizado em 2 galeria de UHPC e 2 galeria de HPC),

O ensaio com aplicação de carregamento vertical em 1 ponto foi realizado acrescentando força somente no macaco vertical. As células de tensão horizontais passaram a receber influência de carregamento por reação indireta, após o modelo deformar-se

horizontalmente. A Figura 4.33a mostra a relação entre o carregamento vertical (aplicada) e o carregamento horizontal (por reação indireta). E a Figura 4.33b indica os valores de deslocamentos verticais e horizontais em relação à carga vertical aplicada. O carregamento vertical máximo obtido no ensaio antes deste perder rigidez foi de 57,75 kN e a reação horizontal foi de 31,20 kN.

Figura 4.33 Ensaio da galeria HPC-1 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

A Figura 4.34 ilustra como se deu a fissuração da galeria em HPC para a condição de carregamento vertical em 1 ponto, como era esperado uma fissura acontece internamente no topo da galeria (na região subjacente ao ponto de aplicação da carga). Com o avanço do carregamento outras fissuras distribuídas nas laterais externas acontecem.

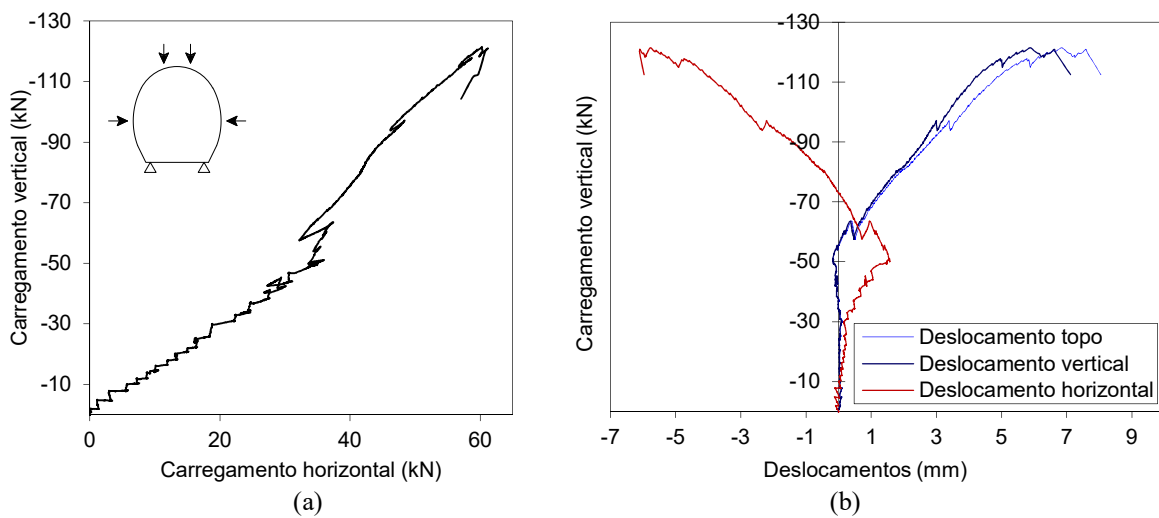
Figura 4.34 Fissuração no ensaio da galeria HPC com aplicação de carregamento vertical em 1 pontos



Fonte: Própria autoria

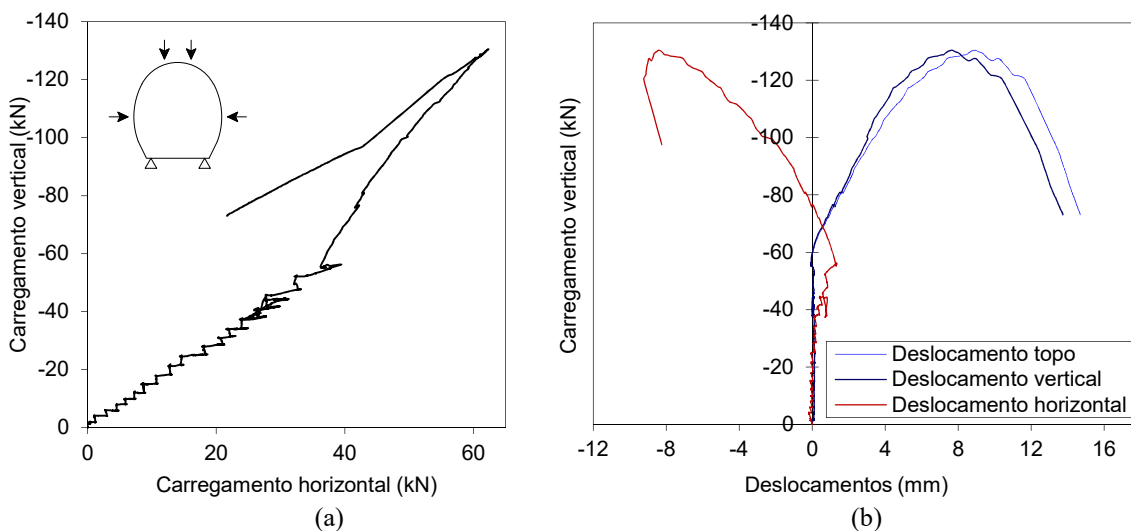
As Figura 4.35 e Figura 4.36 são referentes ao ensaio da galeria HPC-2 e HPC-3 com aplicação de carregamento vertical em 2 pontos. No ensaio procedido desta maneira, além do carregamento vertical ter sido dividido em 2 pontos, também foi feito incrementos de carga nos macacos horizontais. Pode-se observar que por ter sido imposto mais confinamento lateral (mesmo que por um ponto concentrado), houve um incremento significativo no carregamento máximo, sendo que as cargas máximas verticais foram de 121,43 kN e 131,00 kN, e as cargas horizontais foram de 61,20 kN e 62,00 kN, ou seja aproximadamente o dobro do observado no ensaio anterior.

Figura 4.35 Ensaio da galeria HPC-2 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

Figura 4.36 Ensaio da galeria HPC-3 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

A Figura 4.37 ilustra como se deu o processo fissuração para o ensaio da galeria de HPC no ensaio no pórtico de reação com carregamento vertical em 2 pontos. A fissuração iniciou-se

pela parte interna superior (topo da galeria) e ocorreu de forma distribuída entre os dois pontos de aplicação do carregamento. Com o aumento do carregamento iniciou-se a aberturas de fissuras nas laterais externas da galeria.

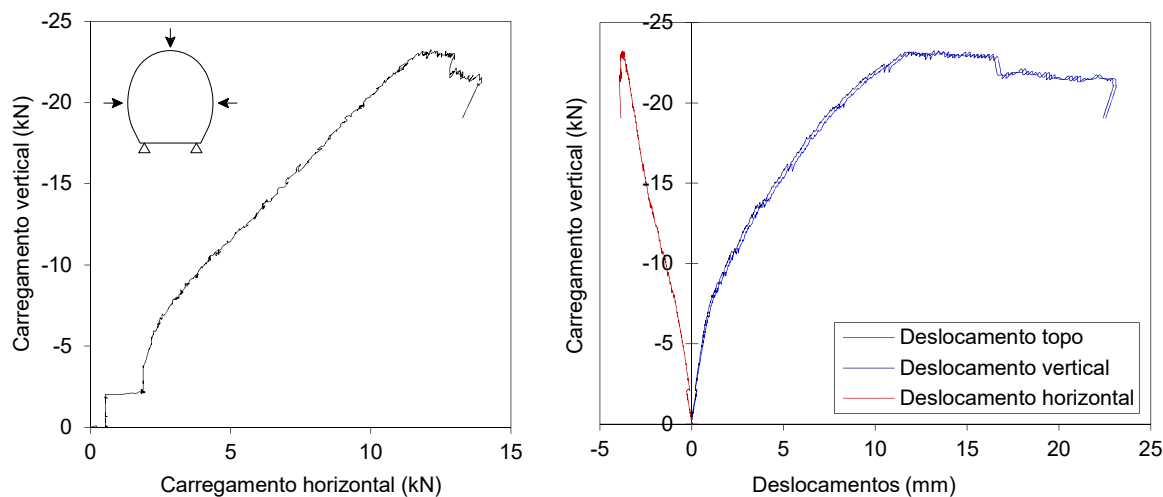
Figura 4.37 Padrão de fissuração no ensaio da galeria HPC com aplicação de carregamento vertical em 2 pontos



Fonte: Própria autoria

O mesmo procedimento de ensaio no pórtico de reação foi realizado com as galerias de UHPC. A Figura 4.38 mostra os resultados para o ensaio com aplicação de carregamento vertical em 1 ponto. Nesta situação, também não foi acrescido carregamento horizontal aos macacos hidráulicos, ou seja, as leituras obtidas nas células de tensão horizontal foram de carregamentos por reação indireta devido aos deslocamentos horizontais. O carregamento vertical máximo obtido no ensaio antes da perda de rigidez foi de 23,25 kN e a reação horizontal foi de 13,95 kN.

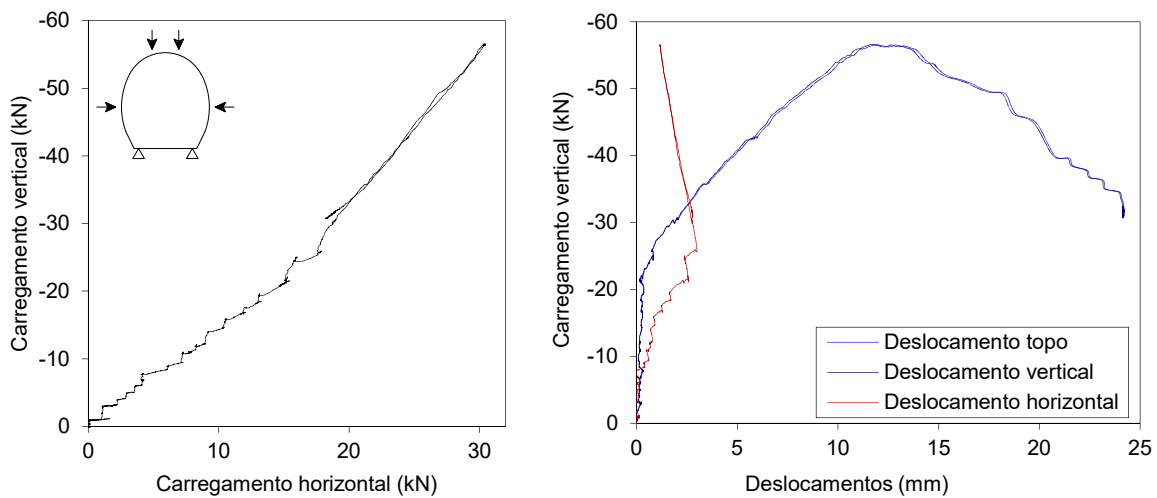
Figura 4.38 Ensaio da galeria UHPC-1 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

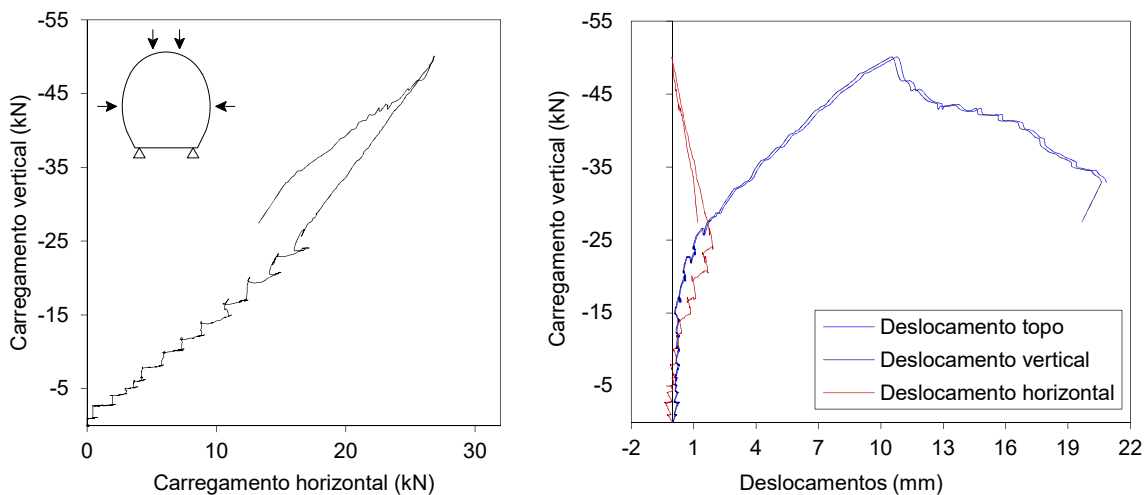
O ensaio das galerias de UHPC com carregamentos vertical aplicado em 2 pontos aconteceu de maneira semelhante ao descrito nas galerias de HPC. Também foi feito incrementos de carga nos macacos horizontais. Houve um incremento significativo no carregamento máximo, sendo que as cargas máximas verticais foram de 56,63 kN e 50,10 kN, e as cargas horizontais foram de 30,45 kN e 26,85 kN, ou seja aproximadamente o dobro do observado no ensaio anterior, conforme Figura 4.39 e Figura 4.40.

Figura 4.39 Ensaio da galeria UHPC-2 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

Figura 4.40 Ensaio da galeria UHPC-3 (a) relação entre a força vertical e força horizontal, e (b) deslocamentos verticais e horizontais



Fonte: Própria autoria

A Figura 4.41 ilustra como ficou a situação deformada e a abertura de fissuras nas galerias de UHPC após o ensaio no pórtico de reação com aplicação de carregamento vertical em 2 pontos. Os pontos de fissuração observados nas galerias de HPC e UHPC foram muito semelhantes, entretanto é visível que na galeria de UHPC houveram regiões com esmagamento

do concreto e formação de rótula (tendo em vista que o modelo da galeria de UHPC apresenta uma única camada de armadura).

Figura 4.41 Padrão de fissuração no ensaio da galeria UHPC com aplicação de carregamento vertical em 2 pontos



Fonte: Própria autoria

A Tabela 4.3 mostra um resumo dos carregamentos verticais e horizontais obtidos nos ensaios no pórtico de reação para as 6 galerias avaliadas.

Tabela 4.3 Resumo dos carregamentos vertical e horizontal das galerias ensaiadas no pórtico

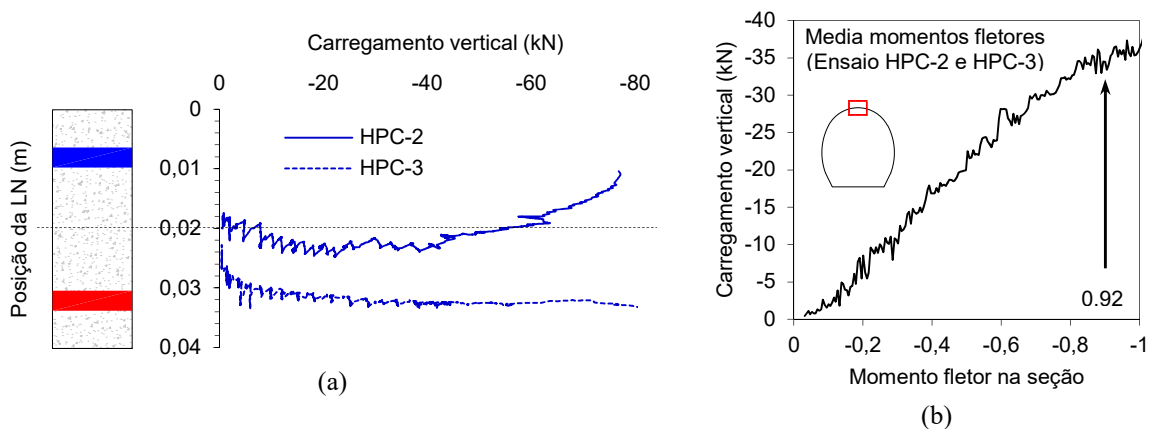
Nome	Tipo de ensaio	Carregamento vertical máx. (kN)	Carregamento horizontal máx. (kN)
HPC-1	Carregamento em 3 pontos	-57,75	31,20
HPC-2	Carregamento em 4 pontos	-121,43	61,20
HPC-3	Carregamento em 4 pontos	-131,00	62,00
UHPC-1	Carregamento em 3 pontos	-23,25	13,95
UHPC-2	Carregamento em 4 pontos	-56,63	30,45
UHPC-3	Carregamento em 4 pontos	-50,10	26,85

Fonte: Própria autoria

Os ensaios com carregamento vertical aplicado em 2 pontos representam melhor o aspecto da fissuração no topo das galerias, por isso optou-se por verificações adicionais em relação às deformações e aos momentos flectores atuantes somente na seção do topo. As seções de fundo não foram mobilizadas por esforços solicitantes devido à posição das condições de apoio, e as seções laterais trabalharam no sentido contrário ao que se observa na situação real (instalação sob aterro).

Com a análise das deformações na seção de topo das galerias de HPC percebeu-se que não foi possível identificar o momento de fissuração experimental, conforme Figura 4.42 a linha neutra apresentou um padrão perturbado (tendo em vista inclusive que as galerias de HPC já haviam apresentado deformações permanentes no ensaio da caixa de areia). Então, assumindo o momento de fissuração teórico ($M_r = 0,92 \text{ kN}\cdot\text{m}$) pode-se inferir que a fissuração no topo iniciou-se com um carregamento vertical (distribuído em 2 pontos aproximadamente nos terços do vão) de 35 kN (Figura 4.42b), acima do valor em que se deu a ruptura no ensaio HPC-1.

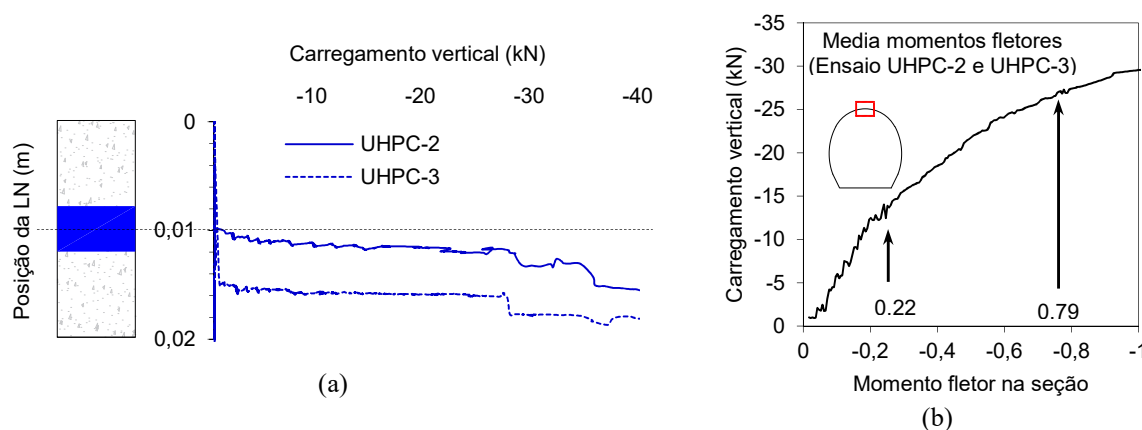
Figura 4.42 (a) Posição da linha neutra nos ensaios HPC-2 e HPC-3 e (b) Média dos momentos fletores na seção do topo das galerias de HPC no ensaio do pórtico



Fonte: Própria autoria

No ensaio das galerias de UHPC (UHPC-2 e UHPC-3), avaliando a alteração da posição da linha neutra pelas deformações atuantes na seção do topo (Figura 4.43a), também foi possível perceber que houve perturbações, até mesmo por estar sendo aplicado carregamento vertical e horizontal simultaneamente. Entretanto, é possível identificar uma mudança na linha neutra quando o carregamento vertical está em 29 kN, o que é indicativo do processo de fissuração na seção. Analisando o comportamento da curva média de momentos fletores na seção do topo das galerias de UHPC no ensaio do pórtico, pode-se perceber que ocorre uma alteração para quando o momento fletor é aproximadamente $0,22 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (12 kN). Entretanto, o momento de fissuração teórico ($M_r = 0,79 \text{ kN}\cdot\text{m}$) corresponde a uma carregamento vertical de 27 kN, próximo do estabelecido experimentalmente.

Figura 4.43 (a) Posição da linha neutra nos ensaios UHPC-2 e UHPC-3 e (b) Média dos momentos fletores na seção do topo das galerias de UHPC no ensaio do pórtico



Fonte: Própria autoria

Vale ressaltar que as medidas obtidas pelos extensômetros no ensaio experimental das galerias no pórtico podem ter sido afetadas pelo ensaio anterior realizado na caixa de areia. Ainda mais em se tratando dos extensômetros colados no concreto, que perdem precisão com facilidade após solicitação em tração. Logo, as avaliações em relação aos momentos fletores podem estar com algum nível de perturbação.

Tabela 4.4 Resumo dos momentos de fissuração na seção do topo das galerias ensaiadas experimentalmente

Tipo de concreto	Momento de fissuração teórico (kN·m) (ABNT NBR 6118, 2014)	Ensaio da caixa de areia (kN·m)	Ensaio do pórtico (kN·m)
HPC (Topo e = 40 mm)	0,92	0,74	-
UHPC (Topo e = 20 mm)	0,79	-	0,85

Fonte: Própria autoria

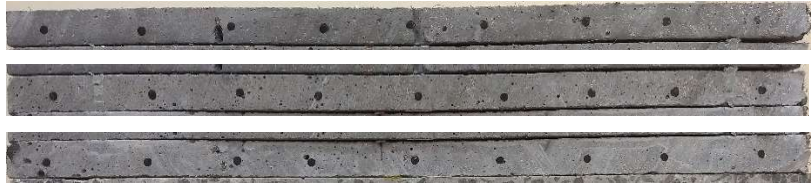
4.4 VERIFICAÇÃO DA POSIÇÃO DAS ARMADURAS

Após finalizar os ensaios das galerias foi realizado o corte de algumas seções a fim de verificar como ficou a distribuição das armaduras, pois mesmo com a utilização de espaçadores, existe a possibilidade de deslocamentos excessivos, principalmente em se tratando de seções com espessuras tão pequenas. Conforme Figura 4.44 pode-se verificar que o posicionamento das armaduras foi satisfatório tanto para a seções da galeria de UHPC como de HPC. Pode-se também observar a distribuição das fibras no modelo de UHPC, que pela espessura de parede de 20 mm poderia acumular problemas na distribuição, tendo em vista que a fibra tem 13 mm. De maneira geral a distribuição da fibras se deu maneira uniforme, porém houve acúmulo de fibras em regiões junto aos espaçadores ou regiões onde passava algum fio da instrumentação.

Figura 4.44 Corte e verificação da posição de armaduras nas seções das galerias



Seções de UHPC



Seções de HPC



Fonte: Própria autoria

5 ANÁLISE NUMÉRICA

O procedimento numérico consistiu em um processo iterativo, sendo que uma parte das simulações foram realizadas previamente para auxiliar nas tomadas de decisões do ensaio. Estas simulações numéricas iniciais foram definidas no software GeoStudio, nos quais os resultados principais já foram apresentados para justificar a escolha do tamanho e medidas das galerias ensaiadas. E outra parte foi desenvolvida com o auxílio de software de elementos finitos Abaqus, a fim de propor parâmetros de calibração e caracterização que poderão alimentar outros modelos, na escala real, por exemplo.

5.1 DESCRIÇÃO DO MODELO NUMÉRICO NO ABAQUS

Para entender o comportamento do ensaio na caixa de grandes dimensões e também o ensaio das galerias no pórtico de reação, bem como estabelecer como se dá o processo de fissuração e a carga máxima de ruptura, foram simulados dois modelos que representam os ensaios realizados na caixa de grandes dimensões e dois modelos que representam os ensaios no pórtico de reação. A Tabela 5.1 indica algumas informações sobre esses modelos numéricos.

Tabela 5.1 Modelos numéricos realizados

Numeração	Tipo de concreto	Observação
Modelo Caixa 1	HPC (C87)	Galeria HPC + solo
Modelo Caixa 2	UHPC (C150)	Galeria UHPC + solo
Modelo Pórtico 1	HPC (C87)	Carregamento vertical em 2 pontos
Modelo Pórtico 2	UHPC (C150)	Carregamento vertical em 2 ponto

Fonte: Própria autoria

Primeiramente, sobre o ensaio da caixa de areia, os respectivos modelos foram simulados no estado plano de deformação (EPD). Sendo estabelecidos três partes para representar o solo, a galeria e a armadura. A interação entre a galeria e o solo foi inserida com o recurso *Surface-to-surface*, em que o comportamento tangencial da superfície de contato foi penalizada com valor 0,5, e o comportamento normal (perpendicular) permite a separação após o contato. Já interação entre a armadura e o concreto foi inserida com o recurso *Embedded*.

O elemento finito usado tanto para o solo como para galeria foi o CPE4R (*A 4-node bilinear plane strain quadrilateral, reduced integration, hourglass control*). A malha do solo possui elementos de aproximadamente 30 mm e a malha da galeria elementos de 5 mm. A amadura foi inserida como elemento de barra (T2D2: *A 2-node linear 2-D truss*).

