

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DO VIADUTO SOBRE A GALERIA DOS
ESTADOS: ESTUDO DE CASO**

JÉSSICA RIBEIRO FILGUEIRA DOS SANTOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO – 2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DO VIADUTO SOBRE A GALERIA
DOS ESTADOS: ESTUDO DE CASO**

JÉSSICA RIBEIRO FILGUEIRA DOS SANTOS

ORIENTADOR: MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ENGENHARIA CIVIL

BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO –2018

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**ANÁLISE COMPUTACIONAL DO VIADUTO SOBRE A GALERIA
DOS ESTADOS: ESTUDO DE CASO**

JÉSSICA RIBEIRO FILGUEIRA DOS SANTOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, D.Sc (UnB)
(Orientador)

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, Dr. ECP (UnB)
(Examinador interno)

Prof. Vladimir Villaverde Barbán, D.Sc (UnB)
(Examinador interno)

BRASÍLIA/DF, 04 DE DEZEMBRO DE 2018

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, JÉSSICA RIBEIRO FILGUEIRA DOS

Análise Computacional do Viaduto sobre a Galeria dos Estados: Estudo de Caso. [Distrito Federal] 2018.

x, 52p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2018)
Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|---|-----------------------|
| 1. Análise Computacional | 2. Colapso de pontes |
| 3. Método dos Elementos Finitos | 4. ABAQUS |
| 5. <i>Concrete Damaged Plasticity Model</i> | II. Título (Bacharel) |
| I. ENC/FT/UnB | |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, J. R. F. (2018). Análise Computacional do Viaduto sobre a Galeria dos Estados: Estudo de Caso. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 52p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Jéssica Ribeiro Filgueira dos Santos

TÍTULO: Análise Computacional do Viaduto sobre a Galeria dos Estados: Estudo de Caso

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2018

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Jéssica Ribeiro Filgueira dos Santos
Faculdade de Tecnologia
CEP: 70910-900 Brasília – DF – Brasil
e-mail: jessicaribeiro100@gmail.com

A meus pais Eleida e Alcides, a meus avós
Cícera e José e a meus irmãos Érica e Rodrigo.

AGRADECIMENTOS

A Deus, que com seu amor me dá forças e sempre está ao meu lado guiando meus passos.

À minha mãe Eleida e meu pai Alcides, que me ensinaram o valor da educação e priorizaram meus estudos acima de qualquer dificuldade. Obrigada pelo apoio, carinho e compreensão, por sempre acreditar em mim e nos meus sonhos.

A meus avós Cícera e José, obrigada por todo cuidado e carinho, por me educar e apoiar. À minha irmã Érica, pela amizade e parceria em todos os momentos. Ao meu irmão Rodrigo, pelas conversas, conselhos e motivação. A meus familiares por torcerem por mim sempre.

Ao meu orientador e também amigo, Marcos Honorato de Oliveira, obrigada pelas conversas, conselhos e orientação, por acreditar na minha capacidade e me incentivar a melhorar. Obrigada pelo incentivo à pesquisa científica e por me acompanhar e apoiar durante três anos no seu grupo GETEC-UnB, a experiência lá adquirida foi essencial para meu desenvolvimento profissional e pessoal.

Ao professor Carlos Eduardo Luna de Melo pela orientação no programa de iniciação científica PIBIC, obrigada pelos conselhos dados e pelo conhecimento que adquiri durante a pesquisa. Ao professor Raúl Darío Durand Farfán, pela ajuda na parte da modelagem computacional. A todos os professores pela disposição em transmitir seus conhecimentos e serem parte fundamental da minha formação. Em especial agradeço aos professores do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

À Universidade de Brasília, pelo apoio institucional e por me acolher, possibilitando a minha permanência na graduação através de seu programa de assistência estudantil, além dos editais de iniciação científica fomentados pela CAPES, CNPq e FAP-DF.

Aos meus amigos conquistados até aqui, obrigado pelo companheirismo, por deixar minha vida mais alegre, por me escutar, aconselhar e sustentar em momentos difíceis. Agradeço aos meus amigos de graduação por trilharmos esse caminho juntos, sempre ajudando uns aos outros e por compartilharmos bons momentos durante o curso.

Ao Ellon Bernardes, obrigada pelo carinho, amizade e por estar ao meu lado sempre, em especial no desenvolvimento deste trabalho, seu auxílio e incentivo foram essenciais para eu superar as dificuldades encontradas.

RESUMO

As pontes e viadutos são essenciais no desenvolvimento econômico e social das cidades, tendo assim, grande valor para as mesmas. Nesse sentido, a segurança e durabilidade dessas obras merecem atenção especial por parte dos gestores públicos. Porém muitas vezes a manutenção dessas obras não é feita, podendo levar ao colapso total ou parcial das estruturas, como foi o caso do viaduto do Eixão Sul sobre a Galeria dos Estados na cidade de Brasília-DF, que teve a queda de um dos tabuleiros pela perda da capacidade resistente das armaduras de protensão devido à corrosão das armaduras. O uso de ferramentas computacionais para análise das estruturas permite um melhor entendimento dos mecanismos que levam às mesmas à ruptura. Assim, devido à importância da segurança estrutural de pontes e viadutos o presente trabalho tem como motivação principal o estudo mais aprimorado do recente acidente ocorrido em Brasília-DF, através de uma análise computacional. Nesta análise um dos objetivos foi a aplicação de um modelo não-linear para o material concreto, para isso utilizou-se o *Concrete Damaged Plasticity Model*, modelo implementado no *software* Abaqus, que foi o programa utilizado neste estudo. Com esta pesquisa pode-se ter um resultado satisfatório para a aplicação do modelo, que pode ser utilizado para diversas outras análises em estruturas de concreto armado e protendido. Porém, houve várias limitações que não permitiu uma análise acurada da ruptura do viaduto, como os carregamentos aplicados, a não consideração de perdas de protensão ao longo do tempo e devido à corrosão das armaduras, dentre outros aspectos relevantes. Porém, vale destacar que este estudo pode ser o ponto de partida para análises que considerem os fatores citados.

Palavras-Chave: *Análise Computacional, Método dos Elementos Finitos, Colapso de Pontes, Concrete Damaged Plasticity Model.*

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Colapso do Viaduto do Eixão Sul.....	1
1.2. Motivação	3
1.3. Objetivos.....	3
1.3.1. Objetivo Geral	3
1.3.2. Objetivos Específicos	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. Estudos Sobre Colapso de Pontes e Viadutos.....	4
2.1.1. Hao (2010).....	4
2.1.2. Mitchell <i>et al.</i> (2011).....	7
2.1.3. Anania, Badalà e Agata (2018).....	11
2.1.4. Bažant, Yu e Li (2012a, 2012b)	15
2.1.5. Atapattu <i>et al.</i> (2016).....	16
2.2. <i>Concrete Damaged Plasticity Model (CDPM)</i>	18
2.2.1. Comportamento à Compressão.....	19
2.2.2. Comportamento à Tração	20
2.2.3. Variáveis de Dano	21
3. METODOLOGIA.....	25
3.1. Análise Linear.....	25
3.1.1. Descrição da Geometria.....	25
3.1.2. Propriedades dos Materiais.....	27
3.1.3. Composição do Modelo.....	27
3.1.4. Tipo de Análise.....	27
3.1.5. Interação Laje-Pilar	27
3.1.6. Carregamento e Condições de Contorno.....	27
3.1.7. Malha de Elementos Finitos	28
3.1.8. Processamento	28
3.2. Resultados da Modelagem Elástica-Linear.....	28
3.2.1. Discussão dos Resultados.....	30
3.3. Análise Não-Linear.....	30
3.3.1. Determinação do Modelo Constitutivo do Concreto.....	31
3.3.2. Modelo 3D.....	35

3.3.3. Malha de Elementos Finitos	37
3.3.4. Propriedades dos Materiais.....	38
3.3.5. Carregamento.....	41
4. RESULTADOS	43
4.1. Fase 1 - Protensão	43
4.2. Fase 2 – Fase 1 + Peso próprio	44
4.2.1. Fase 3 – Fase 2 + Trem-tipo	44
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	47
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	50
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros do CPDM	22
Tabela 2.2 – Fórmulas das propriedades do concreto	23
Tabela 3.1 - Parâmetros do material para o CPDM, concreto de classe 40/50 (JANKOWIAK; LODYGOWSKI, 2005)	31
Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do concreto	38

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Colapso parcial do viaduto sobre a Galeria dos Estados (VEJA, 2018)	1
Figura 1.2 – Representação da estrutura do viaduto	2
Figura 1.3 – Pilar P7 antes do colapso e detalhe da trinca no balanço. Fonte: Google street view	2
Figura 2.1 – Imagem aérea da ponte I-35W (HAO, 2007)	4
Figura 2.2 – Modelagens da ponte I-35W (HAO, 2010)	6
Figura 2.3 – Ilustração do estado de tensão da chapa de ligação (HAO, 2010)	6
Figura 2.4 – Imagem aérea do colapso da porção sul do viaduto de la Concorde (Johnson et al. 2007 apud MITCHELL et al., 2011)	7
Figura 2.5 – Geometria da estrutura do viaduto de la Concorde (1ft = 0,3048 m e 1 in.= 25,4 mm) (MITCHELL et al., 2011)	8
Figura 2.6 – Comparação entre os trens-tipo das normas da CSA (MITCHELL et al., 2011)	9
Figura 2.7- Modelagem 3D do viaduto de la Concorde (MITCHELL et al., 2011)	9
Figura 2.8 – Modelo as-built da laje em balanço (MITCHELL et al., 2011)	10
Figura 2.9 – Degradação progressiva do concreto (MITCHELL et al., 2011)	10
Figura 2.10 – Colapso do viaduto Petrulla (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)	11
Figura 2.11 – Modelagem 3D do viaduto Petrulla (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)	12
Figura 2.12 – Tensões normais no estágio de carregamento próximo ao colapso (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)	13
Figura 2.13 – Porção dos cabos sob corrosão (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)	13
Figura 2.14 – Configuração deformada da parte da viga estudada (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)	14
Figura 2.15 – Ponte Koror-Babeldaob (KB)	15
Figura 2.16 – Modelagem da ponte KB (BAŽANT; YU; LI, 2012a, 2012b)	16
Figura 2.17 – Colapso da ponte Meeliyadda (ATAPATTU et al., 2016)	17
Figura 2.18 – Modelagem 3D da ponte Meeliyadda (ATAPATTU et al., 2016)	17
Figura 2.19 – Solução numérica de carregamento cíclico uniaxial comparada com resultados experimentais (LEE; FENVES, 1998)	18
Figura 2.20 – Definição da deformação inelástica usada para definição dos dados de endurecimento (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014)	20
Figura 2.21 – Definição da deformação de fissuração usada para definição dos dados de enrijecimento à tração (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014)	21
Figura 2.22 – Modelo uniaxial admitido para o comportamento do concreto (ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017)	22
Figura 3.1 – Geometria do pilar	25
Figura 3.2 – Geometria típica das lajes	26
Figura 3.3 – Desenho 3D da laje e do pilar no ABAQUS	26
Figura 3.4 – Modelo 3D analisado	27
Figura 3.5- Deslocamentos na direção z	28
Figura 3.6 – Distribuição de tensões normais na direção x	29
Figura 3.7 – Distribuição de tensões normais na direção em y	29
Figura 3.8 – Detalhe da distribuição de tensões na ligação entre a laje e o pilar	30
Figura 3.9 – Distribuição de tensões normais na direção x da viga – teste 1	32
Figura 3.10 – Dano de tração na viga – teste 1	32
Figura 3.11 – Modelagem de um cubo submetido à compressão uniaxial	33
Figura 3.12 – Comparação entre as curvas tensão x deformação na compressão	33
Figura 3.13 - Comparação entre as curvas tensão x deformação na tração	34

Figura 3.14 - Distribuição de tensões normais na direção x da viga – teste 2	34
Figura 3.15 - Dano de tração na viga – teste 2	35
Figura 3.16 – Armadura ativa e passiva do pilar	35
Figura 3.17 – Detalhe da ancoragem do cabo de protensão. Fonte: acervo pessoal	36
Figura 3.18 – Esquemática da armadura longitudinal	36
Figura 3.19 – Detalhe dos cabos de ancoragem na seção de concreto. Fonte: acervo pessoal	36
Figura 3.20 – Malha do pilar	37
Figura 3.21 – Malha da armadura	37
Figura 3.22 - Tensão de compressão vs. deformação de esmagamento	38
Figura 3.23 – Dano de compressão vs. deformação de esmagamento	39
Figura 3.24 - Tensão de tração vs. deformação de fissuração	39
Figura 3.25 – Dano de tração vs. deformação de fissuração	39
Figura 3.26 – Malha do cubo de diferentes tamanhos	40
Figura 3.27 – Curvas de tensão x deformação de esmagamento para diferentes malhas	40
Figura 3.28 – Curvas de tensão x deformação de fissuração para diferentes malhas	40
Figura 3.29 – Força no apoio do cubo vs. deslocamento da superfície	41
Figura 3.30 – Carregamento do pilar	42
Figura 4.1 – Tensões principais mínimas fase 1	43
Figura 4.2 – Tensões principais máximas fase 1	43
Figura 4.3 – Deslocamento vertical fase 1	43
Figura 4.4 – Tensões principais máximas fase 2	44
Figura 4.5 – Deslocamento vertical fase 2	44
Figura 4.6 – Tensões máximas principais fase 3	45
Figura 4.7 – Deslocamento vertical fase 3	45
Figura 4.8 – Deformação plástica fase 3	45
Figura 4.9 – Dano de tração fase 3	45
Figura 4.10 – Deformação plástica nas armaduras (fase de escoamento)	46
Figura 5.1 – Distribuição de cargas na seção de estudo	47
Figura 5.2 – Seção transversal de estudo e diagrama de equilíbrio de forças	48

1. INTRODUÇÃO

As pontes e viadutos são essenciais no desenvolvimento econômico e social das cidades, tendo assim, grande valor para as mesmas. No Brasil, esses tipos de estruturas são denominados obras de arte, por serem elementos necessários à implantação de uma via, ou ainda obra de arte especial, quando, pelas suas proporções e características peculiares, requer um projeto específico (IPR/DNIT/MT, 1997).

Nesse sentido, a segurança e durabilidade dessas obras merecem atenção especial por parte dos gestores públicos. No entanto, muitas vezes ocorre a falta de uma manutenção periódica nas estruturas, de modo que sua vida útil se reduz. Assim, a falta de manutenção pode ser a causa do colapso dessas construções, como foi o caso do desabamento do viaduto do Eixão Sul em Brasília-DF, que será o objeto deste trabalho.

1.1. Colapso do Viaduto do Eixão Sul

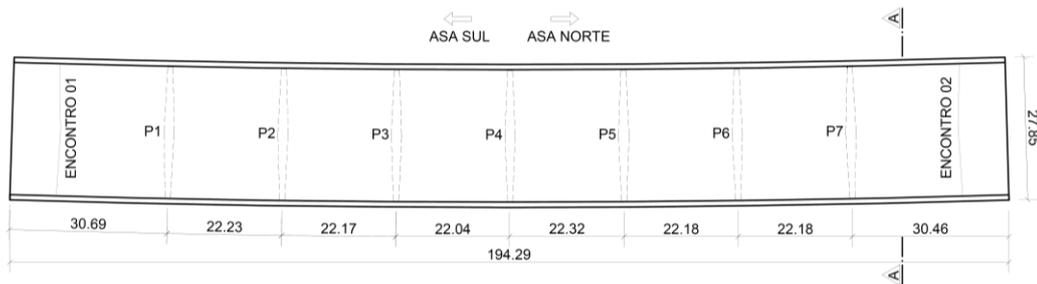
No dia 06 de fevereiro de 2018 houve o desabamento de parte do viaduto do Eixão Sul sobre a Galeria dos Estados em Brasília-DF (Figura 1.1). O acidente ocorreu pela manhã sem deixar vítimas, contudo, houve perda material com o soterramento de alguns carros que estavam estacionados sob a estrutura.



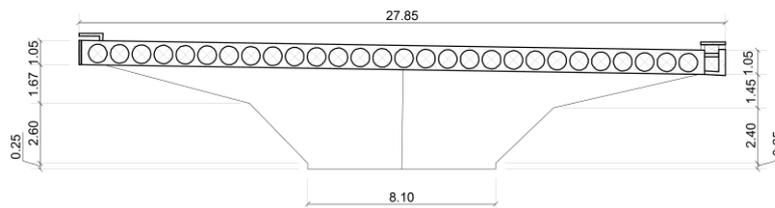
Figura 1.1 – Colapso parcial do viaduto sobre a Galeria dos Estados (VEJA, 2018)

O viaduto, construído no ano de 1959, é composto por 8 tabuleiros em laje alveolar, 7 pilares e 2 encontros como mostra a Figura 1.2. A estrutura é isostática, sendo cada laje apoiada por dois dentes gerber de concreto protendido em suas extremidades. Os pilares e a transversina central da laje também são em concreto protendido. No total, o viaduto possui cerca de 194 m de

comprimento e 28 m de largura. A ruptura ocorreu na região entre os pilares P6 e P7 como mostra a Figura 1.2.



a) Disposição dos vãos



b) Corte AA

Figura 1.2 – Representação da estrutura do viaduto

Um estudo realizado pela Universidade de Brasília, apresentado à população numa coletiva de imprensa, indicou que as causas do acidente foram a perda da capacidade resistente dos pilares devido à corrosão dos cabos de protensão. A corrosão se deu pela infiltração de água na estrutura, provida pelo aparecimento de trincas na superfície do tabuleiro no sentido transversal ao pilar e nas juntas entre a laje e o pilar P7 na região em balanço, que acabou atingindo a armadura ativa, provocando a ruptura dos cabos de protensão. A Figura 1.3 mostra o pilar P7 pelo *Google street view* antes do colapso, bem como um detalhe da região do balanço em que se percebe a necessidade de um reparo emergencial devido à entrada de água pelas trincas.



Figura 1.3 – Pilar P7 antes do colapso e detalhe da trinca no balanço. Fonte: *Google street view*

1.2. Motivação

O uso de ferramentas computacionais para análise das estruturas permite um melhor entendimento dos mecanismos que levam às mesmas à ruptura. Assim, devido à importância da segurança estrutural de pontes e viadutos o presente trabalho tem como motivação principal o estudo mais aprimorado do recente acidente ocorrido em Brasília-DF, através de uma análise computacional.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo a análise computacional linear e não linear da estrutura do viaduto sobre a Galeria dos Estados utilizando o Método dos Elementos Finitos, com a utilização do *software* ABAQUS.

1.3.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos incluem:

- Análise linear da estrutura para auxiliar na determinação do modelo 3D mais adequado para resolução do problema no *software*;
- Determinar os modelos constitutivos dos materiais a serem utilizados na análise não linear;
- Análise não linear da estrutura utilizando total capacidade da armadura de protensão.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na seção 2.1 deste capítulo, apresenta-se cinco estudos de caso realizados a respeito do colapso de pontes e viadutos. Em geral estes trabalhos têm como objetivo a análise dos mecanismos de ruptura das estruturas e suas causas, utilizando modelos computacionais como base de seu estudo ou para complementar as avaliações. Esta revisão foi feita para analisar as considerações dos autores acerca do modelo utilizado e suas características, como tipos de elementos finitos, carregamento da estrutura, tipo de análise, etapas para a obtenção dos resultados, dentre outros aspectos relevantes que poderiam ser utilizados no presente estudo.

Para a análise não-linear, que é o objetivo final deste trabalho, foi escolhido um modelo de material para o concreto aplicável ao caso estudado. Desse modo na seção 2.2 tem-se uma explanação sobre o modelo *Concrete Damaged Plasticity* do software ABAQUS.

