

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DA PONTE
MARECHAL HERMES SOB EFEITO DE CORROSÃO USANDO
CONFIABILIDADE ESTRUTURAL**

AUTORA: LEIDIMAR FREIRE BRANDÃO

ORIENTADORES: Prof^o. Dr. Francisco de Assis das Neves

Prof^o. Dr. Marçílio Sousa da Rocha Freitas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Construções Metálicas.

Ouro Preto, abril de 2010

B817a Brandão, Leidimar Freire.
Análise da segurança estrutural da Ponte Marechal Hermes sob efeito de corrosão usando confiabilidade estrutural [manuscrito] / Leidimar Freire Brandão. - 2010.
xiv, 92f.: il. color.; graf.; tabs.

Orientadores: Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves.
Prof. Dr. Márcilio Sousa da Rocha Freitas.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.
Área de concentração: Construção Metálica.

1. Confiabilidade (Engenharia) - Teses. 2. Engenharia de estruturas - Segurança estrutural - Teses. 3. Corrosão - Teses. 4. Método dos elementos finitos - Teses. 5. Probabilidades - Teses. I. Universidade Federal de Ouro Preto. II. Título.

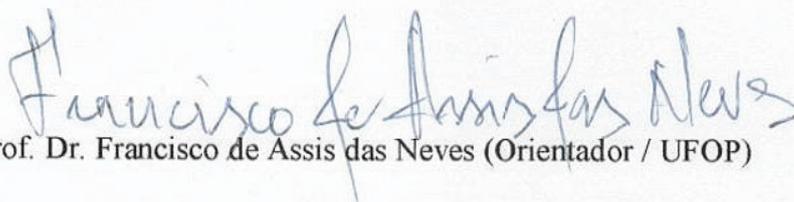
CDU: 624.014.2:624.21

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

**ANÁLISE DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DA PONTE MARECHAL
HERMES SOB EFEITO DE CORROSÃO USANDO CONFIABILIDADE
ESTRUTURAL**

AUTORA: LEIDIMAR FREIRE BRANDÃO

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 19 de abril de 2010, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves (Orientador / UFOP)



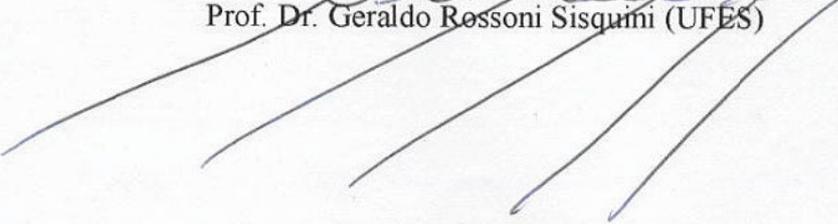
Prof. Dr. Marcílio Sousa da Rocha Freitas (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. João Batista Marques de Sousa Jr. (UFOP)



Prof. Dr. Geraldo Rossoni Sisquini (UFES)



AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela presença constante em minha vida.

Aos meus pais, minhas irmãs e meu cunhado pela compreensão e aceitação das minhas decisões, pelas orações e pelo amor.

Aos meus sobrinhos pelos momentos de descontração.

As minhas amigas Maria Cláudia, Déborah e Júnia pelo companheirismo e aos demais pela amizade das quais jamais esquecerei.

Ao Flávio pelo apoio na finalização deste trabalho.

Aos mestres da graduação que me incentivaram na busca por mais conhecimento.

Ao Professor Marcílio e Professor Francisco de Assis, pela orientação e aprendizado durante esta pesquisa.

A FAPEMIG, CAPES e CNPq que financiaram e possibilitaram o desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Estruturas de pontes estão sujeitas a deterioração causada por diversos fatores, tais como: ambiente agressivo, mudança de carga de tráfego, choque de veículos. O fato de estas serem estruturas muito expostas faz com que o processo de degradação seja acelerado. Sabe-se ainda que o custo de implantação de uma estrutura desse porte é alto, logo, as inúmeras pontes existentes devem ser preservadas. A corrosão é o tipo de degradação mais frequente nestas estruturas e, se não for tratada, pode levar ao encerramento da vida útil da ponte. Assim, torna-se necessário o desenvolvimento de trabalhos que visem a manutenção e recuperação de pontes, visto que, além da reparação ser menos custosa, a interferência no tráfego local, e consequentemente o desconforto ao usuário, é reduzida. Este trabalho foi desenvolvido com o intuito de verificar a segurança estrutural da Ponte Marechal Hermes que liga os municípios de Pirapora e Buritizeiro e que se encontra em estado avançado de corrosão. Foi feito o uso de dados obtidos através de uma criteriosa inspeção já realizada em trabalho anterior. Foram realizadas simulações usando o software ANSYS para obter a probabilidade de falha da estrutura. Observou-se que mesmo em estado avançado de corrosão a segurança da ponte não está comprometida.

ABSTRACT

Structures of bridges are subject to deterioration caused by several factors, such as: aggressive environment, change of traffic load, shock of vehicles. They are structures very exposed so the degradation process is accelerated. It is well known that the cost of implantation of a structure like that is high, so all bridges should be preserved. Corroton is the most frequent type of degradation in these structures and, if it is not treated, the useful life of the bridge might be shorter. So, it becomes necessary the development of works that look for the maintenance and rehabilitation of bridges, because, besides the repair is less expensive, the interference in the local traffic, and consequently the discomfort to the user, is reduced. This work was developed with the intention of verifying Ponte Marechal Hermes structural safety that connects the municipal districts of Pirapora and Buritizeiro and it is in advanced state of corroton. It was used data obtained through a discerning inspection already accomplished in previous work. Simulations were accomplished using the software ANSYS to obtain the probability of failure of the structure. It was observed that even in advanced state of corroton the safety of the bridge is not committed.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO.....	1
2 - OBJETIVOS.....	1
3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
3.1 - Breve Histórico.....	4
3.2 - Inspeções.....	8
3.2.1 - Inspeção de aceitação.....	9
3.2.2 - Inspeção de Inventário.....	9
3.2.3 - Inspeção de Superficial.....	9
3.2.4 - Inspeção Principal.....	9
3.2.5 - Inspeção Profunda.....	10
3.2.6 - Inspeção Especial.....	10
3.2.7 - Inspeção Subaquática.....	10
3.3 - Corrosão.....	11
3.3.1-Tipos de Corrosão.....	11
3.4 - Avaliação da Condição.....	15
3.5- Segurança Estrutural.....	25
3.5.1 - Tensões Admissíveis.....	26
3.5.2 - Estados Limites.....	27
3.6 - Método dos Elementos Finitos.....	27
3.7 - Avaliação da Condição da Estrutura pelo Método dos Elementos Finitos.....	28
3.8 - Confiabilidade.....	29
3.8.1 - Função de distribuição.....	31
3.8.2 - Índice de Confiabilidade (β min).....	31
3.9 - Simulação.....	32
3.9.1 – Simulação de Monte Carlo.....	34
3.10 - Objeto de estudo.....	35
4. METODOLOGIA.....	39
4.1 – Análise de um pórtico.....	39
4.1.1 – Análise linear do pórtico.....	40
4.1.2 – Análise não-linear de um pórtico.....	44
4.2 – Análise não-linear de uma coluna treliçada.....	47
4.3 – Análise da Ponte Marechal Hermes.....	52
4.3.1 – Análise 1.....	56

4.3.2 – Análise 2	57
4.3.3 – Análise 3	57
4.3.4 – Análise 4	58
5. RESULTADOS E COMENTÁRIOS	59
5.1.– Análise 1	59
5.2.– Análise 2	67
5.3.– Análise 3	74
5.4.– Análise 4	83
6 – CONCLUSÕES	85
7 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	86
8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	87
APÊNDICE A.....	89
APÊNDICE B	90

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 - Coalbrookdate Bridge, 1779-1781. [www.history.ucsb.edu/.../06L03IndRev.htm Acessado em 10/07/2009].....	5
Figura 3. 2 - Menai Bridge (Construída por Thomas Telford em 1826) [www.anglesey.info/Menai%20Bridges.htm. Acessado em 10/07/2009].....	5
Figura 3. 3 - Britannia Bridge (Construída por Robert Stephenson em 1850)[www.gtj.org.uk/en/large/item/GTJ00201. Acessado em 10/07/2009].....	6
Figura 3. 4 - Vão central da ponte Quebec caindo no rio St. Lawrence em 11 de setembro de 1916[www.maisturismo.net/.../ponte-de-quebec-4/. Acessado em 10/07/2009].....	7
Figura 3. 5 - Ponte Quebec concluída em 3 de dezembro de 1919 [www.maisturismo.net/.../ponte-de-quebec-4/. Acessado em 10/07/2009].....	8
Figura 3. 6 - Corrosão uniforme [http://www.cesec.ufpr.br/metallica/patologias/corrosao/corrosao-texto.htm. Acessado em 10/07/2009].....	12
Figura 3. 7 - Corrosão galvânica [http://www.electraservice.com.br/noticias.asp. Acessado em 10/07/2009].....	12
Figura 3. 8 - Corrosão por picadas [http://www.scielo.gpeari.mctes.pt/scielo.php?pid=S0870-11642010000200003&script=sci_arttext. Acessado em 10/07/2009].....	13
Figura 3. 9 - Corrosão sob tensão [http://www.manutencaoesuprimentos.com.br/conteudo/4171-corrosao-sob-tensao-no-aco-inoxidavel/. Acessado em 10/07/2009].....	14
Figura 3. 10 - Fluxograma mostrando a utilização de dados na avaliação da condição da estrutura da ponte (Woodward et al., 2001).....	24
Figura 3. 11 - Evolução do peso de uma estrutura ao longo do tempo (Castro, 1997)...	25
Figura 3. 12 - Algumas das variáveis envolvidas na análise de resistência de uma estrutura.	31

Figura 3. 13 - Índice de confiabilidade para duas variáveis.	32
Figura 3. 14 - Construção da Ponte Marechal Hermes [www.pequi.tv/.../: Acessado em 08/08/2009].....	36
Figura 3. 15 - Vista aérea da Ponte Marechal Hermes [www.panoramio.com/photo/860126: Acessado em 08/08/2009].	37
Figura 3. 16 - Modelo estrutural da Ponte Marechal Hermes [Brinck, 2004].	37
Figura 4. 1 - Representação do Pórtico.....	40
Figura 4. 2 - Análise linear: deslocamento vertical utilizado como variável de saída. ..	41
Figura 4. 3 - Análise linear: frequência acumulada da variável de saída para 100 simulações.....	41
Figura 4. 4 - Análise linear: frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.....	42
Figura 4. 5 - – Análise linear: influência das variáveis de entrada para 100 simulações.	42
Figura 4. 6 - Análise linear: influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.	43
Figura 4. 7 - Análise não-linear: Deslocamento vertical utilizado como variável de saída.	44
Figura 4. 8 - Análise não linear: frequência acumulada da variável de saída para 100 simulações.....	45
Figura 4. 9 - Análise não-linear: Frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.....	45
Figura 4. 10 - Análise não-linear: influência das variáveis de entrada para 100 simulações.....	46
Figura 4. 11 - Análise não-linear: influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.....	46
Figura 4. 12 - Representação da coluna treliçada.	48
Figura 4. 13 - Deslocamento vertical utilizado como variável de saída.	49

Figura 4. 14 - Frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.	50
Figura 4. 15 - Frequência acumulada da variável de saída para 50000 simulações.	50
Figura 4. 16 - Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.	51
Figura 4. 17 - Influência das variáveis de entrada para 50000 simulações.	51
Figura 4. 18 - Ponte 2.....	53
Figura 4. 19 - Sobrecarga (kN) devido as passarelas.....	53
Figura 4. 20 - Sobrecarga (kN/m) devido a trilhos e dormentes.....	53
Figura 4. 21 - Sobrecarga (kN) devido a trilhos e dormentes transformada em carga pontual.	54
Figura 4. 22 - Características geométricas e cargas do trem-tipo.....	54
Figura 4. 23 - Trem-tipo supondo dois vagões carregados de comprimento igual a 20m.	54
Figura 4. 24 - Carregamento (kN) referente ao trem-tipo aplicado nos nós.....	55
Figura 4. 25 - Carregamento total (kN) aplicado a Ponte 2.....	56
Figura 4. 26 - Carregamento total em termos de variável de entrada aplicado a Ponte 2.	56
Figura 4. 27 - Carga Móvel (kN) aplicado a Ponte 2.....	57
Figura 4. 28 - Carga móvel em termos de variável de entrada aplicada a Ponte 2.....	57
Figura 5. 1 - Análise 1: Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.	59
Figura 5. 2 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.....	60
Figura 5. 3 - Análise 1:Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.	60
Figura 5. 4 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.....	61
Figura 5. 5 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.	61

Figura 5. 6 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.....	62
Figura 5. 7 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.	62
Figura 5. 8 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.....	63
Figura 5. 9 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações.	63
Figura 5. 10 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.....	64
Figura 5. 11 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações. ..	64
Figura 5. 12 - Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.	67
Figura 5. 13 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.....	68
Figura 5. 14 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.	68
Figura 5. 15 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.....	69
Figura 5. 16 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.	69
Figura 5. 17 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.....	70
Figura 5. 18 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações. ..	70
Figura 5. 19 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.....	71
Figura 5. 20 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações. ..	71
Figura 5. 21 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.....	72
Figura 5. 22 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações. ..	72
Figura 5. 23 - Análise 3: Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.	74

Figura 5. 24 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.....	75
Figura 5. 25 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.	75
Figura 5. 26 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.....	76
Figura 5. 27 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.	76
Figura 5. 28 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.....	77
Figura 5. 29 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações. ...	77
Figura 5. 30 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.....	78
Figura 5. 31 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações. ...	78
Figura 5. 32 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.....	79
Figura 5. 33 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações. ...	79
Figura 5. 34 - Diagrama de esforço normal da Ponte 2.	83

LISTA DE TABELAS

Tabela 3. 1 - Classificação de dano das estruturas das pontes.....	18
Tabela 3. 2 - Classificação de dano das estruturas das pontes.....	19
Tabela 3. 3 - Classificação da condição das estruturas das pontes.	20
Tabela 3. 4 - Classificação da condição das estruturas das pontes.	23
Tabela 4. 1 - Descrição das variáveis de entrada do pórtico.....	40
Tabela 4. 2 - Descrição das variáveis de entrada da coluna treliçada.....	49
Tabela 4. 3 - Descrição das variáveis de entrada da Ponte 2.....	56
Tabela 4. 4 - Descrição das variáveis de entrada da Ponte 2.....	58

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 4. 1 - Análise linear: N° de simulações x N° de falhas.	43
Gráfico 4. 2 - Análise não-linear: N° de simulações x N° de falhas.	47
Gráfico 4. 3 - N° de simulações x N° de falhas.	52
Gráfico 5.1 - Análise 1: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19\text{cm}$	65
Gráfico 5. 2 - Análise 1: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$	66
Gráfico 5. 3 - Análise 2: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19\text{cm}$	73
Gráfico 5. 4 - Análise 2: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$	73
Gráfico 5. 5 - Análise 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19\text{cm}$	80
Gráfico 5. 6 - Análise 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$	81
Gráfico 5. 7 - Comparação entre as análises 1, 2 e 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19\text{cm}$	81
Gráfico 5. 8 - Comparação entre as análises 1, 2 e 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$	82

1 - INTRODUÇÃO

Pontes metálicas são comumente afetadas pela corrosão. Este problema ocorre devido a diversos fatores tais como: agressividade do ambiente, falta de proteção dos perfis, disposição construtiva inadequada dos perfis metálicos, entre outros. No caso de estruturas de pontes, além da corrosão, elas ainda estão sujeitas a carga de tráfego diferente da prevista em projeto, visto que a normatização adota um trem-tipo que vai se adequar a finalidade da ponte e, às vezes, este carregamento pode ser superado durante a sua utilização. Estes fatores, aliados a falta de manutenção fazem com que muitas pontes se encontrem em elevado grau de deterioração comprometendo a sua vida útil, funcionalidade e a segurança de seus usuários.

Observa-se que nos últimos anos têm aumentado a preocupação com a análise de danos e possíveis reparos em estruturas de pontes. Na Europa há muita preocupação com as estruturas que sofrem ciclos de congelamento e descongelamento e, por isso, é onde se encontram estudos mais elaborados, como por exemplo, Sistemas de Gestão de Pontes (BMS's), que visam uma estratégia de otimização de planejamento e manutenção de pontes. BMS's são ferramentas para armazenar, organizar e manipular dados relevantes para a manutenção e segurança de pontes, a fim de fornecer a inspetores e engenheiros as informações necessárias para determinar a melhor ação de reparação e reabilitação a ser utilizada. No Brasil ainda existem poucos estudos referentes à manutenção de pontes.

Essa crescente preocupação em detectar danos em estruturas de pontes surgiu devido à idade que grande parte delas apresenta. Há muitas estruturas antigas onde a inspeção raramente é feita ou que talvez nunca tenham passado por manutenção. Isto pode vir a trazer sérios transtornos aos usuários, visto que manifestações patológicas não tratadas comprometem a segurança estrutural das pontes causando desconforto aos mesmos, e podem ainda aumentar consideravelmente os custos de reabilitação, pois este está diretamente relacionado com a idade da estrutura e com o tempo da presença do dano.

As decisões sobre reparações, correções de erros de projeto e manutenção são geralmente baseadas na experiência, sem aplicação de uma abordagem analítica para encontrar uma estratégia de recuperação segura e econômica.

É fato também que a detecção de danos, bem como suas causas e o melhor método de recuperação são tarefas difíceis aos engenheiros. Além de muitas vezes o profissional não ter informações importantes sobre a estrutura por falta de dados armazenados de inspeções e reparos anteriores, existe também dificuldade em obter e buscar uma solução que satisfaça, ao mesmo tempo, os usuários e as autoridades responsáveis pela estrutura, isto é, encontrar uma solução otimizada.

A aplicação de uma ação rigorosa de inspeção de pontes aliada às técnicas de confiabilidade estrutural resulta, portanto, numa abordagem atual e moderna de avaliação de sua capacidade de carga por meio do índice de confiabilidade estrutural.

A confiabilidade é baseada em um programa de manutenção e geralmente exige a aplicação de modelos de deterioração variando no tempo. Estes modelos podem ser atualizados conforme forem ocorrendo inspeções.

Portanto, este trabalho tem como finalidade fornecer ao profissional uma determinação do estado da estrutura baseada em um procedimento sistemático que leva em conta a capacidade de carga por meio do índice de confiabilidade estrutural e permitir que seja encontrada a melhor forma de recuperação ou manutenção se a estrutura assim requerer. Conseqüentemente se espera a diminuição dos custos no processo de recuperação da estrutura por utilizar métodos menos conservadores e baseados nas reais condições das estruturas.

2 - OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é fornecer ao engenheiro uma metodologia de inspeção de pontes metálicas sob processo de degradação. A partir do levantamento e observações feitas em campo, já realizadas em trabalho anterior, deseja-se obter um diagnóstico preciso da segurança da estrutura.

Serão aplicados modelos probabilísticos para as cargas e resistência dos elementos estruturais. A avaliação de confiabilidade será feita para o sistema ponte metálica sob degradação usando o programa ANSYS.

3 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 - Breve Histórico

As civilizações mais antigas já sentiam a necessidade de transpor obstáculos tais como: vales, córregos, rios, lagos, entre outros. As primeiras pontes surgiram desde as primeiras tribos, de forma natural, feitas de cipó e quedas de árvores devido a efeitos naturais, como chuvas e ventos. Com o passar do tempo e o aumento das necessidades humanas, novos materiais para construção foram descobertos e aprimorados, como a pedra, a madeira, o ferro fundido e o aço.

O homem começou a construção de pontes na cidade de Roma antes da Era Cristã, onde utilizavam como matéria-prima a pedra. Neste período foram criadas as pontes em forma de arco, uma inovação para a época. Elas surgiram com finalidades diversas, como: militares, comerciais e residenciais. Também representavam elegância e poder.

No princípio da Revolução Industrial, houve a necessidade de pontes mais resistentes e seguras, devido aos novos meios de transportes que surgiram. Passou-se então a utilizar o ferro fundido, material mais resistente que suportaria cargas mais elevadas. Em seguida veio o aço, que atingia elevada resistência permitindo projetar estruturas com vãos maiores. Novos modelos de pontes foram sendo desenvolvidos com estruturas cada vez mais modernas e leves.

Com o crescimento dos transportes de mercadorias e a necessidade de deslocamento das pessoas, as técnicas foram aperfeiçoadas, surgindo assim os primeiros projetos de pontes em treliça.

Como exemplo tem-se a Ponte Coalbrookdale que começou a ser construída em 1779 e foi concluída em 1781, numa região considerada como berço da Revolução Industrial, onde já utilizavam a fundição do aço com o coque. Construída sobre o Rio Severn foi a primeira ponte feita em ferro fundido.