Pelo fato da galeria ensaiada em laboratório ser de dimensões reduzidas, o cobrimento adotado para as armaduras foi de aproximadamente 8 mm. A área da armadura foi inserida com valores de 69,27 e 124,69 mm² para os trechos com 5 e 9 barras de \varnothing 4,2 mm, respectivamente, com comportamento elasto-plástico e módulo de elasticidade adotado igual a $E_s = 210\text{GPa}$.

Para o modelo do ensaio na caixa de areia de grandes dimensões, os parâmetros do material do solo circundante foi considerado como elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb, com peso específico $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$, ângulo de atrito $\phi = 30^\circ$, coesão 5 kPa e módulo de elasticidade $E_{\text{solo}} = 24000 \text{ kPa}$.

As unidades foram inseridas no modelo da caixa de areia com unidades conforme sistema internacional de unidades SI em metros (Tabela 5.2), e nos modelos do aplicação de carga concentrada (pórtico de reação) as unidades foram inseridas conforme sistema internacional de unidades SI em milímetros.

Tabela 5.2 Unidade dos dados de entrada no Abaqus

Propriedade	Unidade SI (m)	Unidades SI (mm)
Comprimento	m	mm
Força	N	N
Massa	kg	Tonelada (10^3 kg)
Tempo	s	s
Tensão	Pa (N/m^2)	MPa (N/mm^2)
Energia	J	mJ (10^{-3} J)
Densidade	kg/m^3	Tonelada/ mm^3
Gravidade	m/s^2	mm/s^2
Velocidade	m/s	mm/s

Fonte: Própria autoria

5.1.1 Parâmetros do *Concrete damage plasticity* (CDP)

Para representar o comportamento do concreto, foi utilizado em todas as simulações o modelo de plasticidade e dano (*Concrete damage plasticity* – CDP), já implementado no Abaqus. Conforme já mencionado, o CDP é um modelo consolidado para representar as propriedades constitutivas do concreto pela mecânica da plasticidade e de dano contínuo. O CDP assume que os dois principais mecanismos de falha são fissuras por tração e esmagamento compressivo do concreto. Na sequência são apresentados os parâmetros mais relevantes do CDP. Para calibrar os parâmetros do modelo constitutivo do concreto, alguns parâmetros foram extraídos dos ensaios de caracterização. Os parâmetros elásticos do modelo constitutivo do concreto foram adotados conforme valores da Tabela 5.3. E os parâmetros de plasticidade inseridos no CDP, indicados na Tabela 5.4, foram adotados iguais para todas as análises.

Tabela 5.3 Parâmetros elásticos do concreto

Numeração	Tipo de concreto	Propriedade elásticas		Densidade (kg/m ³)
		E (GPa)	Poisson	
Modelo 1	HPC (C87)	48	0,2	2,5
Modelo 4	UHPC (C150)	45		

Fonte: Própria autoria

Tabela 5.4 Parâmetros de plasticidade para o modelo constitutivo do concreto

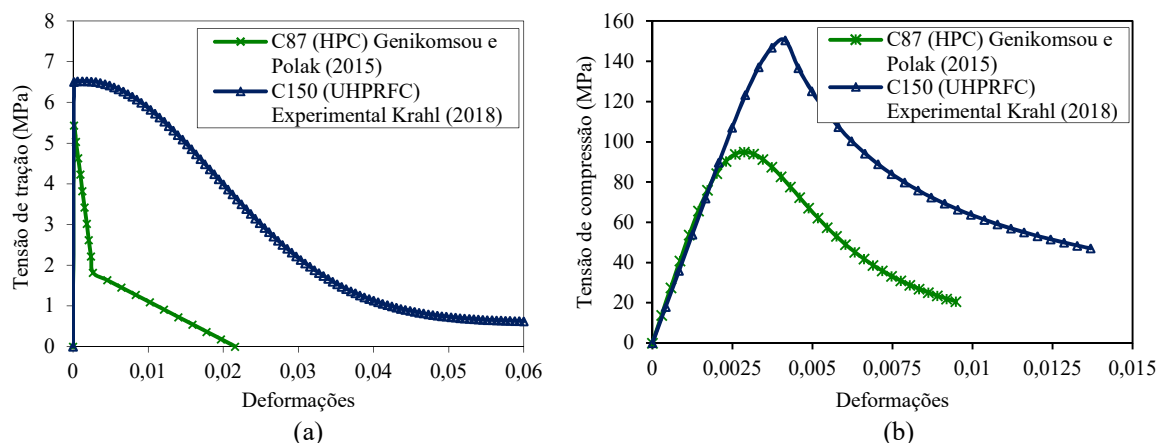
Parâmetro	Valor
ϕ	32°
m	0,1
f_{bc0}/f_{c0}	1,16
Kc	0,666
μ	0,0001

Fonte: Própria autoria

Os dados experimentais do UHPC obtidos dos corpos de prova do concreto usado nas galerias ($f_{cm} = 153\text{MPa}$) mostraram-se correlatos aos estudos de Krahl (2018) que alcançou resistência de 150 MPa na compressão, logo para as análises de UHPC foram utilizadas as curvas de calibração propostas por Krahl (2018), tanto para as tensões e deformações como para o dano.

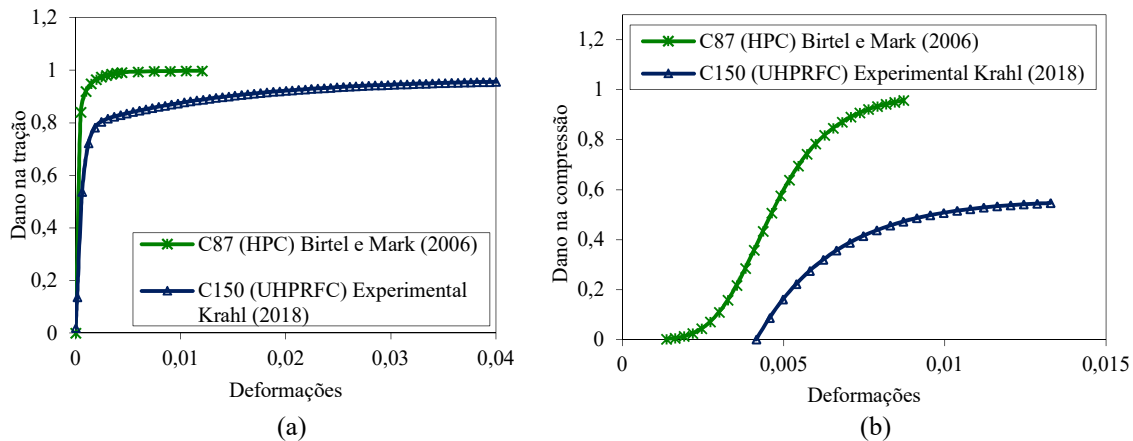
Já para concreto de alto desempenho (HPC – C87), optou-se por utilizar o modelo de Genikomsou e Polak (2015) para a tração e o modelo de Carrera e Chu (1985) na compressão. O dano segue a formulação de Birtel e Mark (2006). Ressalta-se que o modelo Genikomsou e Polak (2015) é um modelo adequado para concreto de resistência convencionais, mas ainda sim optou-se pela sua utilização para representar o comportamento do concreto de alta resistência, com o C87. Ou seja, o que difere os modelos são as curvas de tensão x deformação na tração e na compressão e as curvas de evolução do dano adotadas para cada tipo de concreto, conforme podem ser observadas nas Figura 5.1 e Figura 5.2.

Figura 5.1 Lei de evolução das deformações (a) tração e (b) compressão



Fonte: Própria autoria

Figura 5.2 Variáveis dano (a) tração e (b) compressão

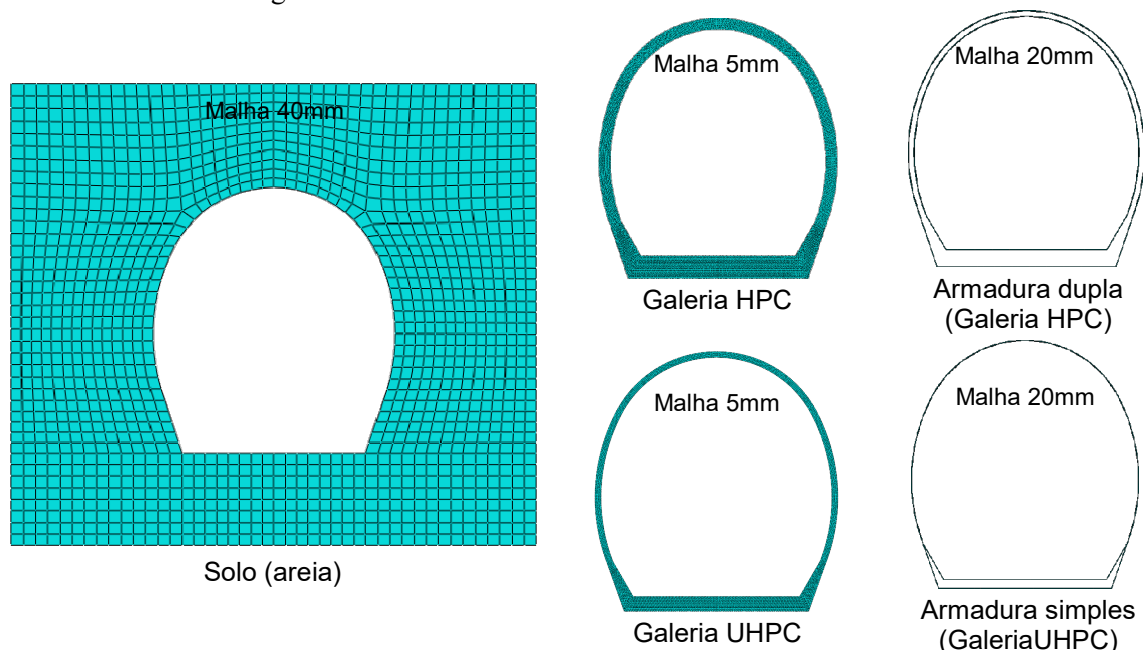


Fonte: Própria autoria

5.2 SIMULAÇÃO DO ENSAIO DA CAIXA DE AREIA

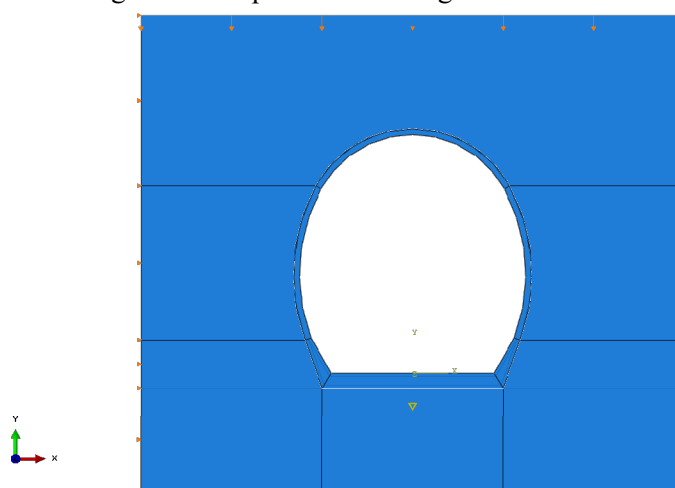
O modelo numérico da caixa de areia é composto por três partes: solo, galeria (concreto) e armaduras. A Figura 5.3 e Figura 5.4 mostram a configuração das partes e a montagem do modelo. As condições de contorno foram adotadas como fixa na direção y (base da caixa) e fixas em x (laterais da caixa), como o modelo é plano não há necessidade de preocupação com o eixo z . A aplicação do carregamento no modelo se deu considerando um deslocamento no topo de 50 mm. A gravidade foi negligenciada no modelo numérico, tendo em vista que, no ensaio experimental, as leituras foram realizadas após zerar todas as influências do carregamento do solo, ou seja, os valores das leituras experimentais compreendem unicamente ao efeito da aplicação do carregamento no topo.

Figura 5.3 Partes do modelo e malha de elementos finitos



Fonte: Própria autoria

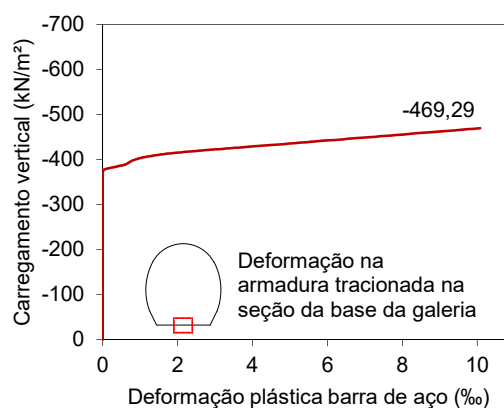
Figura 5.4 Esquema da montagem do modelo numérico



Fonte: Própria autoria

De acordo com o modelo numérico da galeria de HPC enterrada na caixa, o processo de dano em tração acontece primeiramente na parte interna da seção da base da galeria. A tensão do carregamento na parte superior do solo é estimada em 116 kPa quando se dá o início desse processo. Com o aumento do carregamento, o nível de fissuração na base aumenta, a partir de uma pressão aplicada de 160 kPa inicia-se também o processo de dano em tração na seção interna do topo da galeria. O escoamento da armadura, na seção da base da galeria, se inicia quando o carregamento no topo está em cerca de 378 kPa. Após isso, o modelo completo (solo + galeria) continua adquirindo carregamento indefinidamente, mas foi admitido que a ruptura da galeria ocorre com um nível de carregamento aplicado na superfície do solo igual 469 kPa, que é quando a armadura tracionada na parte interna da base atinge o limite de escoamento de 10% (adotado por convenção), conforme Figura 5.5.

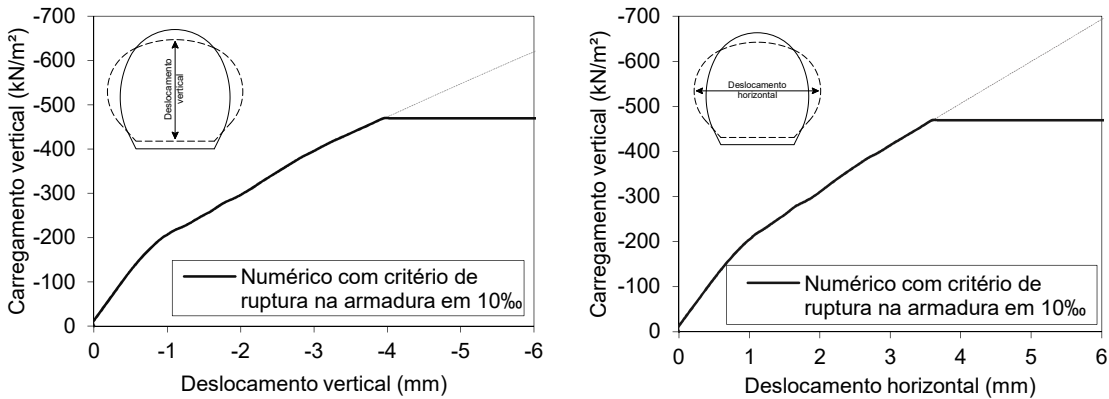
Figura 5.5 Definição do carregamento máximo do modelo numérico da galeria de HPC de acordo com a deformação máxima das armaduras em 10%



Fonte: Própria autoria

Definido o critério de ruptura do modelo, pode-se verificar que o deslocamento vertical máximo relativo das galerias de HPC, segundo o modelo numérico, é de 3.95 mm. E o deslocamento horizontal máximo relativo é de 3.59 mm, conforme pode ser observado na Figura 5.6.

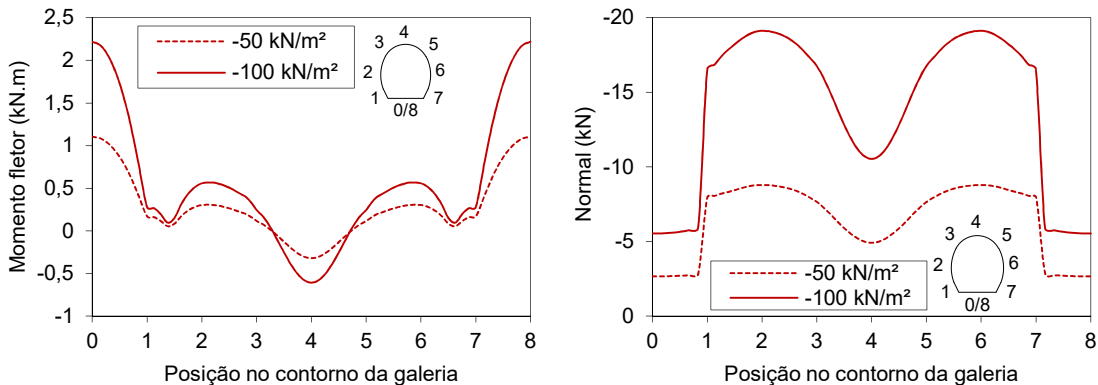
Figura 5.6 Resultado numérico dos deslocamentos verticais e horizontais na galeria de HPC para o ensaio da caixa de areia



Fonte: Própria autoria

As deformações segundo os modelos numéricos são lineares em todo o sistema solo-galeria até um nível de aplicação de carregamento de pouco mais de 100 kPa. Sendo assim, para avaliar como aconteceu a distribuição dos esforços internos (força normal e momento fletor) nas galerias, foram escolhidos dois níveis de carregamentos (50 e 100 kPa), para os quais foram calculados o equilíbrio de forças ponto a ponto (em cada nó) ao longo do perímetro da galeria. A Figura 5.7 mostra como ficou a distribuição dos momentos fletores e força normal ao longo do contorno da seção, partindo da seção do meio da base (no ponto 0) no sentido horário até atingir novamente o meio da base (no ponto 8).

Figura 5.7 Distribuição de momento fletor e força normal, respectivamente, no contorno da galeria de HPC para carregamentos do topo da caixa de 50 e 100 kPa

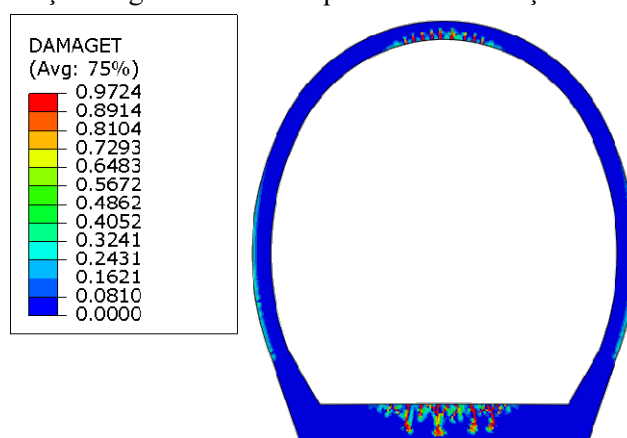


Fonte: Própria autoria

O momento fletor máximo na seção da galeria HPC ocorre no meio da base (ponto 0/8). Para o nível de carregamento do topo do aterro de 100 kPa, o momento fletor na base é de 2,220 kN·m, na lateral e no topo valem 0,557 kN·m e -0,608 kN·m, respectivamente. Enquanto que para carregamento do topo do aterro de 50 kPa, o momento fletor na base é de 1,107 kN·m, na lateral 0,304 kN·m e no topo -0,320 kN·m.

Após níveis mais alto de carregamento no topo da caixa, o processo de plastificação de inicia na galeria. A Figura 5.8 mostra o dano em tração para o *step* de parada (instante da ruptura com escoamento da armadura em 10%) para a galeria de HPC na situação do ensaio na caixa de areia.

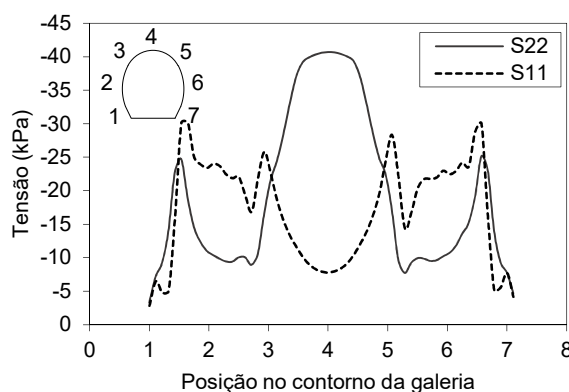
Figura 5.8 Dano em tração na galeria de HPC quando a deformação da armadura está em 10%



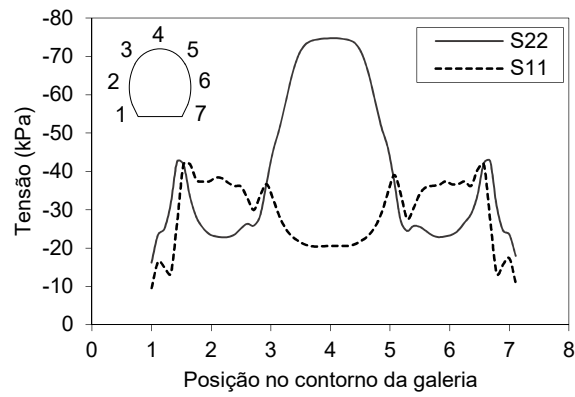
Fonte: Própria autoria

Avaliando as tensões no solo que acontecem no contorno da galeria de HPC com base no modelo numérico, é possível perceber que as tensões verticais (S22) são obviamente maiores na porção central do topo da galeria, enquanto que as tensões horizontais (S11) são maiores na região lateral da galeria. A Figura 5.9 mostra como é essa distribuição das tensões verticais e horizontais para a galeria de HPC para quando o carregamento aplicado no topo da caixa é 50, 100, 200, 300 e 400 kN/m², respectivamente.

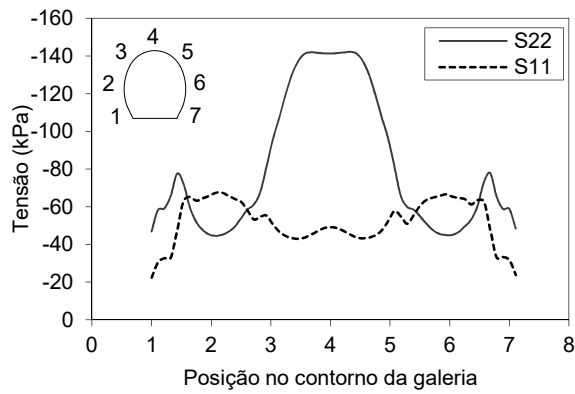
Figura 5.9 Tensões verticais (S22) e horizontais (S11) atuantes na galeria de HPC



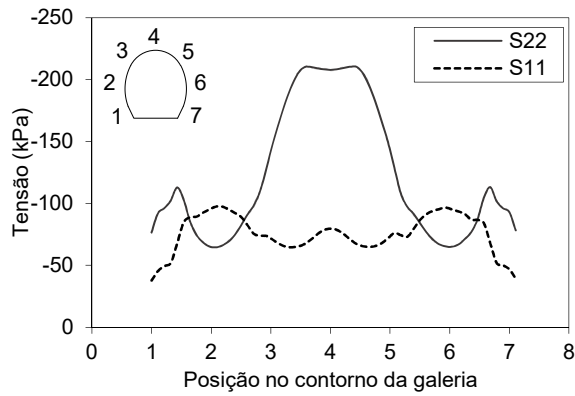
(a) Carregamento no topo da caixa de 50 kN/m²



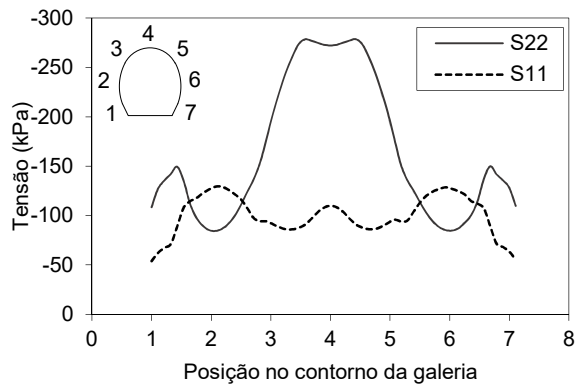
(b) Carregamento no topo da caixa de 100 kN/m²



(c) Carregamento no topo da caixa de 200 kN/m²



(d) Carregamento no topo da caixa de 300 kN/m²



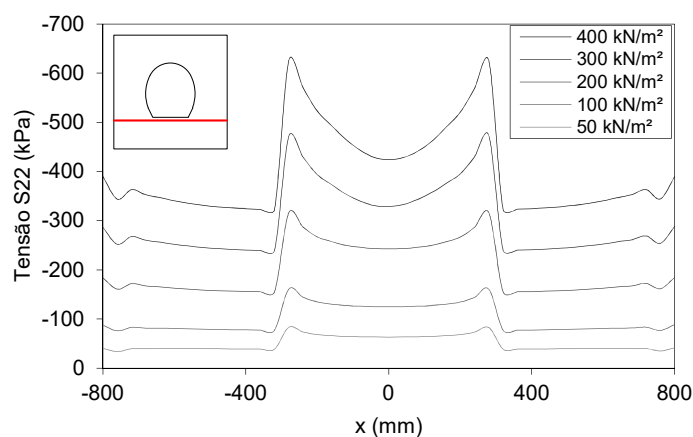
(e) Carregamento no topo da caixa de 400 kN/m²

Fonte: Própria autoria

Com base nos valores de tensão vertical (S_{22}) do modelo numéricos atuantes no contorno da galeria de HPC é possível perceber que o valor máximo atuante no contorno da galeria é sempre inferior ao aplicado no topo do solo. Essa diferença da tensão aumenta gradativamente conforme o confinamento é maior. Por exemplo quando o carregamento aplicado no topo é de 50 kPa (Figura 5.9a), a tensão vertical (S_{22}) no topo da galeria de 40,68 kPa (-18,64%). Para carregamento 100 kPa (Figura 5.9b), a tensão vertical (S_{22}) no topo da galeria é de 74,71 kPa (-25,29%). Para carregamento 200 kPa (Figura 5.9c), a tensão vertical (S_{22}) no topo da galeria é de 141,37 kPa (-29,32%). Para carregamento 300 kPa (Figura 5.9d), a tensão vertical (S_{22}) no topo da galeria é de 207,91 kPa (-30,69%). E quando o carregamento vertical aplicado no topo do solo é 400 kPa, a tensão vertical (S_{22}) no topo da galeria é de 272,25 kPa (-31,94%). O que corrobora o princípio de que estruturas enterradas mais rígidas suportam em maior intensidade o carregamento a elas aplicado, “aliviando” de certa maneira as tensões atuantes no solo.