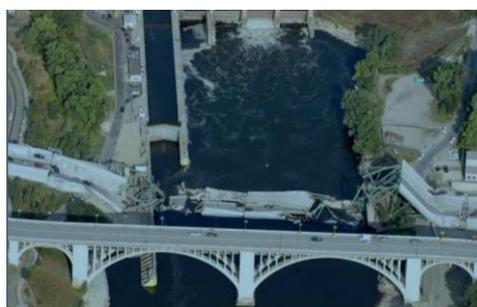
2.1. Estudos Sobre Colapso de Pontes e Viadutos

2.1.1. Hao (2010)

Hao (2010) apresenta um panorama geral das diversas análises feitas a respeito do colapso da ponte I-35W, que era localizada sobre o Rio Mississippi em Minneapolis, Minnesota (Figura 2.1). As análises foram baseadas nos projetos originais, na investigação dos materiais fornecida pelo Conselho Nacional de Segurança no Transporte (NTSB) e na verificação da capacidade de carga da superestrutura. O projeto da ponte data do ano de 1964 e a liberação para o tráfego ocorreu em 1967. O acidente aconteceu no dia primeiro de agosto de 2007, em que 13 pessoas morreram e 145 ficaram feridas.



a) antes do colapso



b) após colapso

Figura 2.1 – Imagem aérea da ponte I-35W (HAO, 2007)

A estrutura era do tipo treliçada, sua extensão era composta por três vãos: o central com 139,60 m de comprimento e os de extremidade com 80,77 m. A ponte continha seis pistas de tráfego contínuo e duas pistas auxiliares, resultando em uma largura total de 34,52 m. De acordo com o NTSB [*National Transportation Safety Board (NTSB) 2008a,d apud HAO, 2010*] haviam obras em andamento na ponte e no momento do colapso quatro de suas oito pistas estavam fechadas devido a máquinas estacionadas e materiais de pavimentação empilhados sobre a estrutura. Além disso, duas grandes reabilitações já haviam sido realizadas na ponte, uma em 1977 e outra em 1998 e como parte dessas reformas, aumentou-se a espessura média da plataforma de concreto e o projeto original de 6 pistas de tráfego aumentou para 8.

A investigação da NTSB descobriu que duas chapas de ligação que uniam ligavam os elementos da treliça, foram subdimensionadas. Desse modo, o objetivo do autor neste estudo é avaliar a amplitude das tensões em cada componente estrutural. Para isso utilizou-se dois modelos 3D em elementos finitos, sendo o primeiro um modelo global (Figura 2.2a) e o segundo um submodelo de uma das chapas subdimensionadas (Figura 2.2b). Além disso, o autor analisa a linha de influência obtida por um modelo unidimensional (Figura 2.2c) que foi utilizado previamente para explicar o projeto original (HAO, 2007).

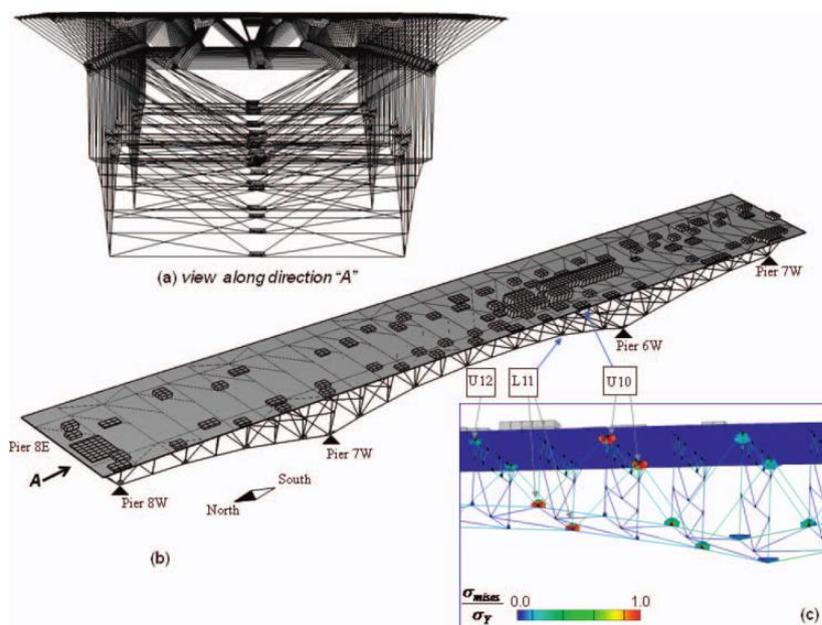
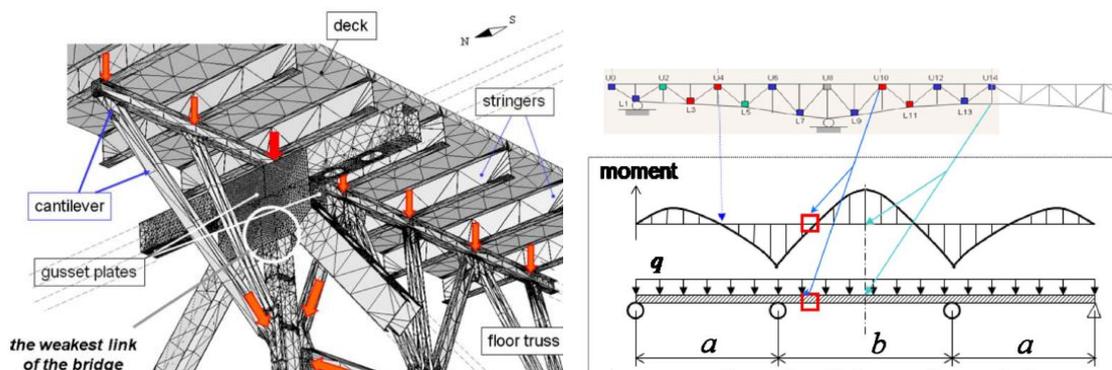


Figura 2.2 a) vista lateral, modelo global 3D e detalhe gráfico

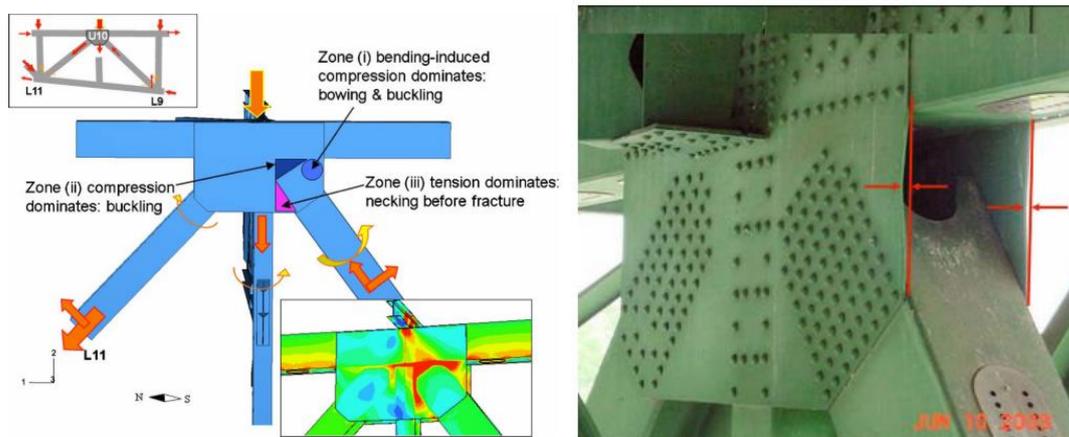


b) submodelo 3D da chapa de ligação c) modelo unidimensional e linha de influência

Figura 2.2 – Modelagens da ponte I-35W (HAO, 2010)

Na estrutura em 3D, as treliças e vigas foram modeladas com elementos finitos de viga, os elementos de enrijecimento (chapas de ligação e enrijecedores) com elementos de casca e a laje de concreto com elementos de placa. O carregamento variável, que estava presente no momento do acidente (materiais, veículos e máquinas) foi modelado com blocos 3D, como pode ser observado na Figura 2.2a. Baseando-se na formação geológica do local, assumiu-se que a infraestrutura da ponte era rígida, desse modo, aplicou-se uma condição de contorno de engaste nos pontos correspondentes aos pilares.

Diversas condições de carregamento foram analisadas em Hao (2007). Hao (2010) então compara algumas delas para explicar a causa do colapso: ação das cargas permanentes da estrutura original, sem a alteração da espessura pela reforma; ação da carga permanente mais as cargas de projeto, sem considerar o trem-tipo e por último a ação das cargas no momento do colapso.



a) estado de tensão da chapa de ligação

b) detalhe da flambagem da chapa

Figura 2.3 – Ilustração do estado de tensão da chapa de ligação (HAO, 2010)

Na Figura 2.3-a tem-se o estado de tensão da chapa, onde na zona (i) tem-se a área entre o membro horizontal e o diagonal onde a tensão de compressão induzida pelo momento fletor, pode ter causado a flambagem e arqueamento da peça, demonstrando consistência com a situação deformada da chapa Figura 2.3-b. O autor concluiu que as causas para o subdimensionamento das chapas foram o provável uso de análise unidimensional no projeto, onde, por esse método, as chapas que romperam não eram submetidas a esforços de flexão elevados, o que difere do encontrado com o modelo 3D. Assim, a espessura inadequada, aliada com erros no projeto da ligação, causaram elevadas concentrações de tensão nessas regiões. Hao (2010) também destaca que o motivo da ponte ter resistido a 40 anos em serviço foi a margem de segurança adicional provida pela tensão de ruptura do aço utilizado nas chapas de ligação.

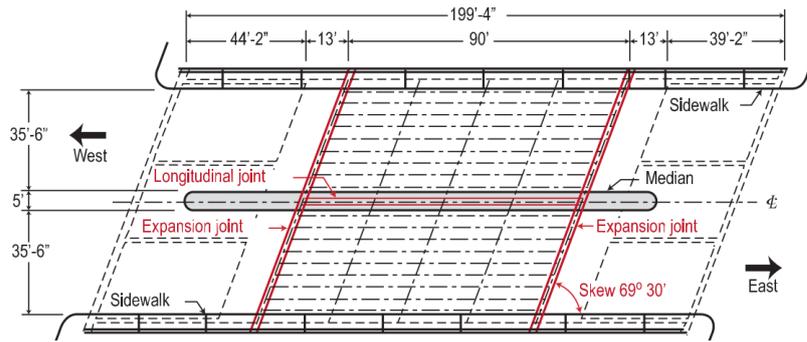
2.1.2. Mitchell *et al.* (2011)

Mitchell *et al.* (2011) analisam os aspectos estruturais do viaduto de la Concorde localizado em Laval, Québec, que teve a metade da laje central rompida por cisalhamento (Figura 2.4). O colapso ocorreu no dia 30 de setembro de 2006, onde 5 pessoas morreram e 6 ficaram feridas. Um dos aspectos que os autores destacam é o fato do viaduto, construído em 1970, estar essencialmente submetido à ação do peso próprio, o que leva à uma preocupação sobre a segurança de pontes de idade semelhante.

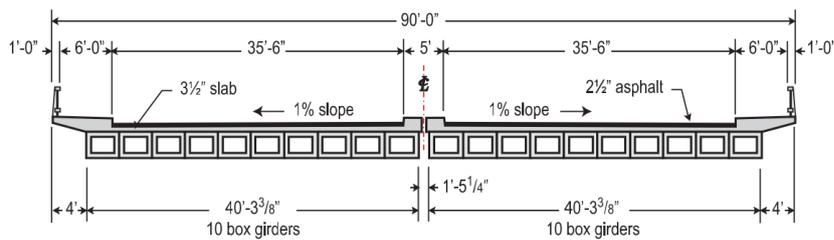


Figura 2.4 – Imagem aérea do colapso da porção sul do viaduto de la Concorde (Johnson *et al.* 2007 *apud* MITCHELL *et al.*, 2011)

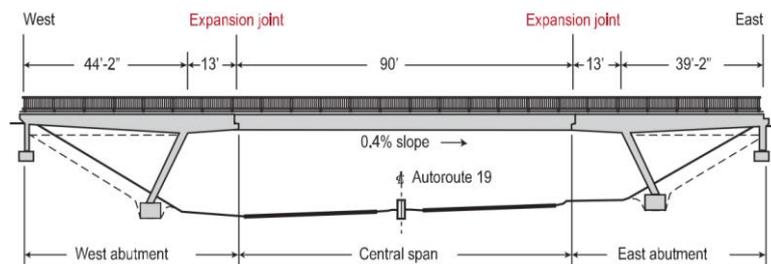
A estrutura era composta de uma laje gerber central apoiada em duas lajes em balanço. O vão central era formado por dois módulos de 10 vigas-caixão pré-fabricadas e protendidas transversalmente, com seção de 1,1 m de altura por 1,2 m de largura. Estes módulos eram separados por uma junta estrutural de 438 mm, a Figura 2.5 apresenta a geometria do viaduto.



a) Planta baixa



b) seção transversal da superestrutura



c) elevação

Figura 2.5 – Geometria da estrutura do viaduto de la Concorde (1ft = 0,3048 m e 1 in.= 25,4 mm) (MITCHELL *et al.*, 2011)

A laje em balanço na parte sudeste do viaduto rompeu de maneira frágil, devido ao cisalhamento, o que levou ao colapso da parte sul da estrutura. Diante disso, os autores fizeram várias análises a respeito do projeto e detalhamento das lajes em balanço. Levou-se em consideração as normas de pontes vigentes na época, que eram as especificações da Associação Norte-Americana de Especialistas Rodoviários e de Transporte (AASHTO 1965) e a norma S6-1966 da Associação Canadense de Normas (CSA). A laje também foi avaliada a partir da norma S6-2006 e dos resultados de um modelo 3D em elementos finitos.

O carregamento da estrutura correspondeu à solicitação das calçadas, asfalto, canteiro central e trem-tipo. O trem-tipo da norma S6-1966 era o H20-S16, que possuía peso total de 320 kN, distribuídos em 3 eixos. Já o trem-tipo da S6-2006 é o CL625 que possui 5 eixos, com peso total de 625 kN, cerca de 2 vezes maior que o anterior.

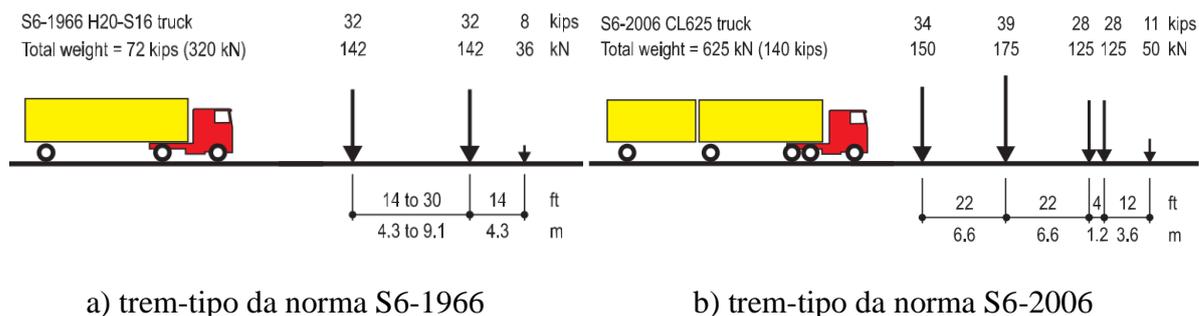


Figura 2.6 – Comparação entre os trens-tipo das normas da CSA (MITCHELL *et al.*, 2011)

O modelo 3D em elementos finitos é mostrado na Figura 2.7. Os dois módulos que formam o vão central foram modelados como uma estrutura monolítica multicelular representando as vigas-caixão, utilizando elementos finitos de placa. Também foram detalhados os encontros do viaduto, compostos por paredes verticais e trapezoidais e a laje em balanço que tinha espessura variável (Figura 2.7b).

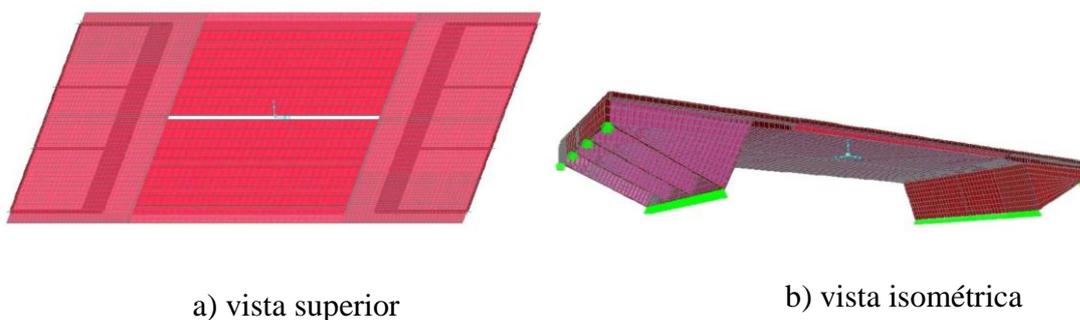


Figura 2.7- Modelagem 3D do viaduto de la Concorde (MITCHELL *et al.*, 2011)

A modelagem reproduziu três estágios da construção: o primeiro considerando somente as vigas pré-fabricadas suportando seu peso próprio; o segundo consistiu na protensão lateral para união das vigas e a concretagem da superfície; e o último estágio correspondeu ao sistema completo, com as cargas mencionadas aplicadas na superfície de concreto.

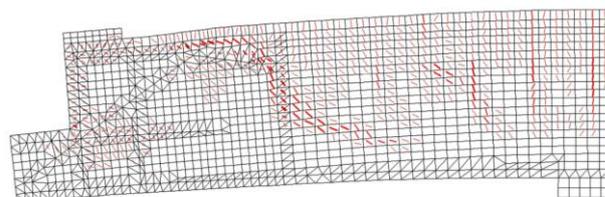
Uma das análises feita no estudo se baseou no cálculo das reações verticais no aparelho de apoio crítico localizado na laje que rompeu. Os autores compararam os resultados obtidos por diferentes métodos: prescrições da norma S6-1966, da norma S6-2006 e pelo modelo 3D. Os autores destacam o fato do modelo 3D ser mais acurado, devido a considerações como o ângulo de inclinação dos suportes em relação às lajes, o que as normas não levam em conta.

Nas análises do projeto e inspeção da parte colapsada, verificou-se a falta de armadura de cisalhamento e uma incompatibilidade entre o projeto e o que foi executado em relação à posição das armaduras na laje. A Figura 2.8a mostra o ensaio de laboratório realizado para

simular a ruptura por cisalhamento no balanço com a armadura sendo posicionada do mesmo modo que foi executado. O mesmo ensaio foi executado com a configuração detalhada em projeto. Os resultados foram então comparados com a previsão de um modelo local em elementos finitos mostrado na Figura 2.8b. Nestes modelos não foi considerada a degradação do concreto.



a) modo de ruptura do modelo ensaiado



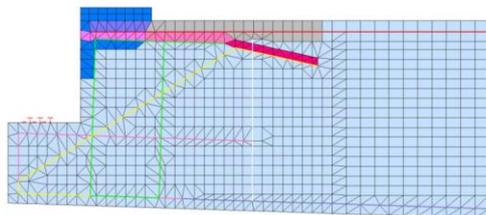
b) previsão do modelo não linear em elementos finitos

Figura 2.8 – Modelo *as-built* da laje em balanço (MITCHELL *et al.*, 2011)

Para a avaliação da degradação do concreto, realizou-se uma simulação utilizando análise não linear por elementos finitos utilizando o programa VecTor2. A Figura 2.9a mostra a degradação do concreto da laje e a Figura 2.9b mostra o modelo não linear em elementos finitos.



a) degradação do concreto e fissura inclinada acima dos ganchos de ancoragem da armadura de suspensão



b) modelo não linear em elementos finitos

Figura 2.9 – Degradação progressiva do concreto (MITCHELL *et al.*, 2011)

Os autores concluíram que apesar do projeto original satisfazer a norma S6-1966, havia uma deficiência em relação à resistência da laje ao cisalhamento e ancoragem das barras. O mal posicionamento da armadura de suspensão resultou numa zona de fragilidade no concreto, causando a sua fissuração o que permitiu diante disso a atuação de agentes naturais de degradação. Dessa forma, concluiu-se também que a degradação do concreto nessa região crítica, aliada com o desenvolvimento da fissura de cisalhamento, resultou na perda de resistência da laje o que explica o fato do viaduto ter ruído mesmo sem a ação de cargas externas elevadas. Os autores destacam ainda que a norma CSA S6 deveria requerer um valor mínimo

de armadura de cisalhamento para lajes espessas que atuarem como elementos estruturais principais.

2.1.3. Anania, Badalà e Agata (2018)

Anania, Badalà e Agata (2018) apresentam a investigação do colapso parcial do Petrulla Viaduct em Licata, sul da Itália, ocorrido em agosto de 2014. A superestrutura, de concreto protendido, era composta de 13 vãos de comprimentos variáveis entre 35 m e 50 m. As causas do acidente foram os efeitos da corrosão induzida por cloretos bem como falhas no projeto de posicionamento dos cabos de protensão. O modo de colapso consistiu na formação de uma rótula plástica no meio de um dos vãos como mostra a Figura 2.10.



Figura 2.10 – Colapso do viaduto Petrulla (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)

A investigação foi composta de análises *in situ*, testes de laboratório e de modelos numéricos computacionais. Foram coletadas amostras das barras de aço e das cordoalhas para ensaios mecânicos e extração de testemunhos do concreto para determinação de suas características físicas, químicas e mecânicas.