Figura 3.1 - Coalbrookdale Bridge, 1779-1781. [www.history.ucsb.edu/.../06L03IndRev.htm Acessado em 10/07/2009].

Outra importante obra foi a construção da Ponte Britannia iniciada em 1846 e concluída em março de 1850. Seu projeto tinha como finalidade diminuir o fluxo da Ponte Menai (1826) e ligar Londres ao porto de Holyhead. Em maio de 1970, durante um incêndio, a Ponte Britannia foi bastante danificada e em 1972 ela foi totalmente reconstruída.



Figura 3. 2 - Menai Bridge (Construída por Thomas Telford em 1826) [www.anglesey.info/Menai%20Bridges.htm. Acessado em 10/07/2009].

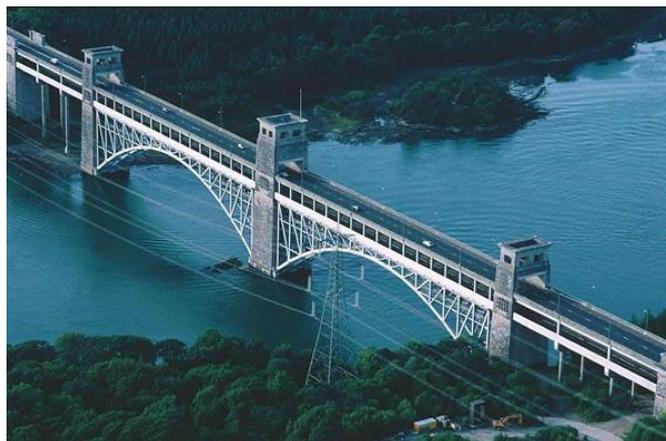


Figura 3. 3 - Britannia Bridge (Construída por Robert Stephenson em 1850)[www.gtj.org.uk/en/large/item/GTJ00201. Acessado em 10/07/2009].

Com a disseminação do ferro fundido na Europa, várias estruturas foram erguidas através do empirismo, ou seja, sem utilizar-se de criterioso cálculo estrutural.

Em 1854 surgiram rumores sobre a necessidade de uma ponte que ligasse a cidade de Dundee ao subúrbio de Wormit na Escócia. Após diversas discussões, em julho de 1871 a obra teve início e ao final de 7 anos de construção a ponte Tay foi inaugurada sendo considerada a ponte mais longa do mundo com 3,5 km de extensão. Porém, poucos meses após sua inauguração, uma forte tempestade pôs abaixo a grandiosa obra vitimando 75 pessoas.

Decorridos 2 anos do desastre, uma nova ponte paralela a estrutura antiga começou a ser construída sendo inaugurada em julho de 1887. Essa ponte já passou por várias reformas e ainda hoje continua em uso.

Outro exemplo marcante é a ponte Quebec que surgiu da necessidade de transpor o Rio Lawrence ligando Lévis a Oeste à cidade de Quebec. A idéia da construção de tal estrutura surgiu por volta de 1852 e foi novamente considerada nos anos de 1867, 1882 e 1884. Após várias discussões sobre a melhor localização e custos a estrutura começou a tomar forma no ano de 1904.

Os cálculos realizados ainda em fase de planejamento e projeto nunca foram verificados e, ao final, seu peso próprio ficou muito além de sua capacidade de carga. Em 1907 a equipe de engenharia começou a perceber a existência de grandes distorções nos elementos estruturais. No dia 29 de agosto de 1907, em reunião, os engenheiros responsáveis pela construção chegaram a conclusão de que nenhuma carga deveria ser

adicionada à estrutura até que os cálculos fossem revistos. Porém, essa decisão foi tomada tarde demais e, na tarde do mesmo dia, em apenas 15 segundos, após quatro anos de construção, o braço sul e parte central da ponte desabaram sobre o Rio St Lawrence matando 75 operários dos 86 que trabalhavam no local.

Após investigações sobre o colapso, iniciou-se a construção de uma segunda ponte. O novo projeto consistia em uma ponte muito maciça com um único vão. Para essa segunda concepção foram nomeados três experientes engenheiros: H. E. Vautelet, Maurice FirtzMaurice e Ralph Modjeski. Porém, o vão central caiu enquanto estava sendo colocado. O segundo acidente foi no dia 11 de setembro de 1916 e matou 13 trabalhadores.

Finalmente, em 3 de dezembro de 1919 a Ponte Quebec foi aberta ao tráfego ferroviário. Com 549 m de vão é considerada a ponte com maior vão central.

Inicialmente concebida como ponte ferroviária, a Ponte Quebec abrigou automóveis, ciclistas e pedestres. Em 1987 ela foi declarada monumento histórico pela Sociedade Americana de Engenheiros Civis. Ela contribuiu significativamente para a evolução do cálculo estrutural.



Figura 3. 4 - Vão central da ponte Quebec caindo no rio St. Lawrence em 11 de setembro de 1916[www.maistorismo.net/.../ponte-de-quebec-4/. Acessado em 10/07/2009].



Figura 3. 5 - Ponte Quebec concluída em 3 de dezembro de 1919
[www.maisturismo.net/.../ponte-de-quebec-4/. Acessado em 10/07/2009].

Assim, a ponte de Tay e a ponte Quebec destacam-se como estruturas concebidas sem um criterioso cálculo estrutural.

3.2 - Inspeções

Atualmente vem surgindo uma crescente preocupação com o estado das estruturas de pontes. O fato da maioria das pontes serem propriedades públicas dificulta o trabalho de manutenção. Ainda hoje, se tem a idéia errada de que o custo com inspeção e manutenção é demasiadamente alto. Essa cultura faz com que muitas pontes cheguem a tal estado de deterioração que se tornam inutilizadas. Descartar uma estrutura de grande porte traz prejuízos não só financeiros como também dificulta o tráfego de pessoas e mercadorias na região. Todo esse transtorno pode ser evitado com um trabalho de inspeção, manutenção e reparação, quando for o caso, das estruturas existentes. É sabido que o custo de implantação de uma ponte é alto e que sua construção requer gastos vultosos. Portanto, trabalhos de preservação das obras existentes são necessários a fim de evitar que uma estrutura perca sua capacidade de carga antes do término de sua vida útil.

Alguns tipos de inspeção recomendados são citados abaixo. Elas têm a função de garantir que a ponte alcance a vida útil prevista em projeto e de oferecer segurança a seus usuários.

3.2.1 - Inspeção de aceitação

Esse tipo de inspeção é realizada antes da estrutura ser aberta ao tráfego. Ela tem como objetivo verificar se a obra foi executada conforme os projetos e planilha orçamentária disponibilizados e conforme as especificações de materiais, o que garantirá a obra a durabilidade adequada, reduzindo assim, os gastos com manutenção corretiva durante a utilização da mesma.

3.2.2 - Inspeção de Inventário

Uma inspeção de inventário consiste no registro, de uma forma sistemática e organizada, das características da obra que possam servir de base à sua manutenção e conservação. Neste âmbito, deverá, também, ser efetuada a recolha e sistematização de toda a formação referente à obra. Uma ponte deverá ser sujeita a uma inspeção de inventário sempre que houver uma mudança na configuração da estrutura, como por exemplo, no caso do tabuleiro sofrer um alargamento (Cruz, 2004).

3.2.3 -Inspeção de Superficial

As inspeções de rotina geralmente são realizadas a cada quinze meses e tem por finalidade identificar os danos, tanto em termos físicos como funcionais, e evitar que toda a estrutura perca sua capacidade de carga.

3.2.4 - Inspeção Principal

Toda a estrutura é inspecionada e, para isso, são utilizados equipamentos especiais a fim de possibilitar que todos os elementos sejam analisados. Na inspeção principal a avaliação é feita por engenheiro qualificado e com experiência em manutenção de ponte. A frequência recomendada para esse tipo de inspeção é de 5 a 10 anos.

3.2.5 - Inspeção Profunda

É realizada em estruturas de pontes que estão em reparação. Ela é normalmente executada em estruturas complexas e pode abranger toda a estrutura ou estar restrita aos respectivos componentes ou elementos que são susceptíveis de serem afetados pela reparação. Normalmente a inspeção inclui extensas medições, tanto no local quanto no laboratório, que são desenvolvidas para determinar a causa e a extensão do dano ou deterioração e fornecer dados para garantir uma efetiva reparação.

3.2.6 - Inspeção Especial

Toda ponte que apresente problemas que sejam motivo de preocupação ou problemas já vistos em outras estruturas requer maior cuidado em sua inspeção. Estas inspeções podem trazer como consequência restrições temporárias ao tráfego ou até mesmo que a estrutura seja inutilizada.

No caso em que o dano observado não ofereça insegurança aos usuários, o profissional responsável deve proceder a uma inspeção bem detalhada para melhor determinar a capacidade de carga e a melhor forma de manutenção.

Esse tipo de inspeção também é realizada após a estrutura passar por um evento extremo, tal como: abalo sísmico, terremoto, entre outros.

3.2.7 - Inspeção Subaquática

Inspeções subaquáticas são realizadas com o objetivo de verificar o estado da fundação da estrutura. É recomendada sempre que houver algum evento atípico, ou seja, uma grande enchente, uma forte tempestade que possa ter provocado o arrasto de parte do solo adjacente a fundação, sendo este de grande importância para a estabilidade da estrutura.

3.3 - Corrosão

Devido a grande exposição a qual as pontes estão sujeitas, elas são vulneráveis a diversas formas de agressão. Ambiente agressivo, choque de veículos, mudança de tráfego elevando a carga para além da de projeto são alguns fatores agravantes na deterioração da estrutura.

Pontes metálicas, em especial, são mais suscetíveis a corrosão e, é essa forma de deterioração que será tratada no presente trabalho.

A corrosão é normalmente definida como a deterioração ou perda de material devido ao ataque químico que o meio ocasiona ao metal. A maioria dos metais sofre corrosão pelo efeito da água e do ambiente no qual se encontra.

Abaixo são citados alguns tipos de corrosão, a forma como ela atua na estrutura e como se desenvolve.

3.3.1-Tipos de Corrosão

A corrosão pode ser classificada em vários tipos de acordo com a sua aparência. Os principais tipos são:

- Corrosão uniforme ou por ataque generalizado: esse tipo de corrosão desenvolve-se sobre o metal de forma uniforme na superfície do metal exposta ao ambiente agressivo. É a principal forma de destruição do metal. Porém, é a mais fácil de ser prevenida ou controlada por revestimentos, inibidores ou proteção catódica.



Figura 3. 6 - Corrosão uniforme

[<http://www.cesec.ufpr.br/metallica/patologias/corrosao/corrosao-texto.htm>. Acessado em 10/07/2009].

- Corrosão galvânica ou de par bimetálico: ocorre quando dois metais ou ligas que possuem composições diferentes são acoplados eletricamente e ao mesmo tempo expostos a um eletrólito. O metal menos nobre, ou mais reativo, naquele ambiente específico irá experimentar corrosão; o metal mais inerte estará protegido contra a corrosão (Callister, 2006).



Figura 3. 7 - Corrosão galvânica [<http://www.electraservice.com.br/noticias.asp>. Acessado em 10/07/2009].

- Corrosão por picadas: é um tipo de corrosão que dá origem a pequenas cavidades no metal. Esse tipo pode ser muito destrutivo, podendo até perfurar o metal. A corrosão por picadas geralmente é difícil de ser detectada e sua profundidade ou gravidade também é complexa de ser determinada.

Há, portanto, uma grande preocupação pelo fato desta ser localizada e poder levar à ruptura súbita e inesperada do metal.

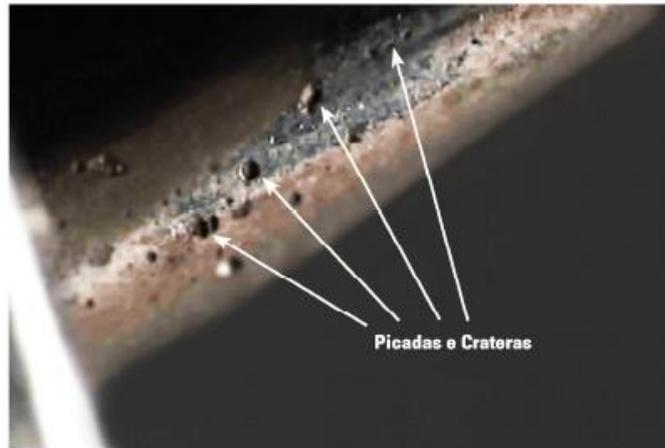


Figura 3. 8 - Corrosão por picadas [http://www.scielo.gpeari.mctes.pt/scielo.php?pid=S0870-11642010000200003&script=sci_arttext. Acessado em 10/07/2009].

- Corrosão em fendas: é um tipo de corrosão localizada que ocorre em fendas ou frestas, por isso, juntas de vedação, parafusos e rebites requerem maior atenção. A existência desse tipo de corrosão depende do tamanho da fenda, que não deve ser larga o suficiente para que o líquido penetre e pequena o bastante para que ele fique estagnado.
- Corrosão Intergranular: é um tipo de corrosão localizada que ocorre nos limites dos grãos ou em zonas adjacentes aos limites de grãos de uma liga metálica. Esse tipo de corrosão prevalece principalmente em alguns tipos de aços inoxidáveis. Quando aquecidas a temperatura entre 500 e 800°C durante período de tempo suficientemente longo, essas ligas se tornam sensíveis a um ataque intergranular. Acredita-se que esse tipo de tratamento térmico permita a formação de pequenas partículas de precipitado de carboneto de cromo (Cr_{23}C_6), mediante a reação entre o cromo e o carbono aço inoxidável. Essas partículas se formam ao longo dos contornos dos grãos. Tanto o cromo quanto o carbono precisam se deslocar por difusão até os contornos dos grãos, a fim de formar os precipitados, o que deixa uma zona pobre em cromo adjacente ao contorno de grão. Conseqüentemente, essa região do contorno de grão fica altamente suscetível a corrosão (Callister, 2006).
- Corrosão sob tensão: é um tipo de corrosão resultante do aparecimento de trinca devido a tensões de tração e de um ambiente corrosivo. As trincas

surgem e se propagam perpendicularmente à tensão aplicada. As trincas podem ser originadas por tensões externas ou tensões residuais.



Figura 3. 9 - Corrosão sob tensão [<http://www.manutencaoesuprimentos.com.br/conteudo/4171-corrosao-sob-tensao-no-aco-inoxidavel/>. Acessado em 10/07/2009].

- Corrosão com erosão: é o aumento da velocidade de corrosão de um metal devido ao movimento de um fluido corrosivo na superfície desse metal. Esse tipo de corrosão é tipicamente encontrado em tubulações.
- Deterioração por cavitação: esse tipo de corrosão também é típico de tubulações que sofrem variações de pressão e onde o fluido passa em alta velocidade. Ocorre devido ao colapso sucessivo de bolhas de ar que se formam na superfície do metal.
- Corrosão por desgaste: esse tipo de corrosão ocorre devido à fricção, vibração ou escorregamentos de duas ou mais superfícies. Há oxidação dos fragmentos de metal que surge devido à fricção, o que acelera o processo de corrosão.
- Lixiviação seletiva ou perda de elemento de liga: é o processo onde há remoção de um elemento de uma liga metálica devido à corrosão.

As impurezas metálicas de um metal ou liga podem conduzir à precipitação de fases intermetálicas com potenciais de oxidação diferentes dos da matriz do metal. Podem assim formar-se regiões anódicas ou catódicas muito pequenas, as quais podem originar corrosão galvânica quando ligadas eletroliticamente com o metal da matriz. Portanto, é normal que a resistência à corrosão seja maior quando os metais são mais puros. No entanto, a maioria dos metais e ligas usados em engenharia contém sempre

certo teor de impurezas, uma vez que é demasiado dispendioso removê-las (Smith, 1998).

Os tipos de corrosão que mais atingem as estruturas das pontes metálicas são: corrosão uniforme ou por ataque generalizado, corrosão galvânica ou de par bimetálico, corrosão em fendas, corrosão sob tensão e corrosão por desgaste.

3.4 - Avaliação da Condição

As rodovias e ferrovias são de fundamental importância no desenvolvimento de um país. Por elas passam diariamente toneladas de mercadorias, facilitando seu comércio interno e permitindo o acesso mais barato aos portos para a exportação de materiais. Ainda possibilitam o deslocamento de milhares de pessoas. Mesmo no Brasil, que possui dimensões continentais e é cortado por vários rios com características propícias ao transporte hidroviário, o meio de transporte predominante é o transporte rodoviário. Portanto, é necessário que a funcionalidade de rodovias e ferrovias seja garantida e que ocorra o menor número de interrupções possível, a fim de se evitar grandes transtornos à população.

O principal objetivo de avaliar o estado de uma ponte é acompanhar a extensão e a gravidade dos eventuais defeitos ou degradação que estão presentes e determinar o melhor momento de intervenção, sendo essencial a preservação da condição da estrutura dentro de seus limites aceitáveis. Torna-se necessário também avaliar a eficiência de diferentes técnicas de reparação e adequação dos diferentes materiais a serem utilizados nos trabalhos de reparação.

Pontes, uma parte muito importante da rede de transportes, são especialmente vulneráveis à constante e grave deterioração. A deterioração das pontes é consequência de (Woodward, 1999):

- Deficiente planejamento de operações de manutenção;
- Falta de fundos para a manutenção regular;
- Má concepção, detalhamento e execução da obra;
- Subestimação do papel de manutenção adequada e em tempo útil no passado;

- Impacto ambiental;
- Processos de envelhecimento;
- Aumento da extensão da rede e do volume do tráfego;
- Aumento do número de pontes existentes;
- Aumento da carga de tráfego em estradas e ferrovias.

Antigamente a dificuldade de aquisição de dados sobre avaliações anteriores era grande, visto que, todas as informações eram armazenadas em relatórios manuscritos e estes se perdiam facilmente. Hoje, porém, com a praticidade e acessibilidade a computadores, este problema foi resolvido. Obter dados de projeto e de manutenções de reparações anteriores é extremamente necessário para a determinação de procedimentos seguintes.

O principal objetivo da avaliação da condição da ponte é detectar um processo de deterioração já na sua fase inicial, investigar e determinar suas causas de deterioração. A finalidade de acompanhar o andamento dos processos de deterioração de cada parte importante da estrutura de uma ponte, no que diz respeito à sua intensidade e extensão de danos, é tomar as decisões certas no tempo certo. Estas decisões devem ser então seguidas de ações destinadas a preservação da condição aceitável dentro de limites adequados da estrutura por manutenção ou atividades de reparação (Woodward, 1999).

Na Europa existem diversas estruturas de pontes antigas que necessitam de grande investimento financeiro para sua recuperação. No passado, preocupava-se mais com a construção de novas estruturas e pouco se importavam com as já existentes. Isto ocasionou na redução significativa da carga de tráfego em diversas estruturas de pontes devido ao seu alto estado de deterioração. Porém, com o tempo, essa política vem mudando, e hoje, é comprovado que é mais viável economicamente o investimento em manutenção periódica do que com recuperação.

Assim, com o orçamento reduzido, alguns países europeus e os Estados Unidos vêm desenvolvendo técnicas de avaliação e classificação de estruturas de pontes com a finalidade de conservar as pontes existentes e de diminuir os custos e transtornos causados pela interdição ou diminuição da carga de tráfego de uma ponte.

Abaixo são citados alguns procedimentos realizados por diversos países:

- **Áustria**

Na Áustria, todas as estruturas de pontes com vão igual ou maior que dois metros de comprimento são inspecionadas. É realizada a inspeção superficial anualmente e em caso de observações de danos é emitido um relatório. A inspeção geral ocorre a cada dois anos ou em caso de ações excepcionais. Já a inspeção principal é feita a cada seis anos com o objetivo de obter informações detalhadas do estado de todos os componentes da ponte.

A condição da estrutura da ponte pode ser caracterizada por 32 categorias de danos, relacionados com os principais elementos da ponte e a condição avaliada pode ser expressa pela função:

$$S = \sum_{i=1}^{32} G_i \times K_{1i} \times K_{2i} \times K_{3i} \times K_{4i} \quad [3.1]$$

onde:

G_i - Tipo de danos. O valor de G_i está no intervalo de 1 a 5 e depende da gravidade dos danos;

k_{1i} - Extensão dos danos. Ela é expressa por valores numéricos entre 0 e 1. Esta pode ser descrita por palavras: poucos ou alguns, frequentes e muito frequentes ou grandes;

K_{2i} - Intensidade de danos. Ela é expressa por valores numéricos entre 0 e 1. Esta pode ser descrita por palavras: pouca ou insignificante, médios, pesados e muito pesados. A descrição da intensidade é geralmente associada com a descrição do dano (por exemplo, a largura das fissuras, etc.);

K_{3i} - Importância do componente estrutural ou membro. Os valores variam entre 0 e 1. Os componentes estruturais são classificados como primários, secundários e outras partes;

K_{4i} - Urgência de intervenção. Os valores variam entre 0 e 10, dependendo do tipo, gravidade e risco do colapso da estrutura ou da sua parte.