As análises das tensões que ocorrem na base da galeria de HPC evidenciam esse comportamento, pois conforme mostra a Figura 5.10 é possível perceber que as tensões são fortemente concentradas na base. Considerando, por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 50 kN/m², pode-se observar que a tensão concentrada na base da galeria de HPC (no ponto de maior concentração) atinge valor de 83 kPa e, se for estimado uma média das tensões apenas na região imediatamente abaixo da galeria esse valor é de 69 kPa. Para quando o carregamento aplicado no topo é 400 kN/m², por exemplo, o valor de tensão máxima observada é de 625 kPa, enquanto que a média das tensões na região imediatamente abaixo da galeria é 501 kPa.

Figura 5.10 Tensões verticais na base da galeria de HPC

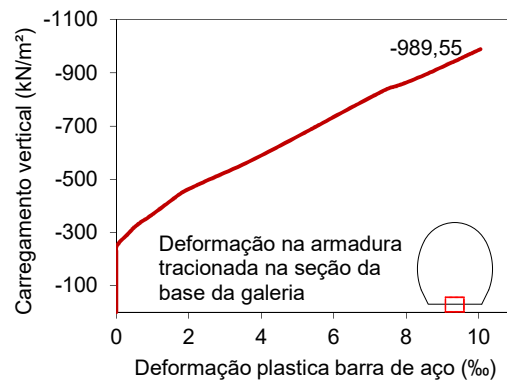


Fonte: Própria autoria

O modelo numérico das galerias enterradas de UHPC também mostram que o processo de plastificação e dano no concreto se inicia pela região da base. O modelo indica que o dano

inicia-se na parte interna da seção no meio da base quando o carregamento vertical aplicado no topo do solo está em 132 kN/m^2 . Com o aumento do carregamento do topo da caixa, as tensões de tração devido à flexão também aumentam na galeria. Quando o carregamento aplicado no topo está em torno de 205 kN/m^2 inicia-se também o processo de dano em tração na seção interna do topo da galeria. Com 265 kN/m^2 de pressão no topo do solo, inicia-se a plastificação das barras das barra de aço na região tracionada da base da galeria. O modelo completo (solo + galeria) passa a ganhar carregamento indefinidamente, porém é estabelecido como critério de ruptura da galeria o instante em que o aço atinge deformação plástica de 10‰ (que ocorre primeiramente da seção da base). Conforme Figura 5.11 o carregamento máximo aplicado no topo do solo antes da ruptura da galeria é de $989,6 \text{ kN/m}^2$.

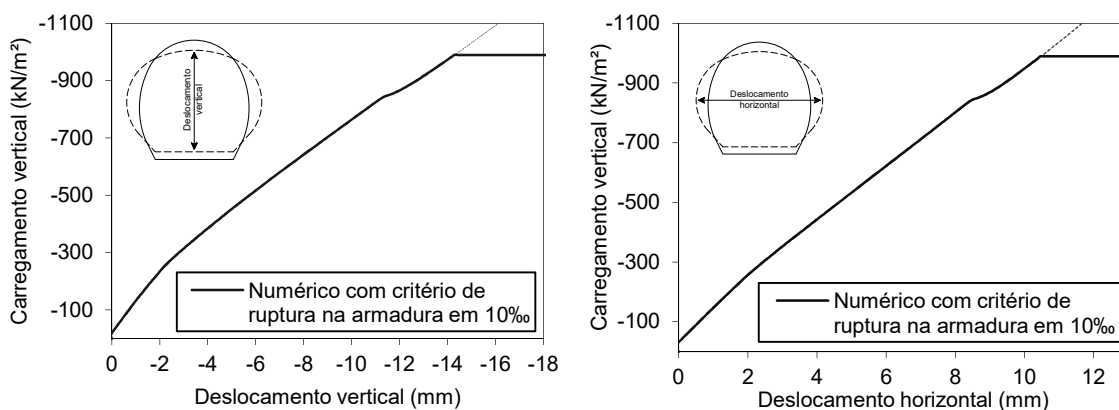
Figura 5.11 Definição do carregamento máximo do modelo numérico da galeria de UHPC de acordo com a deformação máxima das armaduras em 10‰



Fonte: Própria autoria

Os resultados em deslocamentos do modelo numérico para as galerias de UHPC simuladas na condição do ensaio na caixa de areia indicam que o deslocamento vertical máximo relativo no momento da ruptura (aço escoando em 10‰) é de $14,28 \text{ mm}$ e o deslocamento horizontal máximo relativo é de $10,46 \text{ mm}$, conforme pode ser observado respectivamente pela Figura 5.12.

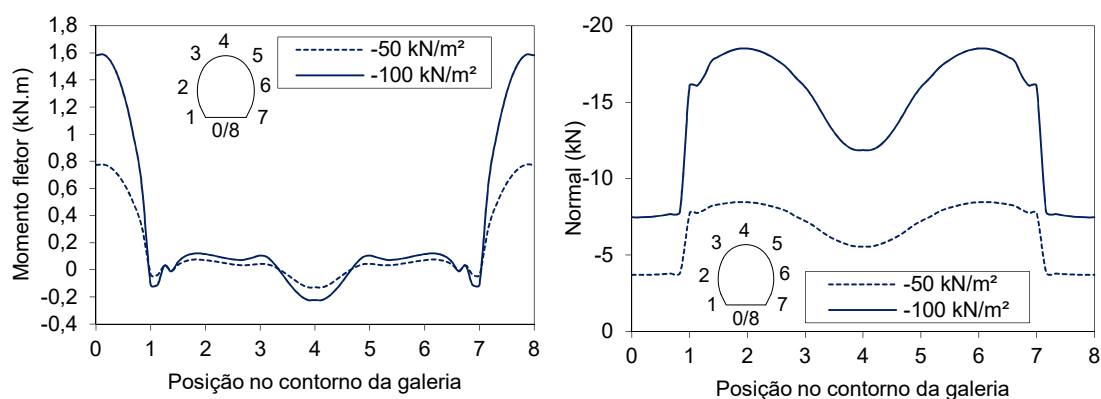
Figura 5.12 Resultado numérico dos deslocamentos verticais e horizontais na galeria de UHPC para o ensaio da caixa de areia



Fonte: Própria autoria

As deformações segundo o modelo numérico da galeria de UHPC também possui todo o sistema solo-galeria com deformações lineares até um nível de aplicação de carregamento de maior que 100 kPa. Mas para avaliar como aconteceu a distribuição dos esforços internos (força normal e momento fletor) nas galerias de UHPC, foi escolhido os mesmos dois níveis de carregamentos da galeria de HPC (50 e 100 kPa), para os quais foi calculado o equilíbrio de forças ponto a ponto (em cada nó) ao longo do perímetro da galeria. A Figura 5.13 mostra como ficou a distribuição dos momentos fletores e força normal ao longo do contorno da seção de UHPC, partindo da seção do meio da base (no ponto 0) no sentido horário até atingir novamente o meio da base (no ponto 8). Para o nível de carregamento do topo do aterro de 100 kPa, o momento fletor na base é de 1,582 kN·m, na lateral e no topo valem 0,115 kN·m e -0,223 kN·m, respectivamente.

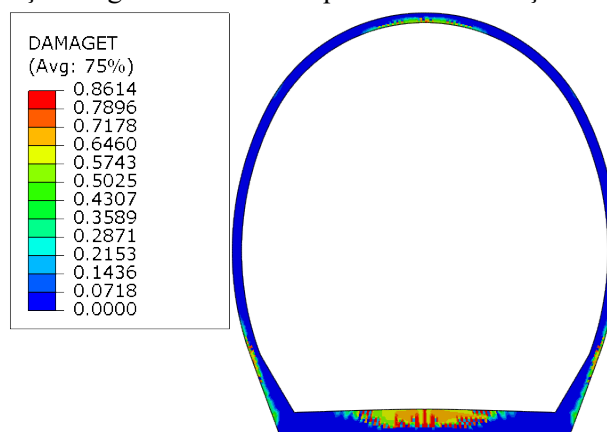
Figura 5.13 Distribuição de momento fletor e força normal, respectivamente, no contorno da galeria de UHPC para carregamentos do topo de 50 e 100 KPa



Fonte: Própria autoria

A Figura 5.14 mostra o dano em tração para o *step* de parada (instante da ruptura com escoamento da armadura em 10%) para a galeria de UHPC na simulação do ensaio na caixa de areia.

Figura 5.14 Dano em tração na galeria de UHPC quando a deformação da armadura está em 10%

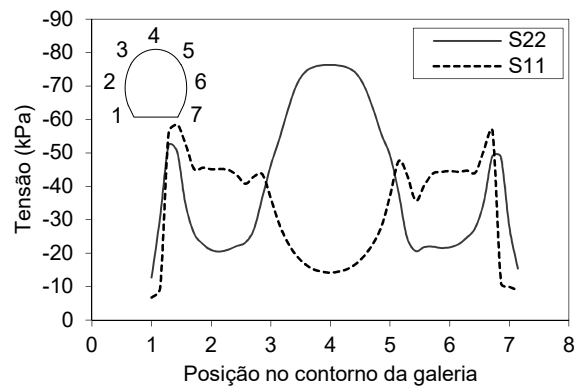


Fonte: Própria autoria

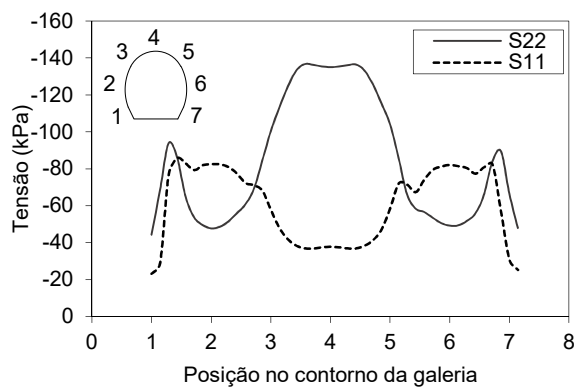
Analogamente à análise feita para as tensões na galeria de HPC, os resultados em tensão no contorno da galeria de UHPC evidenciam que o solo passa ser mais mobilizado, por “concentrar” maiores valores de tensões. Com base nos valores de tensão vertical (S22) do modelo numéricos atuantes no contorno da galeria de UHPC é possível perceber que o valor máximo atuante no contorno da galeria é sempre maior ao aplicado no topo do solo, ao contrário do observado na galeria de HPC.

Essa diferença da tensão diminui gradativamente conforme o confinamento é maior. Por exemplo quando o carregamento aplicado no topo é de 50 kN/m² (Figura 5.15a), a tensão vertical (S22) no solo imediatamente acima do topo da galeria é de 76,30 kPa (+52,52%). Para carregamento 100 kN/m² (Figura 5.9b), a tensão vertical (S22) no topo da galeria é de 135,00 kPa (+35,00%). Para carregamento 200 kN/m² (Figura 5.15c), a tensão vertical (S22) no topo da galeria é de 249,21 kPa (+24,61%). Para carregamento 300 kN/m² (Figura 5.15d), a tensão vertical (S22) no topo da galeria é de 307,43 kPa (+19,14%). E quando o carregamento vertical aplicado no topo do solo é 400 kN/m² (Figura 5.15e), a tensão vertical (S22) no topo da galeria é de 466,02 kPa (+16,50%).

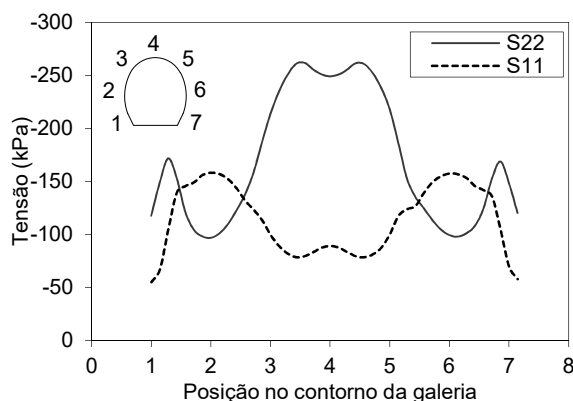
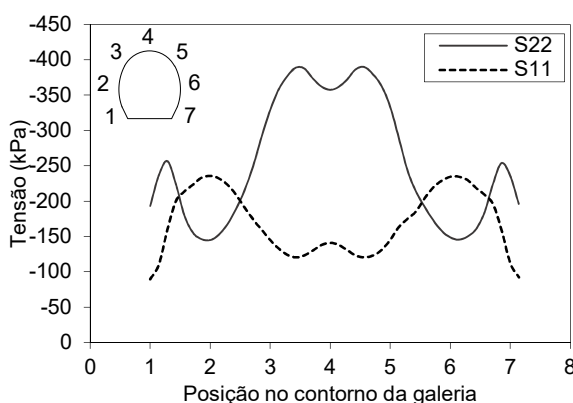
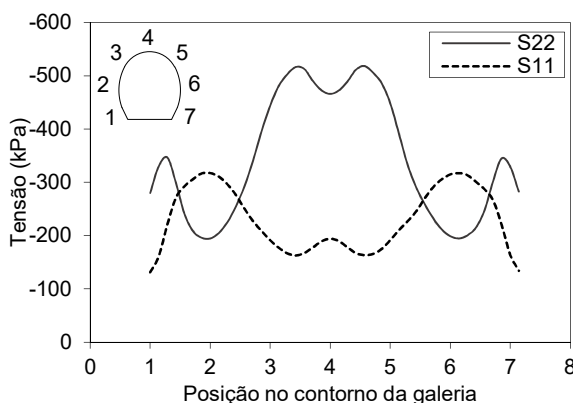
Figura 5.15 Tensões verticais (S22) e horizontais (S11) atuantes na galeria de UHPC



(a) Carregamento no topo da caixa de 50 kN/m²



(b) Carregamento no topo da caixa de 100 kN/m²

(c) Carregamento no topo da caixa de 200 kN/m²(d) Carregamento no topo da caixa de 300 kN/m²(e) Carregamento no topo da caixa de 400 kN/m²

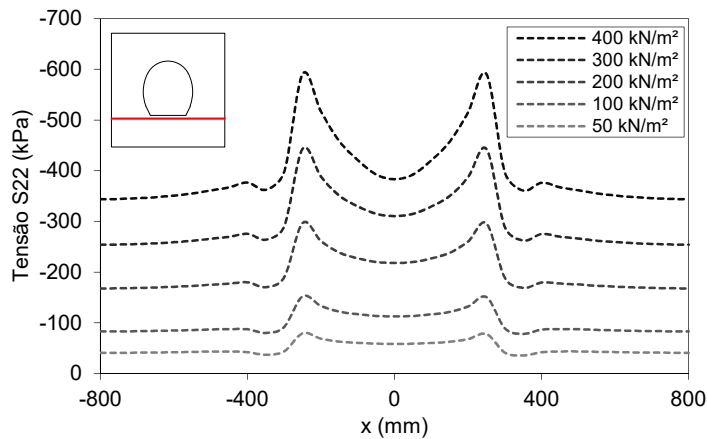
Fonte: Própria autoria

O que fundamenta o fato de que a interação solo-estrutura acontece em maior intensidade quando a estrutura é mais flexível. Ou seja, quando a estrutura enterrada é mais flexível, o solo passa ser responsável em maior intensidade por suportar os carregamento aplicado ao sistema. Sendo assim, as tensão atuantes no solo são maiores.

Nas galerias de UHPC também é possível perceber que as tensões são fortemente concentradas na base. Considerando, por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 50 kN/m², pode-se observar que a tensão concentrada na base da galeria de HPC (no ponto de

maior concentração) atinge valor de 80 kPa e, se for estimado uma média das tensões apenas na região imediatamente abaixo da galeria esse valor é de 62 kPa. Para quando o carregamento aplicado no topo é 400 kN/m², por exemplo, o valor de tensão máxima observada é de 591 kPa, enquanto que a média das tensões na região imediatamente abaixo da galeria é 444 kPa.

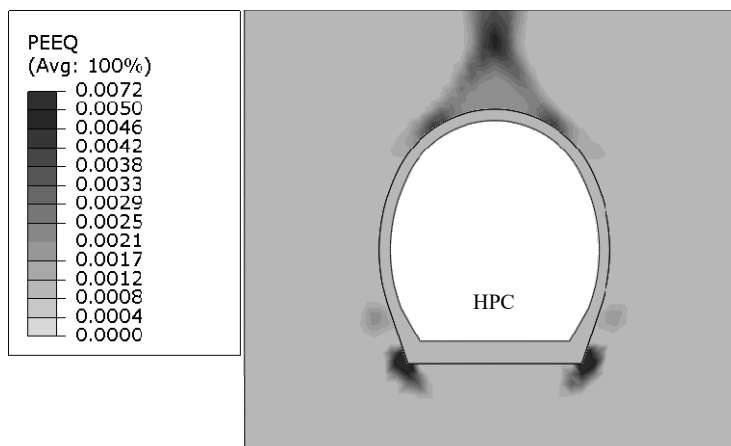
Figura 5.16 Tensões verticais na base da galeria de UHPC



Fonte: Própria autoria

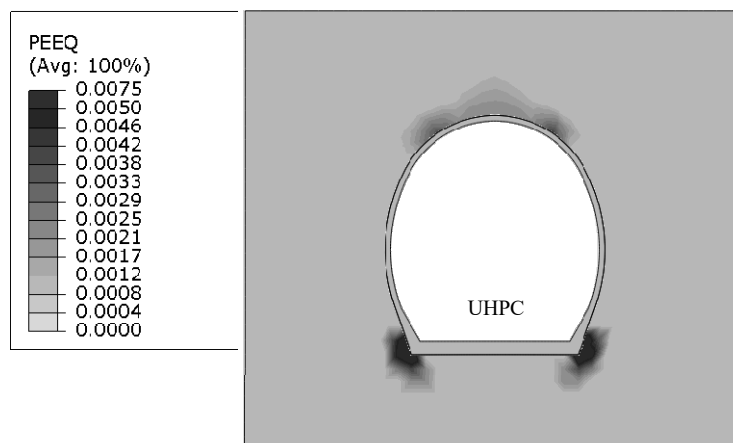
Com base na análises de tensões, tanto no modelo da galeria de HPC como de UHPC, é possível perceber que existe forte concentração de pressões exercidas na região do nó (quina) de ligação entre a base plana e parte em arco da galeria, sendo que, pelo critério de Mohr Coulomb, nessa região é que se observam os primeiros sinais de ruptura por cisalhamento no solo, e isso acontece já nos primeiros níveis de carregamento. A Figura 5.17 e Figura 5.18 representa a deformação inelástica do solo, dado pelo escalar PEEQ, para os modelos da galeria de HPC e UHPC, respectivamente para quando o carregamento aplicado no topo é de 150 kN/m².

Figura 5.17 Deformações inelásticas do solo para a galeria de HPC quando o carregamento no topo é de 150 kN/m²



Fonte: Própria autoria

Figura 5.18 Deformações inelásticas do solo para as galeria de UHPC quando o carregamento no topo é de 150 kN/m^2



Fonte: Própria autoria

As tensões do solo que estão distribuídas imediatamente abaixo da base da galeria de UHPC possuem o mesmo padrão e magnitude das galeria de HPC. Ao contrário da parte acima da galeria, onde existe uma diferença significativa na distribuição de tensões atuantes entre os dois tipos de galerias. Isso pode ser explicado pela deformação do solo, que é afetado justamente pelo comportamento mais flexível da galeria de UHPC e mais rígido da galeria de HPC. Nas Figura 5.17 e Figura 5.18 se perceber que ocorre a formação de uma região triangular (cônica) de ruptura do solo acima das galerias. O cone formado acima das galerias é mais alto para a galeria de HPC e bem mais abatido na galeria de UHPC. O que leva a crer que o plano de igual recalque na galeria de UHPC é bem menor que na galeria de HPC. Na região desse cone, as tensões de cisalhamento a qual o solo é capaz de suportar foram superadas, e isso compromete o rearranjo das tensões normais. O fato da galeria de UHPC deformar-se mais livremente contribui para o solo não sofra com a perda de resistência ao cisalhamento, o que contribui pra que o efeito de arqueamento do solo aconteça no prisma acima da própria galeria.

5.3 SIMULAÇÃO DO ENSAIO NO PÓRTICO

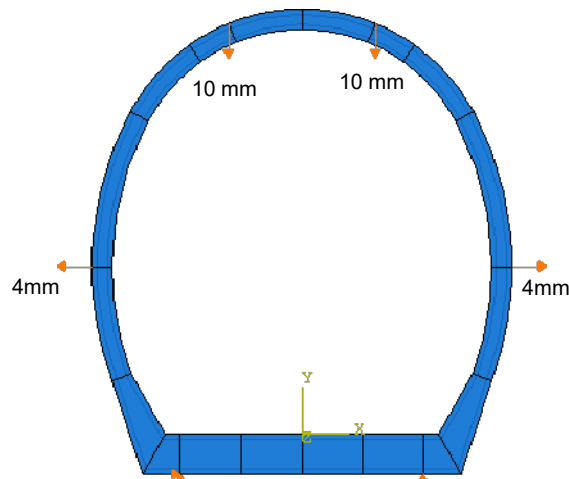
A simulação das galerias na condição referente ao ensaio no pórtico de reação consiste em duas análises principais (sendo uma para a galeria de HPC e outra para a galeria de UHPC) referentes ao ensaio em que a aplicação do carregamento vertical foi distribuída em 2 pontos.

Os parâmetros dos materiais foram os mesmos utilizados nas análises anteriores, o que difere são as condições de contorno (pois os carregamentos são aplicados em pontos específicos e de forma concentrada. Em relação aos apoios, assim como no modelo experimental ensaiado no pórtico de reação, a galeria está apoiada sobre um apoio fixo e um apoio móvel. O carregamento vertical e horizontal foram inseridos nos modelos como deslocamentos aplicados.

5.3.1 Modelo numérico da galeria de HPC no pórtico

A Figura 5.19 ilustra como é a montagem do modelo numérico da galeria em HPC com aplicação de carregamento vertical em dois pontos de carregamento. Nesse modelo o deslocamento vertical aplicado foi de 10 mm e o deslocamento horizontal foi de 4 mm em cada parede lateral do modelo.

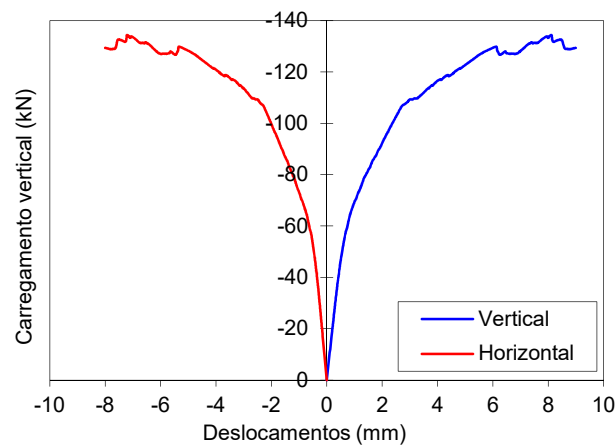
Figura 5.19 Condições de contorno no modelo da galeria HPC



Fonte: Própria autoria

A Figura 5.20 mostra os deslocamentos vertical e horizontal da galeria de HPC em função do carregamento vertical. Como o deslocamento é imposto, existe uma certa simetria nos valores desses deslocamentos. A carga vertical máxima obtida via modelo numérico foi de 134,40 kN, nesse passo de carregamento o deslocamento vertical é de 8,11 mm e deslocamento horizontal total é 7,21 mm.