Verificou-se a presença de uma argamassa inadequada nos cabos de protensão, não feita a partir de cimento Portland e que em alguns pontos estava deteriorada ou sequer existia, o que favorecia a entrada de cloretos e umidade. Essa situação foi agravada pela presença de buracos nas vigas causados pela ancoragem de alguns cabos o que era propício para a ocorrência de infiltração. A ação desses agentes foi confirmada pelos ensaios e por haver várias cordoalhas com corrosão elevada e conseqüente perda de seção transversal. Ainda foram apurados vazios nas vigas devido à falta de espaçamento entre os cabos de protensão, que não foi considerado em projeto, o que não permitiu a passagem do concreto em alguns locais.

A análise computacional não linear pelo método dos elementos finitos foi realizada através do *software* SAP 2000. Dois modelos foram gerados para as análises, o primeiro consistiu na

estrutura 3D de toda a extensão das vigas protendidas (Figura 2.11a), em que inicialmente atribuiu-se as características dos materiais adotadas em projeto para servir de referência e num processamento seguinte adotou-se os valores encontrados a partir dos testes de laboratório. Já o segundo, estuda somente a seção transversal de uma viga considerando os efeitos da corrosão e dos erros de projeto notados após o colapso (Figura 2.14).

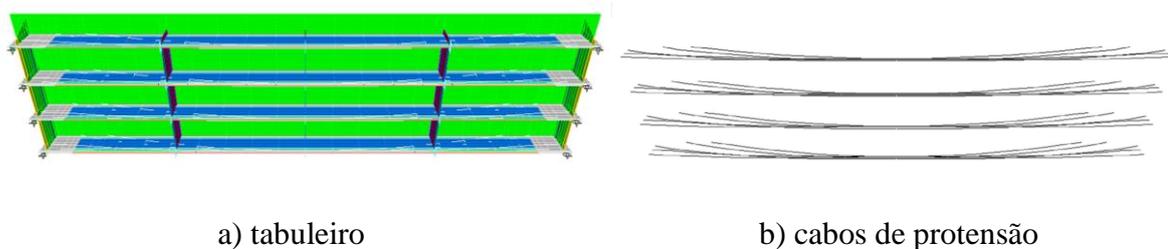


Figura 2.11 – Modelagem 3D do viaduto Petrulla (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)

As vigas foram modeladas com elementos de casca para permitir a colocação da armadura, os cabos de protensão com elementos de *frame* (Figura 2.11b), ligados aos elementos de casca por *links* que simulavam a interface das barras com o concreto. Assim, na análise não linear, a rigidez desses elementos era alterada a cada estágio do processamento, a fim de simular a degradação da argamassa, o que gerou diferentes condições de aderência entre os materiais.

O carregamento aplicado na estrutura foi determinado de acordo com a norma italiana DM 1980, constituído pelo peso próprio dos elementos, cargas móveis incluindo um trem-tipo de peso total de 550 kN e outro de 330kN e a carga de pedestres de 4kN/m². A protensão nos cabos foi aplicada de acordo com o projeto original e considerando a perda de tensão durante os 30 anos desde a construção do viaduto. Para simular a protensão impôs-se um deslocamento correspondente à tensão desejada.

O processamento foi realizado com um tipo de análise do SAP2000 que considera várias etapas de construção, que no caso partiu desde a colocação das vigas até atribuição das cargas na laje. Depois também foram incluídos outros estágios: consideração da fluência e variação do diâmetro dos cabos para 90% do original para simular corrosão das cordoalhas juntamente com a variação da rigidez dos *links*, como dito anteriormente. Com a convergência de resultados dessa última etapa, o diâmetro dos cabos foi reduzido gradualmente até 39%. Mais de 50 modelos foram estudados variando-se o número de cabos com corrosão. A Figura 2.12 mostra as tensões normais no viaduto num estágio de carregamento próximo ao colapso e a Figura 2.13 indica a porção dos cabos sob corrosão, posição determinada pelas análises *in situ*.

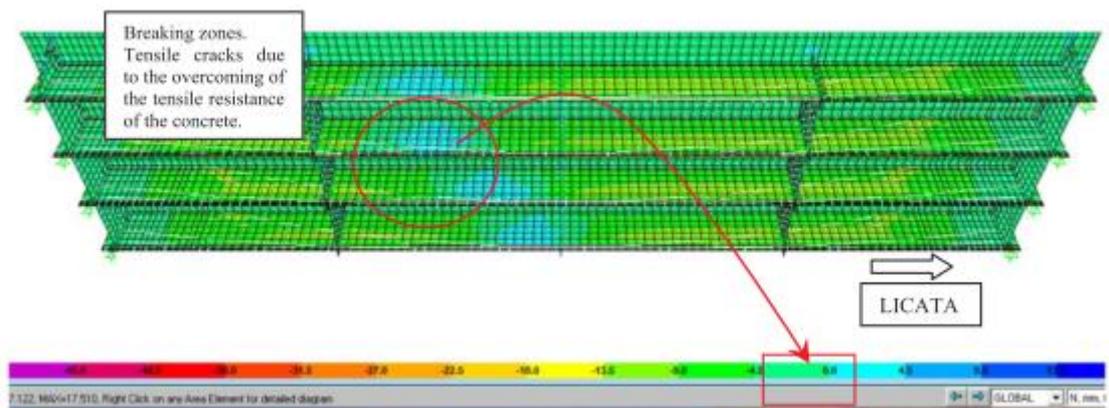


Figura 2.12 – Tensões normais no estágio de carregamento próximo ao colapso (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)

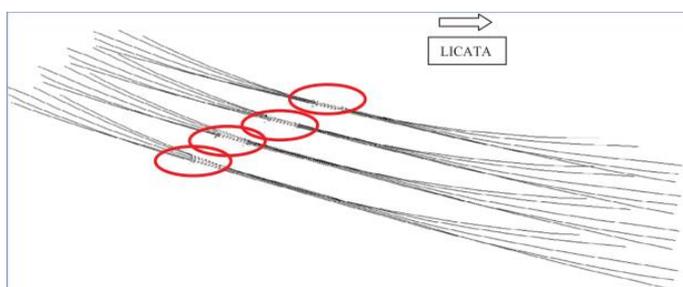


Figura 2.13 – Porção dos cabos sob corrosão (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)

A Figura 2.14 mostra a segunda modelagem realizada, considerando apenas parte da viga longitudinal onde foram observados os vazios devido ao congestionamento da armadura de protensão.

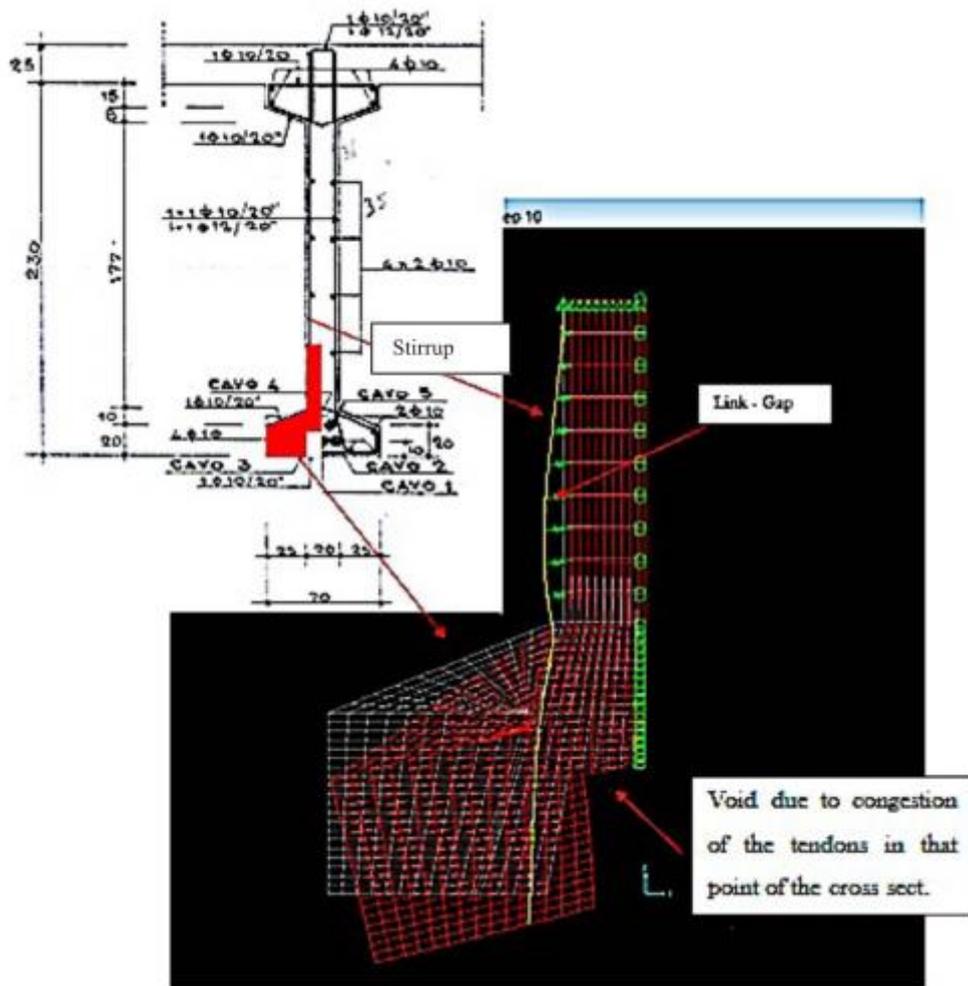
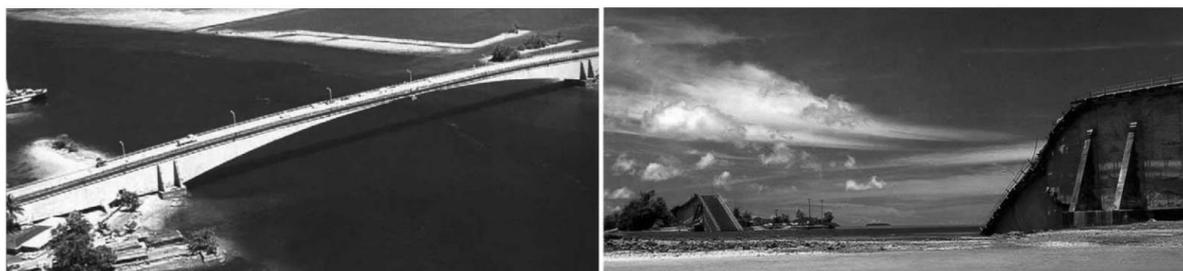


Figura 2.14 – Configuração deformada da parte da viga estudada (ANANIA; BADALÀ; AGATA, 2018)

Diante do exposto os autores concluíram que devido à infiltração a corrosão das cordoalhas provocou a perda de seção e conseqüente perda da protensão nos cabos, o que gerou uma redistribuição de tensões. Porém, devido às imperfeições do projeto, os vazios criados entre os cabos permitiram a rotação das mesas inferiores da seção transversal da viga. A tensão de tração no concreto acabou superando à sua resistência e a ruptura ocorreu.

2.1.4. Bažant, Yu e Li (2012a, 2012b)

Bažant, Yu e Li (2012a, 2012b), estudam o caso da ponte Koror-Babeldaob (KB), que entrou em colapso no dia 26 de setembro de 1996 causando 2 mortes e deixando muitos feridos. Construída em 1977, a ponte tinha um vão principal de 241 m, considerado um recorde mundial de pontes segmentadas do tipo viga-caixão. Esse vão composto de dois balanços ligados por uma rótula central. Cada um dos balanços era composto de 25 vigas-caixão pré-fabricadas de altura variável entre 14,17 m, nos pilares principais, até 3,66 m no centro do maior vão.



a) antes do colapso

b) depois do colapso

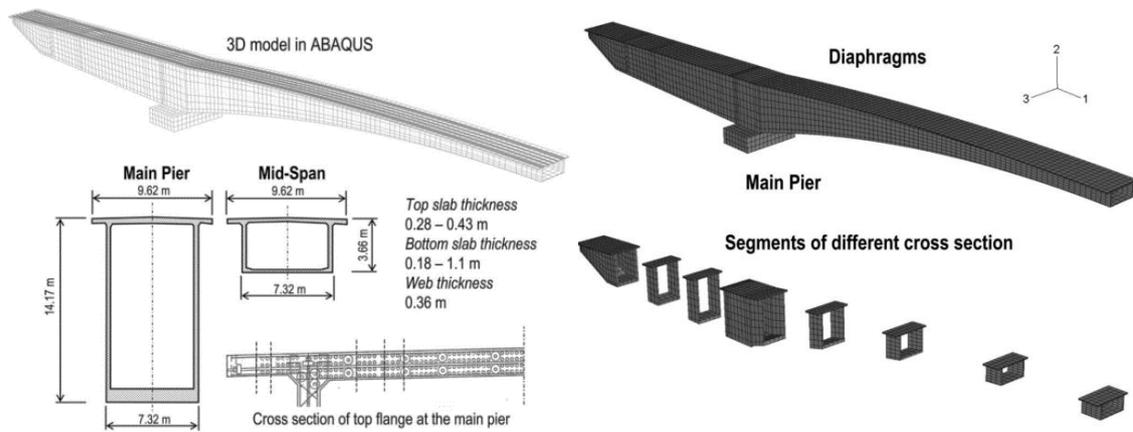
Figura 2.15 – Ponte Koror-Babeldaob (KB)

A ponte, desde o término da sua construção apresentava grandes deslocamentos. A flecha medida nessa época era de 1,39 m no meio do vão principal e continuava a aumentar, atingindo o valor de 1,61 m após 18 anos, valor bastante superior ao esperado pelo projeto, de aproximadamente 0,6 m. Uma tentativa de recuperação com protensão adicional foi feita, mas isso levou a ponte ao colapso 3 meses depois. Diante disso, neste estudo os autores têm como objetivo explicar a razões para as flechas excessivas e comparar o desempenho de vários modelos de previsão de fluência e retração existentes, tendo como base os dados reais de deslocamentos e das características dos materiais empregados.

Os modelos comparados foram da norma norte americana (ACI), do Comitê Euro-Internacional do Concreto (CEB), da Federação Internacional da Protensão (FIP), da Sociedade Japonesa de Engenheiros Civis (JSCE), modelo de Gardner e Lockman (GL) e o Modelo B3 criado por Bazant e outros autores. Para todos os modelos utilizou-se a análise 3D por elementos finitos utilizando o *software* ABAQUS. Os resultados obtidos também foram comparados com os de um modelo de viga unidimensional feito num programa comercial utilizando a norma CEB.

Devido à simetria, apenas metade da ponte é analisada, os elementos utilizados foram hexaedros sendo a malha gerada automaticamente pelo ABAQUS, resultando em 5036 elementos (Figura

2.16). A malha foi validada comparando-se os deslocamentos encontrados com os de uma malha mais refinada. Os cabos e armadura passiva foram modelados por elementos de barra.



a) modelo 3D e seções transversais

b) modelos 3D e segmentos

Figura 2.16 – Modelagem da ponte KB (BAŽANT; YU; LI, 2012a, 2012b)

A modelagem considerou o processo construtivo de balanços sucessivos, sendo cada aduela colocada em sequência e recebendo o peso adicional da máquina. A protensão, que na prática foi realizada em vários momentos, também foi sendo implementada aos poucos. A introdução da pré-tensão foi realizada por uma ferramenta do ABAQUS que é a aplicação de condições iniciais nos elementos, uma dessas condições é um estado de tensão prévio, representando assim a protensão das armaduras. O carregamento devido ao tráfego ao longo dos 18 anos foi determinado e aplicado no modelo, mas os autores concluíram que para análise de fluência, os efeitos deles não foram significativos frente às ações permanentes (BAŽANT; YU; LI, 2012b).

Os autores concluíram que a subestimação das flechas e da perda de protensão se deram por: modelos de materiais não adequados para fluência e retração, por não incluir parâmetros ajustáveis para cada situação como no Modelo B3; análise através de modelo de viga ao invés de uma análise tridimensional; diferenças nas taxas de retração e fluência de secagem devido às diferentes espessuras das paredes das aduelas e pela falta de uma análise estatística no projeto.

2.1.5. Atapattu *et al.* (2016)

Atapattu *et al.* (2016) analisam o colapso da ponte Meeliyadda em Kurunegala, Sri Lanka. O acidente ocorreu no dia 25 de julho de 2015, quando dois caminhões carregando metal atravessavam a estrutura. Construída em 1820, a ponte de treliça Pratt, tinha comprimento de 37,2 m, largura de 4,2 m e altura de 3,6 m. Em sua estrutura haviam barras para contenção

lateral nos banzos superiores que apresentavam corrosão e assim, no momento do colapso boa parte delas foi removida. Diante disso os autores avaliam o comportamento da ponte com a retirada ou não desses elementos enrijecedores.



Figura 2.17 – Colapso da ponte Meeliyadda (ATAPATTU *et al.*, 2016)

A análise foi feita através de um modelo 3D em elementos finitos utilizando o *software* SAP 2000. Dois modelos foram analisados, com ou sem os suportes laterais como mostra a Figura 2.18. O carregamento considerado foram o peso próprio da ponte, a camada de asfalto e a carga de cada caminhão no momento do colapso, estimada em 16 toneladas. Vários casos de carregamento foram criados variando-se a posição de um dos caminhões, sendo que o outro estava em uma das extremidades da ponte no momento da queda.

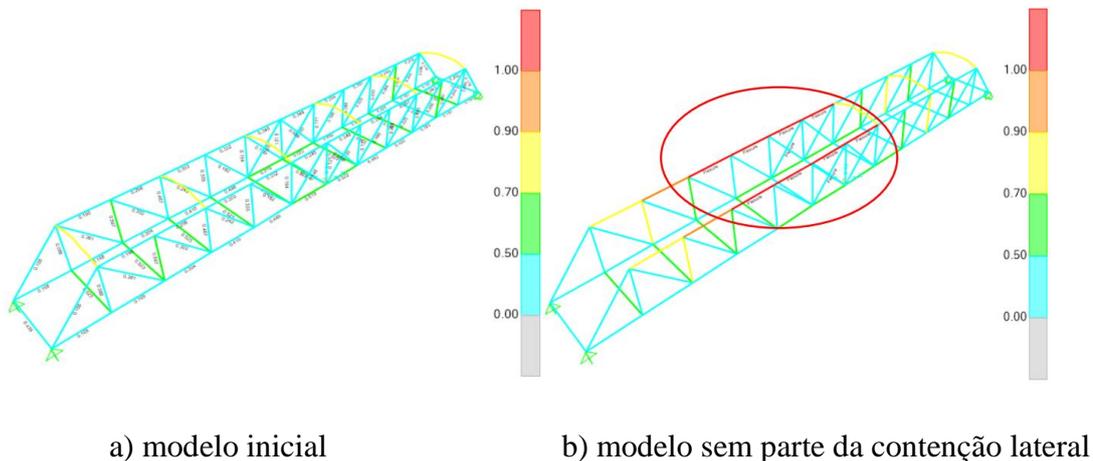


Figura 2.18 – Modelagem 3D da ponte Meeliyadda (ATAPATTU *et al.*, 2016)

Os gráficos Figura 2.18 plotam a relação solicitação/resistência dos dois modelos em que mostra que a capacidade resistente da estrutura diminui, devido ao aumento do comprimento efetivo dos banzos superiores. Diante disso, os autores concluíram que a remoção desses elementos pode ter sido a causa da ruína da ponte, pois, a análise da estrutura completa mostra que a estrutura teria capacidade resistente para o carregamento aplicado.

2.2. Concrete Damaged Plasticity Model (CDPM)

Desenvolvido por Lubiner *et al* (1989) e aprimorado por Lee e Fenves (1998), o modelo de dano-plástico é bastante utilizado para análise de estruturas de concreto armado. A formulação desenvolvida é implementada em programas de elementos finitos, a partir de algoritmos numéricos. O software utilizado neste estudo, ABAQUS, já possui o modelo implementado, sendo que na biblioteca de propriedades o usuário insere os parâmetros necessários para a análise.

O *Concrete Damaged Plasticity Model* (CDPM), que permite a análise de materiais quase frágeis, pode ser utilizado em aplicações onde a estrutura é sujeita a carregamento monotônico, cíclico e/ou dinâmico sob baixas pressões de confinamento. O principal uso do modelo é na análise de estruturas de concreto armado, apesar de que é possível também simular o concreto simples, possibilitando até mesmo análises mais complexas como o estudo de sismos, pois a formulação permite a modelagem do comportamento de abertura/fechamento das fissuras através da recuperação da rigidez elástica durante o processo descarregamento elástico do estado de tração para o de compressão (LEE; FENVES, 1998).