De acordo com o valor obtido da condição S da ponte as estruturas podem ser classificadas em uma das seis categorias, que são definidas na Tabela 3.1.

Tabela 3. 1 - Classificação de dano das estruturas das pontes.

Classe de dano	Definição	Condição de Classificação Valor de S
1	Muito pouca ou nenhuma deterioração	0-3
2	Pouca deterioração	2-8
3	Média a grave deterioração	6-13
4	Grave deterioração	10-25
5	Muito grave deterioração	20-50 (k4=10)
6	Muito grave ou total deterioração	>50 (k4=10)

- Dinamarca

Na Dinamarca são inspecionadas rodovias e estradas com cinco ou mais metros de comprimento. São realizados três tipos de inspeções: inspeção superficial ou de rotina feita em curtos intervalos de tempo; inspeção principal a cada três anos e inspeção especial que é uma inspeção detalhada de toda a ponte ou parte dela.

Assume-se que os inspetores devem ser capazes de avaliar o grau de deterioração e de decidir quais as partes da ponte requerem intervenção (Dr. R J Woodward, 1999).

- França

Todas as pontes com dois ou mais metros de comprimento são inspecionadas frequentemente. As inspeções superficiais são realizadas anualmente, as inspeções periódicas a cada três anos em pontes de médio e grande porte, as inspeções prévias após grandes obras de reparação e tem como base catálogos descritivos de padrões para diferentes tipos de estruturas e as inspeções excepcionais quando necessário.

Tabela 3. 2 - Classificação de dano das estruturas das pontes.

Classe de dano	Definição
1	A ponte está em boa condição necessitando apenas de manutenção aparente.
2	A ponte está em boa condição estrutural aparente ou com defeitos menores que exigem manutenção. Não urgente.
2U	Urgentes, a fim de impedir o desenvolvimento rápido de deficiências na estrutura.
3	Ponte estruturalmente prejudicada, que exige obras de reparação. Não urgente.
3U	Urgentes. A capacidade de carga da ponte está inferior a de projeto ou está na iminência de ser alcançada, como resultado do rápido desenvolvimento de deficiências.
NU	Não avaliada.

- Alemanha

Na Alemanha, o estado das pontes é atualmente obtido em conformidade com um conjunto de orientações. De acordo com a norma DIN1076, o monitoramento de estruturas consiste de vários tipos de inspeções ou observações.

A inspeção superficial é realizada anualmente. Já a inspeção geral ocorre a cada três anos e a inspeção principal é feita de seis em seis anos. A inspeção especial é realizada somente se necessário.

Na Tabela 3.3 são apresentadas as instruções para a avaliação da condição de toda a ponte.

Tabela 3. 3 - Classificação da condição das estruturas das pontes.

Classificação da condição	Descrição	Exemplos de classificação de estado avaliação
1.0-1.9	A estrutura apresenta pequena ou nenhuma ocorrência de danos. É necessária apenas sua manutenção regular.	- Sujeira visível na superfície. - Provas de pequenos desnivelamentos ou ranhuras sobre o pavimento.
2.0-2.9	A estrutura apresenta ocorrências que não prejudicam a estabilidade ou comprometem a segurança do tráfego. Obras de manutenção e reparação são necessárias.	- Poucos danos a parapeitos, sistemas de proteção, a margens, declive de estabilização, aterro, instalações de drenagem da água, juntas, selagem conjunta e alvenaria.
3.0-3.9	A estrutura apresenta ocorrências de danos que, individualmente ou como um todo podem prejudicar a estabilidade ou a segurança do tráfego num futuro próximo. Extensa reparação é necessária.	- Corrosão acentuada em seções transversais de reforços. - Dano indicando falha parcial em suporte de cargas (deformações, fendas em seções de flexão, nas articulações, etc.).
4	A estrutura apresenta ocorrências de danos que, individualmente ou como um todo prejudicam a estabilidade ou a segurança do tráfego. Extenso trabalho de recuperação e restauração é necessário.	- Grandes danos aos principais elementos, indicando falha parcial para suportar cargas. - Os componentes apresentam danos que oferecem riscos ao tráfego na forma de queda de objetos e restringem a passagem.

A classificação global da estrutura (Z_{ges}) é expressa pela função abaixo:

$$Z_{ges} = f(S^V, S^S, S^D, U, n) \quad [3.2]$$

onde:

S^V - segurança de tráfego;

S^S – estabilidade;

S^D – durabilidade.

- Noruega

Estradas e pontes com comprimento igual ou maior do que dois metros e meio são regularmente inspecionados. São realizadas inspeções de aceitação, inspeção de garantia, inspeções gerais anualmente, inspeções principais a cada cinco anos e, quando há necessidade, é feita inspeção especial.

- Eslovênia

Na Eslovênia todas as pontes ou viadutos com vãos iguais ou superiores a cinco metros passam por inspeção superficial anualmente, inspeção geral a cada dois anos, inspeção principal de seis em seis anos e inspeção especial quando necessário. A classificação da condição da estrutura é expressa pela função:

$$R = \sum V_D = \sum B_i \times K_{1i} \times K_{2i} \times K_{3i} \times K_{4i} \quad [3.3]$$

onde:

V_D - Tipo de dano;

B_i - O valor de B_i está num intervalo de 1 a 4, e manifesta o efeito do tipo de dano sobre a segurança ou durabilidade do elemento estrutural observado;

K_{1i} - Fator que descreve a extensão dos danos, e é expresso por valores entre 0 e 1;

K_{2i} - Fator que descreve a intensidade do dano, e é expressa por valores entre 0 e 1;

K_{3i} - Fator que descreve a importância do componente estrutural ou membro para a segurança de toda a estrutura. Os valores variam entre 0 e 1;

K_{4i} - Fator que descreve a urgência da intervenção. Os valores variam entre 0 e 10. O valor escolhido depende do tipo de estrutura, e da gravidade e risco de colapso da estrutura ou a sua parte afetada.

- Reino Unido

Pontes com comprimento igual ou maior do que cinco metros são inspecionadas regularmente. São realizadas inspeções superficiais, inspeções gerais, inspeções principais e inspeções especiais quando necessário.

- Estados Unidos

Em 2003 a Sociedade Americana de Engenheiros Civis (ASCE) criou um Relatório para classificar estradas e pontes. Aproximadamente 160.000 pontes foram classificadas, neste relatório, como estruturalmente deficientes.

Sendo grande o número de pontes construídas em aço nesse país, há um fator agravante na deterioração dessas estruturas que é a corrosão causada por sais de degelo em regiões de clima frio.

Pontes com vãos superiores a seis metros são inspecionadas com intervalos máximos de dois anos. A inspeção varia de acordo com vários fatores, tais como: idade da estrutura, volume de tráfego e informações de inspeções anteriores.

A Tabela 3.4 mostra a condição da classificação dos componentes de uma estrutura de ponte.

Tabela 3. 4 - Classificação da condição das estruturas das pontes.

Classificação da condição	Descrição
N	Não aplicável.
9	Excelente estado.
8	Muito bom estado – sem registro de problemas.
7	Bom estado - alguns pequenos registros de problemas.
6	Condição satisfatória - elementos estruturais mostram pequenas deteriorações.
5	Boa condição - todos os principais elementos estruturais são sólidos, mas podem ter perda de seção ou fissura.
4	Má condição - perda avançada de seção ou deterioração.
3	Grave - perda de seção ou deterioração que comprometem os elementos estruturais primários. Pode ocorrer fadiga no aço ou cisalhamento no concreto.
2	Condição crítica - deterioração avançada em elementos estruturais primários. Caso a ponte não seja cuidadosamente monitorizada, pode ser necessário fechá-la até que uma ação corretiva seja iniciada.
1	Iminente condição de falha - grande deterioração ou perda de seção em componentes estruturais, verticais ou horizontais que afetam sua estabilidade. A ponte é fechada ao tráfego, mas uma ação corretiva pode colocá-la de volta em serviço.
0	Condição de falha - fora de serviço.

Observa-se que países europeus e os Estados Unidos já aplicam criteriosos métodos de avaliação de danos em pontes com o objetivo de preservar suas estruturas, conferir segurança a seus usuários e diminuir os custos de reparação.

O fluxograma a seguir mostra, detalhadamente, a forma como os dados obtidos em campo são utilizados na avaliação da condição de uma estrutura.

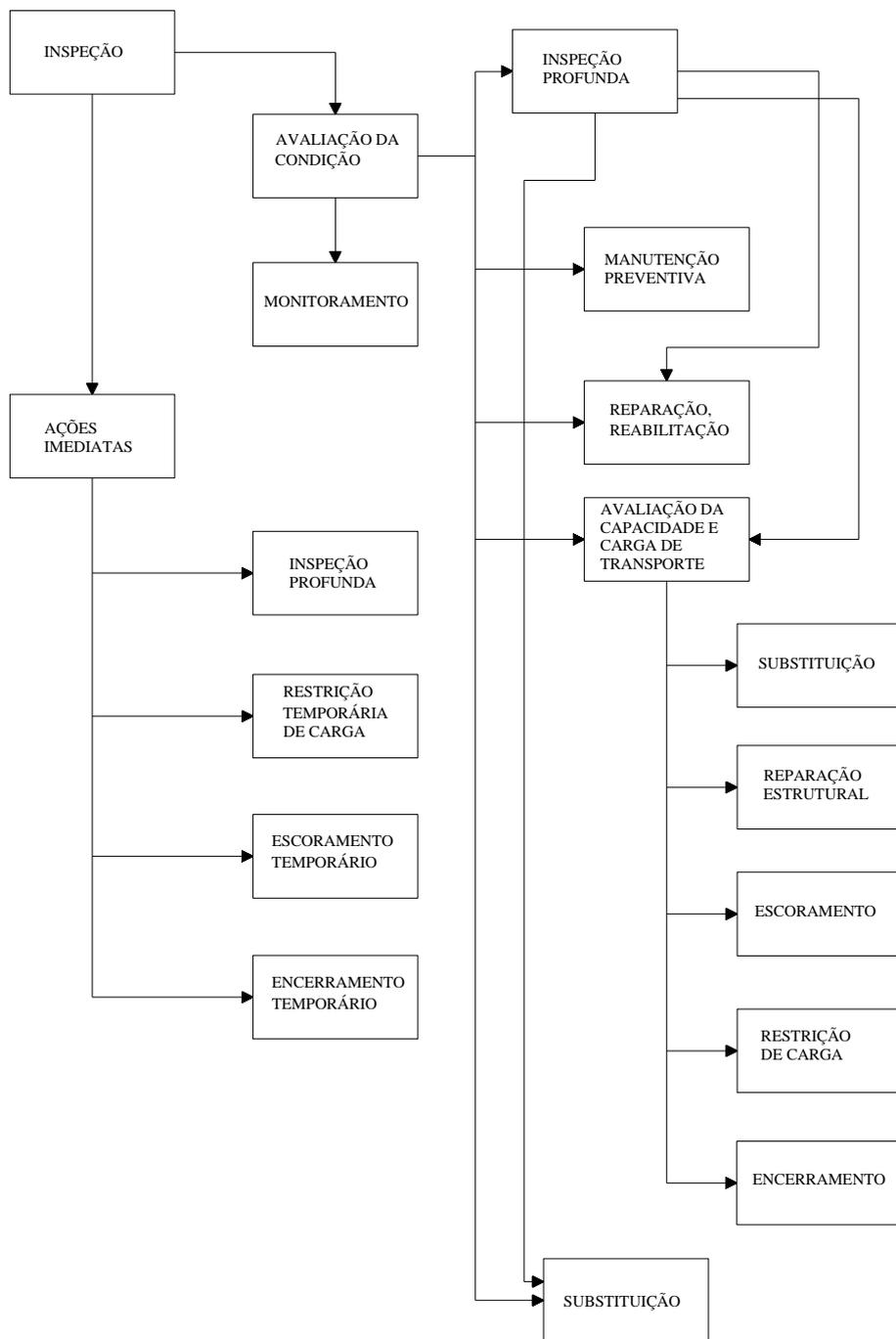


Figura 3. 10 - Fluxograma mostrando a utilização de dados na avaliação da condição da estrutura da ponte (Woodward et al., 2001).

3.5- Segurança Estrutural

Uma estrutura é tida como segura se seus elementos suportam os carregamentos para os quais foram projetados sem requerer reforços durante sua vida útil.

Todo cálculo estrutural é baseado em Normas Técnicas que, por sua vez, são calibradas de acordo com testes e experiências anteriores. Elas possuem parâmetros e regras que são seguidas pelos calculistas. As Normas que geram projetos seguros têm seus parâmetros tidos como satisfatórios. É fato que nenhuma estrutura pode ser considerada perfeitamente segura, já que, por questões econômicas, esses parâmetros são reduzidos e, conseqüentemente, a segurança estrutural é diminuída.

A evolução esquemática das normas de cálculo é ilustrada na Figura 3.11, onde o peso da estrutura, refletindo um aspecto do custo da construção, é plotado versus o tempo. Quando uma certa estrutura é usada pela primeira vez, ela em geral resulta pesada, pois há falta de experiência e confiança. Se experiências bem sucedidas são conseguidas, os calculistas ficam mais confiantes e o peso tende a cair. Esta tendência às vezes continua até ocorrer uma falha, em reação, as exigências de peso aumentam novamente, muitas vezes mais do que o necessário. O peso eventualmente decresce gradualmente até que um nível de cálculo satisfatório, testado com o tempo, seja alcançado (CASTRO, 1997).

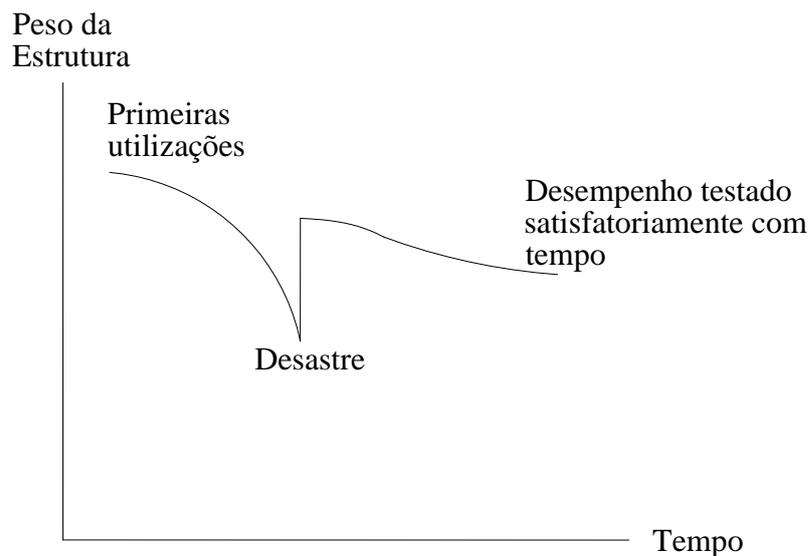


Figura 3. 11 - Evolução do peso de uma estrutura ao longo do tempo (Castro, 1997).

No início do século XX, os cálculos estruturais eram realizados através do método das tensões admissíveis, que são conhecidos como métodos determinísticos. Com o avanço tecnológico, foi possível a aplicação de métodos baseados em probabilidade e atualmente a maioria das normas utiliza métodos semi-probabilísticos para o cálculo de estruturas, já que estes são menos conservadores e possibilitam estruturas com menor custo e segurança adequada.

3.5.1 - Tensões Admissíveis

O cálculo de estruturas realizado através do uso de tensões admissíveis limita a tensão última do material, tensão de escoamento ou tensão crítica de flambagem, usando um coeficiente de minoração e esta tensão não pode ser superada pelo carregamento aplicado, como mostra a equação abaixo.

$$S \leq R/\gamma_m \quad [3.4]$$

onde:

S – Tensão aplicada;

R – Resistência de cálculo;

γ_m - É o coeficiente de segurança aplicado à tensão última do material.

Aplicando-se coeficientes distintos leva-se em conta vários níveis de incerteza.

No método das tensões admissíveis, são consideradas as ações máximas para a vida útil da estrutura. Admite-se ainda, para o cálculo das tensões resultantes, o comportamento elástico e linear.

Este método conhecido como método determinístico, foi largamente empregado até meados do século XX. De fácil compreensão e aplicação, o método das tensões admissíveis não requer grande esforço do calculista. Porém, na maioria das estruturas, esforço e resistência não possuem uma relação linear. Além disso, uma estrutura real não está sujeita a aplicação de cargas máximas durante todo o tempo de vida útil.

A partir desta idéia, engenheiros calculistas observaram que o método das tensões admissíveis resultava em estruturas superdimensionadas, devido ao seu conservadorismo de cálculo. Sendo assim, este método não era economicamente viável.

Foi então que se iniciaram pesquisas nesta área, tendo como finalidade a aplicação da teoria de probabilidade na determinação dos coeficientes utilizados para o cálculo das estruturas.

3.5.2 - Estados Limites

As primeiras normas de cálculo baseadas em estados limites surgiram na década de 60 nos Estados Unidos, mas somente no começo dos anos 70 tornou-se possível o desenvolvimento de norma de cálculo baseado em probabilidade. Nesta época as pesquisas usando a teoria de probabilidade tomaram dois caminhos distintos. Um foi o desenvolvimento de métodos totalmente probabilísticos (confiabilidade) e o outro foi a calibração de coeficientes parciais por meios probabilísticos (método dos Estados Limites).

O método dos estados limites difere-se do método das tensões admissíveis pelo fato de usar diversos fatores de majoração para os diferentes tipos de cargas. Ele utiliza ainda fatores parciais que levam em conta o fato de algumas ações não estarem atuando na estrutura com suas cargas máximas concomitantemente, isto é, há sempre uma ação principal e outras secundárias que são minoradas por um coeficiente ψ .

É relevante ressaltar que, nos métodos dos estados limites os fatores são calibrados usando probabilidade.

Este método é mais refinado que o método das tensões admissíveis, porém, a possibilidade de realizar diversas combinações de ações pode resultar em erros, caso os coeficientes utilizados não estejam devidamente calibrados.

3.6 - Método dos Elementos Finitos

O avanço tecnológico possibilitou o cálculo matricial de estruturas mais complexas. Anteriormente, esta análise era praticamente inviável devido ao fato de estruturas complexas gerarem matrizes de ordem grande e estas, por sua vez, terem soluções manuais bastante trabalhosas.

A análise matricial tem como idéia básica a divisão da estrutura em barras. Parte-se da idéia de que a solução exata é conhecida em função de certos coeficientes onde os movimentos dos nós extremos coincidem. Estes coeficientes são obtidos fazendo o equilíbrio dos nós da estrutura e resolvendo o sistema de equações resultante. Assim, conhecidos os coeficientes nodais obtêm-se os esforços e movimentos em toda a estrutura adicionando soluções locais.

O uso do Método dos Elementos Finitos (MEF) data da década de 50. É muito empregado na análise de diversos tipos de problemas tais como: deslocamentos e tensões em estruturas, determinação de percolação, adensamento e pressão neutra em problemas de geotecnia, entre outros.

A análise pelo MEF é obtida a partir da solução de equações diferenciais relacionadas à variáveis de campo dentro de um determinado domínio. Para a solução do problema é necessário ainda o emprego das condições de contorno da estrutura e suas derivadas na fronteira do domínio.

A solução de problemas pelo MEF depende não somente de sua formulação, como também da malha utilizada para analisá-lo. Aumentando a malha não necessariamente refina-se o resultado. Assim, a malha deve ser cuidadosamente escolhida.

Atualmente existem diversos programas disponíveis que fornecem aos usuários a possibilidade de criação de elementos das mais variadas formas e deixam a seu critério a geração da malha que determinará quantas subdivisões o elemento terá. É interessante notar que quanto maior for a malha, mais refinado será o resultado. Porém, há um ponto onde o aumento da malha não mais interfere tanto no resultado e qualquer acréscimo de subdivisões a partir desse ponto só gera custo computacional.

3.7 - Avaliação da Condição da Estrutura pelo Método dos Elementos Finitos

A avaliação da condição de uma estrutura depende da representação quantitativa de todas as incertezas que serão utilizadas no modelo de cálculo e elas podem ser classificadas da seguinte forma:

- Incertezas fenomenológicas: estão associadas à ocorrência de eventos imprevisíveis;
- Incertezas de avaliação: estão associadas ao desempenho do sistema estrutural e a caracterização de seus estados limites;
- Incertezas do modelo: estão associadas às simplificações de cálculo, às hipóteses adotadas para o modelo do sistema estrutural e ao uso de novas técnicas construtivas;
- Incertezas estatísticas: estão associadas à extrapolação dos parâmetros estatísticos;
- Incertezas devidas a fatores humanos: estão associadas a erros de projeto e execução, ou a alteração de uso do sistema estrutural;
- Incertezas físicas: estão associadas às variáveis de projeto.