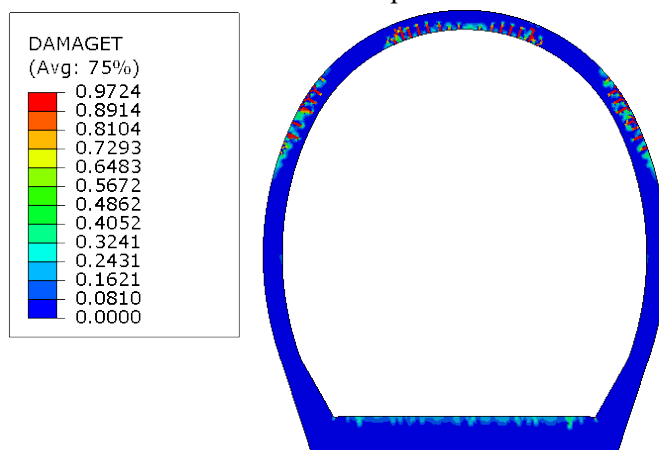
Figura 5.20 Resultado dos deslocamentos do modelo numérico da galeria de HPC com carregamento vertical em 2 pontos



Fonte: Própria autoria

Quando a ruptura acontece, o concreto encontra-se totalmente fissurado na região interna do topo da galeria e nas proximidades da região de transição entre os dois segmentos de arcos. Pela condição em que os apoios foram posicionados não ocorrem esforços significativos na base. A Figura 5.21 mostra a condição de dano em tração no *step* de carregamento máximo.

Figura 5.21 Dano em tração para a galeria de HPC no modelo com carregamento vertical em dois pontos

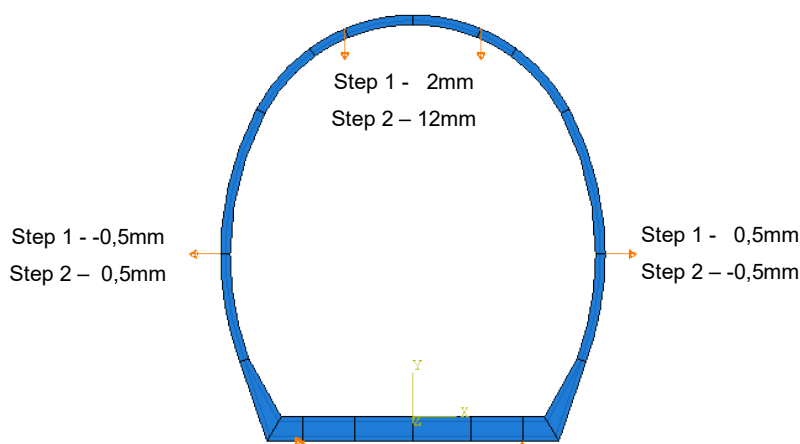


Fonte: Própria autoria

5.3.2 Modelo numérico da galeria de UHPC

A Figura 5.22 ilustra como é a montagem do modelo numérico da galeria em UHPC com aplicação de carregamento vertical distribuído em dois pontos e o carregamento horizontal em um ponto. Nesse modelo os deslocamentos (vertical e horizontal) foram aplicados em dois *steps*. Esse procedimento foi adotado para tentar captar melhor o comportamento observado durante o ensaio experimental.

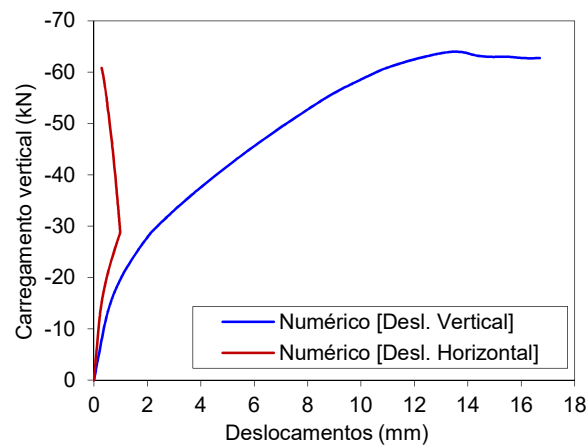
Figura 5.22 Condições de contorno e imposição de deslocamento no modelo da galeria UHPC



Fonte: Própria autoria

A Figura 5.23 mostra como se deu a relação entre os deslocamentos verticais e horizontais na galeria de UHPC. A carga vertical máxima obtida via modelo numérico foi de 63,98 kN, enquanto que carregamento horizontal no mesmo passo de carregamento foi de 38,92 kN. A relação do carregamento total horizontal (F_H) com o carregamento total vertical (F_V), variou na ordem 60 e 65% ($0,6F_V < F_H < 0,65F_V$). Os deslocamentos verticais e horizontais no momento do carregamento máximo foram de 13,48 mm e 0,50 mm, respectivamente.

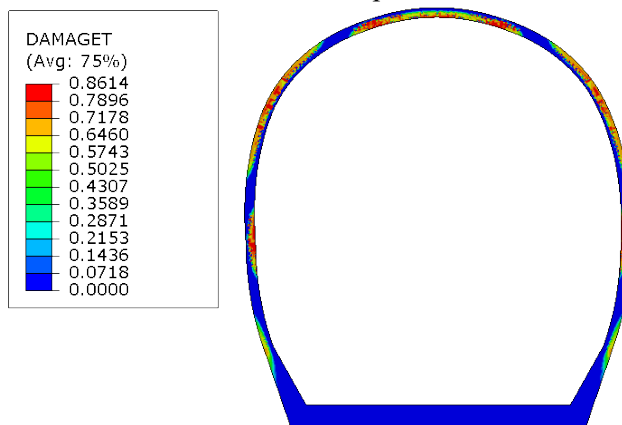
Figura 5.23 Resultado numérico para o modelo da galeria de UHPC com carregamento vertical em 2 pontos



Fonte: Própria autoria

No modelo da galeria de UHPC, a ruptura acontece, o concreto encontra-se totalmente fissurado na região interna do topo da galeria e região e nas proximidades da região de transição entre os dois segmentos de arcos. Pela condição em que os apoios foram posicionados não ocorrem esforços significativos na base. A Figura 5.24 mostra a condição de dano em tração na galeria de UHPC no *step* de carregamento máximo.

Figura 5.24 Dano em tração para a galeria de UHPC no modelo com carregamento vertical em dois pontos



Fonte: Própria autoria

6 ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta seção estão apresentados os principais resultados comparativos entre as galerias de concreto de alto desempenho (HPC – 87 MPa) e concreto de altíssimo desempenho (UHPC – 150 MPa) de espessura reduzida. Estão exemplificados os principais resultados obtidos pelos ensaios experimental na caixa de areia de grandes dimensões e no ensaio do pórtico de reação, bem como os modelos numéricos obtidos via análises de elementos finitos para essas situações.

6.1 MATERIAIS

Os ensaios de caracterização dos materiais, tanto do HPC como do UHPC, apresentaram propriedades em conformidade com outros estudos e/ou referências técnicas, tais como ABNT NBR 6118 (2014) e Fib Model Code (2010).

O concreto de alto desempenho (HPC) utilizado na moldagens de um dos conjuntos de galerias apresentou valores de resistência média à compressão (f_{cm}), resistência média a tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$) e módulo de elasticidade médio (E_c) de 96 MPa, 6,30 MPa e 48,5 GPa, respectivamente. A Tabela 6.1 indica os valores obtidos experimentalmente para o concreto utilizado na moldagens da pesquisa, em comparação com valores teóricos estabelecidos por equações para concretos do grupo de resistência II (C55 a C90) da ABNT NBR 6118 (2014) e para o grupo de resistência II (C55 a C120) do Fib Model Code (2010).

Tabela 6.1 Valores característicos de referência para o HPC

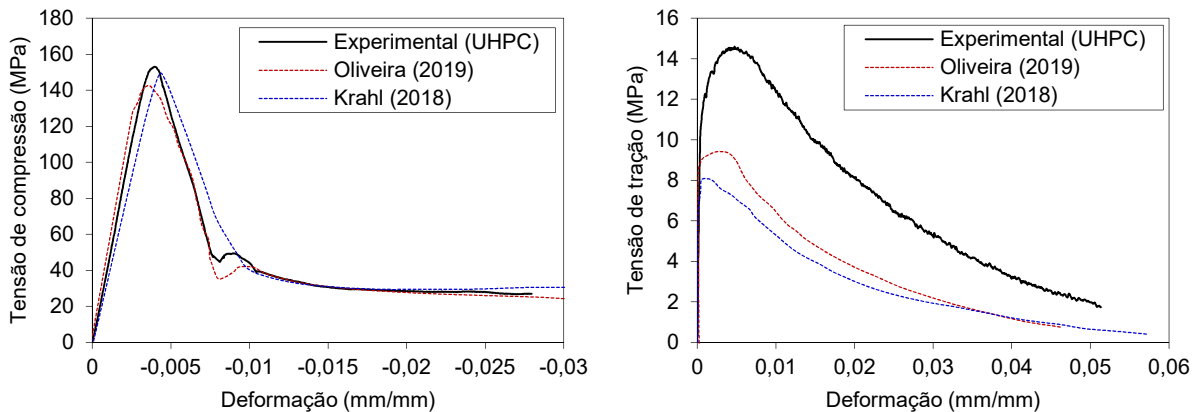
Referência	f_{cm} (MPa)	f_{ck} (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
Experimental (HPC – C87)	96,13	87	6,30	5,67	48,5
ABNT NBR 6118 (2014)	-	87	-	5,01	46,3
FIB MODEL CODE (2010)		88	-	5,01	45,7

Sendo: os valores experimentais obtidos com mais de 500 dias após a concretagem; e, os valores teóricos obtidos com base nas equações da ABNT NBR 6118 (2014) e FIB Model Code que consideram a idade de 28 dias.

Fonte: Própria autoria

Em relação ao concreto de altíssimo desempenho (UHPC), utilizado na concretagem do segundo conjunto de galerias, os valores de resistência média à compressão (f_{cm}), resistência média a tração direta (f_{ct}) e módulo de elasticidade médio (E_c) foram de 153 MPa, 14,3 MPa e 44 GPa, respectivamente. A Figura 6.1 mostra as curvas tensão x deformação para compressão e tração, respectivamente, e os resultados obtidos por outros autores para o mesmo traço de UHPC com adição de 2% de fibras em volume.

Figura 6.1 Curvas tensão x deformação para compressão e tração do UHPC



Fonte: Própria autoria

Os resultados do ensaio experimental de corpos de prova de UHPC em compressão uniaxial foram muitos próximos aos obtidos por Oliveira (2019) e Krahl (2018), o que era esperado, tendo em vista que se trata do mesmo traço de concreto. Entretanto, no comportamento a tração uniaxial, observa-se que o UHPC utilizado para as galerias apresentou significativo incremento. Enquanto, o UHPC de Oliveira (2018) apresentou resistência média a tração uniaxial de 9,7 MPa, o UHPC da presente pesquisa apresentou resistência de 14,26 MPa. Parte dessa diferença pode ser explicada pela alta idade em que o concreto foi ensaiado (+ 500 dias), como também, pela alteração no tipo da fibra que foi utilizada, sendo que a fibra utilizada para moldar as galerias e os corpos de prova é de outro fabricante.

É interessante observar que apesar do UHPC apesar de possuir resistência a compressão maior ($f_c = 153$ MPa) que o HPC ($f_{cm} = 96$ MPa), seu módulo de elasticidade (observado experimentalmente) é inferior ao do HPC. Entretanto, considerando a aplicação a qual se destina o UHPC nas galerias de pequenas espessuras é viável que a rigidez seja menor. Pois conforme já foi apresentado, é interessante tornar as paredes da galeria mais flexíveis. A Tabela 6.2 indica os valores de resistência média a compressão do HPC e UHPC, bem como os respectivos valores de módulos de elasticidade encontrados experimentalmente e aplicação a qual se destina cada tipo de concreto. Com isso, pode-se estimar que a rigidez a flexão (EI) da parede da galeria moldada com UHPC será quase 9 vezes inferior à rigidez a flexão da galeria moldada com HPC.

Tabela 6.2 Comparação de rigidez e rigidez a flexão na aplicação do HPC e UHPC

Tipo de concreto	f_c (MPa)	E_c (GPa)	Aplicação	EI (kN·m ²)
HPC	96	48,5	Galeria com espessura de parede de 40 mm	122
UHPC	153	44,2	Galeria com espessura de parede de 20 mm	14

Fonte: Própria autoria

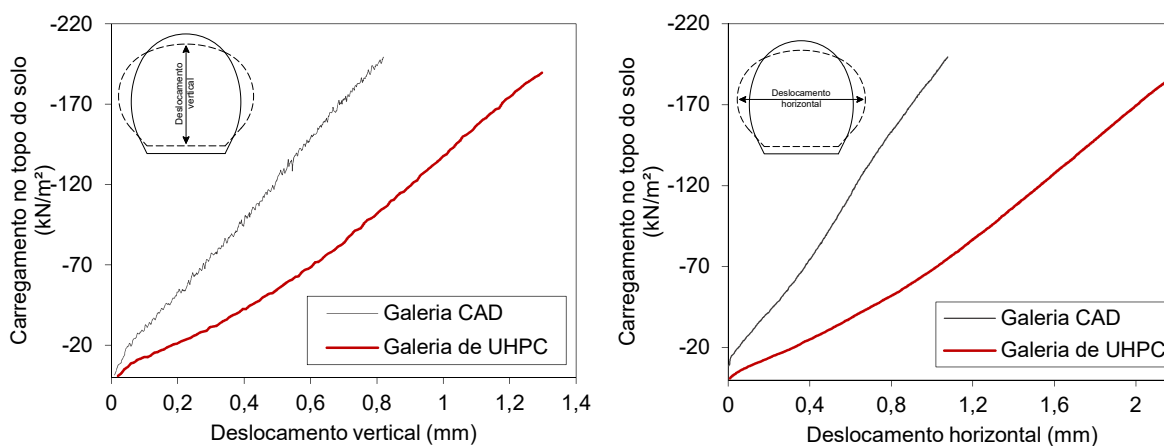
6.2 ENSAIO NA CAIXA DE AREIA

Os resultados obtidos para as galerias ensaiadas na caixa de areia representam com maior verossimilhança a situação real de instalação destes elementos. Por isso, são a principal referência para a comparação entre os modelos de HPC e UHPC.

Os resultados indicam que as tensões e deformações presentes nas galerias (tratando apenas da parte de concreto) durante o ensaio permaneceram quase que integralmente no regime linear. Com o nível de carregamento aplicado com a bolsa de ar no topo da caixa de areia limitada em 200 kPa (equivalente à aproximadamente 11 metros de aterro de solo – $\gamma_{\text{solo}} = 17,2$ kN/m³) percebeu-se que algumas seções das galerias tiveram algum indício de deformação plástica, entretanto estas ainda foram muito pequenas, não comprometendo de maneira tão significativa a repetição de outros ciclos de carregamentos realizados.

A Figura 6.2 mostra a comparação da média dos deslocamentos verticais e horizontais das galerias de HPC e UHPC obtidos do ensaio experimental na caixa de areia. A galeria de UHPC, por ser mais flexível, ou seja, por possuir uma rigidez a flexão (EI) menor, apresenta deslocamento maiores, tanto verticais como horizontais. Entretanto, isso não representa que a estrutura de UHPC é menos resistente. Isso fica evidente ao avaliar os resultados do modelo numérico das galerias enterradas na caixa de areia. Pois, conforme o critério de ruptura estabelecido no modelo numérico, a galeria de HPC é capaz de suportar a um carregamento aplicado no topo da caixa de até 469 kN/m² (equivalente à aproximadamente 27 metros de aterro de solo – $\gamma_{\text{solo}} = 17,2$ kN/m²) que é quando a armadura tracionada na parte interna da base atinge o limite de escoamento de 10%. E a galeria de UHPC, por sua vez, é capaz de suportar a um carregamento aplicado no topo da caixa de até 989 kN/m² antes da sua ruptura, com a deformação da armadura da região tracionada da base em 10%.

Figura 6.2 Deslocamentos verticais e horizontais das galerias de HPC e UHPC no ensaio da caixa de areia



Fonte: Própria autoria

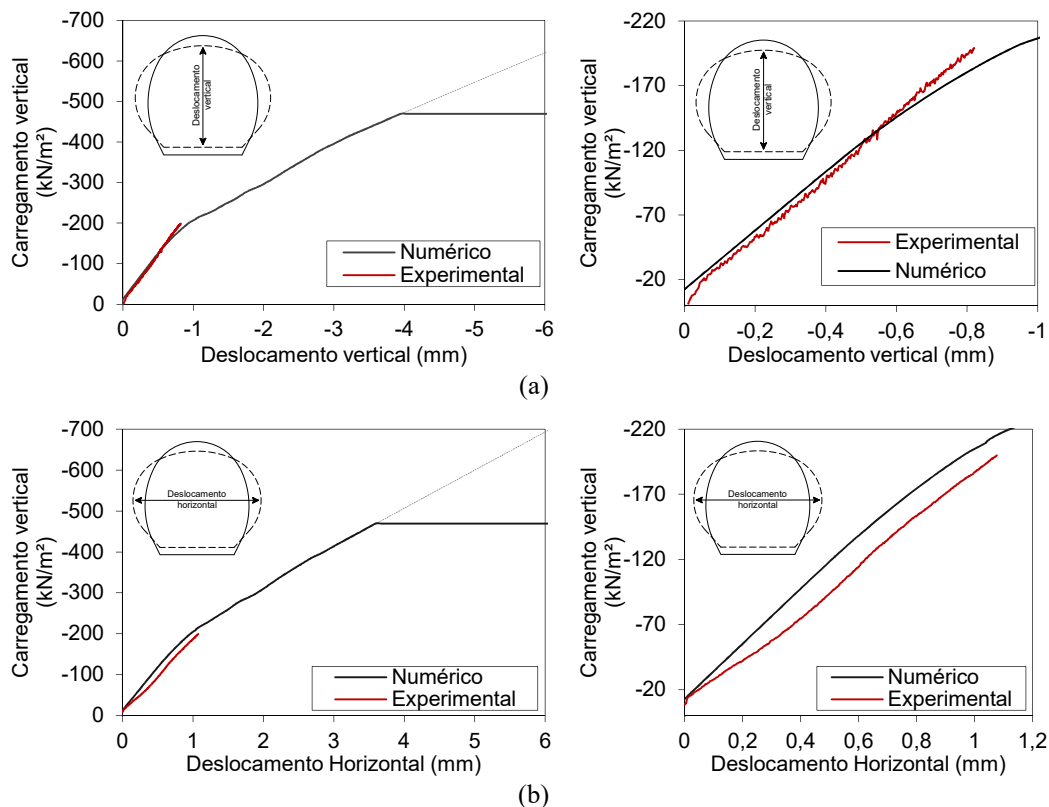
As Figura 6.3 e Figura 6.4 mostram a comparação entre os modelos numéricos e experimentais em relação os deslocamentos verticais e horizontais das galeria de HPC e UHPC, respectivamente. Pode-se perceber que, até onde existe a leitura experimental (trecho aproximadamente linear), os resultados estão relativamente bem representados.

Para a galeria de HPC é possível observar que o modelo numérico teve seu comportamento, em termos de deslocamentos, muito próximos ao observado experimentalmente. Para o carregamento máximo aplicado no topo do solo no ensaio experimental de 200 kN/m², o deslocamentos médio experimental foi de 0,82 mm, e para o mesmo nível de carregamento, no modelo numérico, o deslocamento vertical da galeria foi de 0,89 mm. Mesmo com os deslocamentos sendo tão pequenos (< 1mm) a diferença entre os valores numéricos e experimental foi de 7%, o que indica que os parâmetros de caracterização adotados no modelo numérico, tanto para solo ($E_s = 24$ GPa) como para o concreto ($f_{cm} = 96$ MPa e $E_c = 48,5$ GPa) representam em alguma ordem o observado experimentalmente. Em relação aos deslocamentos horizontais da galeria de HPC pode-se observar um distanciamento entre as curvas experimentais e numéricas. Entretanto, tomando por base o carregamento máximo aplicado no ensaio experimental, pode-se perceber que a diferença entre os deslocamentos horizontais numéricos ($\delta_{h,exp} = 1,08$ mm) e experimental ($\delta_{h,num} = 0,98$ mm) não passam de 10%.

Analogamente, analisando os deslocamentos verticais e horizontais na galeria de UHPC, é possível perceber que os deslocamentos verticais também tiveram boa correlação, sendo o deslocamento vertical experimental igual a 1,30 mm quando o carregamento do topo é de 200 kN/m², enquanto que o observado experimentalmente para o mesmo nível de carregamento foi de 1,42 mm, ou seja, uma diferença de 7%. Em relação aos deslocamentos horizontais da galeria de UHPC, é facilmente perceptível através da análise gráfica que o comportamento não ficou bem representado. Sendo que a diferença observado entre os valores numéricos e experimental chega a quase 30%. Por exemplo, quando o carregamento vertical experimental é máximo (200 kN/m²), o deslocamento é $\delta_{h,exp} = 2,14$ mm, e para o mesmo nível de carregamento o deslocamento horizontal no modelo numérico vale $\delta_{h,num} = 1,53$ mm.

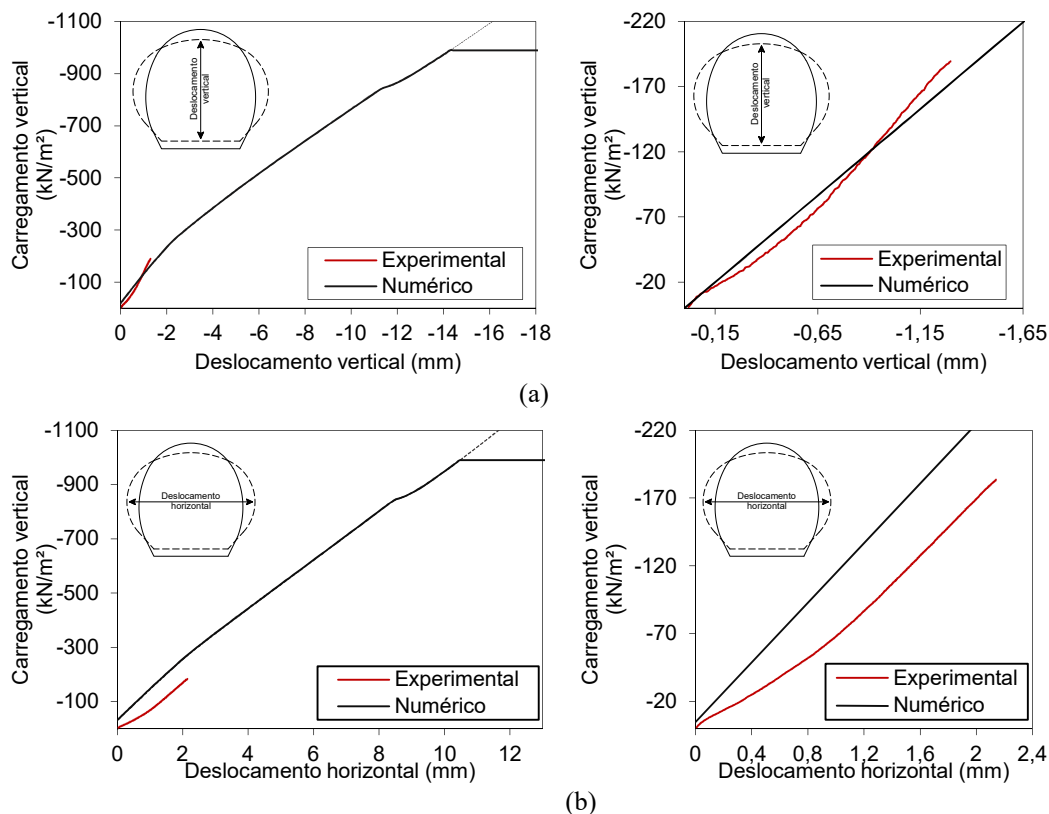
Deve-se salientar que no modelo existem muitas variáveis que podem influir na precisão dos resultados, como a questão das interfaces. Não se pode descartar alguma influência das condições de contorno, como por exemplo, a restrição vertical no ensaio experimental junto às paredes da caixa que possuem atrito (não são totalmente livres para o deslocamento/deslizamento do solo junto à parede da caixa) e no modelo numérico a condição de contorno foi considerada livre verticalmente nas paredes.

Figura 6.3 Comparação dos resultados numérico e experimental do ensaio da caixa de areia para os (a) deslocamentos verticais e (b) deslocamentos horizontais na galeria de HPC



Fonte: Própria autoria

Figura 6.4 Comparação dos resultados numérico e experimental do ensaio da caixa de areia para os (a) deslocamentos verticais e (b) deslocamentos horizontais na galeria de UHPC



Fonte: Própria autoria

Ainda sobre os resultados do ensaio experimental na caixa de areia, a principal intenção é comparar os esforços internos atuantes nas seções críticas da galeria de HPC com a galeria de UHPC, considerando as condições do solo circundante (confinamento do solo) e carregamento aplicado o mais semelhante possível nas duas situações.