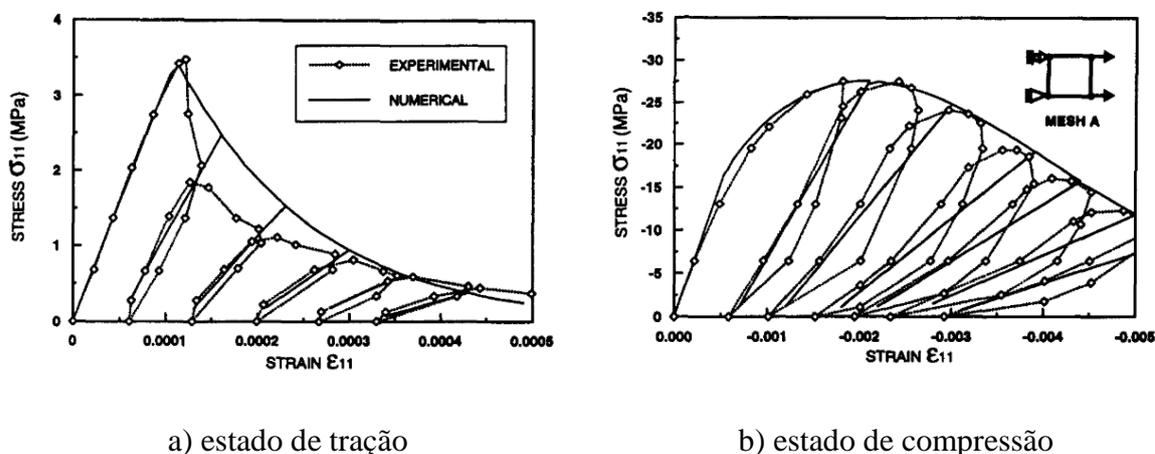


Figura 2.19 – Solução numérica de carregamento cíclico uniaxial comparada com resultados experimentais (LEE; FENVES, 1998)

Os conceitos utilizados no CDPM são desenvolvidos a partir da teoria clássica de plasticidade aplicando-se também os conceitos de dano baseados na energia de fratura. O modelo considera que os principais mecanismos de falha do material são a fissuração quando tracionado e o esmagamento na compressão. Para compressão e tração sob carregamento uniaxial a relação entre tensão-deformação é descrita como:

$$\sigma_t = (1 - d_t) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (\text{Eq. 1})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) \cdot E_0 \cdot (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (\text{Eq. 2})$$

Onde, σ é a tensão uniaxial, E_0 é o módulo de Young inicial (não danificado), ε é a deformação total, ε^{pl} é a deformação plástica, d é a variável de dano, os índices subscritos t e c referem-se à tração e compressão, respectivamente.

Para condições de carregamento/descarregamento uniaxial cíclico o CDPM que a redução do módulo de Young é dada por:

$$E = (1 - d) \cdot E_0 \quad (\text{Eq. 3})$$

Onde d é uma variável escalar de degradação.

Os dados de entrada do modelo são os parâmetros de plasticidade do concreto, os modelos constitutivos de compressão e tração e as curvas de dano por compressão e por tração.

2.2.1. Comportamento à Compressão

O modelo constitutivo do concreto submetido à compressão uniaxial pode ser definido além do regime elástico. A curva tensão-deformação do concreto é fornecida como uma função tabular da deformação inelástica, ε^{in} e se desejado, da taxa de deformação, temperatura e de variáveis de campo. Os dados de endurecimento do concreto são dados em termos de ε^{in} ao invés da deformação plástica ε_c^{pl} . A deformação inelástica de compressão é definida como a deformação total menos a deformação elástica correspondente ao material não danificado:

$$\varepsilon^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el} \quad (\text{Eq. 4})$$

Onde, $\varepsilon_{0c} = \sigma_c / E_0$ como ilustrado na Figura 2.20.

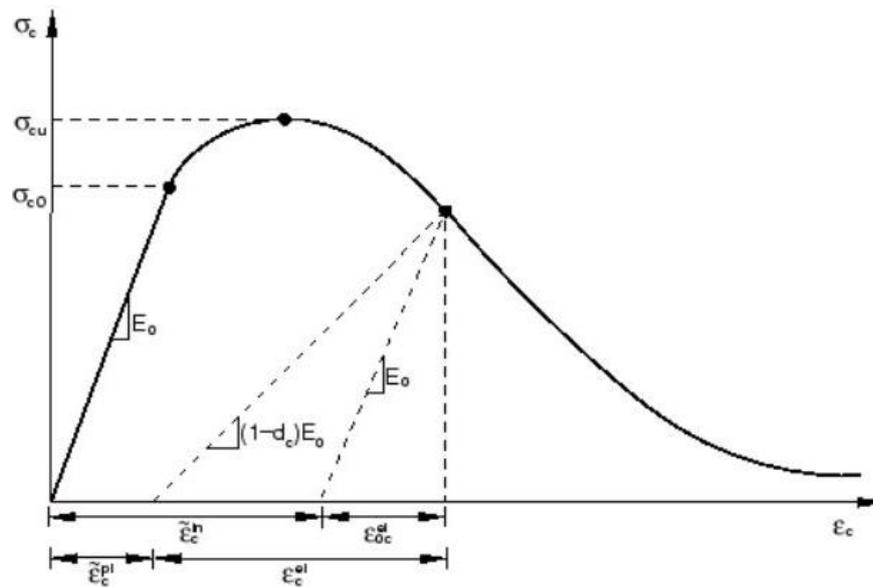


Figura 2.20 – Definição da deformação inelástica usada para definição dos dados de endurecimento (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014)

O ABAQUS automaticamente converte os valores de deformação inelástica para valores de deformação plástica usando a relação:

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \cdot \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (\text{Eq. 5})$$

Desse modo, tem-se que a variável de dano d_c é função da deformação plástica, além da taxa de deformação, temperatura e de variáveis de campo, se houverem. Assim, pode-se inserir o modelo de dano como uma função tabular da deformação inelástica.

2.2.2. Comportamento à Tração

O comportamento pós-falha do concreto é modelado com o enrijecimento à tração que permite a definição do regime de amolecimento para um concreto fissurado. A curva tensão-deformação do concreto é fornecida como uma função tabular da deformação de fissuração, ε^{ck} . A deformação de fissuração é definida como a deformação total menos a deformação elástica correspondente ao material não danificado:

$$\varepsilon^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (\text{Eq. 6})$$

Onde, $\varepsilon_{0t} = \sigma_t / E_0$ como ilustrado na Figura 2.21.

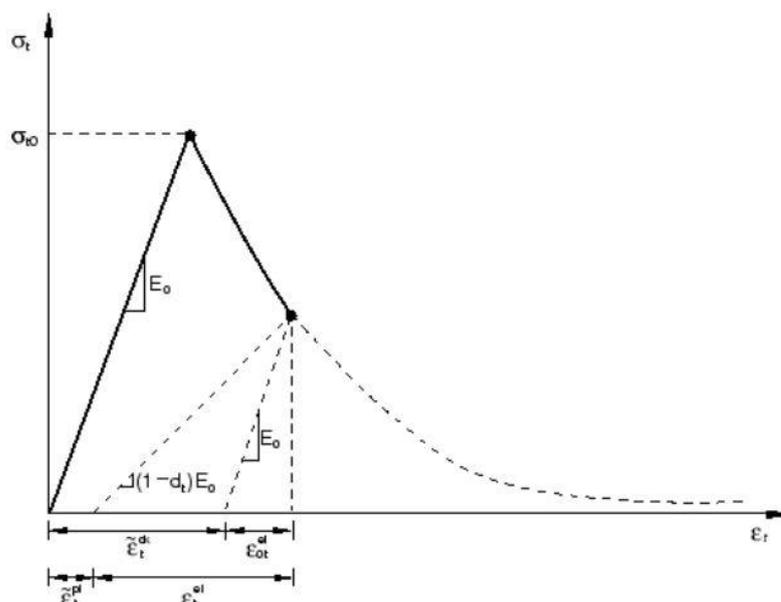


Figura 2.21 – Definição da deformação de fissuração usada para definição dos dados de enrijecimento à tração (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014)

O ABAQUS automaticamente converte os valores de deformação de fissuração para valores de deformação plástica usando a relação:

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \cdot \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (\text{Eq. 7})$$

Desse modo, tem-se que a variável de dano d_t é função da deformação plástica, além da taxa de deformação, temperatura e de variáveis de campo, se houverem. Assim, pode-se inserir o dano como uma função tabular da deformação de fissuração.

2.2.3. Variáveis de Dano

Para a obtenção das variáveis de dano Alfarah; López-Almansa e OLLER (2017) propuseram uma metodologia que tem as seguintes vantagens apontadas pelos autores:

- É baseada na formulação de Lubiner *et al* (1989) Lee e Fenves (1998) que é a base do modelo do Abaqus. A abordagem proposta modifica essa formulação e obtêm expressões fechadas para as variáveis de dano em termos das deformações correspondentes; essas expressões são obtidas a partir da integração da energia de fratura e de esmagamento do concreto;
- Não é requerida a calibração com resultados experimentais;

- Facilidade de implementação;
- Resultados não são sensíveis ao tamanho da malha de elementos finitos, desde que uma estratégia que visa evitar a dependência da malha é incorporada.

Os dados de entrada para a metodologia são a resistência à compressão do concreto f_{ck} , os parâmetros dados na Tabela 2.1, o comprimento característico do elemento finito, l_{eq} e a razão $b = \varepsilon_c^{pl} / \varepsilon_c^{ch}$, onde $\varepsilon_c^{ch} = \varepsilon_c^{in}$. Inicialmente assume-se que $b = 0.9$.

Tabela 2.1 – Parâmetros do CPDM

K_c	ψ (°)	f_{b0} / f_{c0}	ϵ
0.7	13	1.16	0.1

Onde, K_c é a razão entre as magnitudes da tensão deviatórica em tensão e compressão uniaxial ψ o ângulo de dilatância, f_{b0} e f_{c0} são as resistências à compressão biaxial e uniaxial, respectivamente e ϵ a excentricidade da superfície potencial plástica. Desses parâmetros depende o comportamento do concreto no estado multiaxial de tensão.

Calcula-se então a resistência à compressão e à tração médias f_{cm} , f_{tm} , o módulo de Young tangente inicial do concreto E_{ci} e o módulo não danificado E_0 (Figura 2.22) e a energia de fratura do concreto G_F . Neste trabalho, esses parâmetros seguiram as recomendações da CEB-FIP Model Code (2010). Calcula-se também a energia de esmagamento do concreto G_{ch} , a abertura da fissura crítica w_c . Na Tabela 2.2 tem-se a formulação das propriedades do concreto adotadas no estudo.

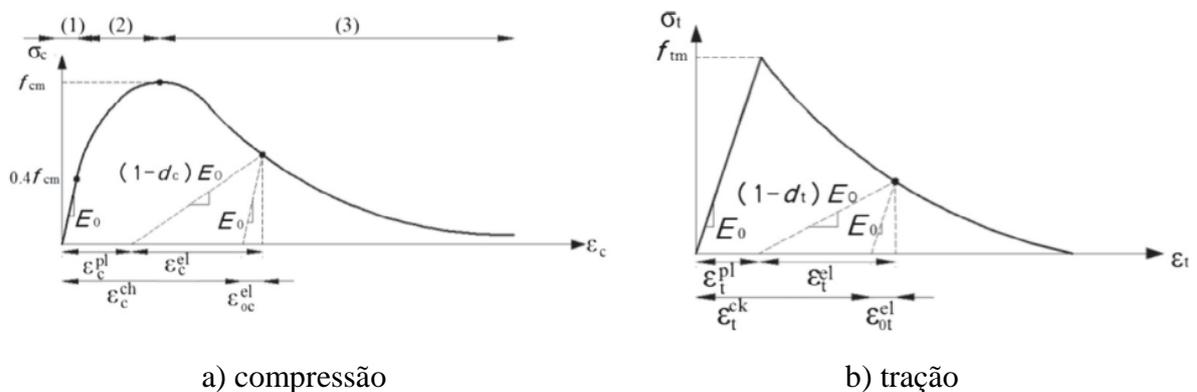


Figura 2.22 – Modelo uniaxial admitido para o comportamento do concreto (ALFARAH; LÓPEZ-ALMANSA; OLLER, 2017)

Tabela 2.2 – Fórmulas das propriedades do concreto

f_{cm} (MPa)	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{tm} (MPa)	$f_{tm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$
E_{ci} (MPa)	$E_{ci} = \alpha_E \cdot 21.5 \cdot 10^3 \cdot (f_{cm} / 10)^{1/3}$
E_0 (MPa)	$E_0 = \left(0.8 + 0.2 \cdot \frac{f_{cm}}{88} \right) \cdot E_{ci}$
G_F (N/m)	$G_F = 73 \cdot f_{cm}^{0.18}$
G_{ch} (N/m)	$G_{ch} = \left(\frac{f_{cm}}{f_{tm}} \right)^2 \cdot G_F$
w_c (m)	$w_c = 5.14 \cdot \frac{G_F}{f_{tm}}$

Gera-se então os três seguimentos do modelo de compressão uniaxial do concreto (Figura 2.22- a) calculados como:

$$\sigma_{c(1)} = \frac{E_0}{\varepsilon_c} \text{ para } \varepsilon_c \leq \frac{0.4 \cdot f_{cm}}{E_0} \quad (\text{Eq. 8})$$

$$\sigma_{c(2)} = \left(\frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \right) \text{ para } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cm} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$\sigma_{c(3)} = \left(\frac{2 + \gamma_c \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm} - \gamma_c \cdot \varepsilon_c + \frac{\varepsilon_c^2 \cdot \gamma_c}{2 \cdot \varepsilon_{cm}}}{2 \cdot f_{cm}} \right)^{-1} \quad (\text{Eq. 10})$$

Em que,

$$\gamma_c = \frac{\pi^2 \cdot f_{cm} \cdot \varepsilon_{cm}}{2 \cdot \left[\frac{G_{ch}}{l_{eq}} - 0.5 \cdot f_{cm} \cdot (\varepsilon_{cm} \cdot (1 - b) + b \cdot \frac{f_{cm}}{E_0}) \right]^2} \quad (\text{Eq. 11})$$

Onde, $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{cm}$, $k = E_{ci} / E_{c1}$, ε_{cm} é a deformação do concreto no ponto de máxima tensão de compressão, E_{c1} é o módulo de Young secante calculado da origem até a máxima tensão de compressão.

Determina-se ainda os dois seguimentos do modelo de tensão uniaxial do concreto (Figura 2.22- b) de acordo com as seguintes equações:

$$\sigma_{t(1)} = E_0 \cdot \varepsilon_t \text{ para } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tm} \quad (\text{Eq. 12})$$

$$\sigma_{t(2)} = f_{tm} \cdot \left[\left(1 + \left(3 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right) \cdot e^{-6.93 \cdot w/w_c} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + 3^3) \cdot e^{-6.93} \right] \text{ para, } \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tm} \quad (\text{Eq. 13})$$

Onde, ε_{tm} é a deformação do concreto no ponto de máxima tensão de tração, f_{tm} .

Determina-se os parâmetros de dano:

$$a_c = 2 \cdot (f_{cm} / f_{c0}) - 1 + 2 \sqrt{(f_{cm} / f_{c0})^2 - (f_{cm} / f_{c0})} \quad (\text{Eq. 14})$$

$$a_t = 2 \cdot (f_{tm} / f_{t0}) - 1 + 2 \sqrt{(f_{tm} / f_{t0})^2 - (f_{tm} / f_{t0})} \quad (\text{Eq. 15})$$

Sendo que está sendo considerados $f_{c0} = 0.4 \cdot f_{cm}$ e $f_{t0} = f_{tm}$

$$b_c = \frac{1.97 \cdot (f_{ck} + 8)}{G_{ch}} \cdot l_{eq} \quad (\text{Eq. 16})$$

$$b_c = \frac{1.97 \cdot (f_{ck} + 8)}{G_{ch}} \cdot l_{eq} \quad (\text{Eq. 17})$$

$$b_t = \frac{0.453 \cdot f_{ck}^{2/3}}{G_F} \cdot l_{eq} \quad (\text{Eq. 18})$$

Calcula-se a evolução do dano:

$$d_c = 1 - \frac{1}{2 + a_c} \cdot [2 \cdot (1 + a_c) \cdot \exp(-b_c \cdot \varepsilon_c^{ch}) - a_c \cdot \exp(-2 \cdot b_c \cdot \varepsilon_c^{ch})] \quad (\text{Eq. 19})$$

$$d_t = 1 - \frac{1}{2 + a_t} \cdot [2 \cdot (1 + a_t) \cdot \exp(-b_t \cdot \varepsilon_t^{ck}) - a_t \cdot \exp(-2 \cdot b_t \cdot \varepsilon_t^{ck})] \quad (\text{Eq. 20})$$

Por fim calcula-se as deformações plásticas pelas equações (Eq. 5) e (Eq. 7) e a média da razão $b = \varepsilon_c^{pl} / \varepsilon_c^{ch}$ e compara-se com o valor assumido inicialmente. Repete-se esse procedimento até a convergência.

Alguns pontos a se destacar do modelo é que possibilita o uso dos valores das propriedades mecânicas do concreto tanto experimentais quanto normativos e pelo fato de se considerar o tamanho característico do elemento é necessário que a malha de elementos finitos seja constante. Se o tamanho dos elementos for variável para um mesmo material, deve-se calcular os parâmetros para cada tamanho seguindo o procedimento apresentado.

3. METODOLOGIA

Inicialmente foi realizada uma análise linear para um estudo das ferramentas disponíveis no *software* ABAQUS, observando as dificuldades e limitações encontradas a fim de aprimorar o modelo para a conclusão do estudo. A partir disso foi feita as correções necessárias para a análise não-linear.

3.1. Análise Linear

3.1.1. Descrição da Geometria

Inicialmente definiu-se a geometria das partes constituintes do modelo: pilar (Figura 3.1) e laje. Devido à impossibilidade de acesso aos projetos originais, as medidas adotadas para o viaduto tiveram como base uma inspeção realizada pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER/DF) em 2013, em conjunto com a inspeção feita pela Universidade de Brasília após o colapso da estrutura.