O dano ou deterioração da estrutura causa perda de área da seção transversal do elemento. Esta redução geométrica pode diminuir significativamente a resistência do elemento estrutural. É importante, portanto, que o modelo de elemento finito gerado contenha essas informações.

3.8 - Confiabilidade

A avaliação de pontes baseia-se em dados determinísticos ou usando uma abordagem semi-probabilística (ou seja, com a utilização de fatores parciais de segurança). Em ambos os casos os efeitos da carga na estrutura são determinados utilizando normas de projeto que podem ser alteradas pelo fato de se ter informações sobre as medições da estrutura. Estes métodos são considerados conservadores, e uma nova abordagem utilizando métodos de confiabilidade para levar em conta as incertezas em variáveis está emergindo. Cálculos de confiabilidade estão começando a ser introduzidos, com o objetivo do índice de confiabilidade tornar-se fator de avaliação.

Um dos principais objetivos do cálculo estrutural na engenharia é garantir a segurança e o desempenho satisfatório das estruturas com o máximo de economia possível. Atingir esse objetivo, entretanto, geralmente não é um problema simples, particularmente pelo grande número de sistemas estruturais existentes. Sistemas

estruturais podem falhar ao desempenhar suas funções para as quais foram projetados, pois o risco está sempre implícito nesses sistemas (Bernardo, 1999).

A maioria dos projetos de engenharia estrutural pode ser bem sucedido sem o conhecimento completo das informações. Porém, não é obtido o desempenho máximo da estrutura. Além disso, muitas decisões requeridas durante o processo de projeto e cálculo são tomadas, invariavelmente, sob condições de incertezas. Portanto, há sempre alguma probabilidade de falha ou mau desempenho associado às suas consequências adversas. O risco será sempre inevitável. Sob tais condições, não é viável (prática ou economicamente) garantir segurança ou desempenho absolutos das estruturas de engenharia (Freudenthal, 1947).

Os métodos de confiabilidade podem ser classificados da seguinte forma:

- Método do nível 0: neste método emprega-se um fator de segurança que tem como objetivo, aumentar o valor das cargas de projeto e diminuir a resistência de cálculo, ou seja, usa-se o método das tensões admissíveis;
- Método do nível I: os fatores de segurança utilizados visam aumentar as cargas de projeto, porém, além desses fatores, usa-se um coeficiente que leva em conta a variabilidade das cargas a serem aplicadas num instante de tempo;
- Método do nível II: neste método empregam-se dois valores (média e variância) para cada parâmetro considerado como variável e adota-se uma correlação entre eles (covariância);
- Método do nível III: aplica-se a teoria de probabilidade de falha, isto é, trabalha-se com análise de confiabilidade. O uso deste método requer a função densidade de probabilidade das variáveis consideradas.

Uma análise estrutural baseada em confiabilidade requer um estudo das variáveis, tanto de entrada quanto de saída, envolvidas no problema. Também é necessário determinar uma função de distribuição para cada variável, sua média e desvio padrão. Assim pode-se conhecer a função de desempenho do problema e, a partir dela, o índice de confiabilidade pode ser determinado.

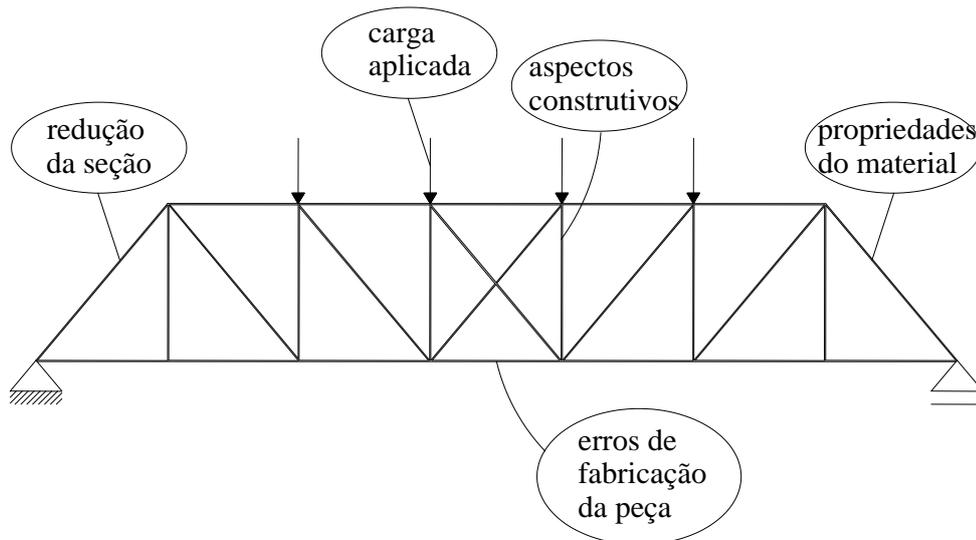


Figura 3. 12 - Algumas das variáveis envolvidas na análise de resistência de uma estrutura.

3.8.1 - Função de distribuição

A análise de uma estrutura usando técnicas de confiabilidade requer a escolha de uma função de distribuição. Atualmente, várias funções de distribuição são conhecidas, cabendo ao engenheiro escolher a função mais adequada para representar as variáveis aleatórias consideradas na análise. Alguns tipos de distribuição são sugeridos para determinadas variáveis:

Variável	Tipo de distribuição
Erro do modelo	Normal
Carga permanente	Normal
Ações variáveis	Gamma
Fluxo de tráfego	Distr de valor extremo tipo III
Corrosão variando no tempo	Lognormal

3.8.2 - Índice de Confiabilidade (β_{min})

O índice de confiabilidade, β_{min} , pode ser definido como o nível mínimo de segurança aceito para uma determinada estrutura. Este valor pode ser considerado como

um padrão, com o qual se pode medir a segurança do elemento identificado. O índice de confiabilidade, β_{min} , pode ser obtido pela seguinte expressão

$$\beta_{min} = \varphi^{-1}(1 - P_f) \quad [3.5]$$

onde $\varphi^{-1}(\cdot)$ é o inverso da função de distribuição acumulada.

A Figura 3.13 mostra graficamente a determinação do valor do índice de confiabilidade β para duas variáveis.

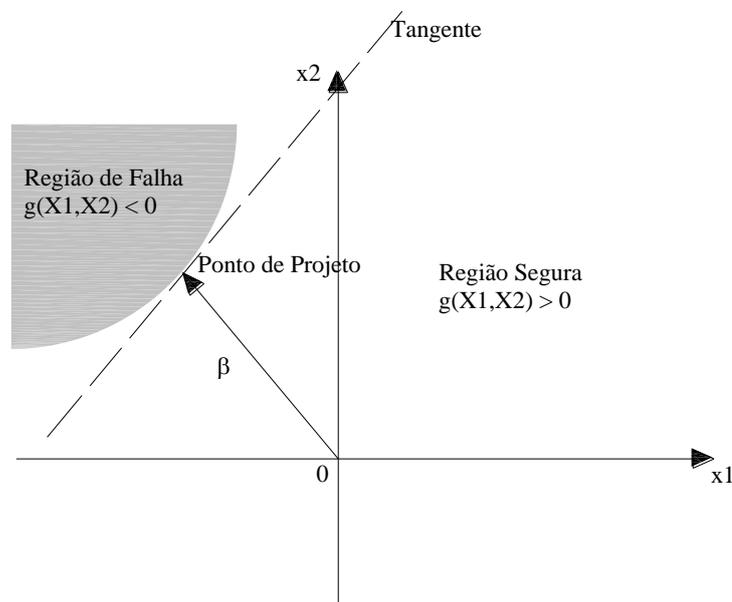


Figura 3. 13 - Índice de confiabilidade para duas variáveis.

Apesar de, na prática, a verificação de estruturas usando como critério de segurança o valor de β ainda ser pouco usada por engenheiros, essa cultura vem aos poucos mudando e, cada vez mais, se tem falado em índice de confiabilidade.

3.9 - Simulação

Simulação é a representação, durante determinado período de tempo, de fenômeno, situação ou processo do mundo real. A simulação envolve a geração de uma história artificial de um sistema, podendo-se, a partir dela, estimar como o sistema

funcionaria em situação real. O comportamento do sistema é estudado a partir da construção de um Modelo de Simulação que tem a forma de um conjunto de considerações relacionadas à sua operação e que, uma vez construído e validado, pode ser usado para estudar questões relacionadas com o sistema do mundo real (Duczmal, Santos, & Neto, 2003).

O primeiro passo no processo de simulação é a escolha do modelo a ser usado. Geralmente esse modelo é dividido em três dimensões.

A primeira dimensão refere-se a relevância do fator tempo. É chamado de modelo estático aquele cujo tempo não é significativo. Já o modelo dinâmico é a representação de um sistema ao longo do tempo.

A segunda dimensão leva em conta o uso de componentes probabilísticos. Denomina-se determinístico o modelo que não possui nenhum componente probabilístico e modelo probabilístico ou estocástico aquele onde, pelo menos um componente de entrada é aleatório.

A terceira dimensão refere-se a modelos discretos e contínuos. Modelo discreto é aquele cujas variáveis mudam instantaneamente em períodos de tempo distintos e diferentemente do modelo contínuo onde suas variáveis mudam continuamente ao longo do tempo.

Uma simulação probabilística de uma estrutura, baseada no método dos elementos finitos, que é o tipo de simulação usada no presente trabalho, requer os seguintes procedimentos:

- Definição do tipo de elemento a ser utilizado (tridimensional, bidimensional ou unidimensional);
- Caracterização do material com relação às suas propriedades mecânicas;
- Geração da estrutura (malha);
- Imposição das condições de contorno;
- Aplicação do carregamento sobre a estrutura;
- Solução estática;
- Visualização e análise dos resultados.

3.9.1 – Simulação de Monte Carlo

A origem do método de Simulação de Monte Carlo se deu durante a Segunda Guerra Mundial, ao longo das pesquisas no Laboratório de Los Alamos, que resultaram na construção da primeira bomba atômica. O método foi proposto por Von Neumann e Ulam para solução de problemas matemáticos cujo tratamento analítico não se mostrava viável. Primeiramente, voltava-se à avaliação de integrais múltiplas para o estudo da difusão de nêutrons. Posteriormente, verificou-se que ele poderia ser aplicado em outros problemas matemáticos mais complexos de natureza determinística. O nome Monte Carlo, famoso cassino de Mônaco fundado em 1862, foi adotado por razões de sigilo das pesquisas e pelo fato da presença da aleatoriedade lembrar os jogos de azar (Maletta, 2005).

A princípio usava-se a Amostragem Aleatória Simples, onde a geração de amostra era totalmente aleatória. O inconveniente no emprego dessa técnica era o fato de não se ter controle sobre o processo de amostragem dos valores aleatórios e também, o tempo de processamento era demasiadamente alto. Assim surgiram as técnicas de redução de variância, cujo objetivo era aumentar o controle sobre os valores aleatórios gerados e diminuir o tempo de processamento.

As primeiras técnicas de redução de variância foram: Variáveis Antitéticas, Variável de Controle, Amostragem por Importância, Amostragem Estratificada, entre outras. Essas técnicas, porém, não se mostraram muito superiores ao uso da Amostragem Aleatória Simples. Foi somente no final dos anos 70 e início da década de 80 que pesquisadores desenvolveram o que ficou conhecida como a segunda geração de técnicas de redução de variância. Surgiram então as técnicas de Hipercubo Latino e Amostragem Descritiva que se mostraram muito mais eficientes do que a Amostragem Aleatória Simples, apresentando resultados mais precisos em diversas pesquisas.

A técnica do Hipercubo Latino consiste na estratificação da distribuição acumulada das variáveis de entrada em estratos com a mesma probabilidade de ocorrência. Feito isto, ocorre um sorteio aleatório de um valor de cada estrato e estes são permutados. Já a Amostragem Descritiva, usa a mesma forma de estratificação, porém, é tomado o valor central de cada estrato e a permutação desses valores é que garante a aleatoriedade da amostra.

O processo de simulação pode ser dividido nas seguintes etapas:

- Desenvolvimento do modelo: nesta etapa define-se o modelo a ser analisado na simulação;
- Identificação das incertezas: esta etapa consiste na identificação das variáveis que exercem grandes influências nos resultados da análise. Aqui são definidas as variáveis de entrada e faz-se um estudo da melhor distribuição de probabilidade que se adéqua a cada variável;
- Identificação das variáveis de saída: nesta etapa define-se o que se quer analisar, isto é, identificam-se as variáveis de resposta do problema;
- Simulação: o processo de simulação consiste na execução do modelo N vezes a fim de se obter diversos valores para as variáveis de saída e a influência das variáveis de entrada;
- Análise do modelo: aqui se obtém a distribuição de frequência e a distribuição de frequência acumulada para as variáveis de saída. Dessa forma identifica-se melhor o que está acontecendo na análise;
- Tomada de decisão: a partir dos resultados obtidos toma-se a melhor decisão baseado em todo o processo de simulação.

Somente após o desenvolvimento de ferramentas computacionais é que foi possível aumentar a precisão dos resultados obtidos em simulação.

3.10 - Objeto de estudo

A concepção da Ponte Marechal Hermes (PMH) partiu da idéia de ligar o Rio de Janeiro a Belém do Pará, porém, com o passar do tempo, optou-se por outra localização. A ponte Marechal Hermes começou então a ser construída no ano de 1912 a fim de ligar cidades ao longo do Rio São Francisco a centros mais desenvolvidos. Em 1914, devido às cheias do São Francisco, a obra foi paralisada e só em 1918 foi reiniciada a construção da ponte de 694 metros. No dia 10 de novembro de 1922 foi então inaugurada a ponte que ligaria os municípios de Buritizeiro e Pirapora.



Figura 3. 14 - Construção da Ponte Marechal Hermes [www.pequi.tv/.../: Acessado em 08/08/2009].

Inicialmente construída para ser uma ponte ferroviária, com o passar do tempo ela perdeu sua característica de ferrovia e começou a abrigar o tráfego de carros, motos, bicicletas e pedestre. Para que fosse feita essa mudança de tráfego foram fixadas madeiras sobre os trilhos.

Em 2007 a PMH foi interditada em decorrência do estado avançado de degradação das madeiras. Esta interdição causou diversos transtornos à população e gerou alguns problemas políticos devido ao fato da ponte estar localizada na divisa entre dois municípios.

As madeiras foram trocadas, porém, ainda hoje, a ponte está restrita a pedestres e ciclistas, pois alegam-se que desde de sua construção a PMH nunca passou por trabalhos de manutenção, além da troca de madeiramento, e por isso encontra-se em alto grau de deterioração.



Figura 3. 15 - Vista aérea da Ponte Marechal Hermes [www.panoramio.com/photo/860126: Acessado em 08/08/2009].

A ponte está assentada em 13 pilares constituídos de pedra. A transmissão das cargas das treliças principais para os pilares é realizada através de aparelhos de apoio metálicos, fixos e móveis, localizados nas extremidades das treliças (Neves, 2001).

A estrutura, na realidade, é um conjunto de pontes em treliça tipo Pratt, cuja característica estrutural é apresentar os membros da diagonal, peças com maiores comprimentos, tracionadas e os montantes comprimidos. Também é importante notar que, praticamente, todas as barras da estrutura da PMH são em perfis compostos (Neves, 2001).

A seção longitudinal é composta por 14 sistemas desse tipo, sendo 4 vãos de acesso, dois de cada lado, com 37,1m cada (Ponte 1) e 10 vãos centrais de 51,1m cada (Ponte 2), somando um total de aproximadamente 660m de estrutura metálica (Brinck, 2004).

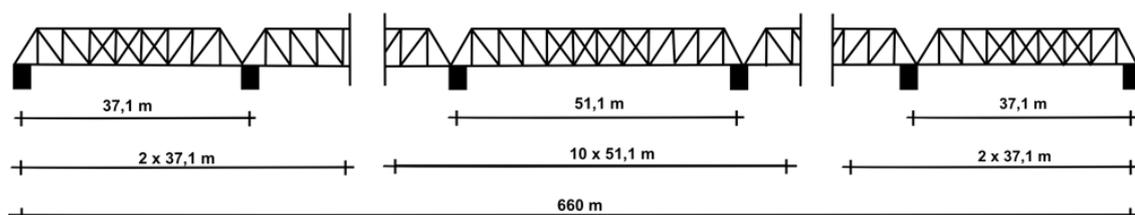


Figura 3. 16 - Modelo estrutural da Ponte Marechal Hermes [Brinck, 2004].

Este trabalho foi proposto visando um estudo detalhado da segurança estrutural desta ponte.

4. METODOLOGIA

O software utilizado nesta pesquisa foi o ANSYS, que é um software baseado no Método dos Elementos Finitos e aplicado a diversas áreas da engenharia. Além de possuir uma biblioteca com vários perfis e materiais conforme normas técnicas, ele permite que o usuário crie seus próprios modelos de estruturas.

O ANSYS faz análises de tensões lineares e não-lineares; esmagamento e fissuração do concreto; flambagem; dinâmica (modal, harmônica e sísmica); interação solo-estrutura; dimensionamento e verificação de estruturas por diversas Normas Técnicas. É um dos poucos programas que faz análise estrutural usando confiabilidade.

Inicialmente foram analisadas duas estruturas mais simples, cuja finalidade foi ajudar no aprendizado do programa. Segue abaixo cada exemplo usado e seus respectivos resultados.

4.1 – Análise de um pórtico

A Figura 4.1 representa um pórtico. Este possui 4 nós enumerados de a a d, e está carregado com as cargas W, D e L, sendo W o carregamento na direção horizontal referente a carga de vento e D e L o carregamento na direção vertical, onde D é a carga permanente e L a sobrecarga.

O pórtico supracitado foi submetido a análises linear e não-linear. A análise linear não considera as imperfeições físicas e geométricas dos perfis analisados, enquanto a análise não-linear adota estes parâmetros.

Nas duas análises foram utilizadas 06 (seis) variáveis de entrada, sendo elas: o módulo de elasticidade (E), a área (A) e a inércia (I) das barras, a carga permanente (D), a sobrecarga (L) e a carga de vento (W), conforme Tabela 4.1. Como variável de saída o deslocamento máximo obtido da análise estrutural. Foi usado ainda o elemento BEAM disponível no software que caracteriza as ligações como rígidas. O objetivo desta avaliação é verificar se o deslocamento vertical máximo do pórtico ultrapassa o valor de 3,048 cm (1/300 do vão; sendo $l = 914,4\text{cm}$, ou seja, o estado limite da estrutura).

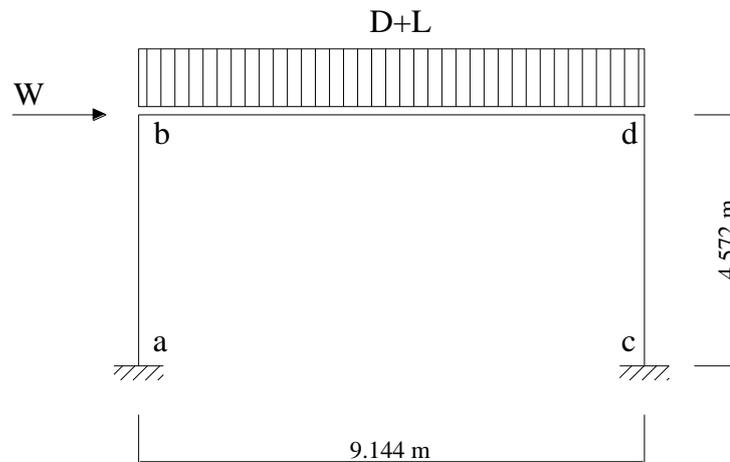


Figura 4. 1 - Representação do Pórtico.

Tabela 4. 1 - Descrição das variáveis de entrada do pórtico.

Variável	Distribuição	μ (média)	δ (desvio padrão)	Unidade
E	Normal	199948,04	0,06	kN/cm ²
A	Normal	127,1	0,05	cm ²
I	Normal	39708,48	0,05	cm ⁴
D	Normal	0,4597	0,10	kN/cm
L	Normal	0,1605	0,25	kN/cm
W	Normal	0,2555	0,37	kN

4.1.1 – Análise linear do pórtico

Inicialmente, foi feita uma análise estrutural do pórtico, e tomou-se o deslocamento vertical obtido (3,078cm) como variável de saída, conforme Figura 4.2.