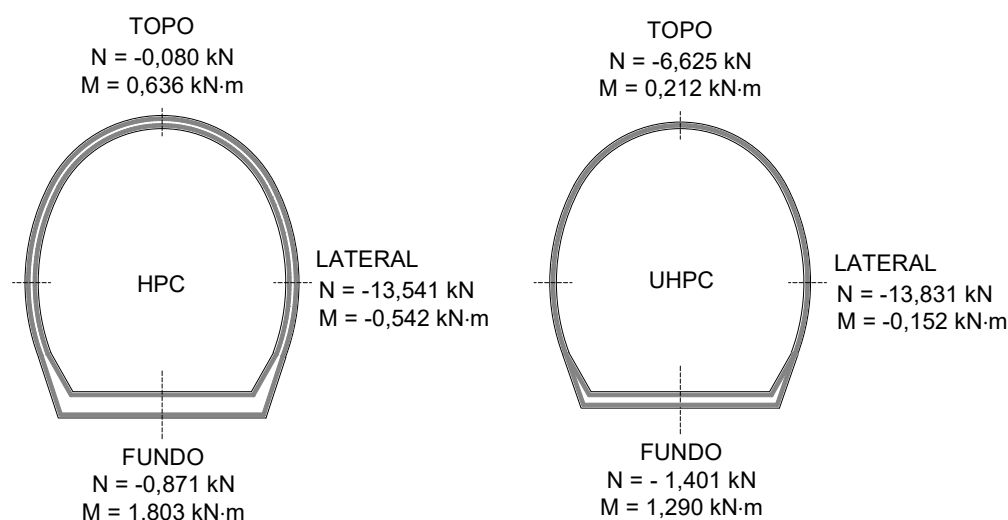
Sendo essa condição alcançada em laboratório, o ensaio experimental na caixa de areia comprova a teoria de que com a interação solo estrutura, os esforços solicitantes na galeria de espessura reduzida são menores. Ou seja, analisando os esforços atuantes nas seções críticas das galerias pelas equações de equilíbrio de força, foi possível perceber que os momentos fletores da galeria de UHPC foram sempre menores do que nas respectivas seções críticas da galeria de HPC. Para exemplificar essa redução de esforços, a Figura 6.5 mostra os valores de esforço normal e momento fletor para as seções instrumentadas no ensaio experimental nas galerias de HPC e UHPC, no momento em que ambas estão sujeitas a um carregamento aplicado no topo da caixa de 100 kN/m^2 .

Enquanto a seção no topo da galeria de HPC apresentou um momento de $0,361 \text{ kN}\cdot\text{m}$, para o mesmo carregamento (100 kN/m^2 no topo da caixa), a galeria de UHPC apresentou valor de momento fletor de $0,212 \text{ kN}\cdot\text{m}$, redução de 41 % no esforço momento fletor. O mesmo é observado para outras seções. Nas laterais das galerias, a média do momento fletor das paredes laterais da galeria de HPC (quando o carregamento no topo da caixa é de 100 kN/m^2) foi de $0,542 \text{ kN}\cdot\text{m}$, enquanto que nas paredes laterais da galeria de UHPC a média dos momentos fletores foi de $0,152 \text{ kN}\cdot\text{m}$, para o mesmo nível de carregamento, ou seja redução de 70% no valor do esforço. O ensaio experimental também comprovou que o momento fletor atuante na base da seção é o maior valor atuante em toda a estrutura. Entretanto, mesmo a base tendo momentos fletores relativamente maiores em ambas as galerias, ao se comparar a galeria de UHPC com HPC, observa-se que a primeira possui ainda momento fletor 28% menor que a segunda. Teoricamente, quanto mais o confinamento aumenta, mais cresce a eficiência da galeria definida por seção com espessura reduzida. Conforme pode-se observar pelos gráficos das Figura 4.30, Figura 4.31 e Figura 4.32, na seção 4.2.4.

A comparação dos esforços solicitantes dos modelos numérico também evidenciou que a galeria de UHPC possui valores de momento fletor menores do que a galeria de HPC, para as mesmas condições de aplicação de carregamento. A Figura 6.6 mostra a variação desses momentos no contorno da galeria de UHPC e HPC. Na Figura 6.6 também estão dispostos os valores de momentos fletores das seções instrumentadas experimentalmente. Pode-se perceber a análise dos momentos fletores experimental e numérica estão bem próximas. A curva numérica é aproximadamente coincidentes com os pontos experimentais da lateral (2) e topo

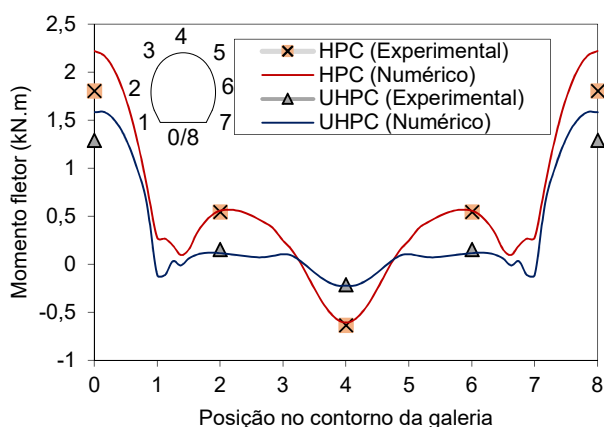
(4), porém o valor de momento máximo na base pelo resultado numérico está acima do valor de momento encontrado experimentalmente. A mesma semelhança não pode ser observado para os valores de força normal que divergiram numérica e experimentalmente, porém essa condição pode ser explicada considerando que a força normal é baixa e isso pode gerar algum um erro de aproximação (experimentalmente).

Figura 6.5 Solicitações normais nas galerias de HPC e UHPC no ensaio experimental da caixa de areia quando o carregamento no topo da caixa está em 100 kN/m^2



Fonte: Própria autoria

Figura 6.6 Comparação do momento fletor no contorno da seção para a galeria de UHPC e HPC no ensaio da caixa de areia quando o carregamento aplicado no topo é de 100 kN/m^2

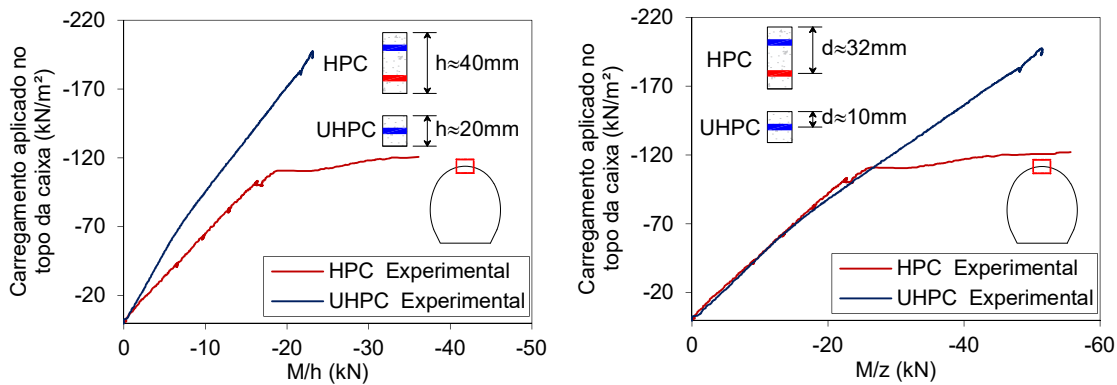


Fonte: Própria autoria

Por outro lado, somente a avaliação do momento fletor atuante na seção pode não indicar benefícios ou economia direta, por isso uma outra maneira a qual se pode presumir sobre a alteração do comportamento das galerias de UHPC e HPC é avaliando o braço de alavanca atuante na seção, pois isso fornece indicativos de quanto de armadura será necessária no dimensionamento. Nos

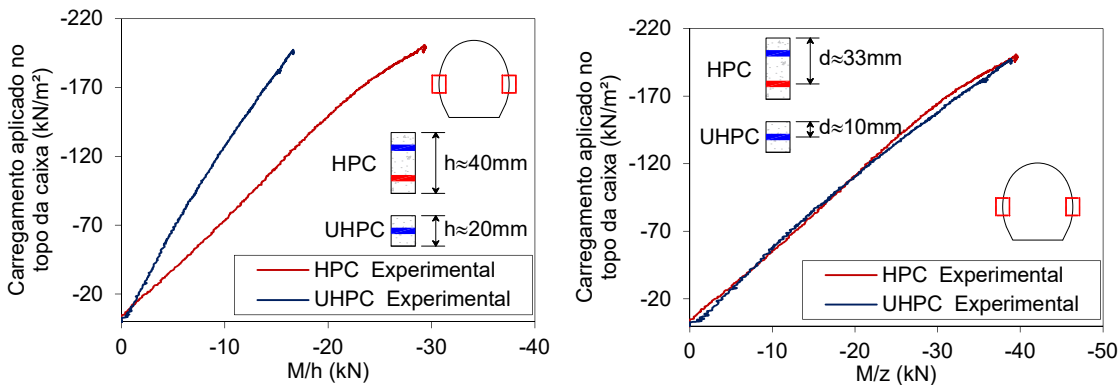
resultados experimentais, conforme Figura 6.7, Figura 6.8 e Figura 6.9 foi feito inicialmente uma avaliação da relação M/h (considerando que as deformações estão no regime linear na seção) e nessas condições o dimensionamento de UHPC ainda retornaria armaduras mais econômicas. Em uma análise não linear (com o concreto em tração fissurado - estágio III) pode-se considerar a relação M/z , sendo $z = 0,9d$, mas essa situação não é realista para o nível de tensão avaliado no ensaio da caixa.

Figura 6.7 Comparação de M/h e M/z para a seção de topo da galeria de HPC e UHPC



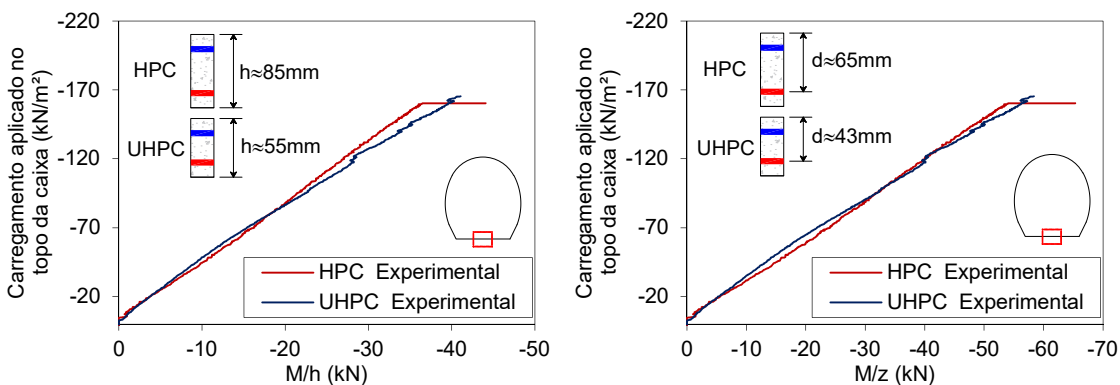
Fonte: Própria autoria

Figura 6.8 Comparação de M/h e M/z para a seção lateral da galeria de HPC e UHPC



Fonte: Própria autoria

Figura 6.9 Comparação de M/h e M/z para a seção da base da galeria de HPC e UHPC



Fonte: Própria autoria

Com base ainda nos resultados do modelo numérico, admitindo que os parâmetros de calibração usados para o solo (o mesmo em ambos os modelos) e para os concretos de alto e altíssimo desempenho são satisfatórios, fez uma comparação do comportamento das tensões no solo no contorno da galeria. A Figura 6.10 mostra a variação das tensões verticais (S22) e horizontais (S11) atuantes no solo na região do contorno da galeria e compara os valores de tensão entre as galerias de HPC e UHPC para 5 níveis de carregamento aplicado no topo do solo (50, 100, 200, 300 e 400 kN/m³).

As tensões verticais e horizontais apresentam o mesmo padrão de distribuição para ambas as galerias, entretanto os valores de tensão ao qual está atuando no solo é sempre maior na galeria de UHPC. Isso evidencia o fato de que em estruturas de maior flexibilidade (rigidez a flexão menores) o solo participa mais ativamente dos mecanismos resistentes capazes de suportar a carga aplicada ao conjunto (solo + galeria).

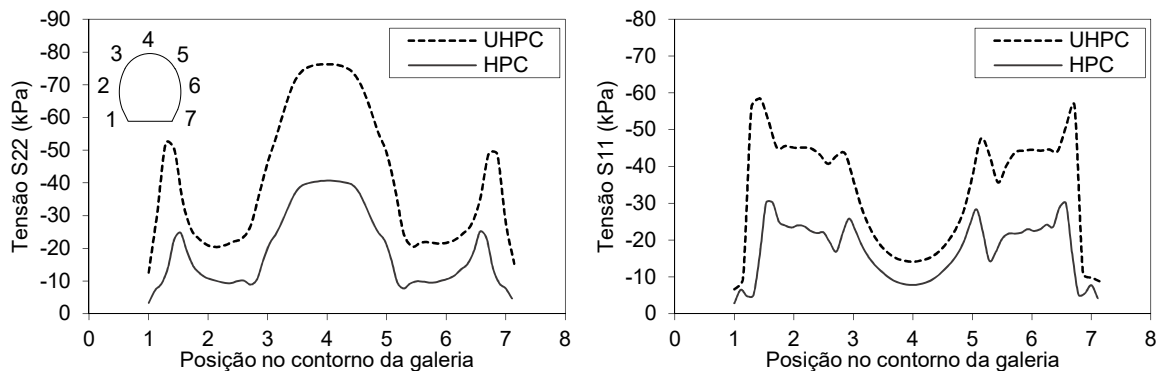
É interessante observar que, numericamente, a tensão vertical máxima atuante no topo da galeria de HPC é sempre menor do que a própria tensão de carregamento aplicado no topo da camada de solo (por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 200 kN/m², a tensão vertical máxima no solo imediatamente acima do topo da galeria de HPC é de 141,4 kPa, ou seja 29% inferior ao carregamento aplicado na superfície do solo). Já no caso da galeria de UHPC, ocorre inverso, a tensão vertical máxima imediatamente acima do topo da galeria é maior do que o carregamento aplicado na superfície do solo (por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 200 kN/m², a tensão vertical máxima no solo imediatamente acima do topo da galeria de HPC é de 249,2 kPa, ou seja 24% superior ao carregamento aplicado na superfície do solo).

Sendo assim, a análise direta entre as tensões atuantes no contorno das galerias de HPC e UHPC evidenciam a diferença de amplitude na distribuição de tensões (tanto verticais como horizontais) que acontecem na região do contorno das mesmas. Para exemplificar esse comportamento, pode-se tomar por exemplo, novamente, a tensão vertical máxima atuante imediatamente acima do topo das galerias. Observa-se que quando o carregamento aplicado acima do solo é de 50 kN/m², o valor da tensão vertical no topo da galeria de HPC vale -40,68 kPa, enquanto que para a mesma situação, a tensão vertical no topo da galeria de UHPC vale -76,26 kPa, ou seja, a tensão vertical que está atuando no solo no topo da galeria de HPC é 46,7 % menor do que na galeria de UHPC, conforme pode ser observado na Figura 6.10a. O mesmo comportamento é observado para demais níveis de carregamento e um resumo para algumas situações em relação ao comportamento das tensões verticais máximas (ponto 4 do contorno da galeria) podem ser observadas na Tabela 6.3.

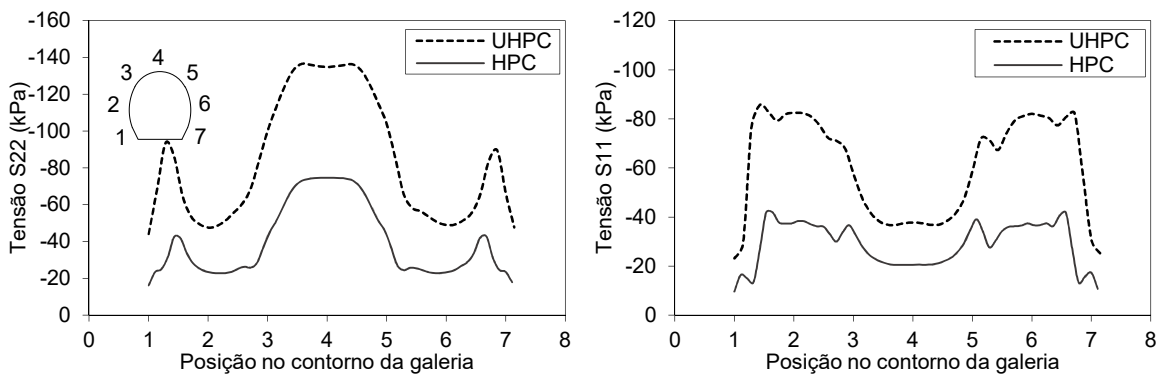
De maneira análoga, também pode-se observar as tensões horizontais (S11) são mais mobilizadas no entorno da galeria de UHPC. A tensão máxima horizontal não é muito bem organizada para níveis de carregamentos menores, porém observa-se que quando a pressão aplicada no topo do solo é maior (a partir de uns 200 kN/m²), o confinamento aumenta, e é evidente que a tensão máxima horizontal (S11) acontece na parede lateral da galeria (nas proximidades do ponto 2/6).

A Tabela 6.4 resume alguns valores de tensão horizontal (S11) atuantes na lateral das galerias de HPC e UHPC (ponto 2/6, na convenção arbitrada), quando o carregamento aplicado no topo do solo é de 50, 100, 200, 300 e 400 kN/m². É possível perceber que a diferença entre as tensões horizontais atuantes na galeria de HPC e UHPC aumenta conforme também aumenta o nível de confinamento. Sendo que, o valor das tensões horizontais atuantes na lateral da galeria de HPC ($\sigma_{S11,HPC}$) são da ordem de -46 a -58 % do valor das tensões horizontais atuantes na lateral da galeria de UHPC ($\sigma_{S11,UHPC}$).

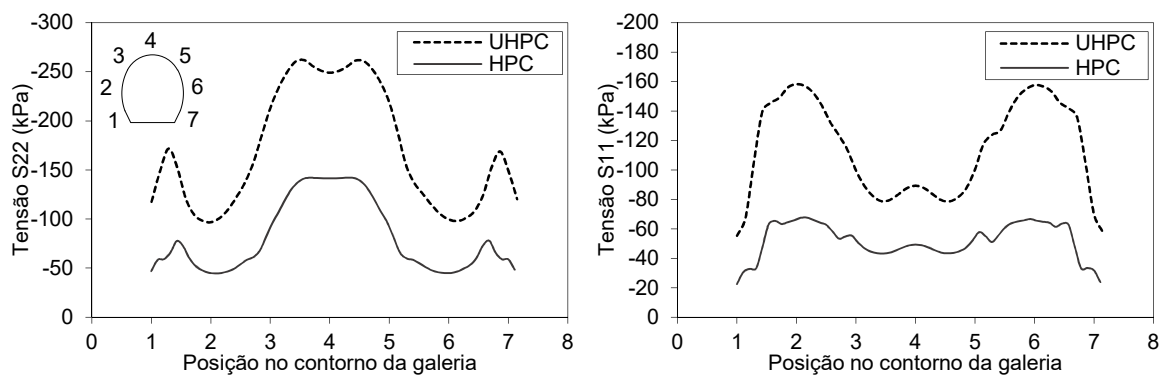
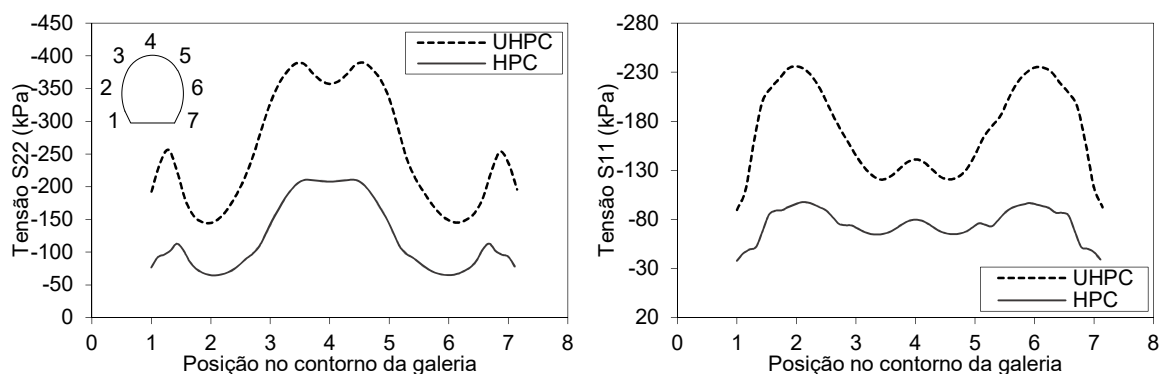
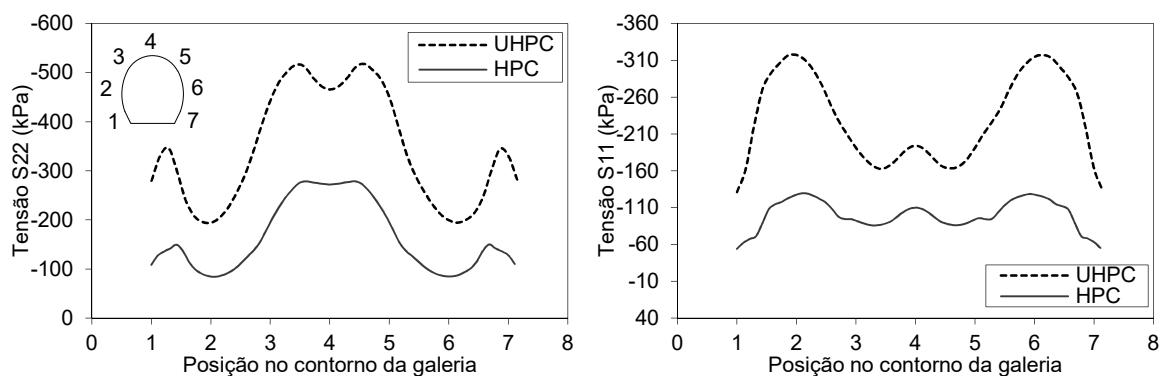
Figura 6.10 Valores numéricos das tensões verticais (S22) e horizontais (S11) atuantes na galeria de HPC e UHPC para as pressões de 50, 100, 200, 300 e 400 kN/m² no topo da caixa



(a) Carregamento no topo da caixa de 50 kN/m²



(b) Carregamento no topo da caixa de 100 kN/m²

(c) Carregamento no topo da caixa de 200 kN/m²(d) Carregamento no topo da caixa de 300 kN/m²(e) Carregamento no topo da caixa de 400 kN/m²

Fonte: Própria autoria

Tabela 6.3 Tensão vertical (S22) no solo no topo das galerias (ponto 4) de HPC e UHPC para carregamentos aplicados de 50, 100, 200, 300 e 400 kN/m²

Carregamento aplicado no topo (kN/m ²)	S22		$\sigma_{S22,HPC} = \sigma_{S22,UHPC} +$ % $\sigma_{S22,UHPC}$
	HPC	UHPC	
50	-40.68	-76.26	-46.66%
100	-74.71	-135.00	-44.66%
200	-141.37	-249.21	-43.27%
300	-207.92	-357.43	-41.83%
400	-272.25	-466.02	-41.58%

Fonte: Própria autoria

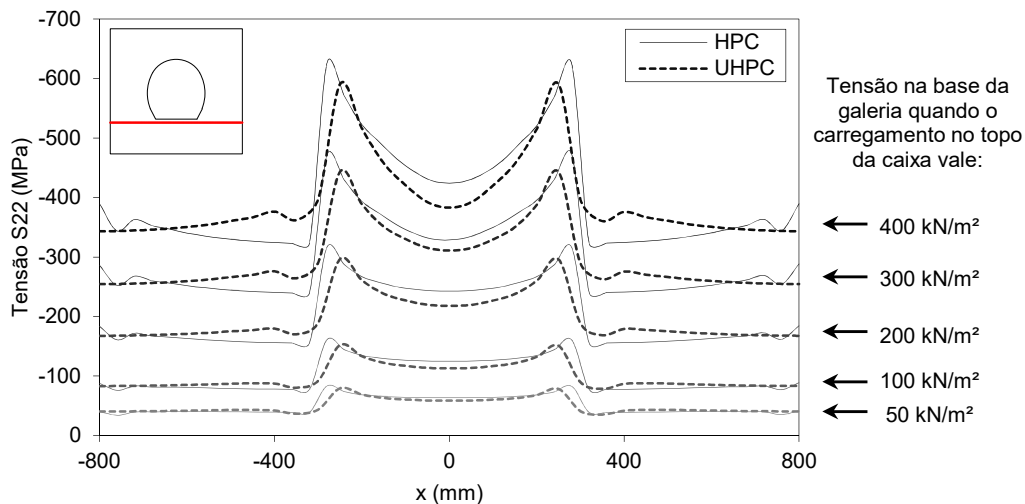
Tabela 6.4 Tensão horizontal (S11) no solo no topo das galerias (ponto 2/6) de HPC e UHPC para carregamentos aplicados de 50, 100, 200, 300 e 400 kN/m²

Carregamento aplicado no topo (kN/m ²)	S11		$\sigma_{S11,HPC} = \sigma_{S11,UHPC} +$ % $\sigma_{S11,UHPC}$
	HPC	UHPC	
50	-24.04	-45.16	-46.76%
100	-38.36	-82.40	-53.44%
200	-67.50	-157.08	-57.03%
300	-97.37	-232.72	-58.16%
400	-129.27	-310.57	-58.38%

Fonte: Própria autoria

Com base na análises de tensões, tanto no modelo da galeia de HPC como de UHPC, é possível perceber que existe forte concentração de pressões exercidas na região do nó (quina) de ligação entre a base plana e parte em arco da galeria. Isso também é evidenciado ao observar como ocorre as variação das tensões verticais (S22) em uma cota logo abaixo da base na galeria. A Figura 6.11 mostra como se configura esse perfil de distribuição de tensões S22, em uma linha traçada na região abaixo da galeria, para quando diversos níveis de carregamento são aplicados no topo do solo (50, 100, 200, 300 e 400 kN/m²).