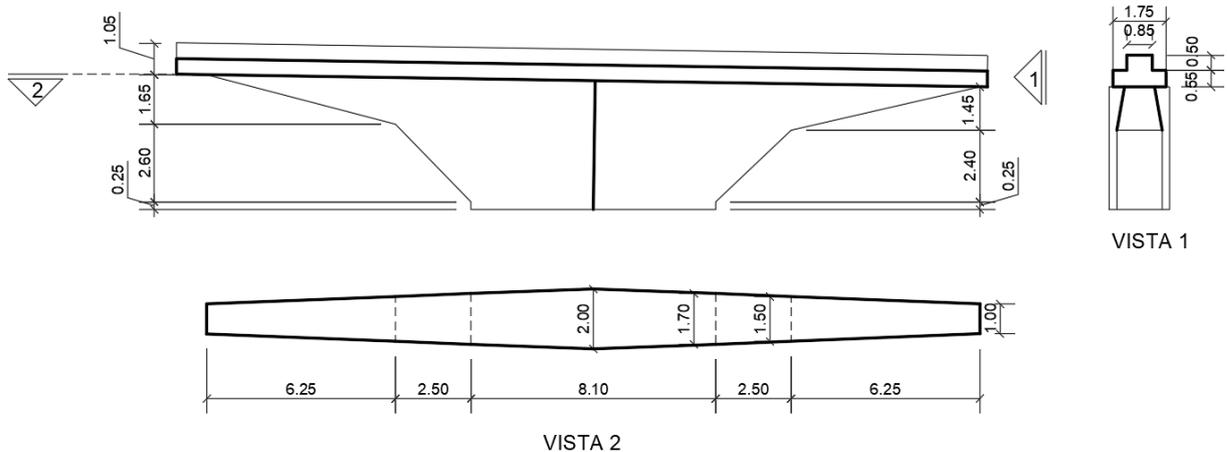


Figura 3.1 – Geometria do pilar

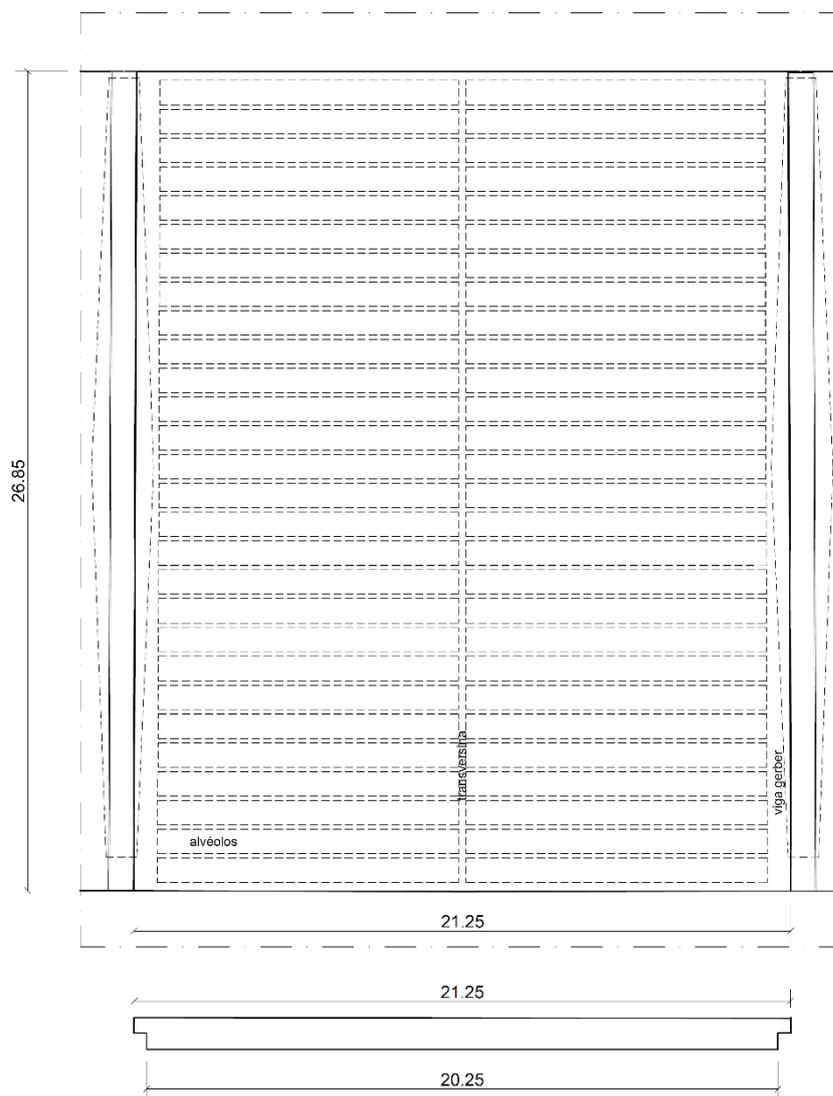


Figura 3.2 – Geometria típica das lajes

Com essas dimensões foi feito no programa AutoCAD um modelo 3D de cada elemento para importação pelo *software* ABAQUS. É importante destacar que não foi incorporada a armadura dos elementos nesta etapa, somente na posterior.

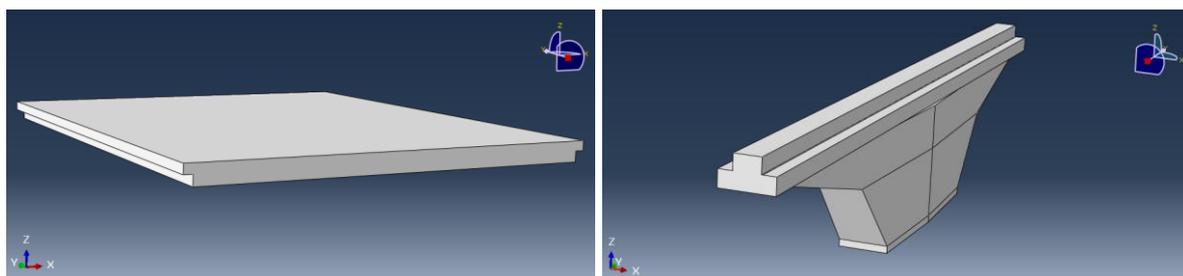


Figura 3.3 – Desenho 3D da laje e do pilar no ABAQUS

3.1.2. Propriedades dos Materiais

A análise inicial foi feita considerando o concreto como um material elástico-linear. Como a resistência à compressão característica geralmente utilizada na época da construção do viaduto era de 24MPa, foi atribuído um módulo de elasticidade de 21GPa e Poisson de 0.2, conforme a NBR 6118 (2014). O mesmo material foi aplicado nos pilares e laje.

3.1.3. Composição do Modelo

Optou-se pela utilização de um modelo com dois pilares e uma laje, considerando este um modelo representativo do todo, já que a estrutura é isostática e não tem grandes variações de dimensões entre os elementos de cada vão (Figura 3.4).

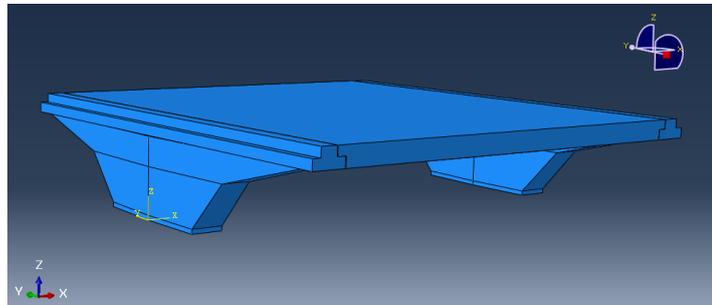


Figura 3.4 – Modelo 3D analisado

3.1.4. Tipo de Análise

No *software*, é necessária a definição se a análise será estática, dinâmica, viscoelástica, dentre outros tipos disponibilizados pelo programa. Neste estudo será feita somente análise estática, os esforços dinâmicos serão considerados conforme as prescrições da NBR 7188 (2013).

3.1.5. Interação Laje-Pilar

Para que haja a transferência de esforços entre a laje e pilares é necessário promover uma interação entre os elementos, pois o software não faz isso automaticamente. Assim, utilizou-se uma opção chamada *tie constraint* que une duas regiões mesmo que estas não tenham uma malha compatível (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014).

3.1.6. Carregamento e Condições de Contorno

O carregamento utilizado correspondeu ao peso próprio da estrutura, uma carga de multidão e o peso do pavimento. Ainda não havia sido definido o carregamento final, estas cargas foram

aplicadas para inicialmente avaliar a resposta da estrutura. Como a análise inicial é linear calculou-se o carregamento total do tabuleiro e dividiu entre as duas extremidades dos pilares que não estão em contato com a laje, para que fosse feita a simulação de outros tabuleiros adjacentes.

Os pilares foram considerados engastados em sua base. Para evitar movimento de corpo rígido, foi aplicada uma restrição de movimento com rigidez desprezível em cada uma das três direções da laje.

3.1.7. Malha de Elementos Finitos

A malha foi composta por elementos sólidos tetraédricos, aplicada em cada parte do modelo, resultando em 1340683 elementos com 296768 nós e 890691 graus de liberdade.

3.1.8. Processamento

Para o processamento é necessário a configuração do uso que o programa fará da memória do computador, número de processadores a serem utilizados entre outros aspectos. Essa etapa é essencial para que se possa otimizar o tempo para a solução do problema, bem como para evitar a sobrecarga do sistema. Após feitas as configurações os dados do modelo são submetidos para a resolução numérica.

3.2. Resultados da Modelagem Elástica-Linear

Com relação aos deslocamentos da estrutura obteve-se os resultados apresentados na Figura 3.5.

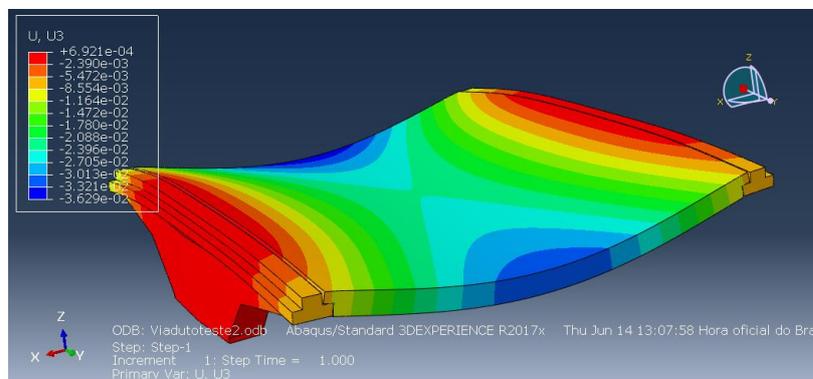


Figura 3.5- Deslocamentos na direção z

Devido ao balanço, temos um deslocamento de até - 3,63 cm no centro da extremidade da laje. No meio do vão, o valor encontrado foi por volta de - 2,4 cm. Este valor foi comparado com um cálculo manual utilizando a equação da linha elástica de uma viga biapoiada com carga distribuída, onde a flecha (f) no centro é dada por:

$$f = -\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I} \quad (\text{Eq. 21})$$

Onde q é a carga por metro distribuída no vão, L é o comprimento da viga, E o módulo de elasticidade e I o momento de inércia da seção da viga.

Este cálculo resultou num valor de - 2 cm, considera aceitável em termos de ordem de grandeza.

Na Figura 3.6 e Figura 3.7 temos a distribuição de tensões em cada eixo. Os valores encontrados na direção x no tabuleiro ficaram dentro do intervalo de 7MPa de tração a 7 MPa de compressão. Já na direção do eixo y as tensões normais nos pilares ficaram dentro da faixa de 6MPa de tração a 6MPa de compressão.

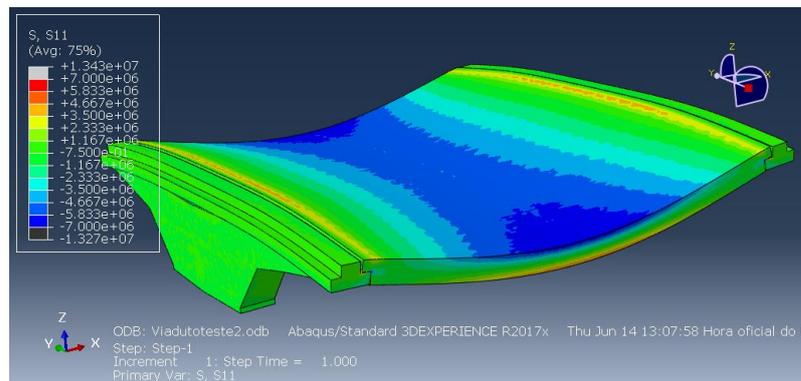


Figura 3.6 – Distribuição de tensões normais na direção x

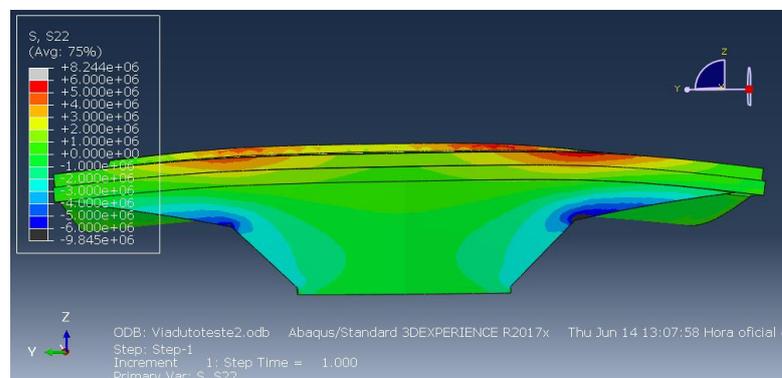
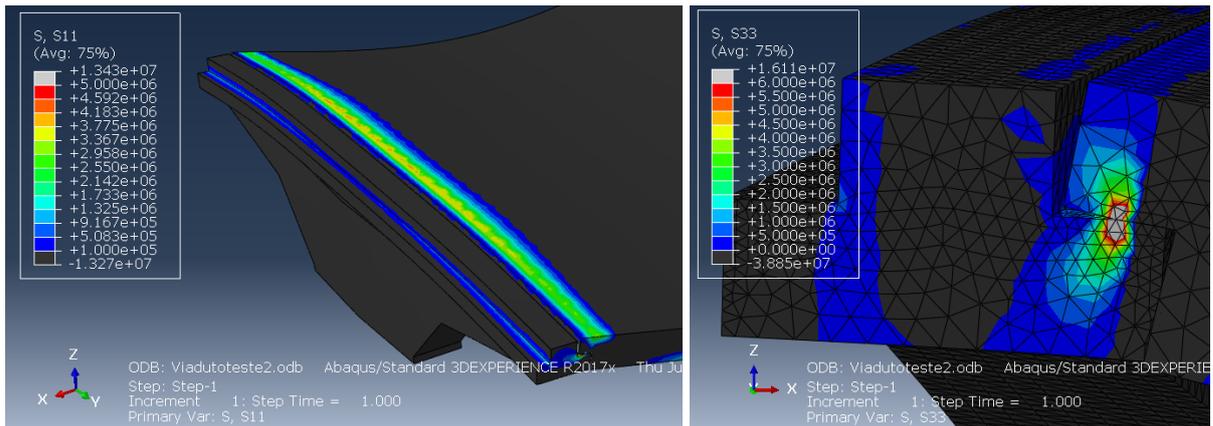


Figura 3.7 – Distribuição de tensões normais na direção em y

A respeito da ligação entre o tabuleiro e o pilar, a consideração do *tie constraint* faz com que a laje e o pilar estejam unidos, o que não ocorre na prática, pois a laje é livre para rotacionar. Para tentar contornar este problema o *constraint* foi aplicado nos dentes gerber em uma área reduzida, para tentar que houvessem somente esforços de compressão nessa área, mas a rotação da laje fez com que ainda aparecessem esforços de tração que não condizem com o modelo real, como pode ser visto na Figura 3.8.



a) tensões normais na direção x

b) tensões normais na direção z

Figura 3.8 – Detalhe da distribuição de tensões na ligação entre a laje e o pilar

3.2.1. Discussão dos Resultados

Devido ao alto custo computacional que estava-se tendo com uma análise linear simples, optou-se pela modelagem apenas do pilar na etapa seguinte, além de que a estrutura é isostática, portanto a transferência de esforços entre a laje e o pilar é simples. Com isso evitou-se também o uso de ferramentas para ligação laje/pilar que atribuíam erros ao modelo, como comentado anteriormente.

3.3. Análise Não-Linear

Nesta etapa, como já foi mencionado, a análise foi concentrada apenas no pilar do viaduto que colapsou. No modelo não-linear diferentemente do apresentado acima, as propriedades dos materiais foram definidas a partir dos ensaios realizados pela Universidade de Brasília, sendo que a armadura também foi considerada. Os carregamentos também foram atualizados para esta avaliação.

3.3.1. Determinação do Modelo Constitutivo do Concreto

Como o modelo constitutivo escolhido à princípio necessitaria de diversos ensaios de laboratório para a determinação das propriedades físicas e mecânicas do concreto, buscou-se na literatura os dados necessários para o modelo. Foram então utilizados os parâmetros utilizados por Jankowiak e Lodygowski (2005) dispostos na Tabela 2.1. As curvas de compressão, tração e dano foram as mesmas adotadas pelos autores com o objetivo apenas de testar o modelo, já que o concreto utilizado tinha $f_{ck} = 40MPa$, diferente do estimado para o concreto do viaduto em questão, de $f_{ck} = 35MPa$ (seção 383.3.4).

Tabela 3.1 - Parâmetros do material para o CPDM, concreto de classe 40/50 (JANKOWIAK; LODYGOWSKI, 2005)

Parâmetros do material		Parâmetros do CPDM	
		ψ	38°
Elasticidade		ϵ	1
E (GPa)	19.7	f_{b0} / f_{c0}	1.12
ν	0.19		0.666
Comportamento à compressão		Dano de compressão do concreto	
Tensão (MPa)	Deformação de esmagamento	Dano de compressão	Deformação de esmagamento
15.0	0	0	0
20.197804	0.0000747307	0	0.0000747307
30.000609	0.0000988479	0	0.0000988479
40.303781	0.000154123	0	0.000154123
50.007692	0.000761538	0	0.000761538
40.236090	0.002557559	0.195402	0.002557559
20.236090	0.005675431	0.596382	0.005675431
5.257557	0.011733119	0.894865	0.011733119
Comportamento à tração		Dano de tração do concreto	
Tensão (MPa)	Deformação de esmagamento	Dano de tração	Deformação de fissuração
1.99893	0	0	0
2.842	0.00003333	0	0.00003333
1.86981	0.000160427	0.406411	0.000160427
0.862723	0.000279763	0.69638	0.000279763
0.226254	0.000684593	0.920389	0.000684593
0.056576	0.00108673	0.980093	0.00108673

Para a calibração do modelo e verificação da sua eficácia, foi preciso fazer testes em modelos menores, como vigas e cubos já que o custo computacional da análise do pilar era muito maior, sendo necessária a avaliação de modelos menores. Com esses dados então foi feita uma modelagem de uma viga biapoada com carregamento distribuído genérico até a ruptura utilizando a análise do tipo *Static Riks* (DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA, 2014), análise na qual a carga é uma incógnita, assim a mesma aumenta ou reduz até a seção chegar à ruptura. Os resultados de tensão na direção x (direção longitudinal) e do dano de tração na viga estão mostradas a seguir.

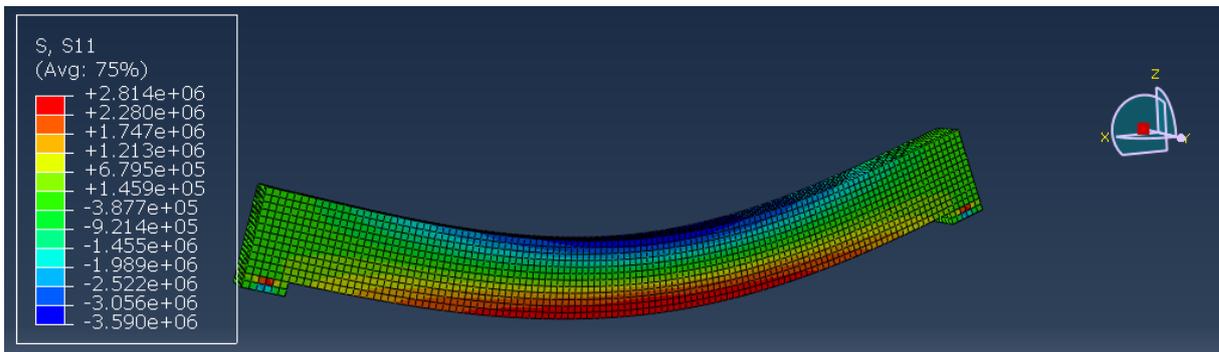


Figura 3.9 – Distribuição de tensões normais na direção x da viga – teste 1

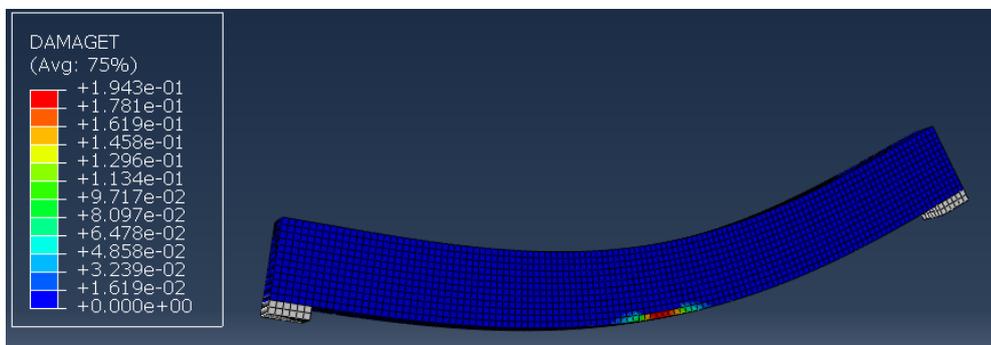
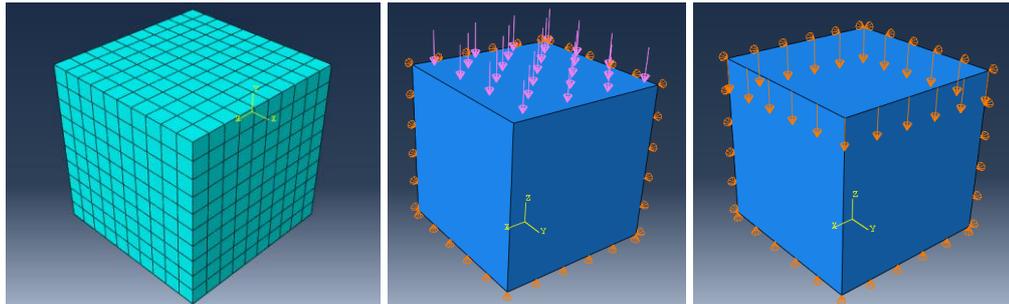


Figura 3.10 – Dano de tração na viga – teste 1

O comportamento esperado era da representação da abertura de fissuras na base da viga, que se propagariam para o topo conforme o aumento dos deslocamentos. Porém como pode-se observar na Figura 3.10, o dano se concentrou apenas nos elementos mais inferiores, não sendo coerente com análises reais. As tensões de tração na base da viga (Figura 3.9) se mostraram coerentes com o aparecimento do dano, porém o *software* não conseguiu convergir após a danificação dos primeiros elementos da base.