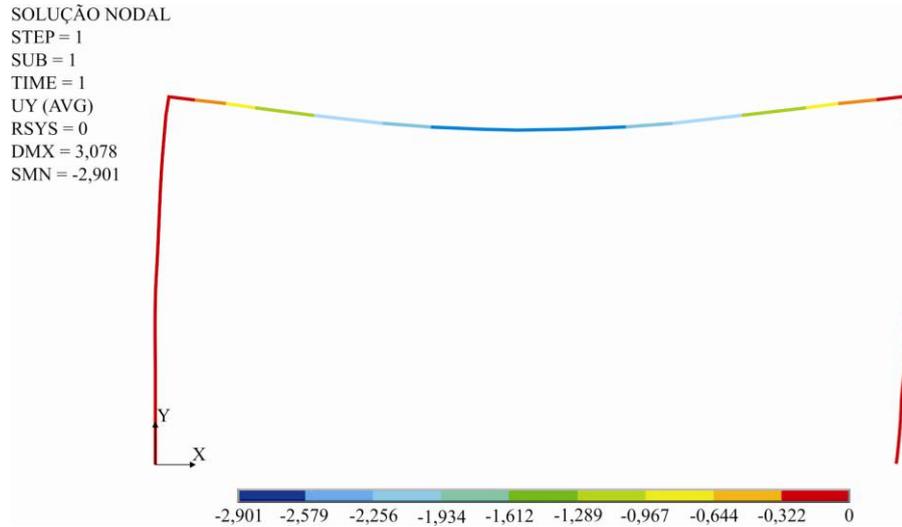


Figura 4. 2 - Análise linear: deslocamento vertical utilizado como variável de saída.

A partir deste valor, foram realizadas 100, 200, 400, 600, 800, 1000, 5000 e 10000 simulações para a obtenção do número de falhas do problema proposto. O método de simulação utilizado foi o de Monte Carlo com redução de variância usando o Hipercubo Latino.

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam, como exemplificação, os gráficos da frequência acumulada da variável de saída (deslocamento) para 100 e 10000 simulações.

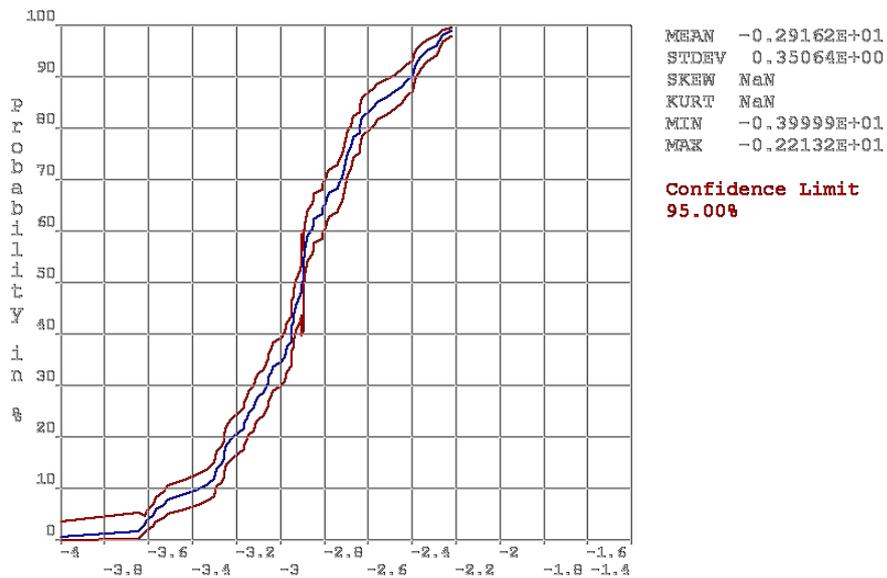


Figura 4. 3 - Análise linear: frequência acumulada da variável de saída para 100 simulações.

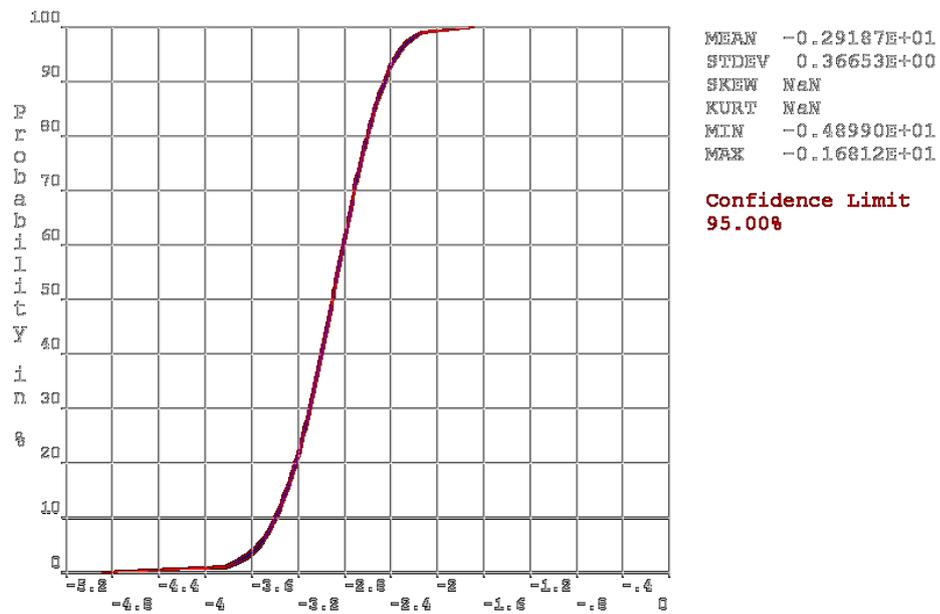


Figura 4. 4 - Análise linear: frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.

As Figuras 4.5 e 4.6 evidenciam a influência das variáveis de entrada no resultado obtido para 100 e 10000 simulações, respectivamente.

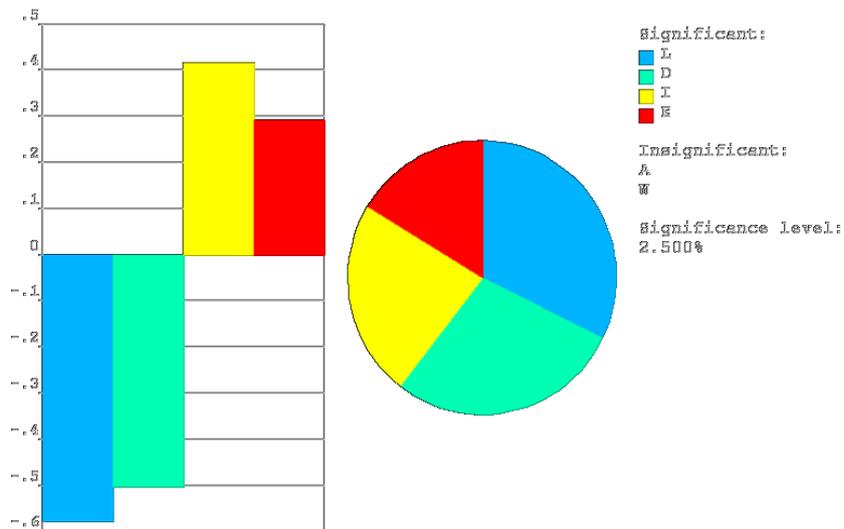


Figura 4. 5 -- Análise linear: influência das variáveis de entrada para 100 simulações.

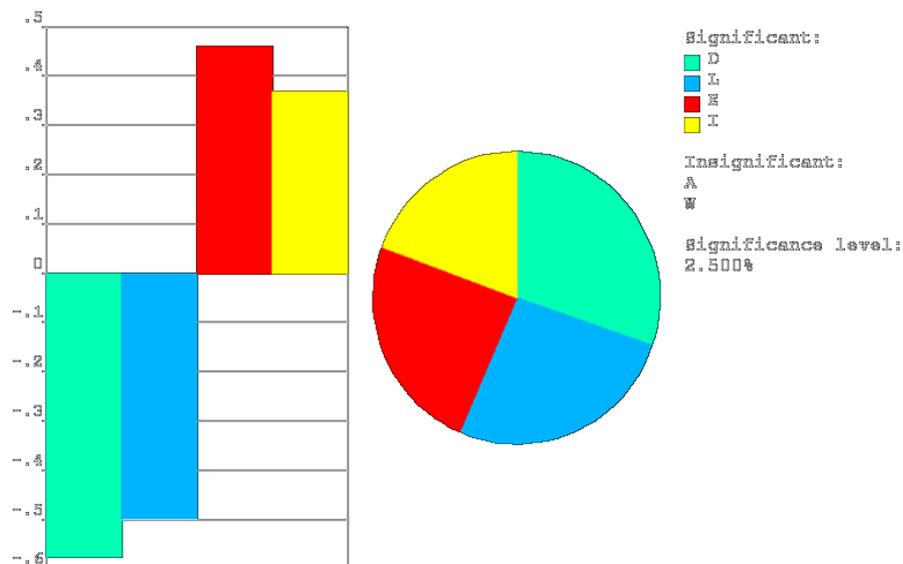


Figura 4. 6 - Análise linear: influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

Como pode ser observado, mesmo aumentando o número de simulações, a área da seção transversal do pórtico e a carga de vento não interferem, significativamente, no processo de simulação.

O Gráfico 4.1 mostra os resultados obtidos para a análise linear do pórtico.

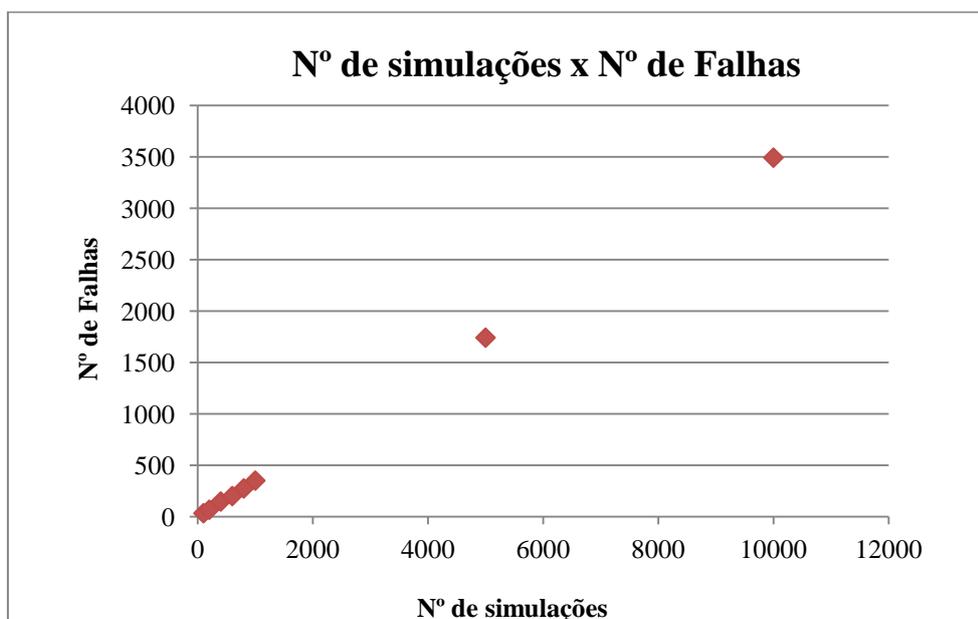


Gráfico 4. 1 - Análise linear: N° de simulações x N° de falhas.

Outra observação importante extraída da Figura acima é o fato do número de falhas variar, praticamente, de forma linear com o número de simulações.

4.1.2 – Análise não-linear de um pórtico

Da mesma forma que na análise anterior, primeiramente foi feita uma análise estrutural do pórtico, e tomou-se o deslocamento vertical obtido (3,118cm) como variável de saída, conforme Figura 4.7.

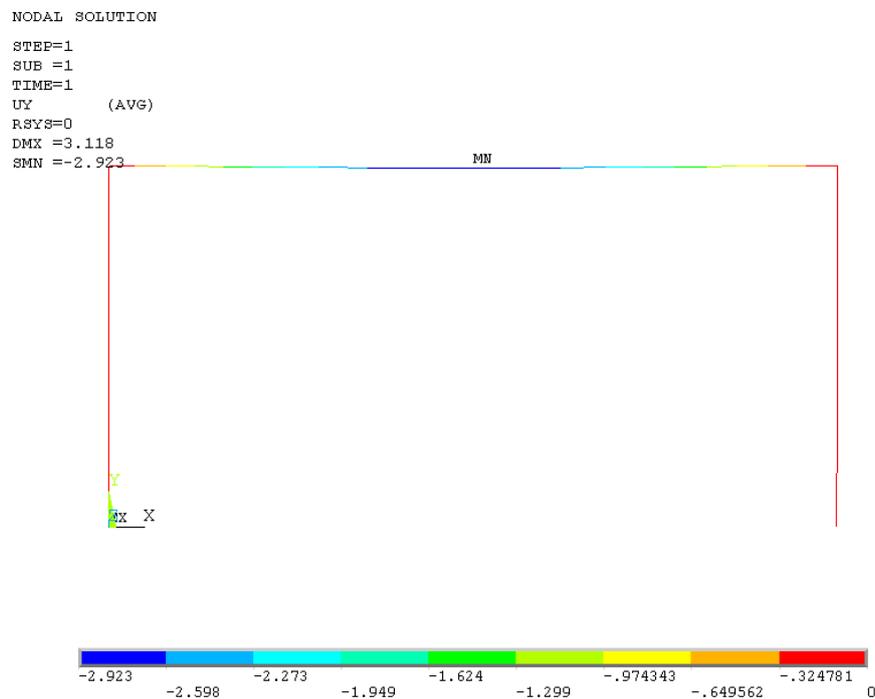


Figura 4. 7 - Análise não-linear: Deslocamento vertical utilizado como variável de saída.

Como no exemplo anterior, também foram realizadas 100, 200, 400, 600, 800, 1000, 5000 e 10000 simulações usando o método de Monte Carlo com redução de variância usando o Hipercubo Latino para a obtenção do número de falhas do problema proposto.

As Figuras 4.8 e 4.9 apresentam os gráficos da frequência acumulada da variável de saída (deslocamento) para 100 e 10000 simulações.

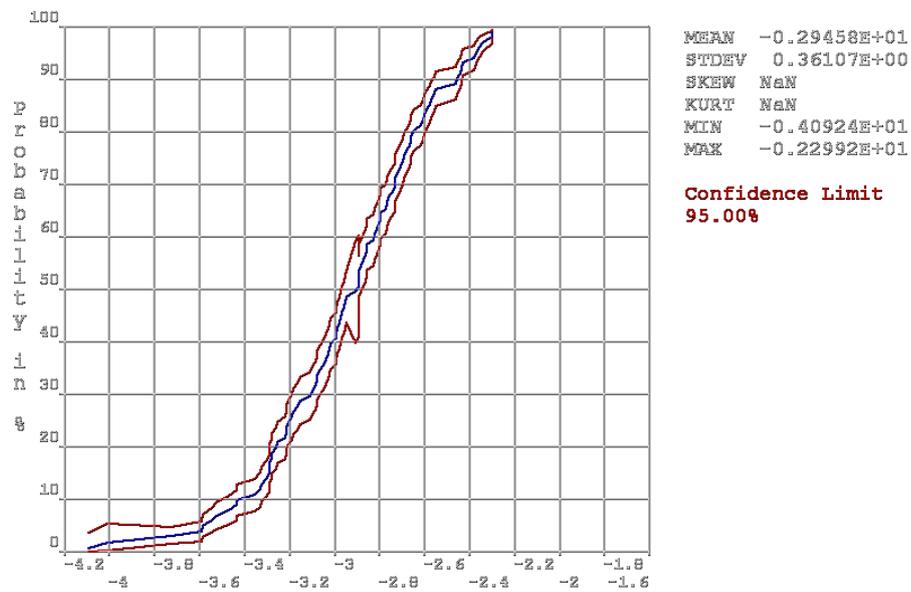


Figura 4. 8 - Análise não linear: frequência acumulada da variável de saída para 100 simulações.

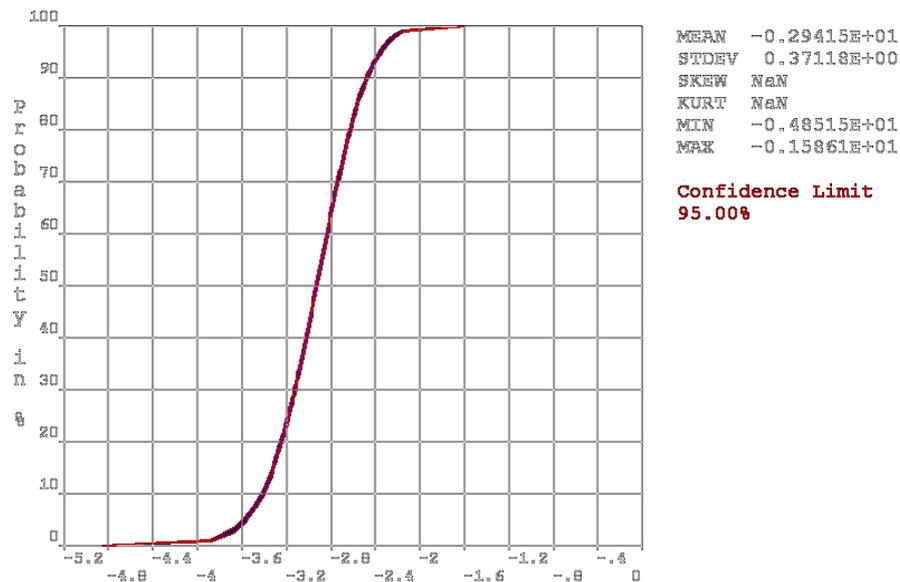


Figura 4. 9 - Análise não-linear: Frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.

As Figuras 4.10 e 4.11 mostram a influência das variáveis de entrada no resultado obtido para 100 e 10000 simulações, respectivamente.

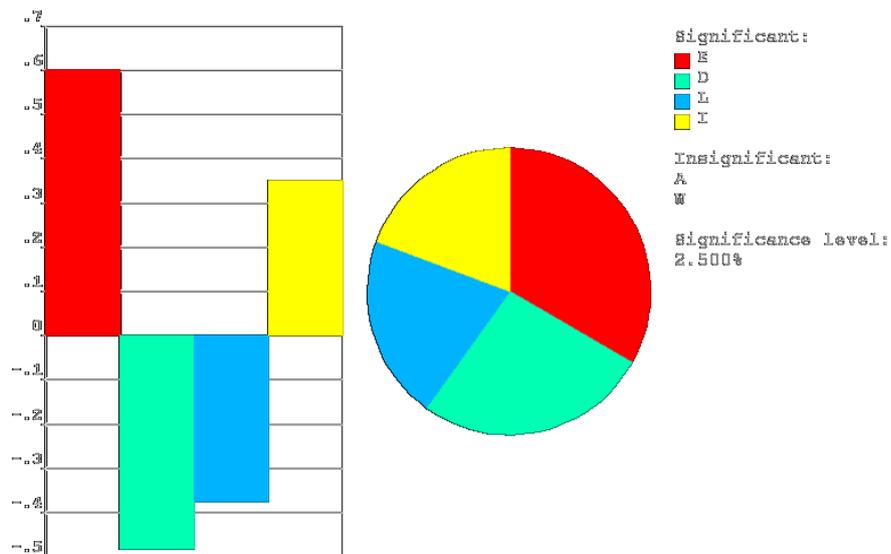


Figura 4. 10 - Análise não-linear: influência das variáveis de entrada para 100 simulações.

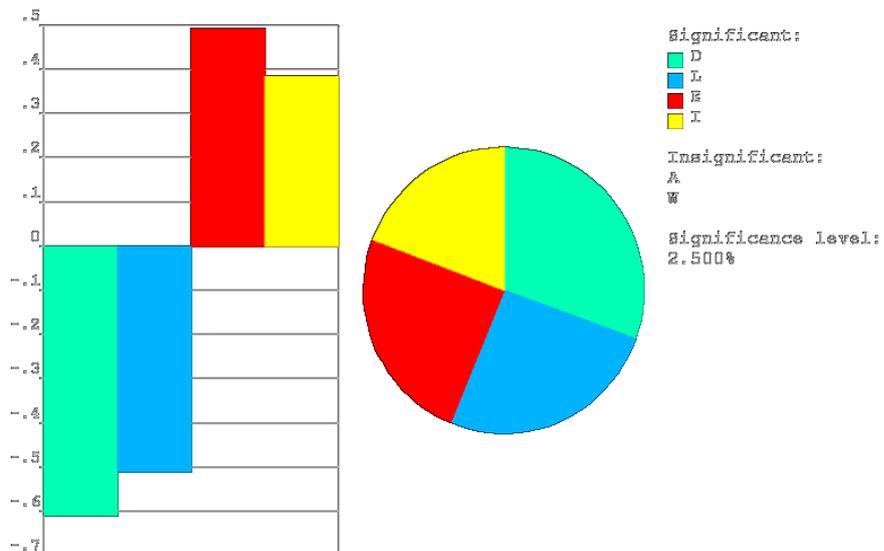


Figura 4. 11 - Análise não-linear: influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

A mesma observação da análise linear pode ser feita aqui também, isto é, mesmo aumentando o número de simulações, a área da seção transversal do pórtico e a carga de vento não interferem, significativamente, no processo de simulação.