Figura 6.11 Tensões verticais na base da galeria de HPC e UHPC para diversos carregamento no topo



Fonte: Própria autoria

Na base das galerias, apesar da distribuição de tensões ser bastante “perturbada” (com a forte concentração em alguns pontos), os valores de tensões atuantes em ambas as galerias são próximos e obedecem a um mesmo tipo de comportamento. Avaliando, por exemplo, a tensão do solo imediatamente abaixo do meio da galeria (no ponto de ordenada 0,0 mm, considerando o eixo da caixa) é possível perceber que as tensões que ocorrem na galeria de

HPC são cerca de 10% superior às que ocorrem abaixo da galeria de UHPC, para os diversos níveis de carregamentos. A variação no ponto de concentração de tensão máxima não é maior que 6% nas galerias de HPC em relação as de UHPC. O ponto de concentração máxima, na linha imediatamente à base da galeria, acontece próximo à quina, o que é coerente pelo fato de este ser um ponto em que ocorre transmissão das forças acumuladas pelos segmentos de arcos para o berço e solo de fundação e também por ser um tipo de nó que acumula rigidez.

Considerando ainda como ocorre o processo de transmissão dos esforços dos segmentos em arcos para a região da base, e conseqüentemente para o berço e solo de fundação, é coerente que se tenha os esforços de flexão mais elevados na base, o que sugere que a altura útil da seção da base seja aumentada, conforme foi a hipótese inicialmente adotada, e a posteriori confirmada pelo ensaio experimental e pelos resultados no modelo numérico calibrado.

6.3 ENSAIO NO PÓRTICO

Os resultados dos protótipos das galeria ensaiadas sob carregamentos concentrados evidenciou que as proporções entre os níveis de confinamento afeta a capacidade resistente da estrutura. Para isso, basta observar os valores de carregamento máximo vertical e horizontal resultantes da variação dos dois tipos de ensaio realizados, apresentados na Tabela 6.5. No primeiro tipo de ensaio, com carregamento vertical aplicado em um único ponto e sem aplicação “ativa” de carregamento horizontal, a força máxima vertical suportada pela galeria de HPC-1 foi 57,75 kN, enquanto que a reação obtida horizontalmente (após receber a influência do carregamento por reação indireta) foi de 31,20 kN. Já no modelo da galeria de HPC em que o carregamento vertical foi distribuído em dois pontos (aproximadamente nos terços do vão) e ainda o carregamento horizontal também foi aplicado de maneira ativa (com a imposição de força pelos macacos hidráulicos posicionados horizontalmente) resultou que a força máxima vertical média suportada pela galeria de HPC ($F_{V,médio} = 126,2$ kN) é mais que o dobro (218%) da situação observado no ensaio com 1 ponto de aplicação de carregamento vertical. O mesmo é observado em relação a força horizontal aplicado nos modelos HPC2 e HPC-3 ($F_{H,médio} = 62,1$ kN), que também é aproximadamente o dobro da força horizontal do ensaio HPC-1.

As galerias de UHPC apresentam uma tendência similar em relação as galerias de HPC. No ensaio com carregamento vertical aplicado em um único ponto e sem aplicação “ativa” de carregamento horizontal, a força máxima vertical suportada pela galeria de UHPC-1 foi 23,25 kN, enquanto que o carregamento vertical (dado pela reação passiva após a deformação no modelo) foi de 13,95 kN. Já quando a configuração do ensaio muda para dois pontos de

aplicação vertical e o carregamento horizontal atua ativamente (UHPC-2 e UHPC-3), a força média máxima vertical suportada pela galeria de UHPC passa ser 230% maior ($F_{V,médio} = 53,37$ kN) que o no ensaio UHPC-1. A força horizontal média máxima ($F_{H,médio} = 28,65$ kN) também passa a ser o dobro (205%).

Tabela 6.5 Resumo dos carregamentos vertical e horizontal das galerias no ensaio experimental do pórtico

Nome	Tipo de ensaio	Esquema	Carregamento vertical máx. (kN)	Carregamento horizontal máx. (kN)
HPC-1	Carregamento em 3 pontos [1 ponto de aplicação vertical] [Confinamento lateral pouco intenso (passivo)]		-57,75	31,20
HPC-2	Carregamento em 4 pontos [2 pontos de aplicação vertical] [Confinamento lateral ativo]		-121,43	61,20
HPC-3	Carregamento em 4 pontos [Replica do ensaio HPC [2]] [2 pontos de aplicação vertical] [Confinamento lateral ativo]		-131,00	62,00
UHPC-1	Carregamento em 3 pontos [1 ponto de aplicação vertical] [Confinamento lateral pouco intenso (passivo)]		-23,25	13,95
UHPC-2	Carregamento em 4 pontos [2 pontos de aplicação vertical] [Confinamento lateral ativo]		-56,63	30,45
UHPC-3	Carregamento em 4 pontos [Replica do ensaio UHPC [2]] [2 pontos de aplicação vertical] [Confinamento lateral ativo]		-50,10	26,85

Fonte: Própria autoria

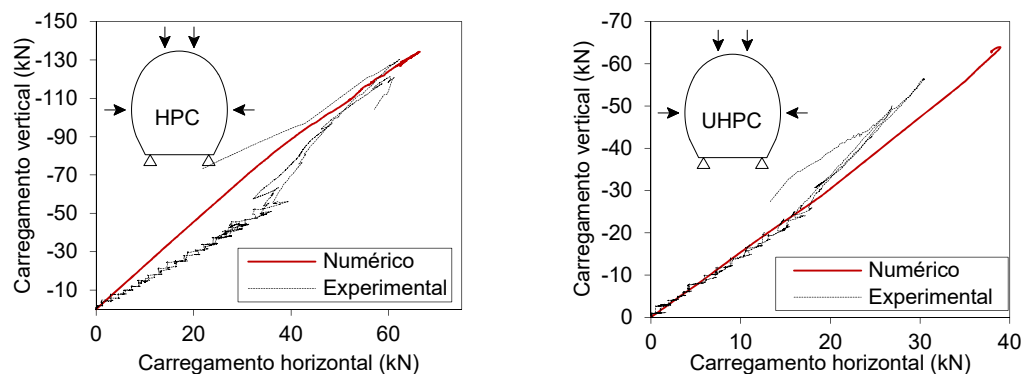
Entretanto, mesmo sendo observado que ambas as galerias dobram o valor do carregamento a qual resistem quando se altera as condições de contorno, ao se comparar os valores máximos obtidos entre os dois tipos (UHPC e HPC), percebe-se que a galeria de HPC é capaz de resistir muito mais às forças concentradas do que as galerias de UHPC. As galerias de UHPC, por terem espessuras reduzidas, podem ser em alguma grandeza mais susceptíveis/vulneráveis às ações de carregamentos concentrados, diferentemente do que é observado quando o confinamento do contorno da galeria é integral e distribuído. Mas cabe

ressaltar que, nos modelos galerias de UHPC analisados (na escala reduzida \sim escala: 1/4), a espessura pequena a qual foi construída as paredes da galerias (20 mm) impossibilitou que houvesse espaço na altura (h) da seção para dispor um arranjo de armadura dupla que contribuíssem com o binário resistente as seção. Contudo, este fato leva a uma reflexão sobre a utilização das galerias de UHPC com pequenas espessuras, pois apesar de acertadamente esses elementos serem muito bem otimizados quando enterrados, pode haver momentos em que eles estejam sendo solicitados por carregamentos concentrados (a fase de construção e compactação do aterro pode se uma delas) e nesses casos verificações adicionais se fazem necessárias.

Ainda assim, os modelos ensaiados sobre carregamentos concentrados apresentam uma boa capacidade resistente e, para a presente pesquisa, foram fundamentais para validar a calibração dos modelos numéricos, uma vez que com a galeria isolada, sem a influência de outro material (solo), é possível analisar isoladamente o comportamento do concreto bem como dos modelos constitutivos aplicados na simulação numérica, fundamentais para as análises complementares e extrapolação dos resultados.

Sendo assim, os procedimentos numéricos concentraram-se especialmente no ensaio com carregamento vertical aplicado em 2 pontos. Sob essas condições de contorno, apesar de existir uma particular dificuldade em proceder com o controle de deslocamento aplicado aos modelos (pois se trata de um problema hiperestático), considerou-se que os resultados obtidos numericamente das reações verticais e horizontais estão em conformidade com as proporções observadas experimentalmente. A Figura 6.12 mostra como evoluem as forças horizontais (reações horizontais) conforme o ocorre a evolução carregamento vertical, para o modelo da galeria de HPC e para a galeria de UHPC.

Figura 6.12 Relação entre a força vertical e força horizontal obtidos nos ensaios experimental e numérico



Fonte: Própria autoria

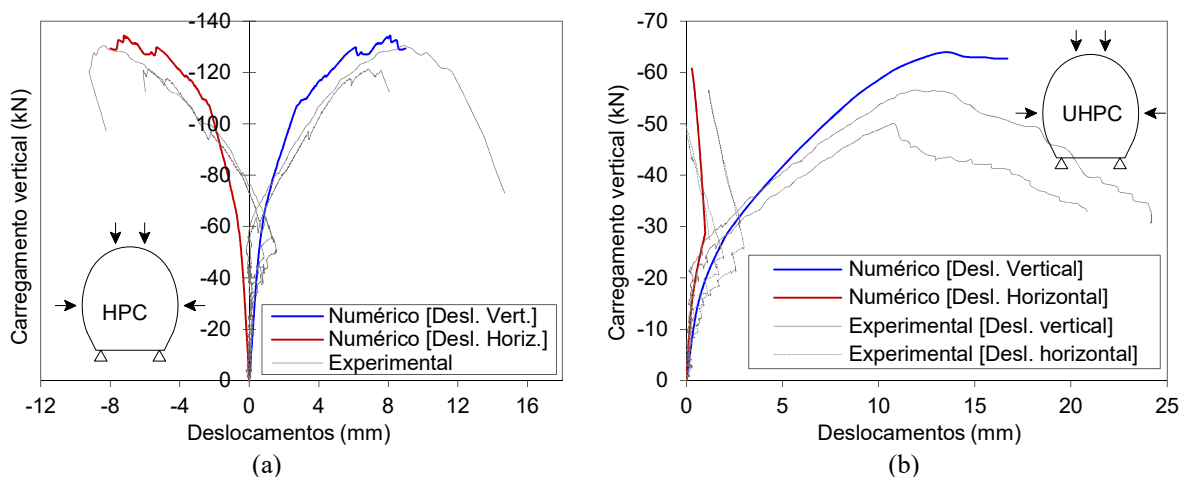
No ensaio experimental, o confinamento lateral ocorre de maneira ativa até cerca de 45% do carregamento máximo aplicado, depois disso, algum processo de fissuração se inicia e a aplicação de

força (ativa) ocorre somente pelo macaco hidráulico vertical. No modelo numérico, conforme já foi mencionado foram impostos deslocamentos, então a relação entre as reações verticais e horizontais foram uniformemente distribuídas desde o primeiro passo de carregamento até o último.

Sendo então as condições de contorno definidas dessa forma, foi possível avaliar os deslocamentos obtidos numericamente em comparação com os resultados experimentais. Nas galerias de HPC o carregamento médio máximo vertical obtido no ensaio experimental foi de 126 kN, enquanto que numericamente o valor máximo de carregamento vertical foi de 134 kN (um incremento de 6%). Como pode ser observado na Figura 6.13a, as curvas numéricas e experimentais da galeria de HPC apresentaram boa correlação até a tensão máxima, principalmente na curva que descreve o deslocamento vertical. O que implica dizer que os parâmetros usados no CDP, as equações de Genikomsou e Polak (2015) para a tração, Carrera e Chu (1985) na compressão e formulação de dano de Birtel e Mark (2006), configuram-se bastante representativas para caracterizar o comportamento do concreto de alto desempenho (HPC C87) aplicados às galerias definidas por três arcos.

Em relação à galeria de UHPC, o carregamento médio máximo vertical observado no ensaio experimental foi de 53 kN, enquanto que no modelo numérico o carregamento médio máximo vertical foi de 64 kN (um incremento de 20%). Como pode ser observado na Figura 6.13b, as curvas numéricas e experimentais da galeria de UHPC apresentam uma boa correlação no início do carregamento até o trecho aproximadamente linear, e após iniciar-se o processo de fissuração a curva de resultados numéricos passou a estimar carregamentos maiores do que os obtidos experimentalmente. O que sugere que as formulações utilizadas para o UHPC no CDP de Krahl (2018) não atenderam ao comportamento em deslocamentos da galeria definida por três arcos.

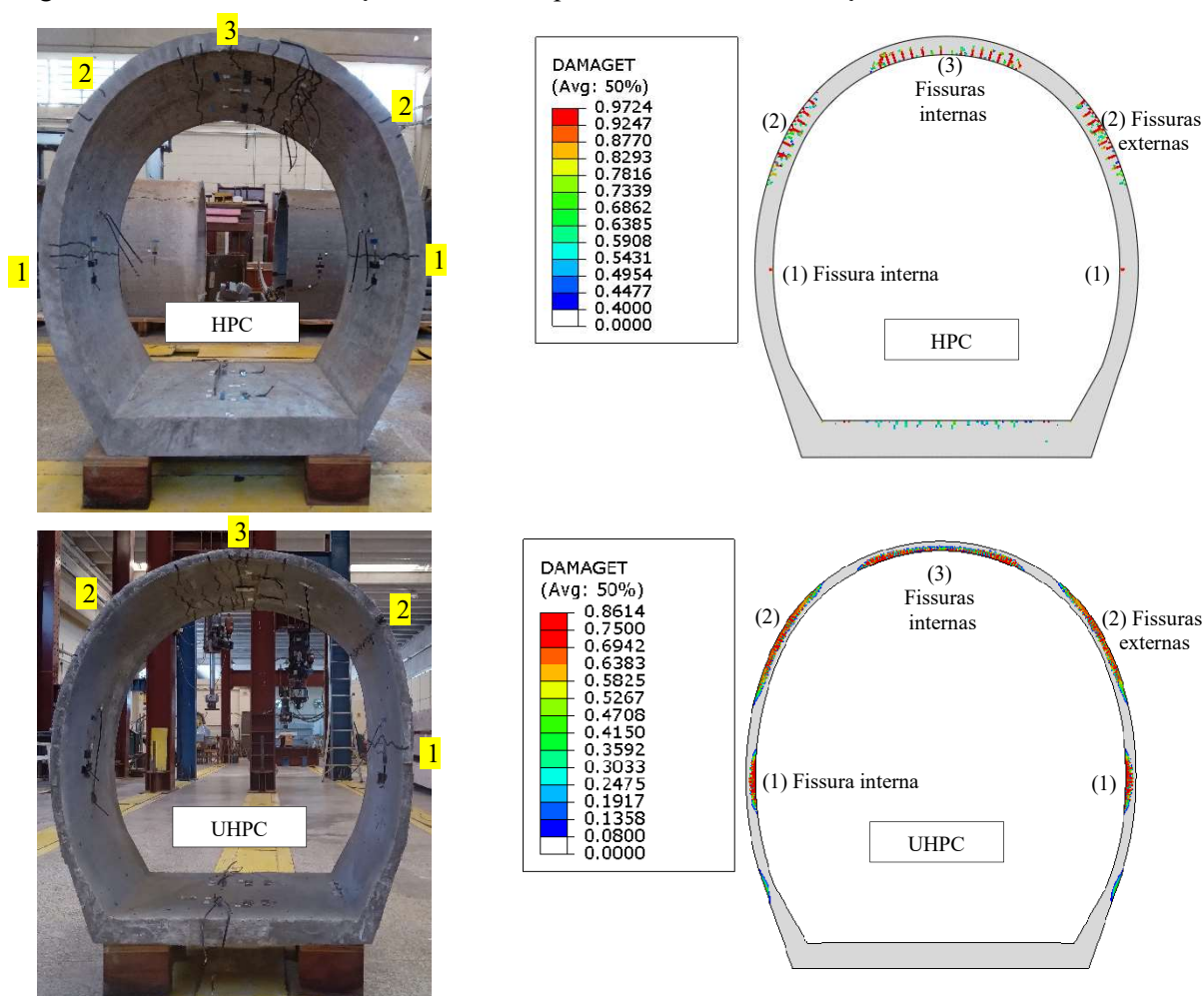
Figura 6.13 Comparação dos deslocamentos do modelo numérico com ensaio experimental (a) galerias de HPC e (b) galerias de UHPC



Fonte: Própria autoria

A Figura 6.14 mostra o padrão de fissuração dos modelos experimental e numéricos das galerias de HPC e UHPC. A configuração ao final do ensaio ficou muito parecido entre os dois tipos de galerias, entretanto, no ensaio experimental da galeria de UHPC, a fissura (1) interna a parede lateral não foi simétrica. Nos modelos experimentais foram observadas aberturas de macro fissuras tanto da galeria de HPC como de UHPC. Contudo, a indicação do dano em tração da galeria de UHPC pelo modelo numérico representou um processo de micro fissuração distribuída, ao contrário do modelo de numérico da galeria de HPC que foi capaz de identificar o posicionamento de fissuras maiores.

Figura 6.14 Padrão de fissuração do ensaio experimental e dano em tração no modelo numérico

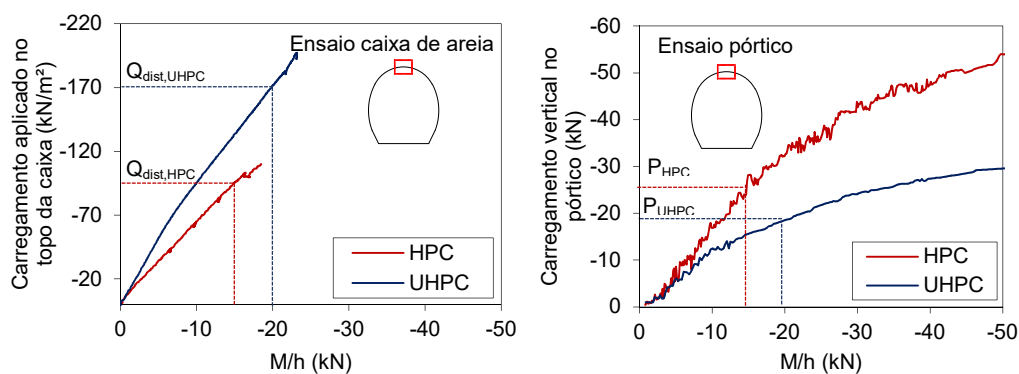


Fonte: Própria autoria

Como o padrão de fissuração na parte do coroamento no ensaio com carregamento vertical concentrados em dois pontos (aplicados aproximadamente nos terços do vão) é semelhante ao observado na situação enterrada, pode-se fazer uma idealização da distribuição dos esforços nessa parte da galeria e assim inferir um coeficiente de equivalência entre eles. Esse coeficiente, assim como o aplicado ao teste de três cutelos de tubos, busca um relação

entre o máximo momento fletor resultante do ensaio de compressão diametral e o máximo momento fletor da situação real. Dentro dos resultados obtidos experimentalmente é possível identificar uma correlação com os momentos fletores até o Estádio I. Considerando as curvas de M/h dos ensaios na caixa (com carregamento distribuído - Q_{dist}) e as curvas de M/h do ensaio do pórtico (com carregamento concentrado - P_{conc}), conforme Figura 6.15, pode-se inferir algumas correlações, como por exemplo as equações (6.1) e (6.2), para as galerias de HPC e UHPC, respectivamente.

Figura 6.15 Comparação de M/h para a seção de topo das galerias de HPC e UHPC



$$Q_{dist,HPC} = 5,22 P_{conc,HPC} + 30,89 \quad [6.1]$$

$$Q_{dist,UHPC} = 17,43 P_{conc,UHPC} + 134,90 \quad [6.2]$$

Fonte: Própria autoria

As equações (6.1) e (6.2) seriam um indicativo inicial e simples da magnitude de valores de carregamentos entre os dois tipos dos ensaio praticados na pesquisa, para valores menores que o momento de fissuração, portanto com a carga obtida pelo ensaio com carregamento concentrado (em kN) pode-se estimar um carregamento distribuído equivalente (em kN/m²) aplicado acima das galerias. Para situações gerais, outras extrapolações e ampliação dos estudos devem ser realizadas.

7 DIRETRIZES DE PROJETO

Para que a galeria definida por três arcos com pequena espessura em UHPC tenha aplicação efetiva alguns fatores são relevantes e estão apontados da sequência, como a implicação dos custos envolvidos, tendo em vista o fato do UHPC ser um material mais caro e que envolve mais controle tecnológico, e também fatores construtivos, como rigor com o cobrimento das armaduras e atenção especial na fase de construção do aterro.

7.1 ANÁLISE DE CUSTOS

As galerias definidas por três arcos de UHPC com pequenas espessuras mostraram-se eficientes em termos de redução dos esforços, entretanto um importante critério de comparação de eficiência também é em relação ao custo, haja vista que o UHPC é um material mais caro.

Para então quantificar as variáveis de custo das galerias, o critério utilizado se baseia no Índice de Custo de Materiais (ICM), proposto por Domingues e El Debs (2021). Cujos parâmetros adotados para o cálculo do ICM leva em conta o consumo e o custo de barras de aço (vergalhão dobrado) por m³ de concreto (C_{ba}), de telas nervuradas soldadas por m³ de concreto (C_{te}), de armaduras transversais por m³ de concreto (C_{tr}) e o custo e consumo total de concreto, sendo que um concreto de classe de resistência C30 é tomado como referência (C_{C30}). Esses parâmetros são ponderados conforme equação (7.1)

$$ICM = C_{ba} \cdot R_{ba} + C_{te} \cdot R_{te} + C_{tr} \cdot R_{tr} + C_{C30} \cdot R_{C30} \quad [7.1]$$

Na análise estabelecida, o consumo para cada tipo de material é afetado por um coeficiente de custo direto do material (por exemplo: R_{ba} – custo do vergalhão reto, outras indicação ver Tabela 7.1), e de um coeficiente que considera outros custos envolvidos no processo (α , β , γ), que incide um peso sobre o custos como a mão-de-obra para dobragem, montagem e/ou soldagem de cada tipo de armadura em relação ao custo de barras de aço (vergalhão reto) ou, no caso do concreto, o coeficiente (δ) afeta as diferenças nos custos em relação à outras classes de resistência, conforme indicado na Tabela 7.1.

Aqueles custos entendidos como semelhantes, praticados de maneira similar, para ambas as propostas avaliadas não são considerados na análise pelo índice de custos, como por exemplo o custo para fabricação e montagem das formas.

O cálculo do ICM, portanto, faz um estimativa direta dos custos de fabricação. As componentes decorrentes do custos para mobilização de transporte e instalação dos elementos também não são avaliadas por esse critério, entretanto, nesse quesito, as galerias de UHPC por

serem mais leves são mais vantajosas que as galerias de concretos do grupo I ou grupo de II de resistências (mais espessas).

Tabela 7.1 Coeficientes de padronização

Tipo de custo	Sigla	Coefficiente de padronização	Valor adotado
Custo das barras de aço (Vergalhão reto)	$R_{bar,ret}$	-	1,0
Custo das barras de aço (vergalhão dobrado)	R_{ba}	$\alpha \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg	1,5
Custo das telas soldadas	R_{te}	$\beta \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg	1,2
Custo das armaduras transversais	R_{tr}	$\gamma \cdot R_{bar,ret}$ (aço)/kg	2,0
Custo do m ³ de concreto (relativo)	R_{Con}	$\delta \cdot R_{C30}$ (concreto/m ³)	Tabela 7.2

Notas: α inclui o custo do dobramento e montagem; β inclui o custo de soldagem de telas, dobramento e montagem; e γ inclui o custo de dobramento e montagem de estribos.