À princípio não se sabia o porquê de a análise ter parado sem a propagação do dano, assim, para a verificação se os dados do modelo estavam consistentes foi feita uma análise em um cubo, onde foram aplicados carregamento de tração e compressão através de carga distribuída e deslocamento imposto. Na Figura 3.11 tem-se o modelo utilizado para o cubo na compressão uniaxial, o mesmo modelo foi alterado para a carga de tração, apenas invertendo o sentido das forças e deslocamentos.



a) malha de elementos finitos b) carga distribuída c) deslocamento imposto

Figura 3.11 – Modelagem de um cubo submetido à compressão uniaxial

Os resultados da análise estão dispostos na Figura 3.12 e na Figura 3.13:

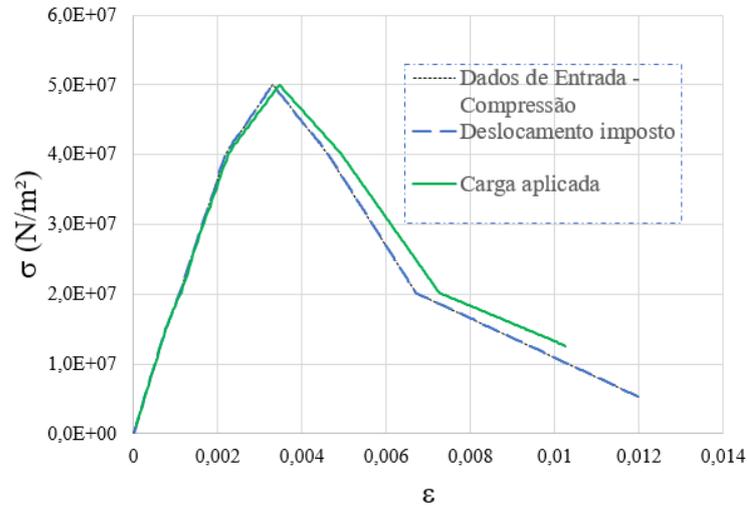


Figura 3.12 – Comparação entre as curvas tensão x deformação na compressão

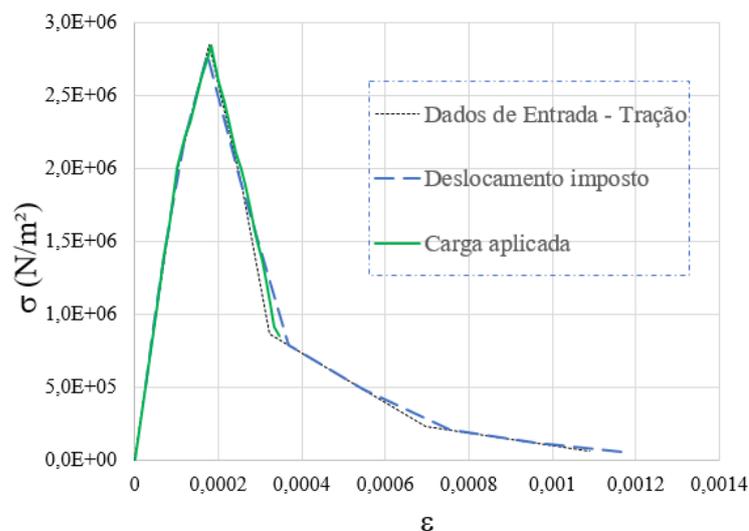


Figura 3.13 - Comparação entre as curvas tensão x deformação na tração

Pelos gráficos apresentados tem-se então que as curvas geradas após a análise estavam bem próximas das curvas dos dados de entrada, evidenciando que para análises de compressão e tensões uniaxiais o modelo estava correto.

Porém, como foi destacado na revisão bibliográfica, os parâmetros de plasticidade têm relação com o comportamento do material no estado de tensão multiaxial, o que ocorre na viga analisada primeiramente. Assim, após uma pesquisa mais ampla, os valores dos parâmetros do CPDM foram alterados conforme a recomendação de Alfarah, López-Almansa e OLLER (2017), apresentados na Tabela 2.1 da seção 21. Os resultados obtidos estão mostrados a seguir:

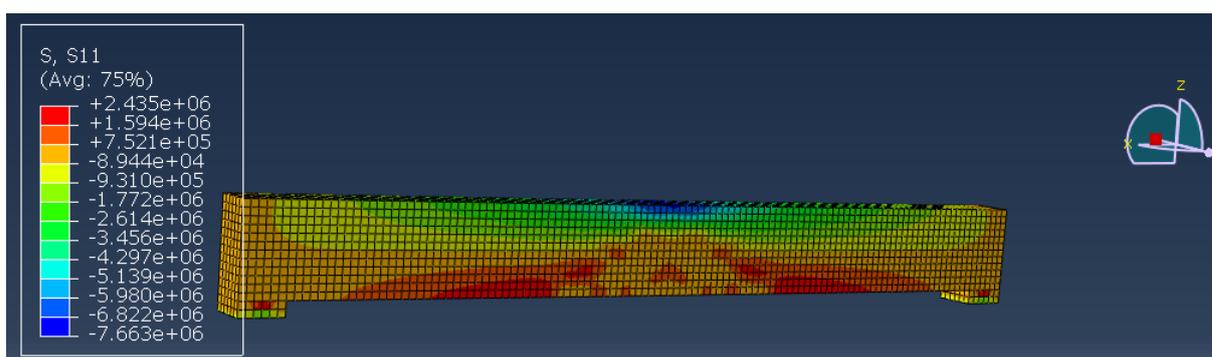


Figura 3.14 - Distribuição de tensões normais na direção x da viga – teste 2

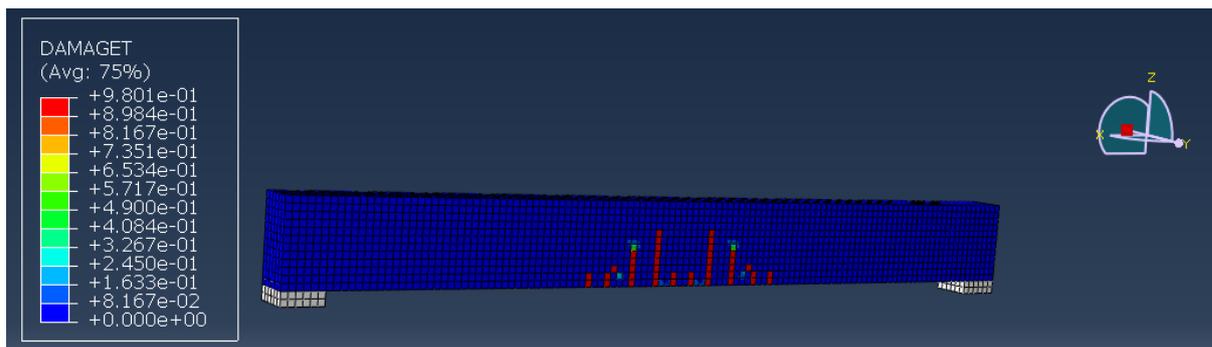


Figura 3.15 - Dano de tração na viga – teste 2

A partir desses resultados então, percebe-se que os parâmetros de plasticidade estavam influenciando significativamente os resultados, sendo assim, passou-se a empregar a metodologia e recomendações de Alfarah, López-Almansa e OLLER (2017) para o CDPM.

3.3.2. Modelo 3D

Ao pilar já apresentado na seção anterior foi acrescida a armadura de protensão e a armadura passiva que puderam ser determinadas através de fotos da estrutura colapsada, já que não foi possível ter o acesso ao projeto original. A parte superior do pilar foi retirada pois não tinha função estrutural. A Figura 3.16 apresenta a armadura adicionada.

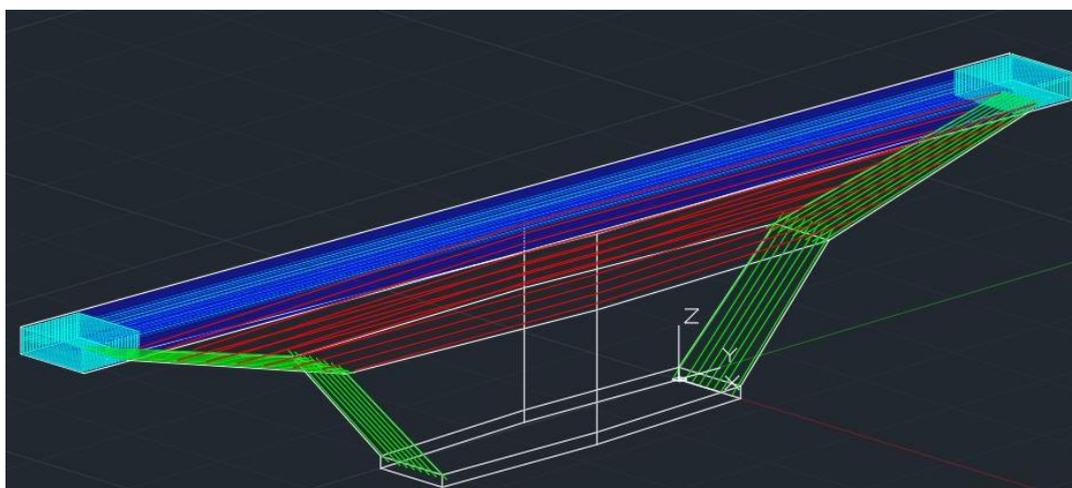


Figura 3.16 – Armadura ativa e passiva do pilar

A armadura de protensão consistia em 16 cabos com 18 fios de 5 mm de diâmetro cada (Figura 3.17). O diâmetro da armadura passiva na parte superior juntamente com a armadura de protensão era de 8 mm, a armadura lateral (verde) tinha diâmetro de 16 mm, a horizontal em vermelho 12.5 mm e os estribos das extremidades 16 mm. Na Figura 3.18 tem-se a esquematização da armadura longitudinal adicionada.



Figura 3.17 – Detalhe da ancoragem do cabo de protensão. Fonte: acervo pessoal

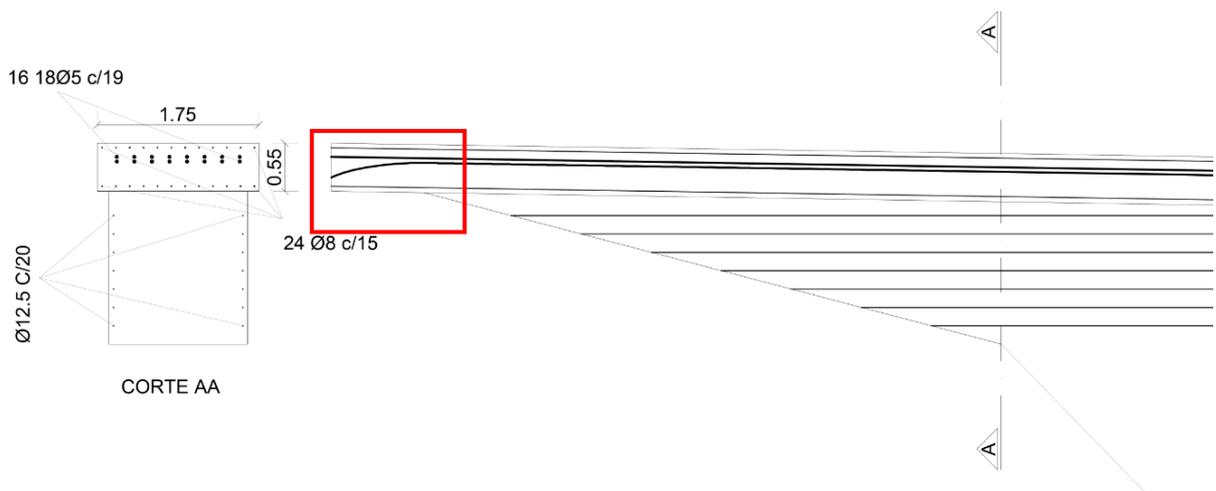


Figura 3.18 – Esquemática da armadura longitudinal

Vale destacar que, apesar de haver um desvio no traçado da armadura de protensão, como indicado na Figura 3.18, devido à ancoragem (Figura 3.19-a), este não foi modelado, representando a armadura de forma linear, isso foi feito de modo a simplificar a aplicação das tensões de protensão. Como na seção de ruptura as duas linhas de cabos se concentravam na parte superior da seção, a armadura foi modelada nesta posição ao longo de todo o pilar (Figura 3.19-b).



a) Ancoragem dos cabos de protensão

b) Detalhe da seção de ruptura

Figura 3.19 – Detalhe dos cabos de ancoragem na seção de concreto. Fonte: acervo pessoal

3.3.3. Malha de Elementos Finitos

Como foi mencionado, para a aplicação do CDPM a malha deveria ser constante, desse modo uma estratégia para não se obter um número muito elevado de elementos e consequentemente de variáveis do problema, foi de dividir o pilar em 3 partes. Nas extremidades fixou-se o valor do tamanho do elemento tetraédrico em 11 cm com certa tolerância e no centro a malha ficou menos refinada (Figura 3.20). A malha resultante do pilar foi composta de 306562 elementos sólidos tetraédricos lineares do tipo C3D4.

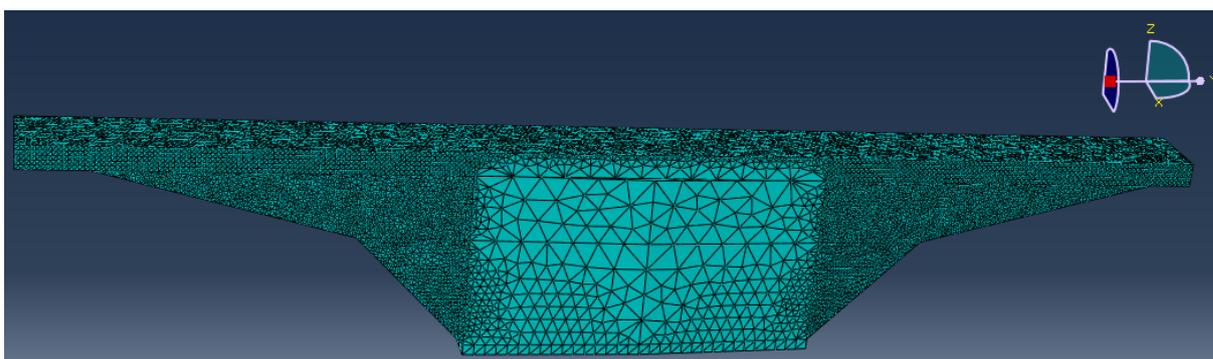


Figura 3.20 – Malha do pilar

O cálculo do comprimento característico de um elemento tetraédrico consiste no seu volume elevado a $1/3$. Como os elementos não são exatamente iguais, selecionou-se os elementos das extremidades e verificou-se o volume e quantidade (dados facilmente obtidos no ABAQUS) totais, calculou-se então um volume médio e seu comprimento característico resultando num valor de 5.8 cm.

A malha das armaduras foi formada por 33867 elementos do tipo *truss* T3D2 em geral com comprimento de 5cm.

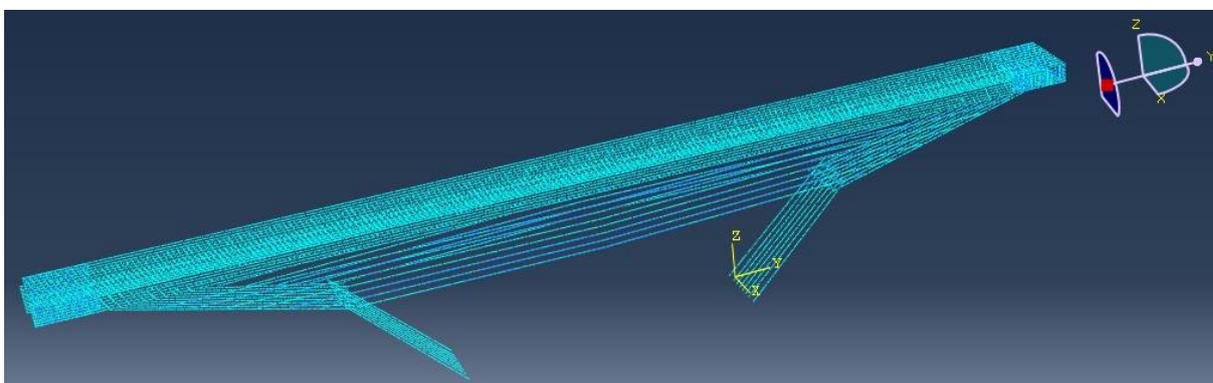


Figura 3.21 – Malha da armadura

3.3.4. Propriedades dos Materiais

Para o concreto foi utilizado o CDPM, abordado na seção 2.2. As propriedades mecânicas estão dispostas na Tabela 3.2. Foi considerado um valor de 35 MPa para o f_{ck} do concreto, que resulta num f_{cm} no valor de 43MPa, valor estimado pelo ensaio de compressão uniaxial realizado nos corpos de prova extraídos da estrutura do pilar.

Tabela 3.2 – Propriedades mecânicas do concreto

f_{ck} (MPa)	35
f_{cm} (MPa)	43
f_{tm} (MPa)	3.23
E_{ci} (MPa)	31465.68
E_0 (MPa)	28247.60
G_F (N/m)	143.66
G_{ch} (N/m)	25507.27
w_c (m)	0.000222591

Com o comprimento característico de 5.8 cm então obteve-se as curvas de comportamento do concreto à compressão e à tração. É importante observar que nos gráficos não se tem a fase elástica, pois esta região é calculada automaticamente pelo *software* a partir do módulo de elasticidade e do valor de tensão no final da fase elástico-linear.