O Gráfico 4.2 mostra os resultados obtidos para a análise não linear do pórtico.

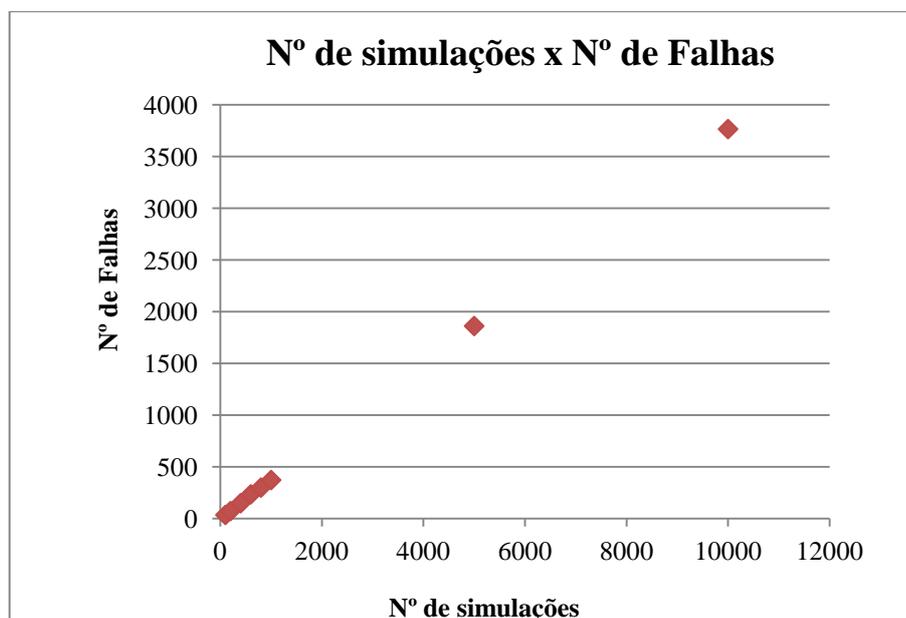


Gráfico 4. 2 - Análise não-linear: N° de simulações x N° de falhas.

Uma comparação entre os gráficos 4.1 e 4.2 mostra que na análise não linear há mais falhas do que na análise linear, o que já era esperado, pois a análise não linear reflete mais a condição real a que uma estrutura está sujeita, logo, o deslocamento inicial obtido nesta análise é ligeiramente superior ao obtido na análise linear e, conseqüentemente o número de falhas também é superado.

4.2 – Análise não-linear de uma coluna treliçada

A Figura 4.12 representa uma coluna treliçada com 20 nós enumerados de 1 a 20, e que tem como carregamento F1 e F2, sendo F1 o carregamento na direção horizontal e F2 o carregamento na direção vertical.

A coluna supracitada foi submetida a uma análise não-linear, ou seja, foram consideradas as imperfeições físicas e geométricas dos perfis. Nesta análise foi necessária a utilização de 22 variáveis de entrada, sendo elas: o módulo de elasticidade (E_1) das barras externas, o módulo de elasticidade (E_2) das diagonais interiores, os deslocamentos horizontais correspondentes aos nós de n°s 2 a 19 (18 nós) e as forças F1 e F2. O objetivo desta avaliação é a verificação da probabilidade do nó de n° 10 exceder

o deslocamento horizontal correspondente a 10 in. Assim, a função estado limite é dada por:

$$g(x) = u_0 - u_{10} = 10 \quad [4.1]$$

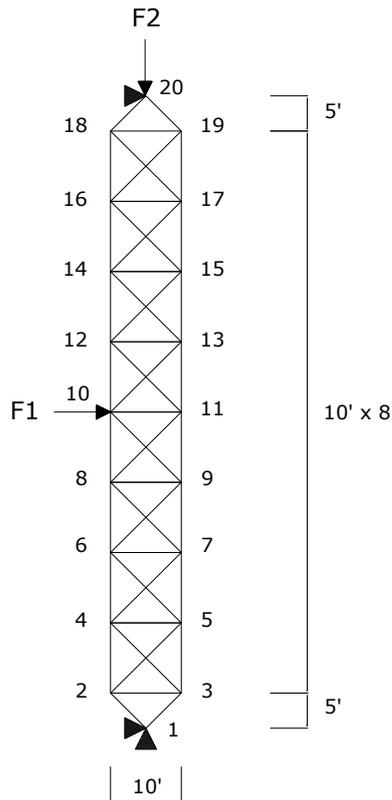


Figura 4. 12 - Representação da coluna treliçada.

Foi usada ainda, uma correlação entre E1 e E2 igual a 0.3. As áreas das barras são 1,59 in² e 0,938 in² para as barras externas e internas, respectivamente. As forças aplicadas foram 20 kips na horizontal e 1500 kips na vertical e as condições de contorno da estrutura são deslocamentos horizontais e verticais impedidos no nó 1 e deslocamento horizontal impedido no nó 20.

As funções densidade de probabilidade usadas na simulação encontram-se na Tabela 4.2.

Tabela 4. 2 - Descrição das variáveis de entrada da coluna treliçada.

Variável	Distribuição	μ (média)	δ (desvio padrão)	Unidade
X1 – E1	Log-normal	30000	0,08	ksi
X2 – E2	Log-normal	30000	0,08	ksi
X3 – F1	Log-normal	20	0,10	kips
X4 – F1	Log-normal	1500	0,10	kips
X ₅ a X ₂₂ – x ₂ a x ₁₈	Normal	-60 ou +60	0,02	in

Foi utilizado o elemento LINK disponível no software para representar as ligações rotuladas da treliça e o método adotado foi o método de simulação de Monte Carlo com redução de variância através do Hipercubo Latino.

Após a análise estrutural da treliça tomou-se o deslocamento horizontal obtido como variável de saída, conforme Figura 4.13.

A partir deste valor, foram realizadas 10000, 20000, 30000, 40000 e 50000 simulações.

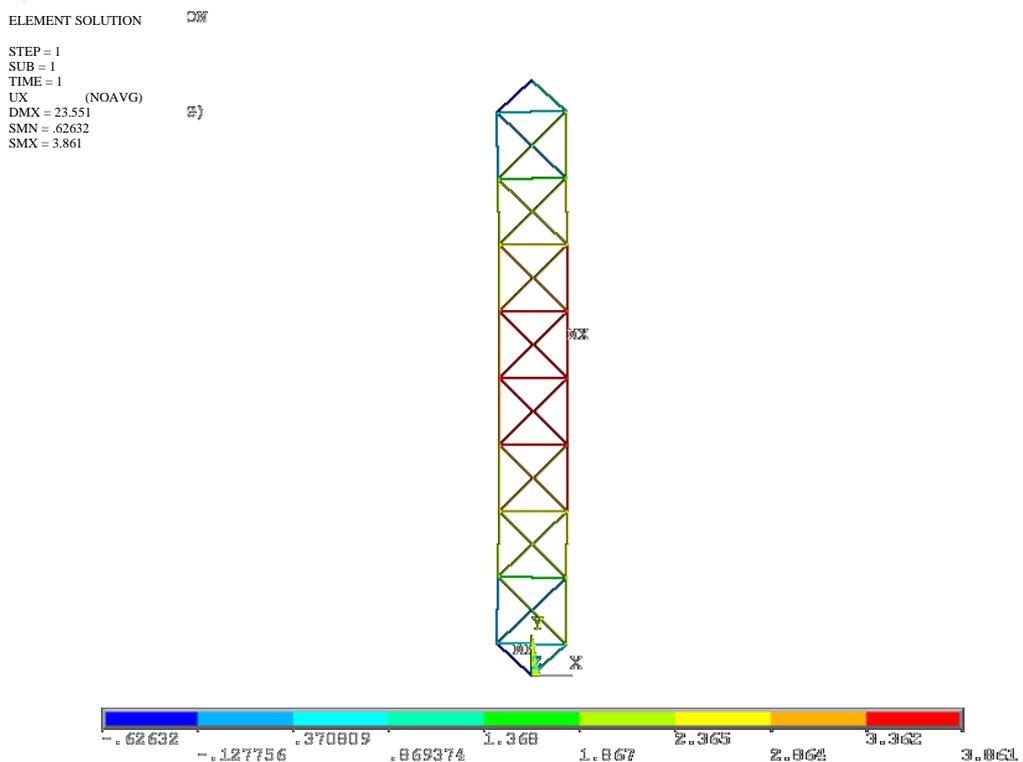


Figura 4. 13 - Deslocamento vertical utilizado como variável de saída.

As Figuras 4.14 e 4.15 apresentam, os gráficos da frequência acumulada para a variável de saída (deslocamento horizontal) para 10000 e 50000 simulações, respectivamente.

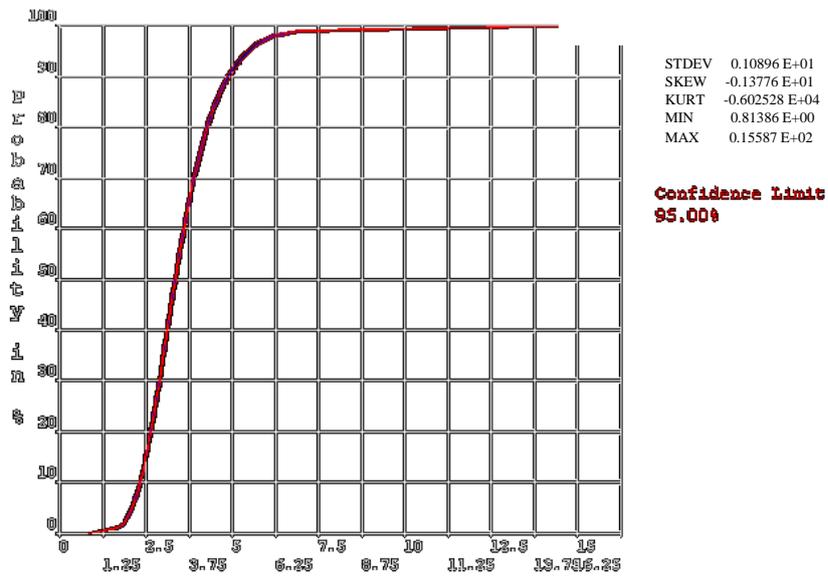


Figura 4. 14 - Frequência acumulada da variável de saída para 10000 simulações.

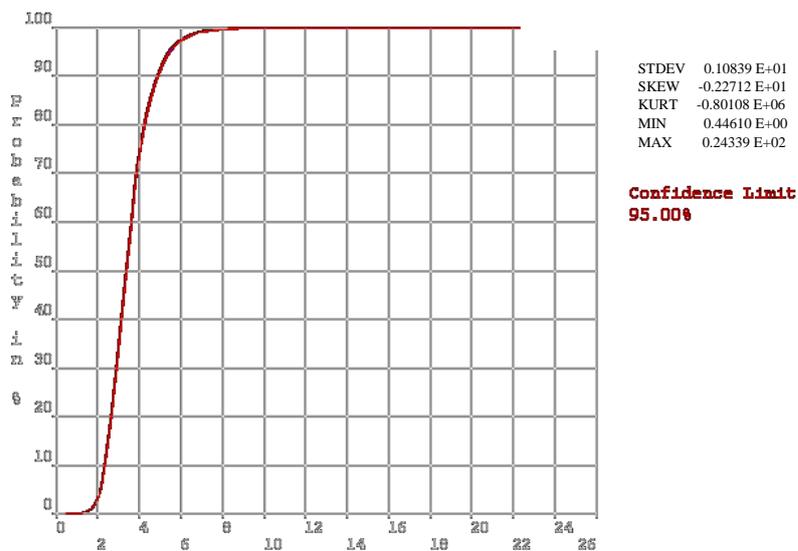


Figura 4. 15 - Frequência acumulada da variável de saída para 50000 simulações.

As Figuras 4.16 e 4.17 mostram a influência das variáveis de entrada no resultado obtido para 10000 e 50000 simulações, respectivamente.

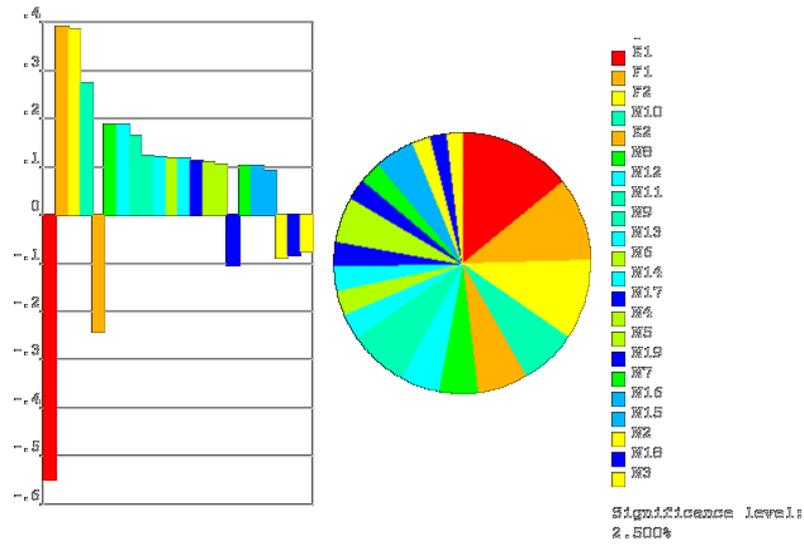


Figura 4. 16 - Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

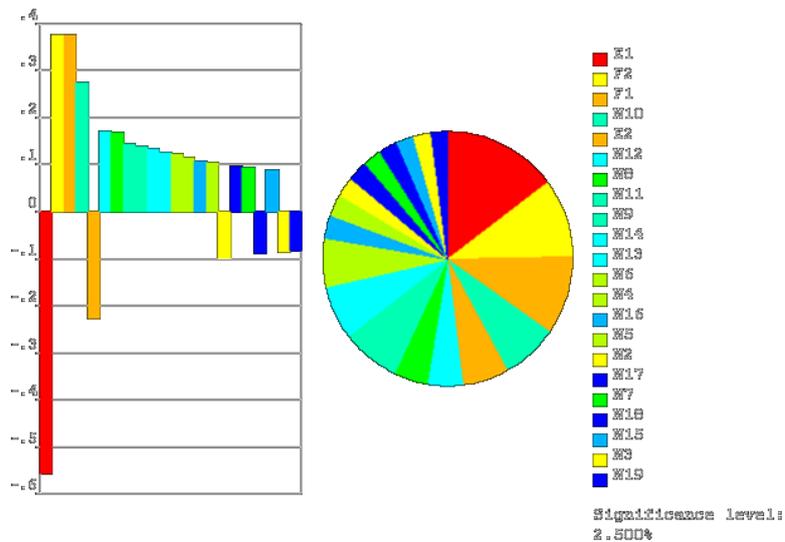


Figura 4. 17 - Influência das variáveis de entrada para 50000 simulações.

No caso da coluna treliçada observa-se que todas as variáveis contribuíram significativamente nos resultados da simulação.

O Gráfico 4.3 mostra que até 40000 simulações o número de falhas variou, praticamente, de forma linear com o número de simulações. A partir deste ponto houve uma pequena dispersão.

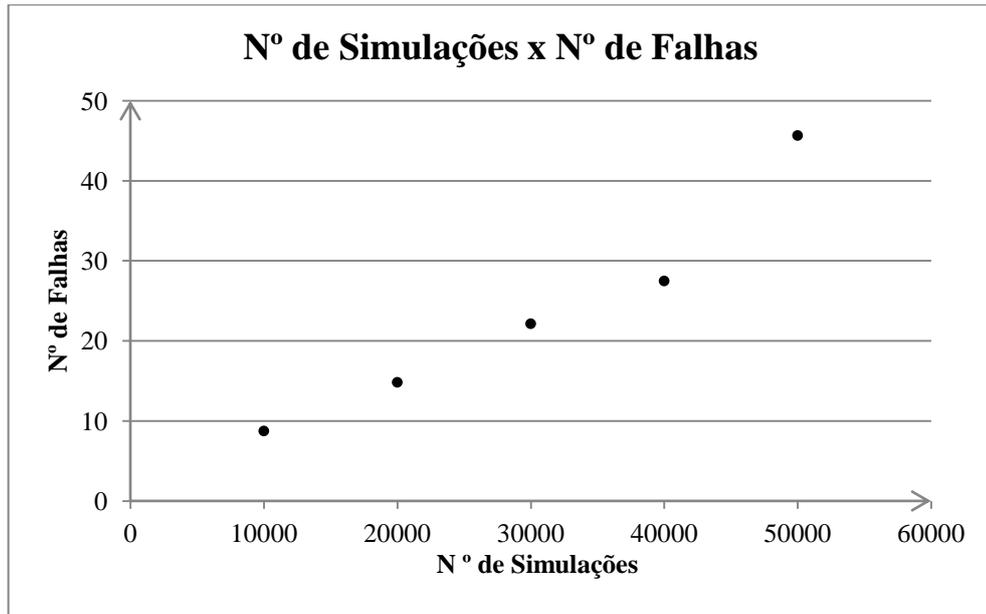


Gráfico 4. 3 - N° de simulações x N° de falhas.

4.3 – Análise da Ponte Marechal Hermes

Após o entendimento sobre o funcionamento do Ansys procedeu-se então a análise da Ponte Marechal Hermes.

Para a realização deste trabalho foram feitas as seguintes considerações:

- Apenas a ponte referida anteriormente como Ponte 2 foi analisada;
- As cargas utilizadas foram: peso próprio, sobrecarga referente às passarelas, sobrecargas devido aos trilhos e dormentes e carga móvel;
- A modelagem da ponte foi feita como treliça plana e o elemento do ANSYS utilizado foi o LINK1;

- Os carregamentos distribuídos foram substituídos por cargas nodais equivalentes;
- O trem-tipo foi adotado como fixo com as maiores cargas aplicadas no meio do vão da treliça;
- A combinação de cargas utilizada foi: peso próprio + sobrecarga devido às passarelas + sobrecarga devido aos trilhos + carga móvel;
- Foram usadas 14 seções diferentes de perfis (Anexos A e B);
- Admitiu-se que o banzo inferior está bastante corroído e, assim, a área da seção transversal do banzo inferior foi adotada como variável de entrada com desvio padrão de 5%.

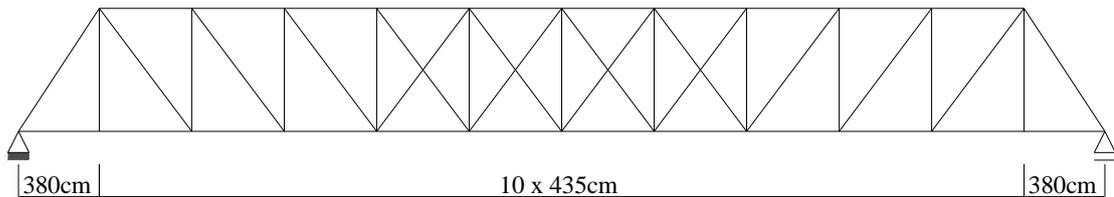


Figura 4. 18 - Ponte 2.

Foram adotadas as sobrecargas devido as passarelas e devido aos trilhos e dormentes conforme Brinck (2004) e o peso próprio foi calculado pelo ANSYS.

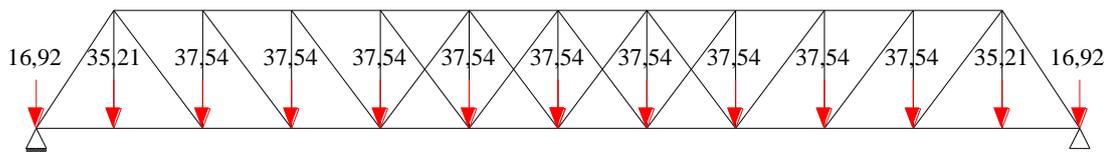


Figura 4. 19 - Sobrecarga (kN) devido as passarelas.

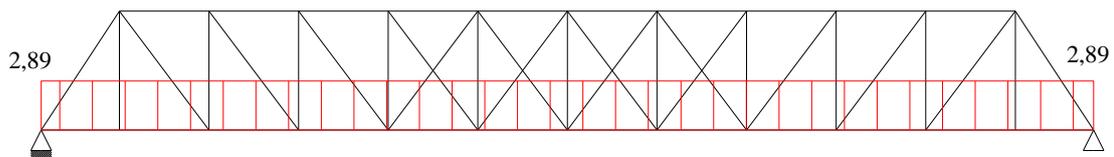


Figura 4. 20 - Sobrecarga (kN/m) devido a trilhos e dormentes.

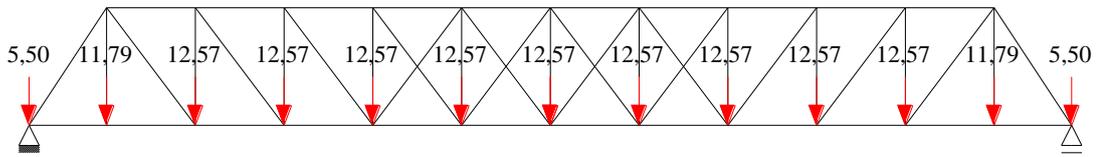


Figura 4. 21 - Sobrecarga (kN) devido a trilhos e dormentes transformada em carga pontual.