Fonte: Domingues e El Debs (2021)

Tabela 7.2 Coeficientes de padronização δ do concreto

Classe de resistência do concreto	δ adotado	Consideração adicional
C30	1,05	Inclui a colocação
HPC (C90)	2,00	Inclui a colocação e aumento do consumo de cimento
UHPC (C150) ³	15,0	Inclui a colocação, aumento do consumo de cimento, adição de fibras (importadas) e maior controle tecnológico

Fonte: adaptado de Domingues e El Debs (2021)

Com base nos coeficientes indicados da Tabela 7.1 e Tabela 7.2, e considerando a relação $\mu = 33,49 \text{ m}^3/\text{kg}$ (⁴) (equação 7.2) entre o custo do concreto C30 pelo custo do vergalhão reto, obtêm-se a expressão para o cálculo do ICM/R_{C30} dada em (7.3).

$$\mu = \frac{R_{C30}}{R_{bar,ret}} \left(\frac{\text{Custo } m^3 \text{ C30}}{\text{Custo kg barra reta}} \right) \quad [7.2]$$

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = \frac{C_{ba} \cdot \alpha}{\mu} + \frac{C_{tel} \cdot \beta}{\mu} + \frac{C_{trans} \cdot \gamma}{\mu} + 1,0 \cdot \delta \quad [7.3]$$

³ Custo/m³ de UHPC extraído de Goes (2022) - valor estimado em R\$5.543,30/m³ (Fonte: GOES, C. M. W., Dosagem através do empacotamento de partículas e avaliação do comportamento mecânico de concreto de ultra-alto desempenho híbrido. Unicamp (dissertação de mestrado), Campinas, 2022.)

⁴ R_{C30} extraído de Código SINAPI 00034494 (jan/2022) - Concreto usinado bombeável, Classe de resistência C30, Com brita 0 e 1, slump 100 +/- 20 mm, exclui serviço de bombeamento (NBR 8953). Preço mediano (R\$/m³) 350,61; $R_{bar,ret}$ extraído de Código SINAPI 00000034 (jan/2022) - Aço CA-50, 10,0 mm, vergalhão reto. Preço mediano (R\$/kg) 10,47. Logo $\mu = 33,49 \text{ m}^3/\text{kg}$ ⁴

Com essas considerações, a expressão de ICM/R_{C30} obtida e atualizada para valores de 2022 é apresentada em (7.4).

$$\frac{ICM}{R_{C30}} = C_{ba} 0,044793 + C_{te} 0,035835 + C_{tr} 0,059724 + \delta \quad [7.4]$$

Tabela 7.3 Índice de custos para os modelos reduzidos usados na pesquisa

Galeria	C_{ba} (kg/un)	C_{te} (kg/un)	C_{tr} (kg/un)	C_c (m ³ /un)	Consumos por m ³ de concreto C30			/un
					C_{ba} (kg/m ³)	C_{te} (kg/m ³)	C_{tr} (kg/m ³)	
UHPC	1.79	1.94	0.00	0.0356725	50.30	54.49	0.00	0.69
HPC (CAD)	2.27	3.02	0.00	0.0628425	36.07	47.98	0.00	0.34

Fonte: Própria autoria

Ou seja, a avaliação do ICM para os protótipos usados na pesquisa em laboratório indicou que a galeria de UHPC ($ICM_{UHPC}/R_{C30} = 0,69/\text{un}$) configura-se é mais cara (praticamente o dobro) que a galeria de HPC ($ICM_{HPC}/R_{C30} = 0,34/\text{un}$), para as condições de aplicações às quais foram projetadas.

Mesmo que as galerias de UHPC sendo mais fina, logo consumem menos material, o valor estimado para a produção do UHPC é ainda muito elevado, por que requer alto consumo de cimento e fibras metálicas especiais que elevam consideravelmente os custos do material, além de ser necessário mão-de-obra especializada para o controle tecnológico.

7.2 DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

Decorrente de algumas observações constatadas pelos modelos numéricos e confirmadas pelo ensaio experimental, sugerem-se algumas recomendações construtivas para as galerias definidas por três arcos.

Em especial para a galeria de UHPC, observou-se elas são capazes de suportar altas cargas quando confinadas, porém, por terem espessuras reduzidas, podem ser mais frágeis às ações de carregamentos concentrados. Para ilustrar esse comportamento pode-se citar como ocorreu o desempenho dessas galerias no ensaio da caixa de areia (com confinamento de solo) em relação ao ensaio no pórtico (com cargas concentradas aplicadas verticalmente e horizontalmente). No ensaio da caixa de areia a previsão numérica indica que a galeria de UHPC é capaz de suportar o dobro da pressão aplicada na galerias HPC nas mesmas condições de confinamento. Já no ensaio com carregamentos concentrados, as galerias de UHPC suportaram um carregamento máximo de cerca de 40% do obtido na galeria de HPC. Isso sugere

que caso haja situações em que as galerias definidas por três arcos com pequenas espessuras estejam sendo solicitados por carregamentos concentrados, se façam algumas verificações adicionais. A fase de construção e compactação do aterro pode ser uma delas. No ensaio da caixa de areia, com as galerias em escala reduzida, a fase de compactação das camadas de solo (feita com soquete manual de 25 kg) foi monitorada e não indicou alterações significativas, entretanto, pode ser que na escala real (com a compactação do solo com equipamentos de construção pesada) ocorram ações que superem os estados limites. Por isso, uma alternativa é que a construção do aterro seja feita de forma cuidadosa no entorno da galeria ou então seja previsto estruturas de reforço internas às galerias, que após a finalização da construção do aterro possam ser removidas.

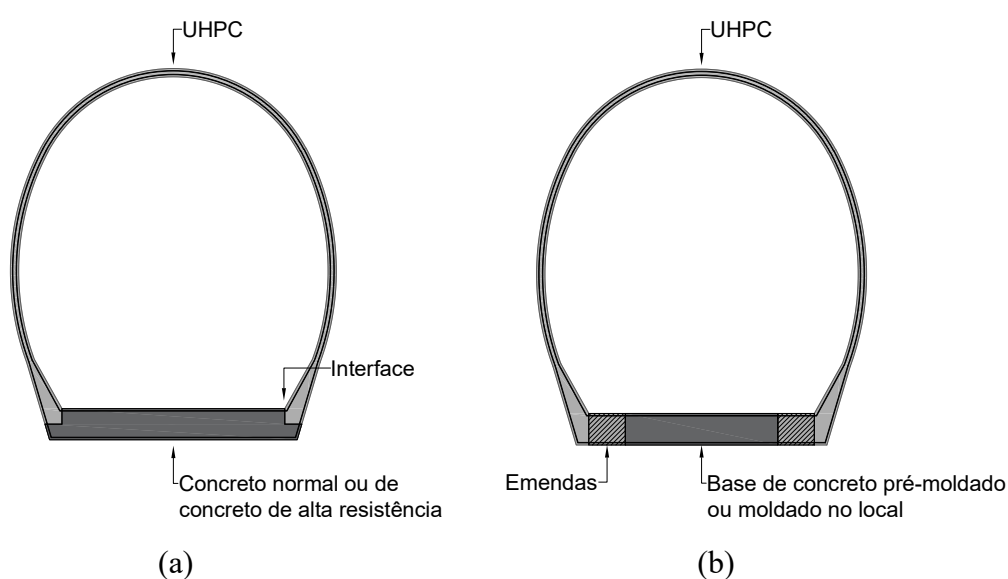
Quando se projeta as galerias definidas por três arcos com concretos de alto e altíssimo desempenho, e mesmo concreto convencional, é interessante que se otimize a seção para que esta trabalhe ao máximo à compressão. Portanto, caso o esforço normal (compressão) aumente nas seções/paredes das galerias isso não representa, de maneira nenhuma, prejuízo ao comportamento estrutural. As análises estabelecidas com as galerias de UHPC mostram inclusive que em uma escala real é viável projetar a região do arco do coroamento e das laterais da galeria com uma camada central de armadura, assim como foi feito no protótipo, e isso acarreta que espessuras menores podem ser utilizadas, algo em torno de 50 a 60 mm.

Os protótipos avaliados também indicaram que na região da base ocorre fortes concentrações de pressões, por isso antes da fase de assentamento das galerias é importante que se consolide adequadamente a região do solo de fundação. Como a base da galeria é plana, o procedimento para conformar a fundação é facilmente feito com máquinas e equipamentos de terraplenagem. Ainda assim, a depender da capacidade resistente do solo de fundação, é importante dispor adequadamente o material que irá compor o “berço” das galerias. Tal como é feito para demais elementos da mesma natureza, pode ser disposto um lastro de concreto.

Considerando ainda como o ocorre o processo de transmissão dos esforços dos segmentos em arcos para a região da base, e que, conforme comprovado pela análise numérica e experimental, ocorrem concentração de maiores valores de momento fletor nessa região, é razoável que altura útil da seção da base seja aumentada. Entretanto, em se tratando de consumo de material, não é interessante dispor concreto de altíssimo desempenho, um concreto nobre e caro, nessa região. Por isso, para reduzir custos, pode-se considerar a utilização de uma seção mista de concretos, em que as paredes laterais em arco e o coroamento em arco (com pequena espessura) sejam moldados com UHPC e a base (que precisa ser mais espessa) pode ser moldada com concreto de alto desempenho (HPC/CAD) ou até mesmo concreto convencional

(CN). A Figura 7.1 exemplifica duas possíveis configurações para a construção de seções mistas de uma galeria definidas por três arcos. A primeira delas sugere que o elemento seja inteiramente moldado em fabrica, sendo a região dos arcos com UHPC e a base com CN ou HPC, neste caso existe o cuidado especial de solidarizar a interface entre os dois tipos de concreto. E a segunda proposta sugere que, a parte em UHPC seja moldada em fabrica e, posteriormente, no local de instalação seja feita a união com a base, que também pode ser pré-fabricada ou mesmo totalmente moldada no local.

Figura 7.1 Proposta construtiva para as galerias definidas por três arcos



Fonte: Própria autoria

Como as galerias definidas por três arcos se configuram como um elemento único contínuo e monolítico, é necessário garantir a correta solidarização entre as partes de HPC (ou concreto convencional) com as partes de UHPC. Para isso, é necessário usar técnicas construtivas adequadas, para que a transferência de esforços não seja prejudicada. El Debs (2017; 2021) sugere uma série de outras configurações entre ligações de elementos pré-moldados, inclusive para galerias, para que as ligações sejam perfeitamente solidarizadas.

Outra vantagem no uso de UHPC nas galerias enterradas é com relação a durabilidade, por o concreto de altíssimo desempenho ser menos poroso, ele é mais resistente ao ataque de agentes agressivos. E sabidamente, as galerias são estruturas que são fortemente atacadas por diversos desses agentes, trazidos pelo fluxo interno de água ou resíduos que podem escoar pelo seu interior, e mesmo pelos solos que podem conter concentrações altas de sulfatos, por exemplo. Por essa razão, mesmo a proposta da presente pesquisa indicar o uso de espessuras

reduzidas para os segmentos curvos das galerias definidas por três arcos, é importante manter os cobrimentos das armaduras conforme recomendações para o ambiente de agressividade ao qual estão inseridos.

Para o UHPC, não existem recomendações claras para sua aplicação em ambientes agressivos enterrados. As recomendações sobre cobrimento presentes no documento técnico e científico sobre UHPC da AFGC (2013), por exemplo, faz referência em diversos pontos às normas de concreto convencional, o que pode ser considerado em alguma medida conservador demais para ser aplicado ao UHPC, que é um material muito menos poroso e mais durável.

Entretanto, tomando-se por referência o estabelecido pela recomendação AFGC (2013), tem-se que o cobrimento mínimo do concreto (c_{min}) deve ser o maior valor satisfaça aos requisitos das classes de agressividade a qual será usado, das relações com as dimensões características de agregados e das fibras e/ou maior que 10 mm. Ou seja, o cobrimento mínimo do concreto, deve satisfazer as condições apresentadas em (7.5).

$$c_{min} = máx \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ c_{min,p} \\ 10 \text{ mm} \end{cases} \quad [7.5]$$

Em que:

- $c_{min,b}$ é o cobrimento mínimo devido aos requisitos de adesão (*bond requirement*), a fim de transmitir com segurança as tensões entre armadura e concreto. A recomendação da AFGC para UHPC faz referência à EN 1992-1-1 (2004) de concreto armado e diz que o valor de $c_{min,b}$ deve ser maior que o diâmetro da barra.
- $c_{min,dur}$ é o cobrimento mínimo conforme as classes de agressividade ambiental (Tabela 4.4N EN 1992-1-1:2004 ou equivalente Tabela 7.2 ABNT NBR 6118: 2014).
- $\Delta c_{dur,\gamma}$ é um acréscimo de cobrimento que pode ser necessário para adicionar segurança ao elemento, em casos gerais $\Delta c_{dur,\gamma}$ é igual a zero.
- $\Delta c_{dur,st}$ é uma redução que pode ser considerada caso sejam tomadas medidas especiais que protejam a armadura ou então seja utilizado aço inoxidável, por exemplo. Para casos gerais $\Delta c_{dur,st}$ é igual a zero.
- $\Delta c_{dur,add}$ é uma redução que pode ser considerada caso haja medidas adicionais de proteção do concreto, como a aplicação de revestimento, por exemplo. Para casos gerais $\Delta c_{dur,add}$ é igual a zero, mas para o UHPC entende-se aqui que a parcela de $\Delta c_{dur,add}$ pode ser considerado, entretanto não há estudos que indiquem um parâmetro a ser adotado.

- $c_{\min,p}$ é o cobrimento mínimo devido às condições de concretagem (estabelecido para evitar problemas por falhas no preenchimento das formas durante o processo de concretagem) deve ser o $\max\{1,5l_f$ ou $1,5D_{\max}$ ou $\varnothing\}$. Em que l_f é o comprimento das fibras, D_{\max} é a dimensão máximo do agregado, \varnothing é o diâmetro da armadura. Para o UHPC utilizado na moldagens das galerias o valor $c_{\min,p}$ é estabelecido pelo comprimento das fibras ($l_f = 13$ mm), logo $c_{\min,p}$ deve ser igual 19,5 mm. Entretanto cabe ressaltar que o cobrimento usado nos protótipos da pesquisa, com certa de 8 mm de cobrimento, não apresentaram nenhum tipo de falhas por problemas de concretagem.

8 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo investigar o comportamento da interação solo-estrutura de galerias definidas por três arcos com espessuras reduzidas. Para isso, foram realizados ensaios experimentais de dois tipos de galerias na escala reduzida ($\sim 1/4$) na situação enterrada (com confinamento de solo) e sobre carregamentos concentrados.

Os resultados obtidos para as galerias ensaiadas na caixa de areia (situação enterrada) representam com maior verossimilhança a situação real de instalação destes elementos. Por isso, são a principal referência para a comparação entre os modelos de concreto de alto desempenho (CAD ou HPC) e concreto de altíssimo desempenho (CAD2 ou UHPC).

As principais conclusões do ensaio das galerias na caixa de areia de grandes dimensões são:

- a) As galerias de UHPC (espessura da parte em arco de 20 mm, $EI = 14 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$), por possuírem rigidez a flexão menores do que as galerias de HPC (espessura da parte em arco de 40 mm, $EI = 122 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$), são mais deformáveis, então, como era esperado, os deslocamentos observados na galeria de UHPC foram maiores ($\delta_{V,UHPC} = 1,356 \text{ mm}$ e $\delta_{H,UHPC} = 2,261 \text{ mm}$) do que a galeria de HPC ($\delta_{V,HPC} = 0,859 \text{ mm}$ e $\delta_{H,HPC} = 1,134 \text{ mm}$) para as mesmas condições de carregamento. O que não implica que os esforços solicitantes seguem o mesmo padrão. Muito pelo contrário, considerando a interação solo-estrutura, as galerias de UHPC analisadas são capazes de suportar o dobro de carregamento (110%) das galerias de HPC. Isso ficou evidente ao avaliar os resultados do modelo numérico das galerias enterradas na caixa de areia. Pois, conforme o critério de ruptura estabelecido no modelo numérico, a galeria de HPC seria capaz de suportar a um carregamento aplicado no topo da caixa de até $469,3 \text{ kN/m}^2$, que é quando a armadura tracionada na parte interna da base atinge o limite de escoamento de 10%. E a galeria de UHPC, por sua vez, seria capaz de suportar a um carregamento aplicado no topo da caixa de até $989,6 \text{ kN/m}^2$ antes da sua ruptura, com a deformação da armadura da região tracionada da base em 10%.
- b) O ensaio experimental na caixa de areia comprovou a teoria de que com a interação solo estrutura, os esforços solicitantes na galeria de espessura reduzida são menores. Ou seja, a comparação dos esforços atuantes nas seções críticas das galerias para os mesmos níveis de carregamentos evidenciou que os valores de momento fletor da galeria de UHPC foram sempre menores do que nas respectivas seções críticas da galeria de HPC. Por exemplo, enquanto a seção no topo da galeria de HPC

apresentou um momento de 0,361 kN·m, (100 kN/m² no topo da caixa), a galeria de UHPC apresentou valor de momento fletor de 0,212 kN·m para o mesmo carregamento, redução de 41 % no esforço momento fletor. O ensaio experimental também comprovou que o momento fletor na base da seção é o maior valor atuante em toda a estrutura. Entretanto, mesmo a base tendo momentos fletores relativamente maiores em ambas as galerias, ao se comparar a galeria de UHPC com HPC, observa-se que a primeira possui ainda momento fletor 28% menor que a segunda. Com a análises de esforços em relação ao incremento de carregamento no topo, observou-se que conforme o confinamento aumento, mais cresce a eficiência da galeria por três arcos com espessura reduzida.

- c) Com base nos resultados do modelo numérico das galerias no ensaio da caixa de grandes dimensões, admitindo que os parâmetros de calibração usados para o solo (o mesmo em ambos os modelos) e para os concretos de alto e altíssimo desempenho são satisfatórios, pode-se concluir que as tensões verticais e horizontais apresentam o mesmo padrão de distribuição para ambas as galerias. Entretanto, os valores de tensão atuantes no solo ao redor da galeria foram sempre maiores na galeria de UHPC, isso evidencia o fato de que em estruturas de maior flexibilidade (rigidez a flexão menores) o solo participa mais ativamente dos mecanismos resistentes capazes de suportar a carga aplicada ao conjunto (solo + galeria). Não só isso, a tensão vertical máxima incidentes no topo da galeria de HPC é sempre menor do que a própria tensão de carregamento aplicado no topo da camada de solo (por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 200 kN/m², a tensão vertical máxima no solo imediatamente acima do topo da galeria de HPC é de 141,4 kPa, ou seja 29% inferior ao carregamento aplicado na superfície do solo). Já no caso da galeria de UHPC, ocorre o inverso, a tensão vertical máxima imediatamente acima do topo da galeria é maior do que o carregamento aplicado na superfície do solo (por exemplo, quando o carregamento aplicado no topo é 200 kN/m², a tensão vertical máxima no solo imediatamente acima do topo da galeria de HPC é de 249,2 kPa, ou seja 24% superior ao carregamento aplicado na superfície do solo). Considerando ainda como ocorre o processo de transmissão dos esforços dos segmentos em arcos para a região da base, e conseqüentemente para o berço e solo de fundação, é coerente que se tenha os esforços de flexão mais elevados na base, o que sugere que a altura útil da seção da base seja aumentada, conforme foi a hipótese inicialmente adotada, e confirmada pelas análises de esforços solicitantes do ensaio experimental.

Referente ao ensaio das galerias no pórtico de reação as principais conclusões são:

- a) Os resultados dos protótipos das galerias ensaiadas sob carregamentos concentrados evidenciou que as proporções entre os níveis de confinamento afeta a capacidade resistente da estrutura. Foi observado que ambas as galerias dobram o valor do carregamento a qual resistem quando se altera as condições de contorno. Ao se comparar os valores máximos obtidos entre os dois tipos (UHPC e HPC), percebeu-se que a galeria de HPC é capaz de resistir mais às forças concentradas do que as galerias de UHPC. As galerias de UHPC, por terem espessuras reduzidas, podem ser em alguma grandeza mais vulneráveis às ações de carregamentos concentrados, diferentemente do que é observado quando o confinamento do contorno da galeria é integral e distribuído. Mas cabe ressaltar que, nos modelos galerias de UHPC analisados (na escala reduzida \sim escala: 1/4), a espessura pequena a qual foi construída as paredes da galerias (20 mm) impossibilitou que houvesse espaço na altura (h) da seção para dispor um arranjo de armadura dupla que contribuíssem com o binário resistente as seção. Contudo, este fato leva a uma reflexão sobre a utilização das galerias de UHPC com pequenas espessuras, pois apesar de acertadamente esses elementos serem muito bem otimizados quando enterrados, pode haver momentos em que eles estejam sendo solicitados por carregamentos concentrados (a fase de construção e compactação do aterro pode se uma delas) e nesses casos verificações adicionais se fazem necessárias.
- b) Os modelos ensaiados sob carregamentos concentrados foram fundamentais para validar a calibração dos modelos numéricos, uma vez que com a galeria isolada, sem a influência de outro material (solo), foi possível analisar somente o comportamento do concreto, bem como dos modelos constitutivos aplicados na simulação numérica. Com a análise das curvas de deslocamentos verticais e horizontais dos modelos experimental e numérico, foi possível concluir que os parâmetros usados no CDP, bem como as equações de Genikomsou e Polak (2015) para a tração, Carrera e Chu (1985) na compressão e formulação de dano de Birtel e Mark (2006) são representativas para caracterizar o comportamento do concreto de alto desempenho (HPC C87) aplicados às galerias definidas por três arcos. Já em relação ao UHPC foi observado que as curvas experimental e numérica da galeria de UHPC apresentam um boa correlação no início do carregamento até o trecho aproximadamente linear, após iniciar-se o processo de fissuração a curva de resultados numéricos passou a estimar carregamentos maiores do que os obtidos

experimentalmente. O que sugere que as formulações utilizadas para o UHPC no CDP de Krahl (2018) não atenderam adequadamente ao comportamento em deslocamentos das galerias definida por três arcos.

- c) Com os resultados obtidos experimentalmente foi possível identificar uma correlação com os momentos fletores até o Estádio I. Considerando as curvas de M/h dos ensaios na caixa (com carregamento distribuído - Q_{dist}) e as curvas de M/h do ensaio do pórtico (com carregamento concentrado - P_{conc}) (6.2) seriam um indicativo inicial e simples da magnitude de valores de carregamentos entre os dois tipos dos ensaios praticados na pesquisa, para valores menores que o momento de fissuração, portanto com a carga obtida pelo ensaio com carregamento concentrado (em kN) pode-se estimar um carregamento distribuído equivalente (em kN/m²) aplicado acima das galerias. Entretanto, para situações gerais, outras extrapolações e ampliação dos estudos devem ser realizadas.

Além disso foi concluído que apesar das galerias de UHPC com espessuras reduzidas consumirem um menor volume de concreto e apresentarem momentos fletores solicitantes menores do que as galerias HPC (na consideração enterrada, com ISE), as galerias de UHPC ainda configuram-se mais cara que a galeria de HPC. A avaliação do ICM para os protótipos usados na pesquisa em laboratório indicou que a galeria de UHPC retém um $ICM_{UHPC}/R_{C30} = 0,69/un$, praticamente o dobro da galeria de HPC com $ICM_{HPC}/R_{C30} = 0,34/un$, i. e., mesmo as galerias de UHPC sendo mais fina, logo consomem menos material, o valor estimado para a produção do UHPC é ainda muito elevado, por que requer alto consumo de cimento e fibras metálicas especiais que elevam consideravelmente os custos do material, além de ser necessário mão-de-obra especializada para o controle tecnológico.

8.1 SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas das sugestões para trabalhos futuros tinham inclusive intenção de ser desenvolvidas nesta pesquisa, mas com as paralisações das atividades devido pandemia de Covid-19 houveram intensos atrasos no cronograma dos ensaios experimentais (essência da pesquisa), que por sua vez impactaram na viabilidade de todas as outras análises analíticas e numéricas. Contudo, ficam aqui sugestões para ampliação dos resultados e trabalhos futuros, tais como:

- a) Verificar as influências das condições de contorno no ensaio da caixa. Como por exemplo, identificar se a largura dos prismas de solo foram suficientes para ter o

efeito de arqueamento completo, ou se seria necessário dispor de uma caixa com dimensões maiores, bem como estabelecer critérios de equivalência entre a pressão aplicada no topo da caixa com uma altura de solo real.