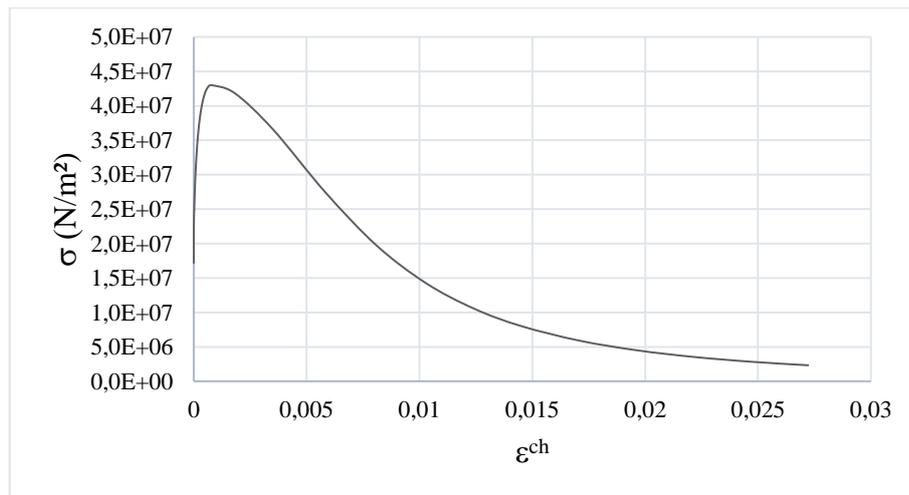


Figura 3.22 - Tensão de compressão vs. deformação de esmagamento

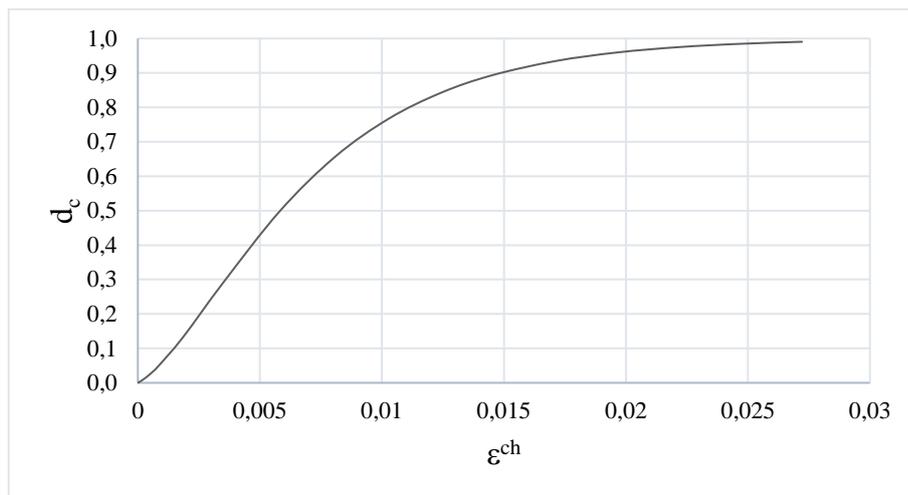


Figura 3.23 – Dano de compressão vs. deformação de esmagamento

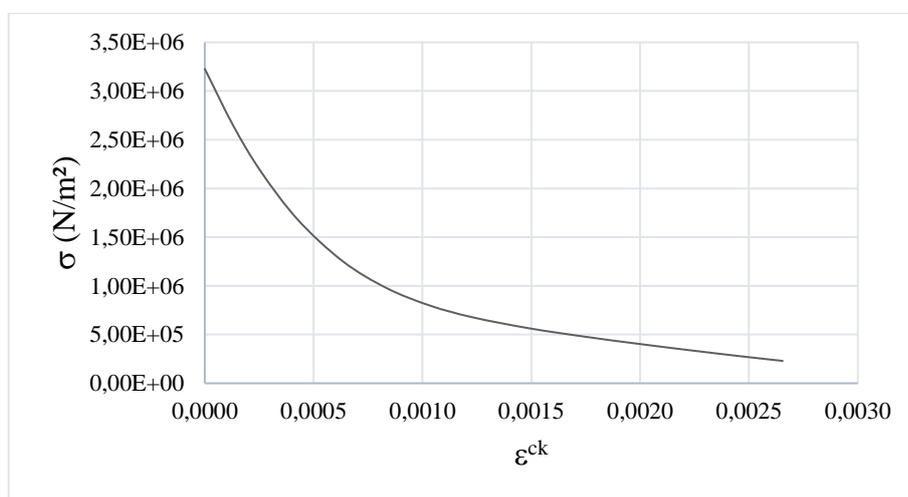


Figura 3.24 - Tensão de tração vs. deformação de fissuração

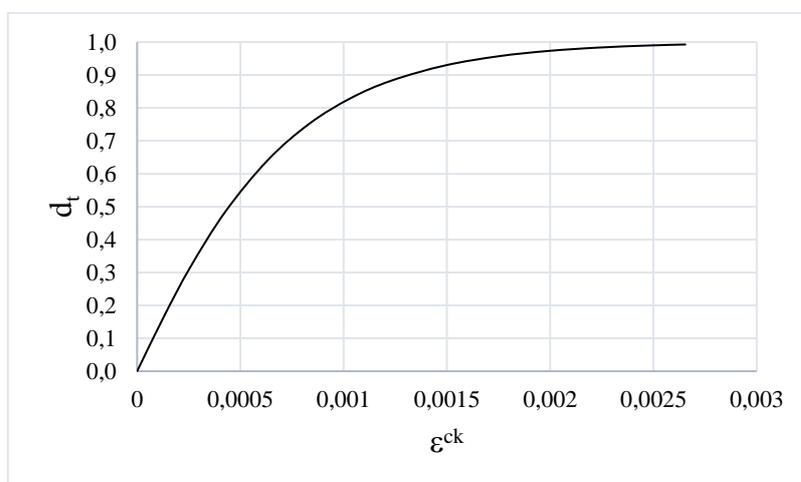


Figura 3.25 – Dano de tração vs. deformação de fissuração

Para verificação do modelo não sensível ao tamanho do elemento foi feita análise num cubo de 0,2 x 0,2 x 0,2 m variando-se o tamanho do elemento (Figura 3.26) e consequentemente as curvas de compressão, tração (Figura 3.27 e Figura 3.28).

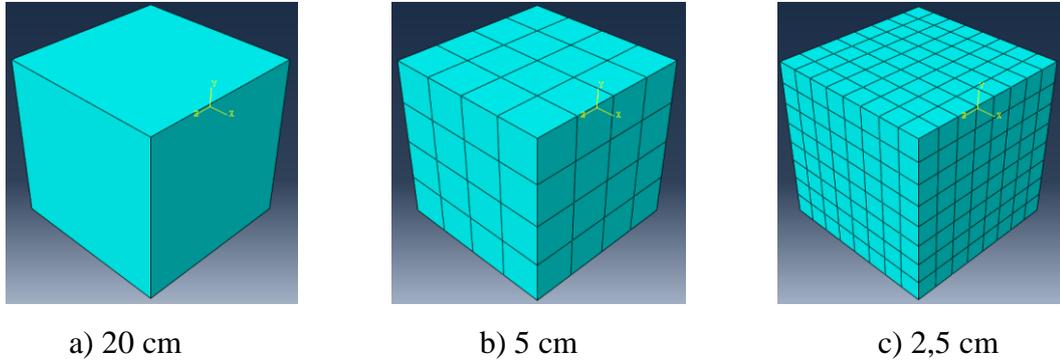


Figura 3.26 – Malha do cubo de diferentes tamanhos

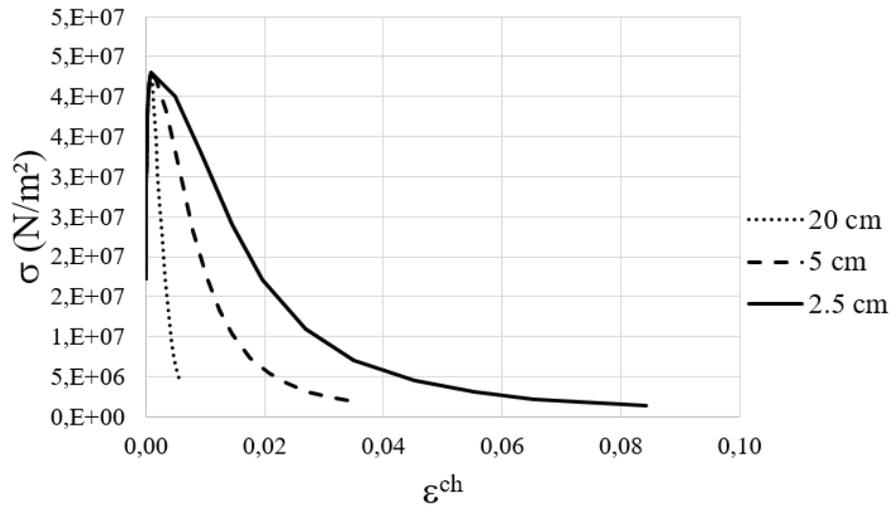


Figura 3.27 – Curvas de tensão x deformação de esmagamento para diferentes malhas

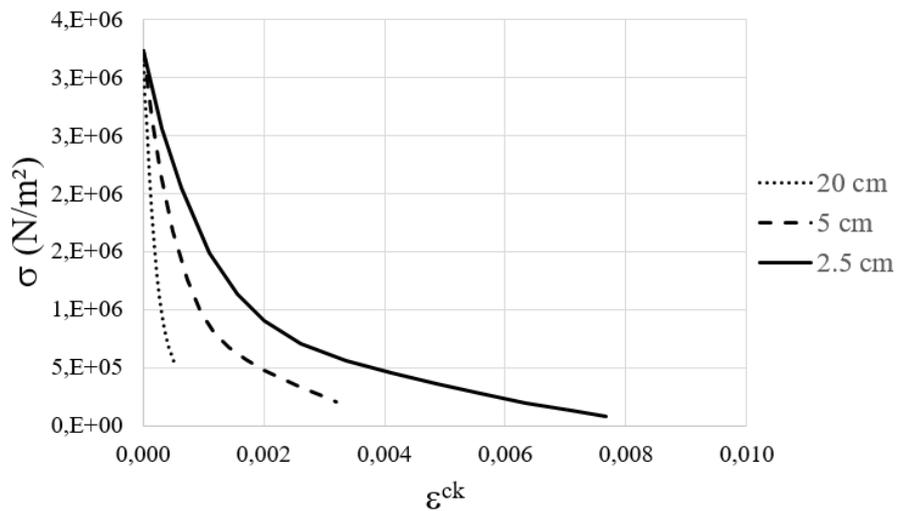


Figura 3.28 – Curvas de tensão x deformação de fissuração para diferentes malhas

Na análise foi aplicado um deslocamento para cima na superfície do cubo, simulando tração uniaxial, obtendo-se os seguintes resultados:

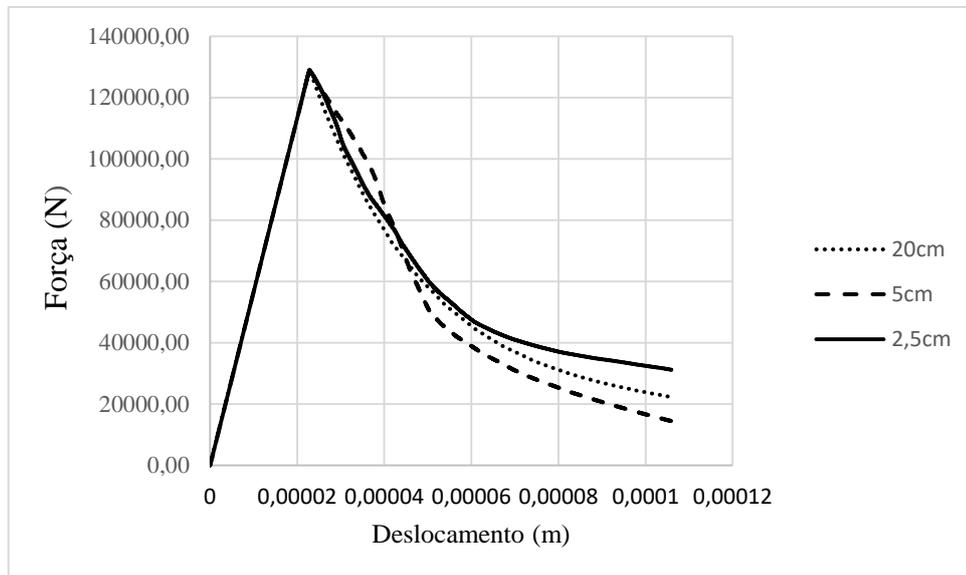


Figura 3.29 – Força no apoio do cubo vs. deslocamento da superfície

Verificou-se assim, que apesar dos dados de entradas diferentes, os resultados não dependem do tamanho do elemento. As diferenças encontradas possivelmente foram devido ao número de elementos que gera mais dificuldade para convergência de resultados.

Para a armadura ativa tinha-se o aço CP 150 RN e para a armadura passiva o CA32. Esses valores foram verificados nos ensaios mecânicos realizados pela UnB. O modelo utilizado para o aço foi o bilinear com tensão de escoamento de 1200MPa/320MPa e tensão de ruptura de 1500 MPa/400MPa para a armadura ativa/passiva.

3.3.5. Carregamento

O carregamento utilizado foi aplicado em etapas diferentes. Primeiramente aplicou-se a protensão nos cabos utilizando variação de temperatura. No passo seguinte adicionou-se o peso próprio da estrutura (laje e pavimentação) e no último o trem-tipo TB 45 da NBR 7188 (2013). A força de protensão utilizada nessa análise correspondeu a tensão máxima permitida pela NBR 6118 (2014), de $0.74 \cdot f_{pyk}$, em que f_{pyk} é a tensão de escoamento da armadura de protensão. Estas cargas foram adicionadas para analisar a resposta da estrutura considerando os requisitos das normas atuais. Vale ressaltar que as cargas e resistências foram especificadas com seus valores característicos.

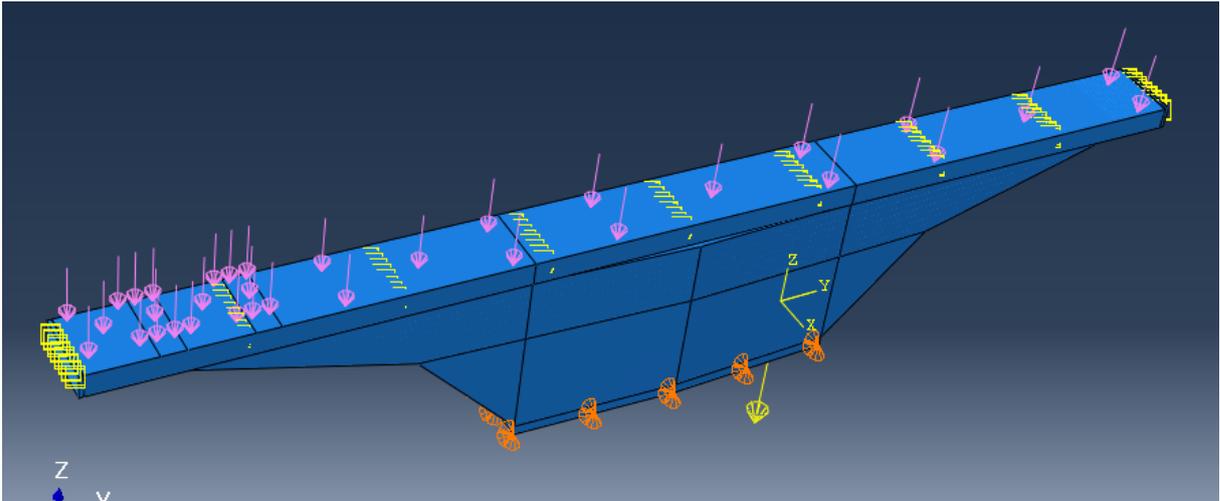


Figura 3.30 – Carregamento do pilar

Cargas aplicadas:

Área para distribuição das cargas no pilar: 47m^2

- Volume parte de cima pilar: $136.93 - 125.52 = 11.41\text{m}^3$

Peso por (kN): $11.41\text{m}^3 * 25\text{kN}/\text{m}^3 = 285.25\text{kN}$

- Laje:

Volume laje: 320.20 m^3

Peso laje (kN) = $320.20\text{m}^3 * 25\text{kN}/\text{m}^3 = 8005\text{kN}$

- Peso pavimento:

Área tabuleiro = $573,6321\text{m}^2$

$0.1\text{m} * 24\text{kN}/\text{m}^3 * 573,6321\text{m}^2 = 1376,71\text{kN}$

- Multidão:

$5\text{kN}/\text{m}^2 * 573,6321 = 2868,1605\text{kN}$

$2868,1605 / 47 = 61,0247\text{kN}/\text{m}^2$

- Protensão: $0,87\text{fptk} = 0,87 * 1200 = 1044\text{MPa}$

Assim, as cargas apresentadas foram distribuídas nos 47m^2 da área da face superior do pilar.

4. RESULTADOS

4.1. Fase 1 - Protensão

Na fase da protensão tem-se que a parte superior da estrutura estava comprimida como previsto e na parte de baixo tracionou, levando a valores de tração próximos aa valor máximo como pode-se ver nas imagens abaixo. O deslocamento vertical é coerente, sendo positivo.

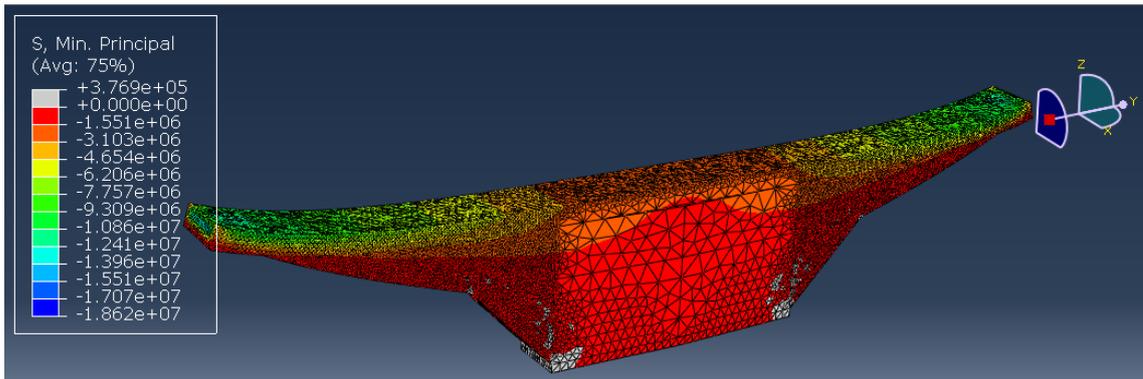


Figura 4.1 – Tensões principais mínimas fase 1

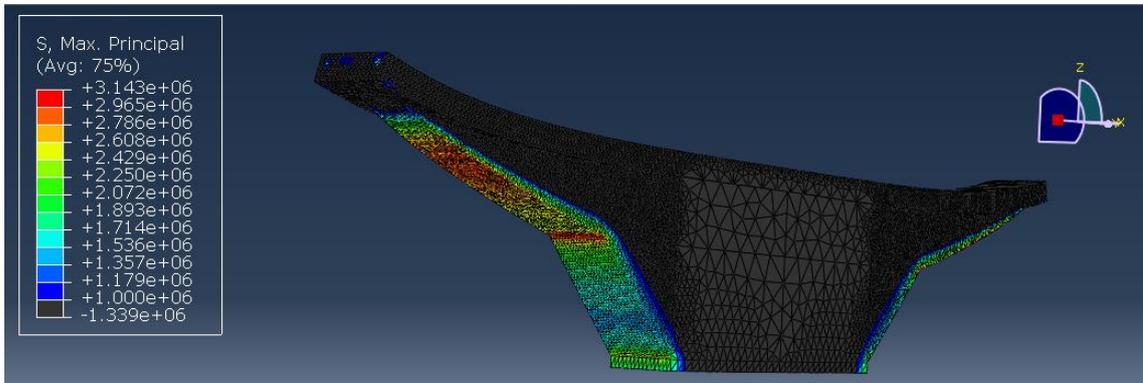


Figura 4.2 – Tensões principais máximas fase 1

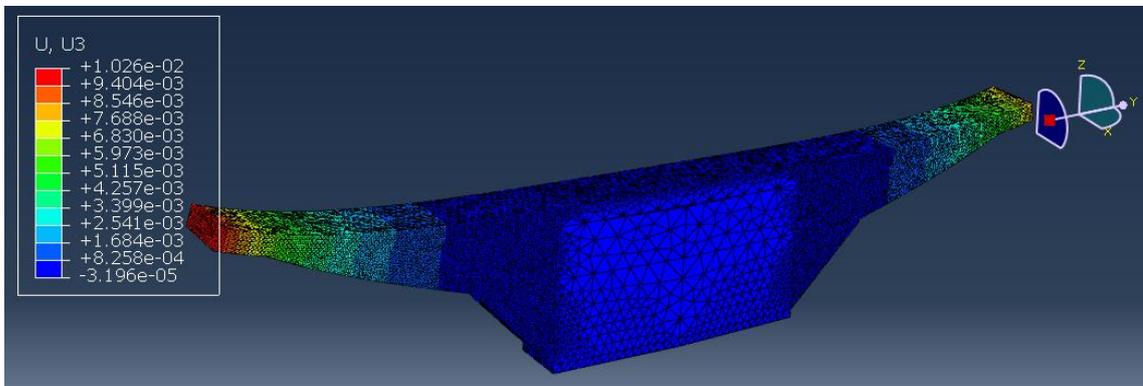


Figura 4.3 – Deslocamento vertical fase 1

4.2. Fase 2 – Fase 1 + Peso próprio

Na fase 2 foi adicionado o peso próprio da estrutura completa e tem-se o aparecimento de tensões de tração na parte superior do balanço, no local de mudança brusca de seção. Os deslocamentos nessa etapa já são negativos, para baixo.