O trem-tipo adotado nesta pesquisa foi o TB 240 recomendado pela NBR 7189/1983 para a verificação de estabilidade e projeto de reforço de obras existentes.

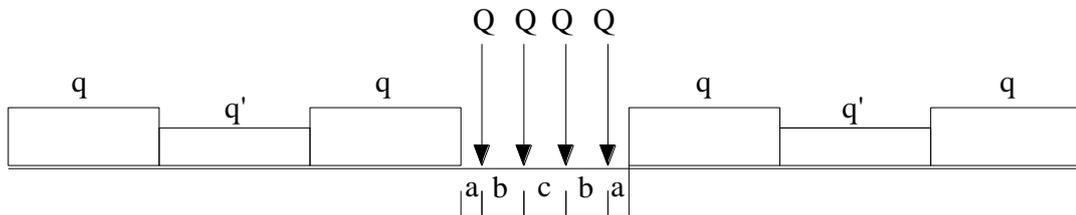


Figura 4. 22 - Características geométricas e cargas do trem-tipo.

Para o TB 240 tem-se:

Q - carga por eixo igual a 240kN;

q e q' - são cargas distribuídas, simulando, respectivamente, vagões carregados (80 kN/m) e descarregados (15kN/m);

a - igual a 1m;

b, c - igual a 2m.

Adotou-se que cada vagão possui 20m de comprimento e assim pode-se obter as cargas aplicadas em cada nó.

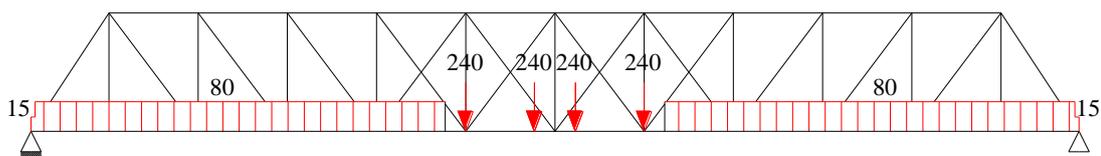


Figura 4. 23 - Trem-tipo supondo dois vagões carregados de comprimento igual a 20m.

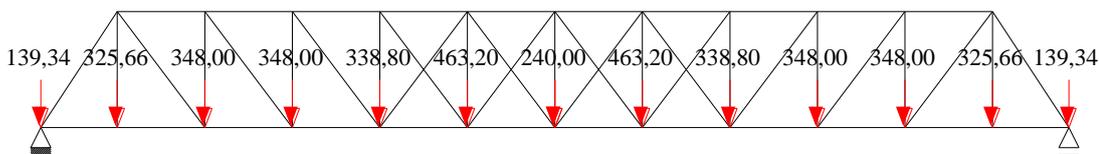


Figura 4. 24 - Carregamento (kN) referente ao trem-tipo aplicado nos nós.

A partir desses dados, foram feitas 4 análises da Ponte 2 que são descritas abaixo:

- **Análise 1:** foram adotadas como variáveis de entrada, todas as cargas aplicadas e a área da seção transversal que compõem o banzo inferior e como variável de saída foi usado o deslocamento vertical obtido através da análise estrutural. Considerou-se que todo o banzo inferior sofreu perda de seção;
- **Análise 2:** foram adotadas como variáveis de entrada, todas as cargas aplicadas e a área da seção transversal que compõem o banzo inferior e como variável de saída foi usado o deslocamento vertical máximo obtido através da análise estrutural. Neste caso, considerou-se que apenas a região dos nós (30 cm de cada lado) do banzo inferior sofreu perda significativa de seção, pois, de acordo com Brinck (2004) essa é a região que apresenta maior corrosão;
- **Análise 3:** adotou-se como variáveis de entrada, somente a carga móvel, a área da seção transversal que compõem o banzo inferior e o módulo de elasticidade e como variável de saída foi usado o deslocamento vertical obtido através da análise estrutural. Considerou-se que todo o banzo inferior sofreu perda de seção;
- **Análise 4:** adotou-se como variáveis de entrada, todas as cargas aplicadas e a área da seção transversal que compõem o banzo inferior e como variável de saída foi usada a tensão máxima obtida através da análise estrutural. Considerou-se que todo o banzo inferior sofreu perda de seção;

4.3.1 – Análise 1

As Figuras 4.25 e 4.26 mostram a soma de todas as cargas atuantes na Ponte 2.

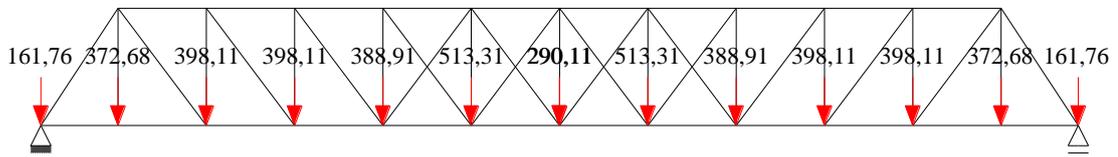


Figura 4. 25 - Carregamento total (kN) aplicado a Ponte 2.

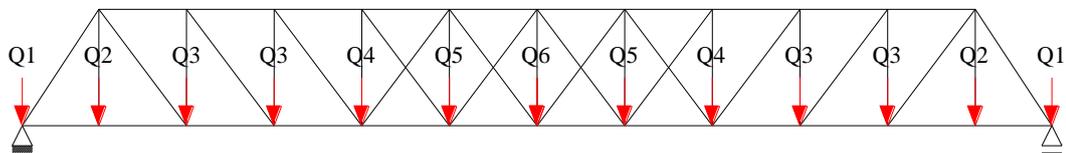


Figura 4. 26 - Carregamento total em termos de variável de entrada aplicado a Ponte 2.

A Tabela abaixo apresenta as variáveis de entrada, suas funções de distribuição, médias e desvio padrão.

Tabela 4. 3 - Descrição das variáveis de entrada da Ponte 2.

Variável	Distribuição	μ (média)	δ (desvio padrão)	Unidade
A	Uniforme	311	0,05	cm ²
Q1	Gauss	161,76	0,10	kN
Q2	Gauss	372,68	0,10	kN
Q3	Gauss	398,11	0,10	kN
Q4	Gauss	388,91	0,10	kN
Q5	Gauss	513,31	0,10	kN
Q6	Gauss	290,11	0,10	kN

A área citada acima é referente a seção transversal do banzo inferior.

O método de simulação adotado foi o método de Monte Carlo com redução de variância através do Hipercubo Latino.

A variável de saída considerada foi o deslocamento vertical máximo da estrutura.

Foram realizadas 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 simulações.

4.3.2 – Análise 2

As Figuras 4.25 e 4.26 e a Tabela 4.3 também são válidas para esta análise.

Nesta análise só foi considerada a perda de seção na região próxima aos nós, e não em todo o banzo inferior como na análise 1.

O método de simulação adotado foi o método de Monte Carlo com redução de variância através do Hipercubo Latino.

A variável de saída considerada foi o deslocamento vertical da estrutura.

Foram realizadas 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 simulações.

4.3.3 – Análise 3

As Figuras 4.27 e 4.28 mostram somente a carga móvel aplicada na Ponte 2.

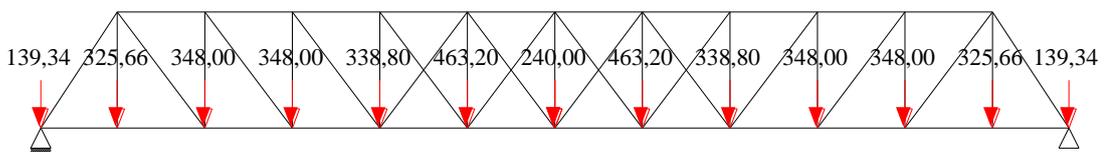


Figura 4. 27 - Carga Móvel (kN) aplicado a Ponte 2.

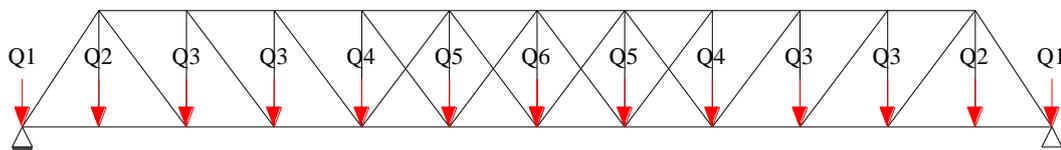


Figura 4. 28 - Carga móvel em termos de variável de entrada aplicada a Ponte 2.

A Tabela abaixo apresenta as variáveis de entrada, suas funções de distribuição, médias e desvio padrão.

Tabela 4. 4 - Descrição das variáveis de entrada da Ponte 2.

Variável	Distribuição	μ (média)	δ (desvio padrão)	Unidade
A	Uniforme	311	0,05	cm ²
E	Gauss	20000	0,05	kN/cm ²
Q1	Gauss	139,34	0,10	kN
Q2	Gauss	325,66	0,10	kN
Q3	Gauss	348,00	0,10	kN
Q4	Gauss	338,80	0,10	kN
Q5	Gauss	463,20	0,10	kN
Q6	Gauss	240,00	0,10	kN

A área citada acima é referente a seção transversal do banzo inferior.

O método de simulação adotado foi o método de Monte Carlo com redução de variância através do Hipercubo Latino.

A variável de saída considerada foi o deslocamento vertical da estrutura.

Foram realizadas 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 simulações.

4.3.4 – Análise 4

As Figuras 4.25 e 4.26 e a Tabela 4.3 também são válidas para esta análise.

Nesta análise só foi considerada a perda de seção em todo o banzo inferior como na análise 1.

O método de simulação adotado foi o método de Monte Carlo com redução de variância através do Hipercubo Latino.

A variável de saída considerada foi a tensão máxima da estrutura.

Foram realizadas 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 simulações.

5. RESULTADOS E COMENTÁRIOS

5.1.– Análise 1

Primeiramente foi feita a análise linear da Ponte 2 e o deslocamento máximo vertical obtido foi de 12,426cm conforme apresentado na Figura 5.1.

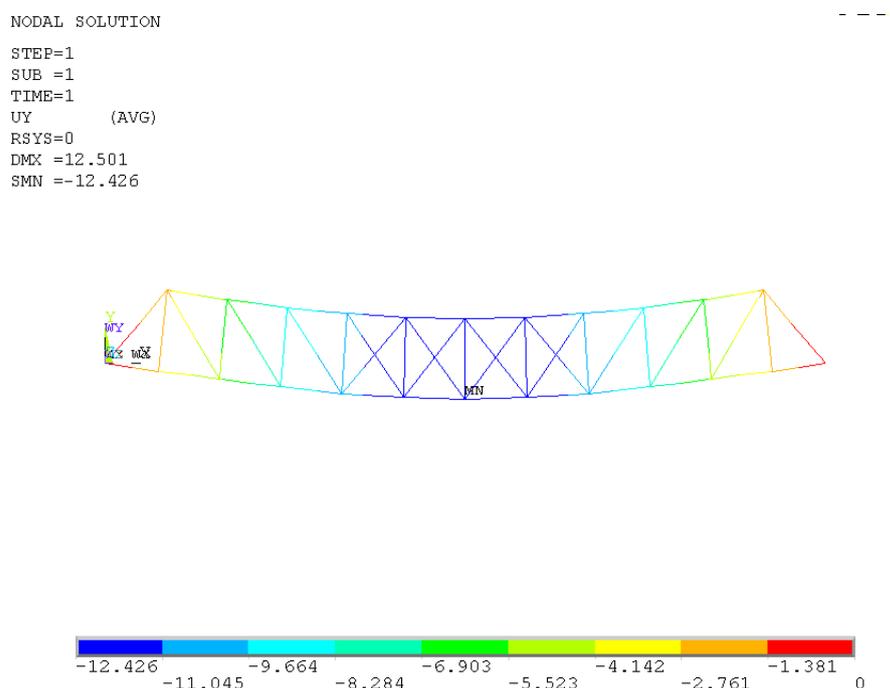


Figura 5. 1 - Análise 1: Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.

Assim, a função estado limite para a Análise 1 é dada por:

$$g(x) = u_0 - u_{max} = 12,501 \quad [5.1]$$

Após a análise do problema deu-se início ao processo de simulação. O objetivo de aumentar o número de simulações era verificar a sua influência no número de falhas.

As Figuras 5.2 a 5.11 mostram a frequência acumulada e a influência das variáveis de entrada no deslocamento vertical para 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 respectivamente.

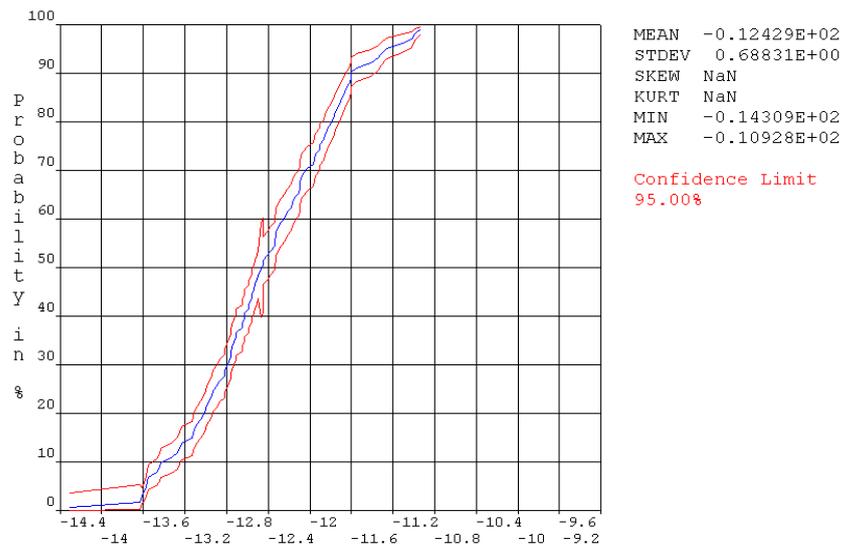


Figura 5. 2 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.

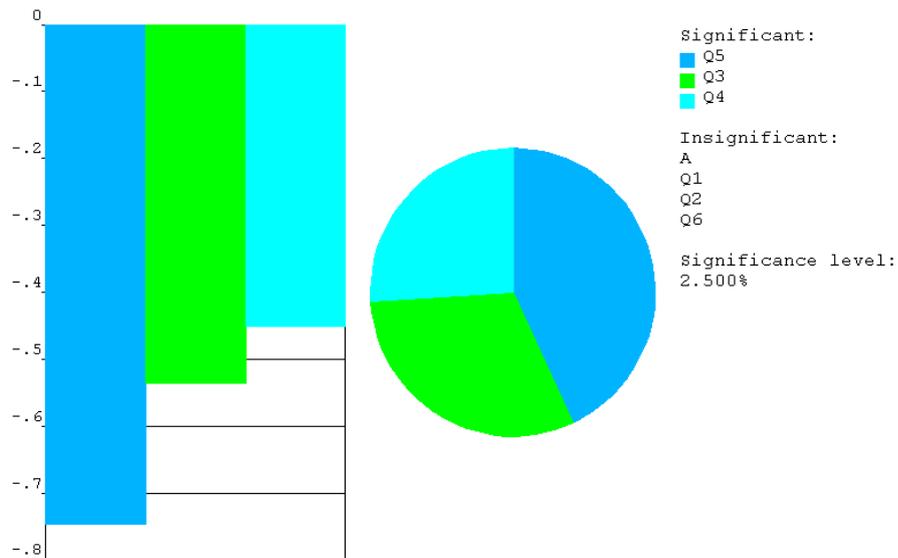


Figura 5. 3 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.

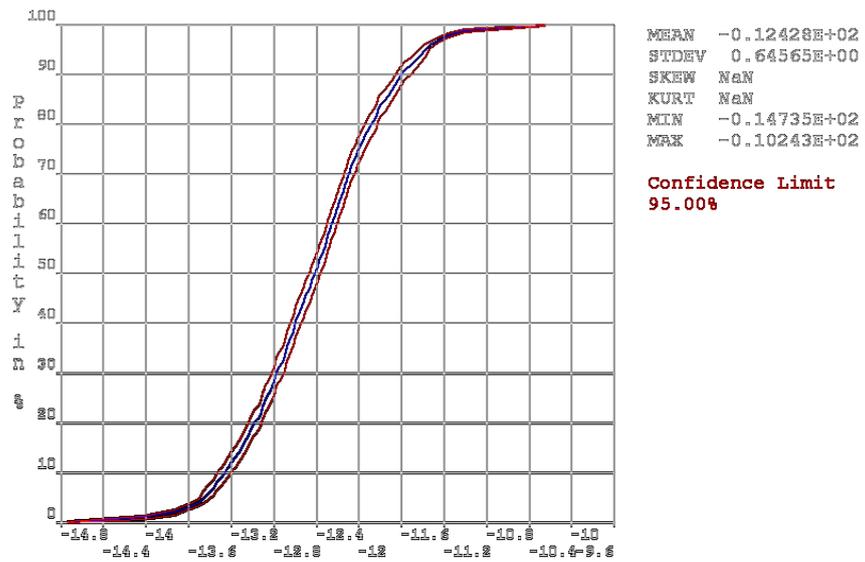


Figura 5. 4 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.

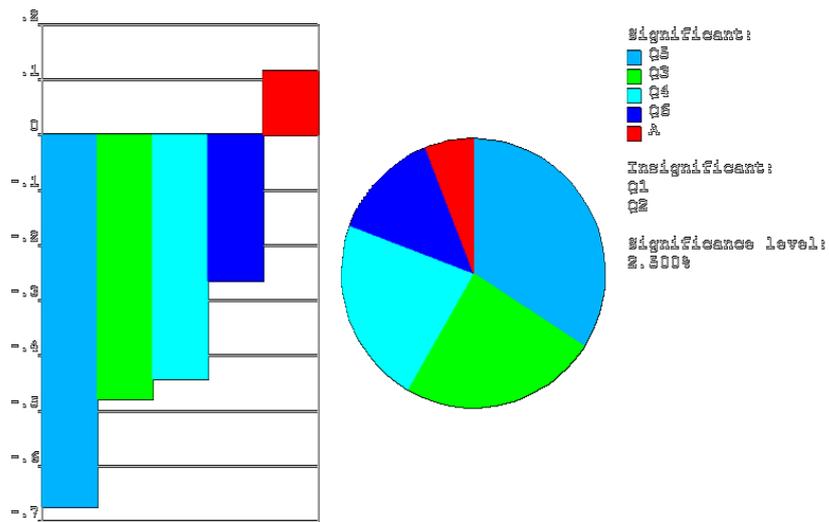


Figura 5. 5 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.

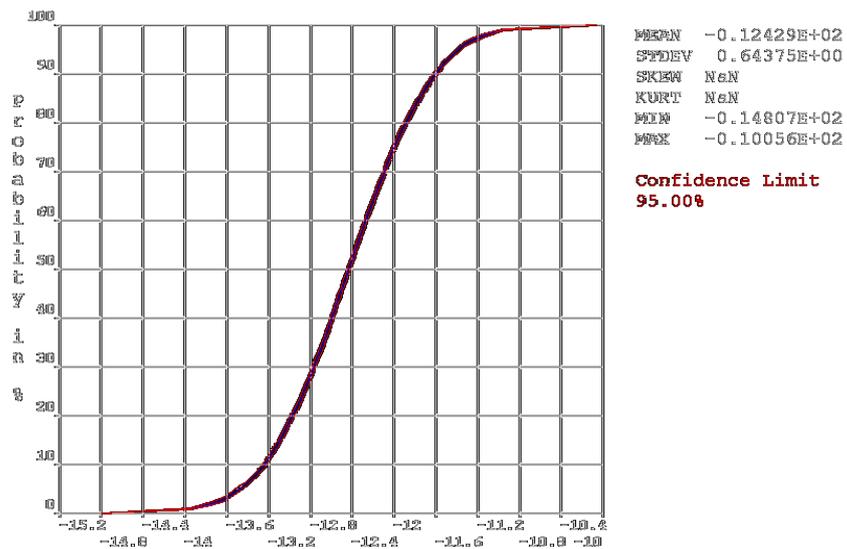


Figura 5. 6 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.