- b) Ampliar as análises para outros tipos de solo. Como o ensaio foi realizado com o aterro circundante de areia, isso se configura como uma condição mais desfavorável para as galerias, logo, outras análises precisam ser avaliadas alterando o tipo de solo, por exemplo com solo argiloso compactado, situação mais parecida com a execução real.
- c) Adequar o modelo constitutivo do material, em especial para o UHPC, e estimar numericamente o comportamento com ISE da estrutura em escala real. Com a melhor calibração dos modelos constitutivos dos materiais pode-se estimar por exemplo se a proporção das cargas aplicadas às galerias aumenta na mesma proporção com o aumento da escala.
- d) Adequar o modelo constitutivo dos materiais nas simulações numéricas em elementos finitos mais sofisticadas e propor modelos de simulação com elementos de pórticos planos que possam ser usados de maneira mais simples.
- e) Propor outras verificações que correlacionem de equivalências entre os momentos fletores atuantes na galeria definida por três arcos quando solicitada por carregamento concentrado, por exemplo no ensaio no pórtico de reação, com os valores de momentos fletores atuantes na situação enterrada com ISE, semelhante ao que é feito com tubos.

REFERÊNCIAS

ABOLMAALI, A.; GARG, A. Shear Behavior and Mode of Failure for ASTM C1433 Precast Box Culverts. **Journal of Bridge Engineering**, v. 13(4), p. 331-338, 2008.

ABOLMAALI, A.; GARG, A. K. Effect of Wheel Live Load on Shear Behavior of Precast Reinforced Concrete Box Culverts. **Journal of Bridge Engineering**, p. 93-99, 2008.

ABUHAJAR, O.; NAGGAR, H. E.; NEWSON, T. Experimental and numerical investigations of the effect of buried box culverts on earthquake excitation. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, p. 130-148, 2015.

ABUHAJAR, O.; NAGGAR, H. E.; NEWSON, T. Static soil culvert interaction the effect of box culvert geometric configurations and soil properties. **Computers and Geotechnics**, p. 219-235, 2015.

AHMED, M. R.; V.D.H. TRAN; M.A. MEGUID. On the Role of Geogrid Reinforcement in Reducing Earth Pressure on Buried Pipes: Experimental and Numerical Investigations. **Soils and Foundations**, v. 55, n. 3, p. 588-599, 2015.

ALKHRDAJI, T.; NANNI, A. Design, Construction, and Field-Testing of an RC Box Culvert Bridge Reinforced with GFRP Bars. **Non-Metallic Reinforcement for Concrete Structures**, Cambridge, p. 1055-1064, 2001.

ALLARD, E.; NAGGAR, H. E. Pressure Distribution around Rigid Culverts Considering Soil-Structure Interaction Effects. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 2, p. 1-13, 2016.

AL-NADDAF, M. et al. Effect of Geofom on Vertical Stress Distribution on Buried Structures Subjected to Static and Cyclic Footing Loads. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**, v. 11(3), p. 04018027-1-12, 2018.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO LRFD Bridge Design Specifications**, Washington, 2014.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 280-14. Standard Method of Test for Concrete Pipe, Manhole Sections, or Tile**, Washington, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C469/C469M-14. Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression**, Pennsylvania, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C497. Standard Test Methods for Concrete Pipe, Concrete Box Sections, Manhole Sections, or Tile**, Pennsylvania, 2020.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D7181. Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils**, Pennsylvania, 2020.

ARAÚJO, J. M. D. **Estruturas de concreto: A resistência à tração e energia de fratura do concreto.** Rio Grande: Dunas, v. 2, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12004. **Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio,** Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12051. **Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio,** Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15396. **Aduelas (galerias celulares) de concreto armado pré-fabricadas - Requisitos e métodos de ensaio,** Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8890. **Tudo de concreto de seção circular para águas pluviais - Requisitos e métodos de ensaios,** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15645. **Execução de obras de esgoto sanitário e drenagem de águas pluviais utilizando tubos e aduelas de concreto,** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118. **Projeto de estruturas de concreto - Procedimento** , Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457. **Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização,** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458. **Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água,** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica,** Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062. **Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado,** Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222. **Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos,** Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO FRANÇAISE DE GÉNIE CIVIL. **Bétons fibrés à ultra-hautes performances - Recommandations.** Edition révisée. ed. AFGC: Groupe de travail BFUP, 2013.

BAZANT, Z. P. Instability, ductility, and size effect in strain softening solids. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 102, p. 331-344, 1976.

- BAZANT, Z. P. Size effect in blunt fracture: Concrete, rock, metal. **J Eng Mech**, n. 110, p. 518–535, 1984.
- BAZANT, Z. P.; OH, B. H. Crack band theory for fracture of concrete. **Materials and Structures**, v. 16, p. 155-131, 1983.
- BEACH, T. J. Load test report and evaluation of a precast concrete arch culvert. **Transportation Reseach Recors**, v. 1191, p. 12-21, 1988.
- BEAKLEY, J.; DELLORUSSO, S. J.; TAKOU, M. Indirect and Direct Design Methods for Design of Reinforced Concrete Pipe. **Transportation Research Record**, v. 2674, p. 575-585, 2020.
- BEHLOUL, M.; LEE, K. C. Ductal Seonyu footbridge. **Structural Concrete Journal of the fib**, London, v. 4, n. 4, p. 195-201, 2003.
- BENNETT, R. M. et al. Vertical Loads on Concrete Box Culverts under High Embankments. **Journal of Bridge Engineering ASCE**, 643-649, p. 643-649, 2005.
- BERNARDI, S.; CORVEZ, D. From concrete nanoscale to structure. **Ductal: From materials to structures**, Marne, 2016. Disponivel em: <<https://conc-nano-struc.sciencesconf.org/>>. Acesso em: 13 maio 2019.
- BIRTEL, V.; MARK, P. Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure. **ABAQUS Users' Conference**, p. 95-108, 2006.
- BUENO, B. D. S.; COSTA, Y. D. J. **Dutos enterrados: aspectos geotécnicos**. São Carlos: EESC-USP, 2009.
- CARPINTERI, A. Fractal nature of material microstructure and size effects on apparent mechanical properties. **Mechanics of Materials**, v. 18, p. 89-101, 1994.
- CARPINTERI, A.; CHIAIA, B.; FERRO, G. ize effects on nominal tensile strength of concrete structures: multifractality of material ligaments and dimensional. **Materials and Structures**, v. 28, p. 311-317, 1995.
- CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. **American Concrete Institute Journal**, v. 82, p. 797-804, 1985.
- CARREIRA, D. J.; CHU, K.-H. Stress-Strain Relationship for Reinforced Concrete in Tension. **American Concrete Institute Journal**, v. 83, p. 21-28, 1986.
- CAVERZAN, A.; PRISCO, M. D.; CADONI, E. Dynamic behaviour of HPFRCC: The influence of fibres dispersion. **EPJ Web of Conferences 94**, 2015.
- COMITE EURO-INTERNACIONAL DU BETON. **Bulletin d'information n° 213/214**. Lausanne: [s.n.], v. N° 213/214, 1993.
- DASGUPTA, A.; SENGUPTA, B. Large-scale model test on square box culvert backfilled with sand. **J. Geotech. Engrg**, p. 156-161, 1991.

DOMINGUES, A. B. **Contribuição ao projeto estrutural de galerias de concreto pré-moldado com seções transversais não usuais.** (dissertação de mestrado), São Carlos: Universidade de São Paulo, 2017.

DOMINGUES, A. B.; DEBS, M. K. E. Contributions to the design of precast concrete culverts with unusual cross sections. **IBRACON Structures and Materials Journal**, v. 14, n. 14409, 2021.

EIDE, M. B.; HISDAL, J.-M. **Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPC) – State of the art.** [S.l.]: SINTEF Building and Infrastructure, 2012.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: Fundamentos e aplicações.** 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

EL DEBS, M. K. **Pontes de concreto com ênfase na aplicação de elementos pré-moldados.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2021.

ELKEM. **Certificado de conformidade Microsílica Elkem 920 D: ABNT NBR 13956 2012.** Elkem Materials South America. Diadema. 2018.

ENAMI, R. M. **Reforço de pilares curtos de concreto armado por encamisamento com concreto de ultra-alto desempenho.** São Carlos: Tese (doutorado), 2017.

EUROPEAN UNION PER REGULATION. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. **EN 1992-1-1**, 2004.

EZZELDIN, I.; NAGGAR, H. E. Earth pressure distribution around flexible arch pipes. **Engineering Structures**, n. 237, p. 112226-1-15, 2021.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model code 2010.** Lausanne: FIB, v. Volume 1, 2012.

FEHLING, E. et al. **Ultra-High Performance Concrete UHPC: Fundamentals – Design – Examples.** Berlin: John Wiley & Sons, Ltd., 2015.

FEHLING, E.; BUNJE, K.; LEUTBECHER, T. Design relevant properties of hardened Ultra High Performance Concrete. **Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete**, Kassel, p. 327-339, 2004.

FIGUEIRAS, H. et al. Combined effect of two sustainable technologies: Self-compacting concrete (SCC) and controlled permeability formwork (CPF). **Construction and Building Materials**, v. 23, p. 2518–2526, 2009.

FUENTE, A. D. L. et al. A new design method for steel fibre reinforced concrete pipes. **Construction and Building Materials**, 2012.

FUENTE, A. D. L. et al. Design of macro-synthetic fibre reinforced concrete pipes. **Construction and Building Materials**, 2013.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações normais.** Rio de Janeiro: Guanabara Dois S.A., 1981.

GARG, A. K.; ABOLMAALI, A. Finite-Element Modeling and Analysis of Reinforced Concrete Box Culverts. **JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING**, v. 135(3), p. 121-128, 2009.

GARG, A. K.; ABOLMAALI, A.; FERNANDEZ, R. Experimental Investigation of Shear Capacity of Precast Reinforced Concrete Box Culverts. **JOURNAL OF BRIDGE ENGINEERING**, v. 12(4), p. 511-517, 2007.

GEISENHANSLÜKE, C. Modellierung und Berechnung hochdichter Feinstkornpackungen für Beton. **Jahrgang Beton- und Stahlbetonbau**, p. 65-68, 2005.

GEISENHANSLÜKE, C.; SCHMIDT, M. Methods for Modelling and Calculation of High Density Packing for Cement and Fillers in UHPC. **Proceedings of the International Symposium on Ultra High Performance Concrete**, Kassel, p. 303-312, 2004.

GENIKOMSOU, A. S.; POLAK, M. A. Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS. **Engineering Structures**, p. 38-48, 2015.

GETZLER, Z.; KOMORNIK, A.; MAZURIK, A. Model study on arching above buried structures. **Journal of the Soil mechanics and Foundation Division**, p. 1123-1141, 1968.

GHAHREMANNEJAD, M.; ABOLMAALI, A. Shear Capacity of Reinforced Concrete Box Culverts Compared with AASHTO Shear Equation. **J. Bridge Eng.**, v. 24(5), p. 1-18, 2019.

GHAHREMANNEJAD, M.; ABOLMAALI, A.; MAHDAVI, M. Shear Strength of Top Slab of Reinforced Concrete Box Culverts. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, n. 116-S126, p. 63-74, 2019.

GIDRÃO, G. D. M. S. **Estudo numérico e experimental do comportamento cíclico de vigas I protendidas de concreto de altíssimo desempenho**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2020.

GLUCKLICH, J. Fracture of plain concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*. **Journal of the Engineering Mechanics Division**, v. 89, p. 127-138, 1963.

GUO, Y. H.; WANG, Z. Q. Research on Constitutive Law of UHPFRC Used in Numerical Simulation. **Advanced Materials Research**, v. 368-373, p. 1547-1550, 2011.

HABEL, K. **Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (uhpfrc) and reinforced concrete**. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 2004.

HARRIS, H. G.; SABNIS, G. M. **Structural Modeling and Experimental Techniques**. Second. ed. Boca Raton, Florida: CRC Press, 1999.

HILLERBORG, A.; MODEER, M.; PETERSSON, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, p. 773-781, 1976.

HILLERBORG, A.; MODÉER, M.; PETERSSON, P.-E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. **Cement and Concrete Research**, v. 6, p. 773-782, 1976.

HOANG, A. L.; FEHLING, E. Influence of steel fiber content and aspect ratio on the uniaxial tensile and compressive behavior of ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, v. 153, p. 790-806, 2017.

HOSSDORF, H. **Modelos reducidos métodos de cálculo**. Madrid: Instituto Eduardo Torroja De La Construcción y Del Cemento, 1972.

KANG, J. Finite element analysis for deeply buried concrete pipes in proposed imperfect trench installations with expanded polystyrene (EPS) foams. **Engineering Structures**, n. 189, p. 286–295, 2019.

KANG, J. et al. Effects of frictional forces acting on sidewalls of buried box culverts. **Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech**, v. 32, p. 289–306, 2008.

KANI, G. How safe are our large reinforced concrete beams. **ACI Journal**, v. 64, p. 138-141, 1967.

KAPLAN, F. M. Crack propagation and the fracture of concrete. **Journal of the American Concrete Institute**, v. 58(11), p. 591-609, 1961.

KATAOKA, M. N. et al. FE analysis of RC pipes under three-edge-bearing test: Pocket and diameter influence. **Computers and Concrete**, v. 20, n. 4, p. 483-490, 2017.

KATONA, M. G. Improved Methods for Simulating Live Loads for Two-Dimensional Structural Analysis of Buried Culverts. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 12, p. 449-462, 2019.

KIM, K.; YOO, C. H. Design Loading on Deeply Buried Box Culverts. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 20-27, 2005.

KIZILKANAT, A. B. et al. Mechanical properties and fracture behavior of basalt and glass fiber reinforced concrete: An experimental study. **Construction and Building Materials**, v. 100, p. 218-234, 2015.

KRAHL, P. A. **Lateral stability of ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with emphasis in transitory phases**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2018.

KRAHL, P. A.; CARRAZEDO, R.; DEBS, M. K. E. Mechanical damage evolution in UHPFRC: Experimental and numerical investigation. **Engineering Structures**, p. 63-77, 2018.

KUNECKI, B. Full-scale test of corrugated steel culvert and FEM analysis with various static systems. **Studia Geotechnica et Mechanica**, v. XXVIII, n. 2–4, p. 41-54, 2006.

KUNECKI, B.; KUBICA, E. Full-scale laboratory tests and FEM analysis of corrugated steel culverts under standardized railway load. **ARCHIVES OF CIVIL AND MECHANICAL ENGINEERING**, v. 4, p. 41-54, 2004.

LAFARGE HOLCIM. **Relatório de ensaios de cimento: CP V ARI Fácil**. Fabrica Pedro Leopoldo. 2019.

LEE, J.; FENVES, G. L. PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CYCLIC LOADING OF CONCRETE STRUCTURES. **JOURNAL OF ENGINEERING MECHANICS**, p. 892-900, 1998.

LEONEL, E. D. **Notas de aula para a disciplina Introdução à mecânica da Fratura**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2018.

LUBLINER, J.; J. OLIVER, S. O.; ONATE, E. A PLASTIC-DAMAGE MODEL FOR CONCRETE. **J. Solids Structures**, p. 299-326, 1989.

MAHGOUB, A.; NAGGAR, H. E. Coupled TDA–Geocell Stress-Bridging System for Buried Corrugated Metal Pipes. **Journal of Geotechnical and**, v. 146(7), p. 04020052-1-17, 2020.

MAHGOUB, A.; NAGGAR, H. E. Innovative Application of Tire-Derived Aggregate around Corrugated Steel Plate Culverts. **Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice**, v. 11(3), p. 04020025-1-18, 2020.

MAHMUD, G. H.; YANG, Z.; HASSAN, A. M. T. Experimental and numerical studies of size effects of Ultra High Performance Steel Fibre Reinforced Concrete (UHPRFC) beams. **Construction and Building Materials**, n. 48, p. 1027-1034, 2013.

MARSHALL, J. D. et al. Full-Scale Testing of Three-Sided Precast Concrete Arch Sections. **J. Bridge Eng.**, v. 04014051, p. 1-14, 2014.

MARSHALL, J. D. et al. Full-scale testing of three-sided precast concrete arch sections. **Journal of Bridge Engineering**, New York, v. 19, 2014.

MAZARS, J. **Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure**. Paris: Thèse de Doctorat d'État, Université Paris 6., 1984.

MCGRATH, T. J.; MASTROIANNI, E. P. Finite-element modeling of reinforced concrete arch under live load. **Transportation Research Record**, v. 1814, p. 203-210, 2002.

MCGRATH, T. J.; SELIG, E. T.; BEACH, T. J. Structural behavior of three-sided arch span bridge. **Transportation Research Record**, v. 1541, p. 112-119, 1996.

MEGUID, M. A. et al. Investigation of soil-geosynthetic-structure interaction associated with induced trench installation. **Geotextiles and Geomembranes**, p. 320-330, 2017.

MEGUID, M. A.; YOUSSEF, T. A. Experimental investigation of the earth pressure distribution on buried pipes backfilled with tire-derived aggregate. **Transportation Geotechnics**, n. 14, p. 117-125, 2018.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 2ª. ed. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade da Califórnia em Berkeley, Estados Unidos.: Nicole Pagan Hasparyk, 2014.

MIER, J. G. M. V. **Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions**. Eindhoven: Technische Hogeschool Eindhoven, 1984.

- MOHAMED, N.; NEHDI, M. L. Rational finite element assisted design of precast steel fibre reinforced concrete pipes. **Engineering Structures**, v. 124, p. 196-206, 2016.
- MOHAMED, N.; SOLIMAN, A. M.; NEHDI, M. L. Mechanical performance of full-scale precast steel fibre-reinforced concrete pipes. **Engineering Structures**, v. 84, p. 287-299, 2015.
- MORADI, M.; VALIPOUR, H.; FOSTER, S. Reserve of Strength in Inverted U-Shaped RC Culverts: Effect of Backfill on Ultimate Load Capacity and Fatigue Life. **J. Bridge Eng.**, p. 1-10, 2015.
- MOSTAFAZADEH, M.; ABOLMAALI, A.; GHAREMANNEJAD, M. Shear Strength of Synthetic Fiber-Reinforced Concrete Box Culverts. **J. Bridge Eng.**, v. 24(6), p. 1-13, 2019.
- NELISSEN, L. J. M. **Biaxial testing of normal concrete**. 1. ed. Delft: Heron, v. 18, 1972.
- NGUYEN, D. L. et al. Size effect on flexural behavior of ultra-high-performance hybrid fiber-reinforced concrete. **Composites: Part B**, n. 45, p. 1104–1116, 2013.
- NI, P.; QIN, X.; YI, Y. Numerical study of earth pressures on rigid pipes with tire-derived aggregate inclusions. **Geosynthetics International**, n. 5, p. 494-506, 2018.
- OLIVEIRA, C. O. **Estudo numérico e experimental da distribuição das fibras de aço em vigas de UHPFRC**. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos, 2019.
- PARK, S. H. et al. Tensile behavior of Ultra High Performance Hybrid Fiber Reinforced Concrete. **Cement & Concrete Composites**, v. 34, p. 172-184, 2012.
- PENNA, S. S.; PITANGUEIRA, R. L. S.; FUINA, J. S. Estudo Comparativo de Modelos de Fissuração Distribuída para Estruturas de Concreto. **Semina**, v. 34, n. 2, p. 211-228, 2013.
- PETERSON, P. E. Crack growth and development of fracture of zone in plain concrete and similar materials. **Division of Building Materials**, Lund Institute of Technology, Lund Sweden, 1981.
- PIMENTEL, M. et al. Behavior of reinforced concrete box culverts under high embankments. **Journal of Structural Engineering**, p. 366-375, 2009.
- PRISCO, M. D.; COLOMBO, M.; DOZIO, D. Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation. **Structural Concrete**, p. 342-361, 2013.
- RAMADAN, S. H.; NAGGAR, M. H. E. Design guidelines for reinforced concrete three-sided culverts. **Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research**, v. 199, p. 104259, 2022.
- RAMADAN, S. H.; NAGGAR, M. H. E. Effect of large-span three-sided culvert configuration on its performance at service and ultimate loading conditions. **Tunnelling and Underground Space Technology incorporating Trenchless Technology Research**, v. 122, p. 104346, 2022.

- REZAKHANI, R. et al. Influence of steel fiber size, shape, and strength on the quasi-static properties of ultra-high performance concrete: Experimental investigation and numerical modeling. **Construction and Building Materials**, v. 296, p. 1-14, 2021.
- RIKABI, F. T. A. et al. Experimental Investigation of Thin-Wall Synthetic Fiber-Reinforced Concrete Pipes. **ACI STRUCTURAL JOURNAL**, n. No. 115-S129, p. 1671-1681, 2018.
- SAWAMURA, Y. et al. Experimental Study on Damage Morphology and Critical State of Three-Hinge Precast Arch Culvert through Shaking Table Tests. **Procedia Engineering**, v. 143, p. 522–529, 2016.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Numerical approach on dynamic interactive behavior between embankment and installed multi-arch culverts. **International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics**, Melbourne, p. 798-803, may 2011.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Numerical study on dynamic interaction between embankment and consecutive culverts. **Advances in Transportation Geotechnics II**, London, p. 454-459, 2012.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Dynamic behavior of multi-arch culverts embankment considering the installation embankment considering the installation. **18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Paris, p. 1591-1594, 2013.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Centrifuge Model Test and FEM Analysis of Dynamic Interactive Behavior between Embankments and Installed Culverts in Multiarch Culvert Embankments. **International Journal of Geomechanics**, p. 1-12, 2015.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Evaluation of dynamic behavior of culverts and embankments through centrifuge model tests and a numerical analysis. **Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics**, London, p. 743-748, 2015.
- SAWAMURA, Y.; KISHIDA, K.; KIMURA, M. Experimental study on seismic resistance of a two-hinge precast arch culvert using strong earthquake response simulator. **15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, p. 1684-1687, 2016.
- SAWAMURA, Y.; MATSUSHITA, R.; KISHIDA, K. Experimental study of damage morphology in two-hinge precast arch culvert during strong ground motion. **19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Seoul, p. 2041-2044, 2017.
- SHAH, S. P.; SWARTZ, S. E.; OUYANG, C. **Fracture Mechanics of Concrete: Applications of Fracture Mechanics to Concrete, Rock and Other Quasi-Brittle Materials**. [S.l.]: John Wiley & Sons, 1995.
- SIMULIA. Abaqus 6.13 Online Documentation. **Abaqus analysis user's manual**, © Dassault Systèmes, 2013.
- SONG, D.; CHEN, B.; KHAN, A. Analytical solution of the vertical earth pressure on load-shedding culvert under high fill. **Computers and Geotechnics**, v. 122, p. 103495, 2020.

SONG, Q. et al. Optimization of fibre orientation and distribution for a sustainable Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete (UHPFRC): Experiments and mechanism analysis. **Construction and Building Materials**, v. 169, p. 8-19, 2018.

SPECK, K. **Beton unter mehraxialer beanspruchung ein materialgesetz für hochleistungsbetone unter kurzzeitbelastung**. [S.l.]: University of Dresden, 2008.

TAO, Y.; CHEN, J. F. Concrete Damage Plasticity Model for Modeling FRP-to-Concrete Bond Behavior. **Journal of Composites for Construction**, ASCE, n. 19, p. 1-13, 2015.

TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Culvert Rating Guide**. Austin: TxDOT, 2009.

THIENEL, K.-C. **Faserbeton**. Munchen: Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, 2018.

UNE NORMALIZACIÓN ESPAÑOLA. UNE-EN 1916:2008. **Tubos y piezas complementarias de hormigón en masa, hormigón armado y hormigón con fibra de acero.**, 2008.

VAN MIER, J. G. M. **Concrete Fracture: A Multiscale Approach**. Boca Raton: Taylor & Francis Group, 2013.

VIANA, P. M. F. **Geovalva: um novo processo construtivo para dutos enterrados**. São Carlos: Tese (doutorado), 2003.

VOORT, T. L. V. **Design and field testing of tapered H-shaped Ultra High Performance Concrete piles**. Ames, Iowa: Iowa State University, 2008.

WEIBULL, W. **A statistical theory of the strength of materials**. Stockholm: Royal Swedish Academy of, Engineering, 1935. 1-45 p.

WEIBULL, W. A Statistical Distribution Function of Wide Applicability. **J Appl Mech**, n. 18(3), p. 293-297, 1951.

WILLE, K.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E. Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading. **Cement & Concrete Composites**, p. 53-66, 2014.

YANG, G. et al. Numerical modeling of surface explosion effects on shallow-buried box culvert behavior during the water diversion. **Thin-Walled Structures**, v. 133, p. 153-168, 2018.

YATSUMOTO, H. et al. Evaluation of seismic behavior of box culvert buried in the ground through centrifuge model tests and numerical analysis. **Underground Space 4**, p. 147-167, 2019.

ZENAGEBRIEL, G.; LI, J.; QIAO, G. Experimental and Finite Element Analysis of Precast Reinforced Concrete U-Shaped Box Culvert. **Iranian Journal of Science and Technology**, 2020.

ZOGHI, M.; FARHEY, D. N. Performance assessment of a precast-concrete, buried, small arch bridge. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, v. 20, p. 244-252, 2006.