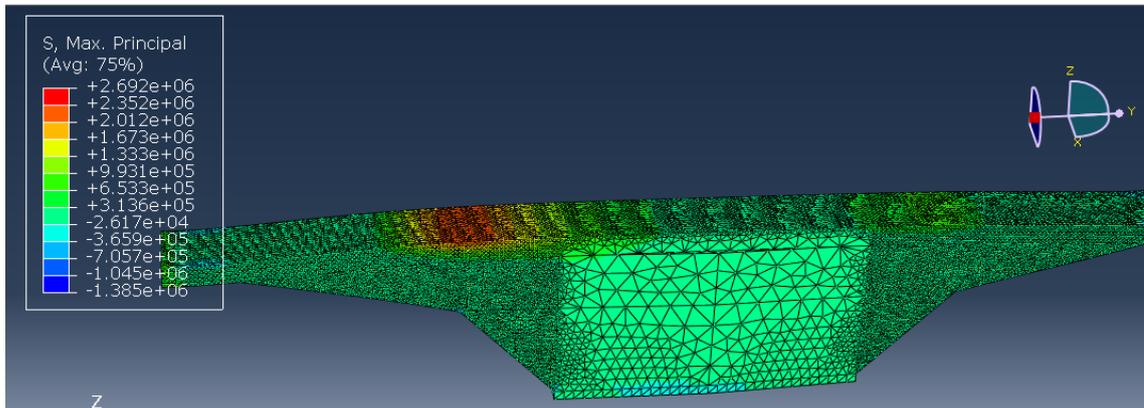


Figura 4.4 – Tensões principais máximas fase 2

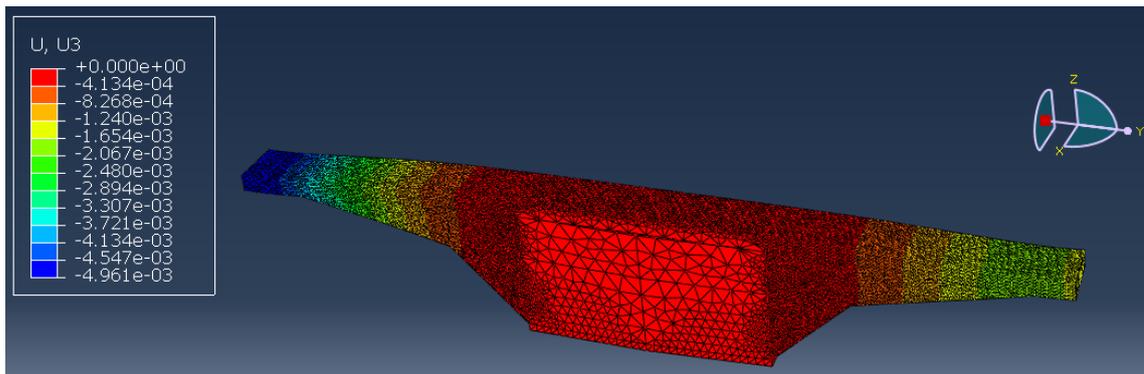


Figura 4.5 – Deslocamento vertical fase 2

4.2.1. Fase 3 – Fase 2 + Trem-tipo

Por fim adicionou-se a carga do trem-tipo, porém o *software* só conseguiu chegar à convergência com 50% da carga. Na Figura 4.6 tem-se o estado de tensão máxima principal do pilar, vemos que na alça do pilar há uma região onde as tensões foram reduzidas, isso ocorreu devido ao dano, como pode ser visto na Figura 4.8 e Figura 4.9. Na Figura 4.10 tem-se a armadura de protensão que também chegou a escoar, apresentando deformação plástica. O deslocamento final chegou a 1 cm na ponta do balanço (Figura 4.7).

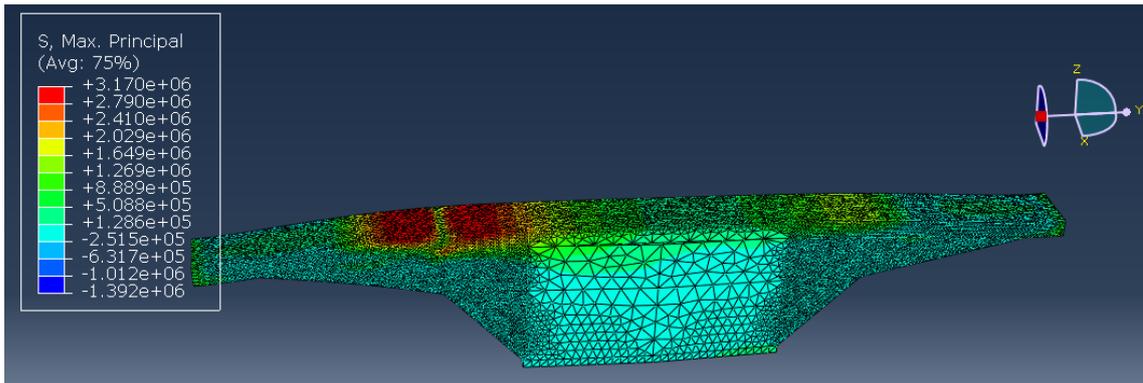


Figura 4.6 – Tensões máximas principais fase 3

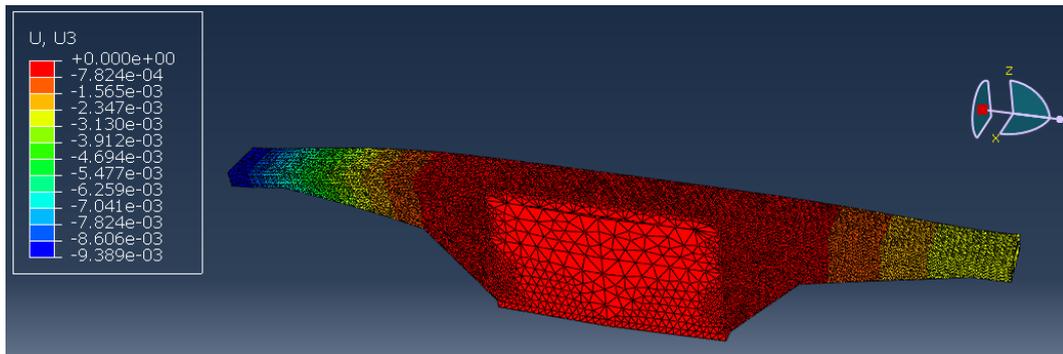


Figura 4.7 – Deslocamento vertical fase 3

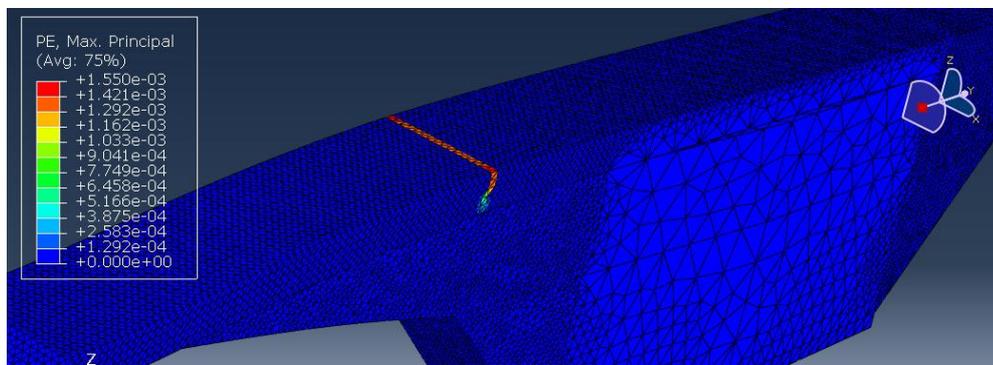


Figura 4.8 – Deformação plástica fase 3

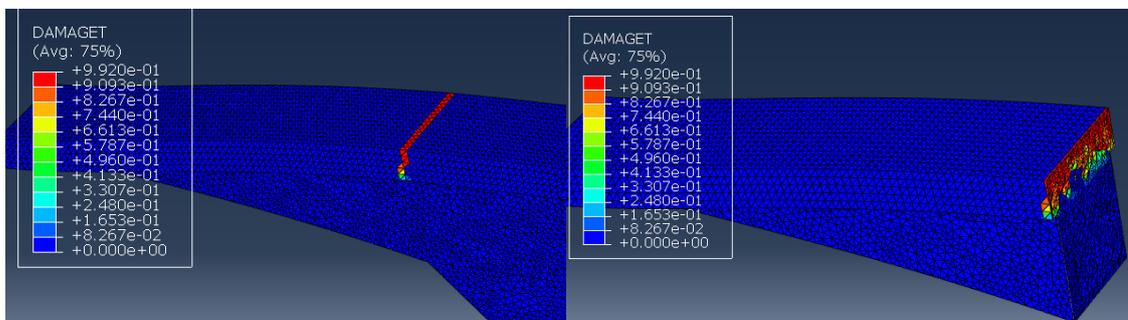


Figura 4.9 – Dano de tração fase 3

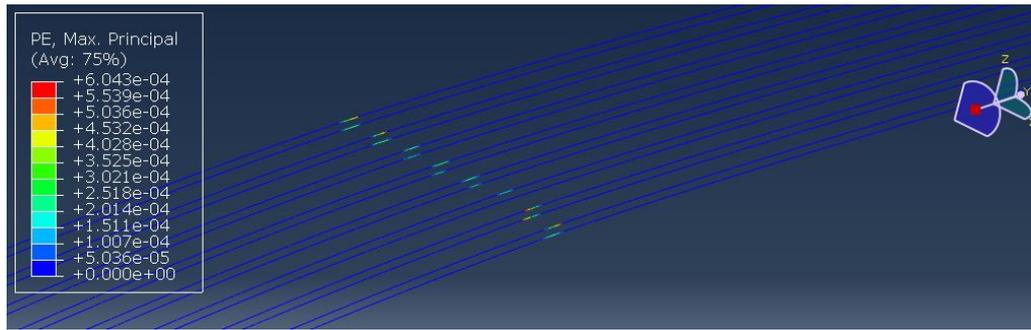


Figura 4.10 – Deformação plástica nas armaduras (fase de escoamento)

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a verificação se os resultados do modelo estavam coerentes foi feita uma análise simplificada do momento resistente da seção no estado limite último em comparação com o momento na seção de ruptura devido ao carregamento. Este valor é fácil de ser encontrado por se tratar de um balanço. Na Figura 5.1 tem-se a distribuição de cargas na seção.

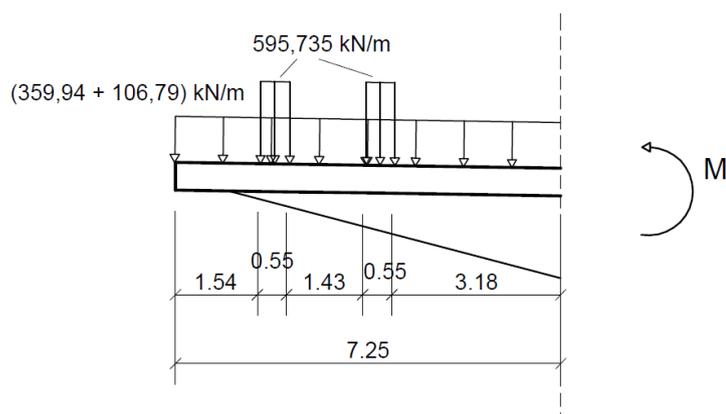


Figura 5.1 – Distribuição de cargas na seção de estudo

Sendo as cargas de 595,735kN/m e 106,79kNm referentes ao trem-tipo.

O peso próprio desta parte do balanço também foi considerado, tendo volume igual a 12,683 m³ tem-se que o peso próprio é igual a:

$$P_p = V \cdot \gamma_c = 12,683m^3 \cdot 25kN / m^3 = 317,075kN \quad (\text{Eq. 22})$$

Assim, fazendo o equilíbrio da seção temos:

$$\begin{aligned} \sum M_{seção} &= 0 & (\text{Eq. 23}) \\ M + 595.735 \cdot 0.55 \cdot \left[\left(1.38 + \frac{0.55}{2} \right) + \left(7.25 - 1.54 - \frac{0.55}{2} \right) \right] + \\ &+ 359.94 \cdot \frac{7.25^2}{2} + 106.79 \cdot \frac{7.25^2}{2} + 317.075 \cdot \frac{7.25}{3} = 0 \\ M &= -(2323.07 + 9459.67 + 2806.57 + 766.26) \\ M &= -15355.57 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Desse modo, para carga total o momento interno na seção é de 15355.57 kNm, tracionando as fibras superiores. Como a modelagem só chegou a 50% da carga do trem-tipo também foi calculado o momento neste caso:

$$M = -\left(\frac{2323.07}{2} + 9459.67 + \frac{2806.57}{2} + 766.26\right)$$

$$M = -12790.75 \text{ kNm}$$

Com isso, para 50% da carga do TB-45 o momento na seção é de 12790.75kNm, tracionando as fibras superiores.

Fez-se então o cálculo do momento resistente da seção utilizando os princípios de cálculo de concreto armado na ruptura. Na Figura 5.2 tem-se a seção transversal de estudo e o diagrama de forças.

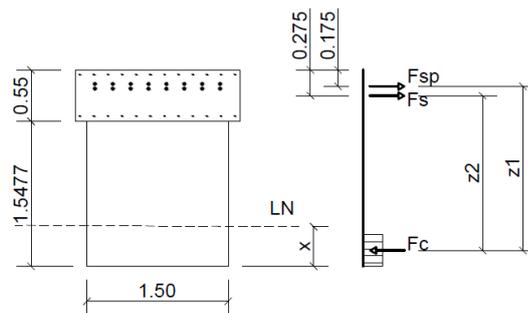


Figura 5.2 – Seção transversal de estudo e diagrama de equilíbrio de forças

Para o equilíbrio da seção tem-se que a força no concreto (F_c) deve ser igual a força no aço de protensão somada com a força no aço da armadura passiva ($F_{sp} + F_s$).

A força no concreto é dada por:

$$F_c = f_c \cdot A_c \quad (\text{Eq. 24})$$

$$F_c = 43 \cdot 10^6 \cdot 1.5 \cdot 0.8x$$

$$F_c = 51.6 \cdot 10^6 x$$

Onde x é a distância da fibra mais comprimida até a linha neutra, f_c é a tensão no concreto, aqui considerada como a máxima tensão (plastificação da seção) e A_c a área de concreto comprimida.

Já a força no aço é dada por:

$$F_s = f_{yp} \cdot A_{sp} + f_y \cdot A_s \quad (\text{Eq. 25})$$

$$F_s = 1200 \cdot 10^6 \cdot 5.654866 \cdot 10^{-3} + 320 \cdot 10^6 \cdot 1.206372 \cdot 10^{-3}$$

$$F_s = 6.786 \cdot 10^6 + 0.386 \cdot 10^6$$

$$F_s = 7.172 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Igualando-se as duas equações:

$$F_s = F_c = 7.172 \cdot 10^6 \text{ N} = 51.6 \cdot 10^6 x$$

$$x = 0.138 \approx 14 \text{ cm}$$

Com a linha neutra calculada, verifica-se em que domínio de ruptura a seção está. Sendo $0.259d=53\text{cm}$, em que d é a distância da fibra mais comprimida até o centro de gravidade das armaduras, e $0.259d$ é o limite do domínio 2 e 3 tem-se que a seção está no domínio 2, isto é, a ruptura ocorrerá pelo escoamento excessivo das armaduras.

Finalmente tem-se o cálculo do momento resistente da seção:

$$M_R = F_s \cdot z \quad (\text{Eq. 26})$$

Onde z é o braço de alavanca entre a força no aço e a força no concreto.

$$M_R = F_s \cdot z = F_{sp} \cdot z_1 + F_s \cdot z_2$$

$$M_R = 6.786 \cdot 10^6 \cdot 1.8675 + 0.386 \cdot 10^6 \cdot 1.7675$$

$$M_R = 13355 \text{ kNm}$$

Comparando este resultado com o obtido pelo equilíbrio do carregamento, de valor 12790.75kNm tem-se uma diferença de 4%, destacando-se que foi utilizado um método simplificado. Assim, a ordem de grandeza dos esforços demonstra que os resultados do modelo estão coerentes com o carregamento aplicado. Pode-se avaliar ainda que o momento com a carga total aplicada, de 15355.57kNm , é bastante superior à capacidade resistente da seção.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta monografia analisou o comportamento da estrutura do viaduto do Eixão Sul por meio de análise não linear num *software* de elementos finitos. Durante o presente estudo verificou-se a importância da escolha de modelos constitutivos dos materiais, pois estes afetam significativamente os resultados, devendo assim se ter o cuidado de verificar o modelo geral por meio de modelos mais simples.

Com os resultados encontrados viu-se que o modelo foi satisfatório em simular o comportamento da estrutura dado o carregamento aplicado. Porém, nada se pode concluir da segurança ou do modo real de ruptura do viaduto, visto que as cargas aplicadas não condizem com a realidade pois o trem-tipo utilizado na época não era o TB-45, pois este valor foi recomendado pelas normas mais recentes.

Para uma análise mais consistente, teria de ser adicionado o carregamento considerando o histórico de fluxo de veículos, ou mesmo aplicar o carregamento de um trem-tipo mais leve. É preciso também calcular as perdas de protensão iniciais e diferidas no tempo, visto que a carga aplicada foi a de protensão total, a armadura passiva também deveria ser reavaliada a partir dos projetos originais, havendo o acesso a estes. Além disso, o material concreto também não foi considerado como viscoelástico, podendo ter resultados bastante diferentes com a avaliação da fluência e retração ao longo do tempo. Outro ponto a se destacar é de que o peso próprio é o carregamento predominante, então poderia ser feita análises mais simplificadas apenas considerando o peso próprio.

Apesar das limitações, este trabalho pode ser o ponto de partida para análises que considerem as perdas de protensão e também a perda de seção dos cabos devido à corrosão das armaduras, visto que o estudo do modelo não-linear atendeu às análises propostas. Este estudo também é útil para aplicação do CDPM em diversas estruturas de concreto armado e protendido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALFARAH, B.; LÓPEZ-ALMANSA, F.; OLLER, S. New methodology for calculating damage variables evolution in Plastic Damage Model for RC structures. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 132, p. 70–86, 2017. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.022>>

ANANIA, L.; BADALÀ, A.; AGATA, G. D. Damage and collapse mode of existing post tensioned precast concrete bridge : The case of Petrulla viaduct. **Engineering Structures**, [s. l.], v. 162, n. November 2016, p. 226–244, 2018. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.02.039>>

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 - Carga Móvel Rodoviária e de Pedestres em pontes, viadutos, passarelas e outras estruturas**. Rio de Janeiro.

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

ATAPATTU, S. I. S. et al. Analysis of the meeliyadda bridge failure in kurunegala. In: (I. R. S. on E. Advancements, Ed.) 2016, **Anais... : Advancements, International Research Symposium on Engineering**, 2016.

BAŽANT, Z. P.; YU, Q.; LI, G.-H. Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. I: Record-Span Bridge in Palau and Other Paradigms. **Journal of Structural Engineering**, [s. l.], v. 138, n. 6, p. 676–686, 2012. a. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000487>>

BAŽANT, Z. P.; YU, Q.; LI, G.-H. Excessive Long-Time Deflections of Prestressed Box Girders. II: Numerical Analysis and Lessons Learned. **Journal of Structural Engineering**, [s. l.], v. 138, n. 6, p. 687–696, 2012. b. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29ST.1943-541X.0000487>>

CEB-FIP. **fib Model Code for Concrete Structures**, 2010.

DASSAULT SYSTÈMES SIMULIA. **Abaqus 6.14 - CAE User's Guide/Analysis User's Guide**. [s.l: s.n.].

HAO, S. **A Preliminary Analysis of the Bridge 9340 Collapse at August 1 st , 2007 and Some Suggestions.** Wilmette, Illinois.

HAO, S. I-35W Bridge Collapse. **Journal of Bridge Engineering**, [s. l.], v. 15, n. 5, p. 608–614, 2010.

IPR/DNIT/MT. **Glossário de termos técnicos rodoviários**, Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 1997. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/manuais/documentos/700_glossario_de_termos_tecnicos.pdf>

JANKOWIAK, T.; LODYGOWSKI, T. Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model. **Foundations of civil and environmental ...**, [s. l.], n. 6, p. 53–69, 2005. Disponível em: <http://www.ikb.poznan.pl/fcee/2005.06/full/fcee_2005-06_053-069_identification_of_parameters_of_concrete.pdf>

LEE, J.; FENVES, G. L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. **[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))**, [s. l.], v. 124, n. 8, p. 892–900, 1998. Disponível em: <[http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1998\)124:8\(892\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892))>

LUBLINER, J. et al. A plastic-damage model for concrete. **International Journal of Solids and Structures**, [s. l.], v. 25, n. 3, p. 299–326, 1989.

MITCHELL, D. et al. Concorde Overpass Collapse: Structural Aspects. **Journal of Performance of Constructed Facilities**, [s. l.], v. 25, n. 6, p. 545–553, 2011. Disponível em: <<http://ascelibrary.org/doi/10.1061/%28ASCE%29CF.1943-5509.0000183>>