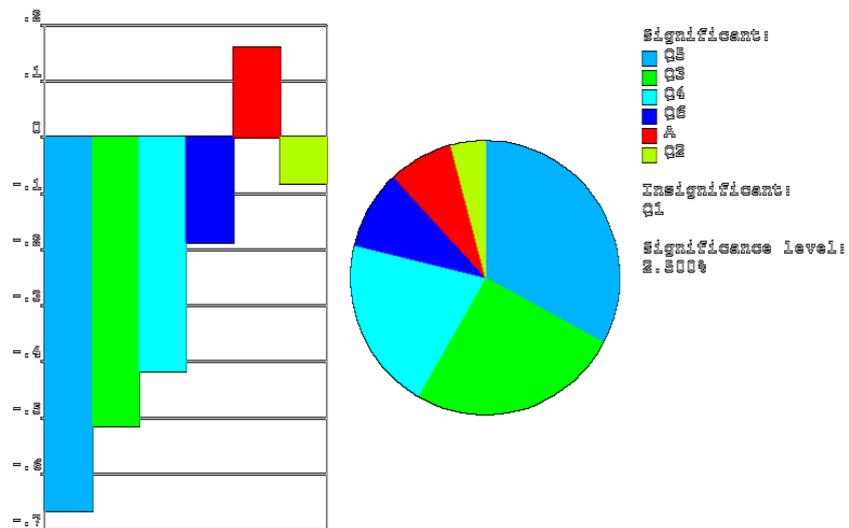


Figura 5. 7 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

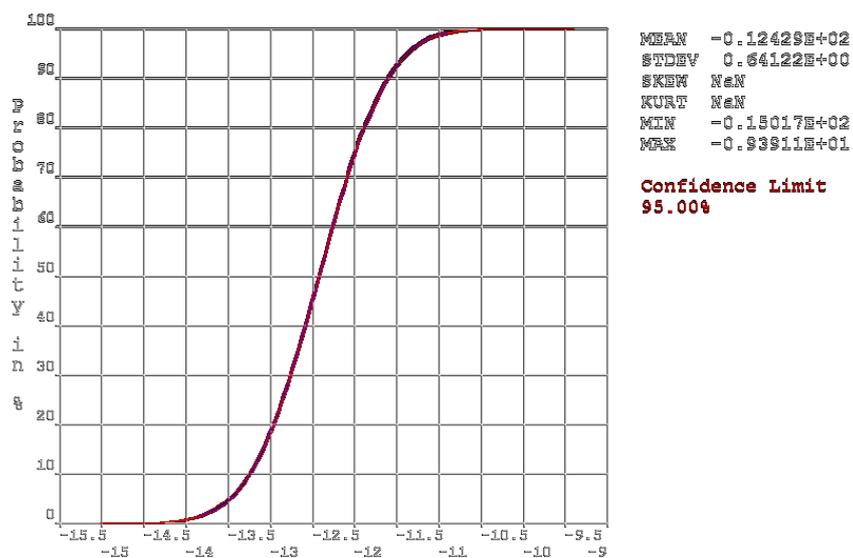


Figura 5. 8 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.

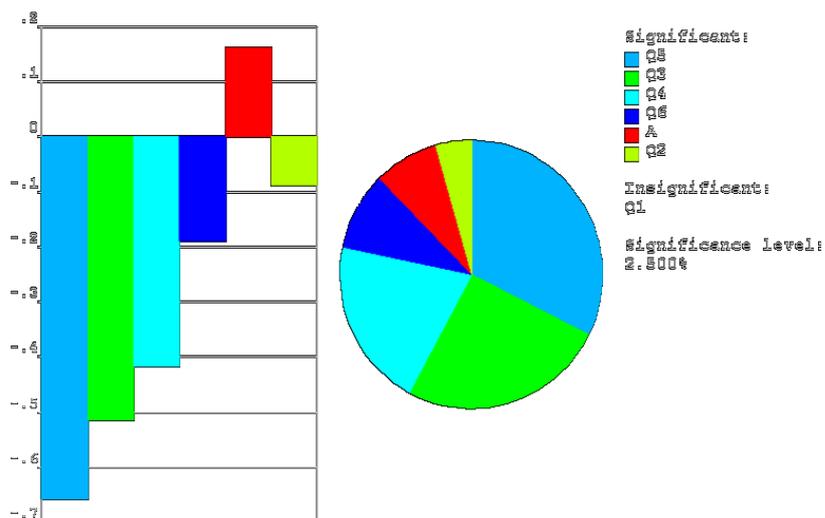


Figura 5. 9 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações.

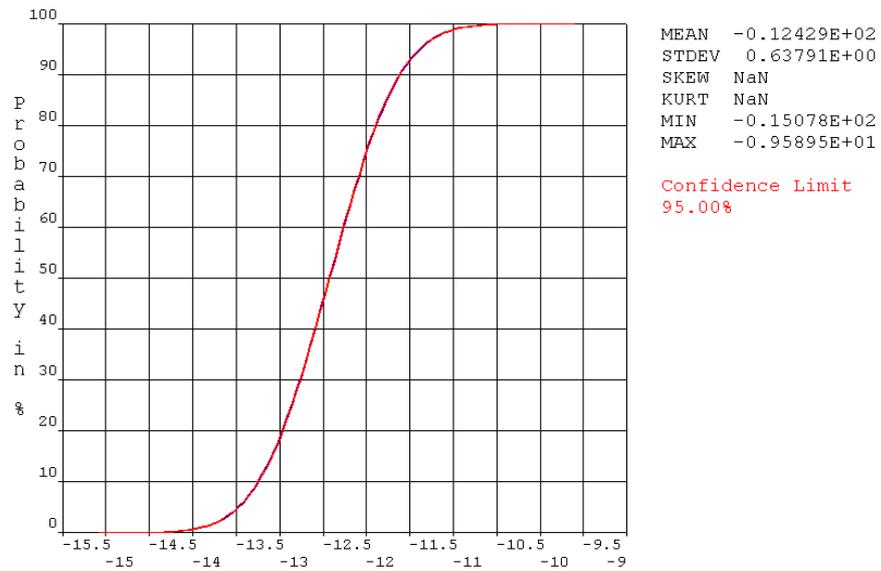


Figura 5. 10 - Análise 1: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.

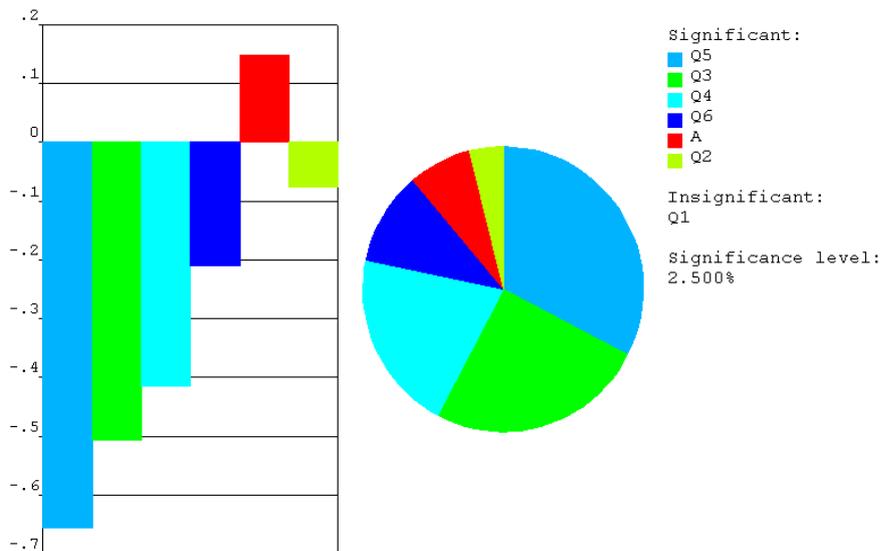


Figura 5. 11 - Análise 1: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações.

Através dos gráficos de significância pode-se observar que, com 100 simulações, apenas Q5, Q4, Q3 e Q6 influenciam no deslocamento vertical, sendo Q6 a carga mais influente e as demais interferindo de forma semelhante. Já para 1000 simulações, a área começa a interferir no deslocamento, ou seja, a corrosão passa a intervir no número de

falhas da estrutura, e tem-se uma considerável diferença de significância entre as cargas Q5, Q3, Q4 e Q6. Para 10000 simulações percebe-se que a carga Q2 passa também a ter significância no resultado. A partir desse ponto, isto é, para 20000 e 40000 simulações os gráficos tornam-se semelhantes, ou seja, mesmo aumentando o número de simulações, a significância das variáveis de entrada não se altera.

Os Gráficos 5.1 e 5.2 mostram o número de falha versus número de simulações para os limites 14,19cm (L/360) e 11,36cm (L/450), respectivamente. Para o limite 17,03cm (L/300) não houve falha.

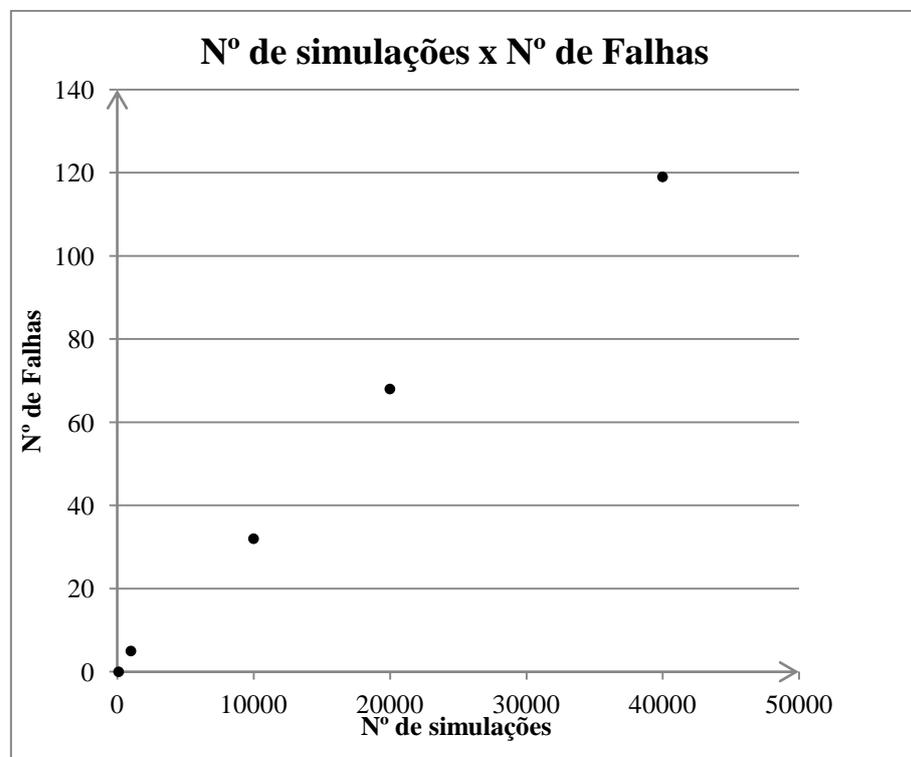


Gráfico 5.1 - Análise 1: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19$ cm.

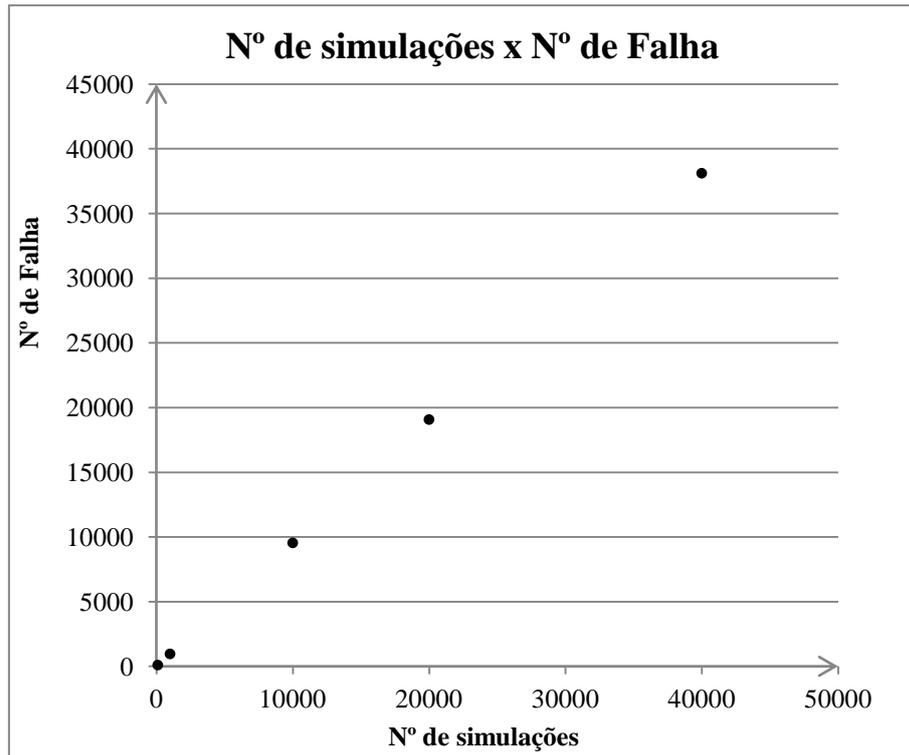


Gráfico 5. 2 - Análise 1: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36$ cm.

Para 17,03cm não houve nenhuma falha. Esse limite é aplicado como estado limite máximo de deslocamento vertical para sobrecarga atuando em barras biapoiadas não sujeitas a fissuração.

Um deslocamento vertical máximo de 14,19cm gerou, relativamente, poucas falhas, isto é, em 40000 simulações houve apenas 119 falhas.

É importante ressaltar que cada falha representa o colapso da estrutura, então, num processo de simulação, uma falha pode ser motivo de preocupação.

Para o deslocamento vertical máximo de 11,36 houve quase 100% de falha, o que já era esperado, visto que, na análise inicial a treliça deslocou verticalmente de 12,426cm, logo, o limite de $L/450$ foi ultrapassado facilmente.

Faz-se necessário ressaltar que, Ponte 2 foi analisada com todas as cargas atuantes aplicadas simultaneamente com seus valores máximos, ou seja, não foi usado nenhum coeficiente que levasse em conta a probabilidade das cargas não atuarem com valores máximos ao mesmo tempo.

5.2.– Análise 2

Primeiramente foi feita a análise linear da Ponte 2 e o deslocamento máximo vertical obtido foi de 12,426cm conforme apresentado na Figura 5.12.

```
NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =1
TIME=1
UY      (AVG)
RSYS=0
DMX =12.5006
SMN =-12.4256
```

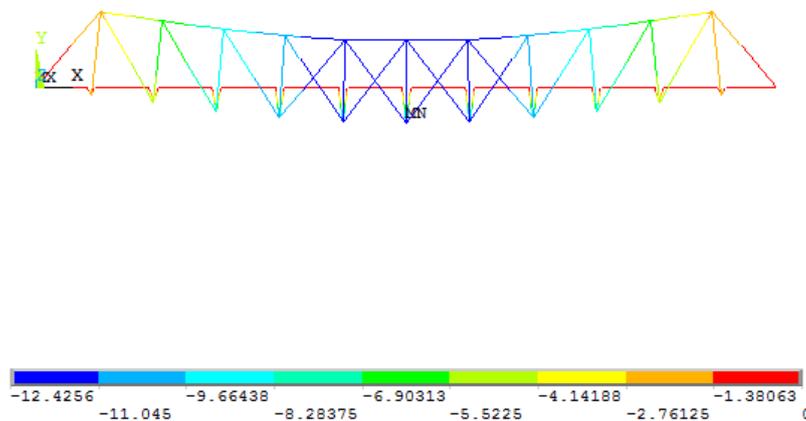


Figura 5. 12 - Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.

Assim, a função estado limite para a Análise 2 é dada por:

$$g(x) = u_0 - u_{max} = 12,501 \quad [5.2]$$

Após a análise do problema deu-se início ao processo de simulação.

As Figuras 5.13 a 5.22 mostram a frequência acumulada e a influência das variáveis de entrada no deslocamento vertical para 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 respectivamente.

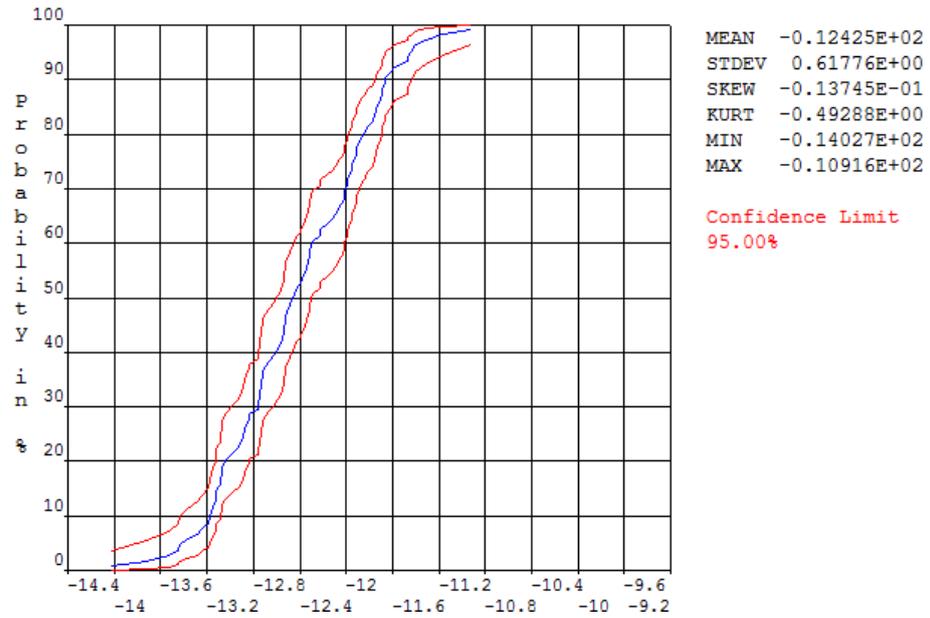


Figura 5. 13 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.

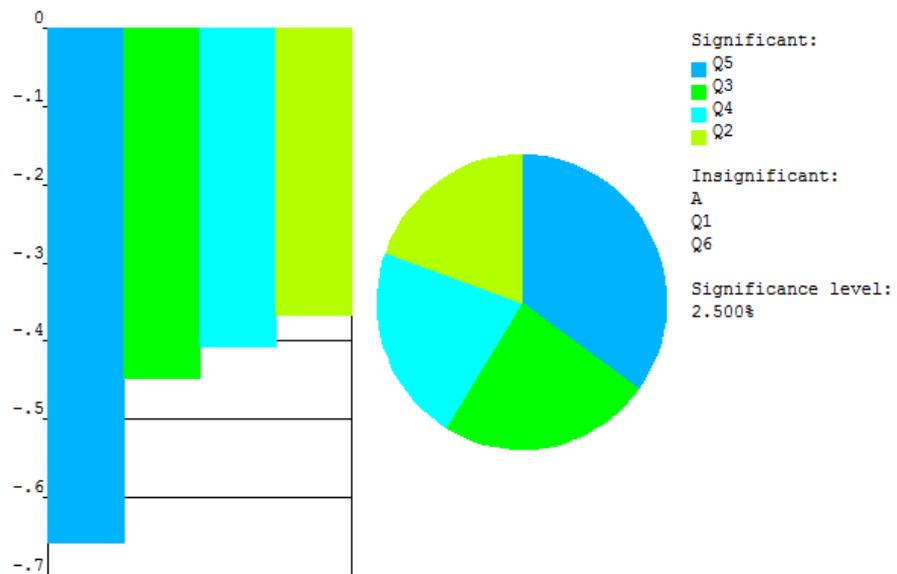


Figura 5. 14 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.

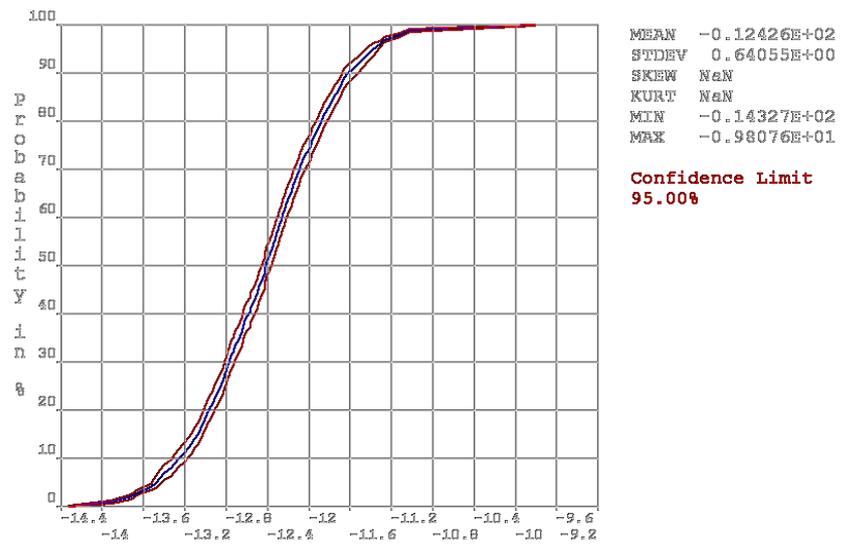


Figura 5. 15 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.

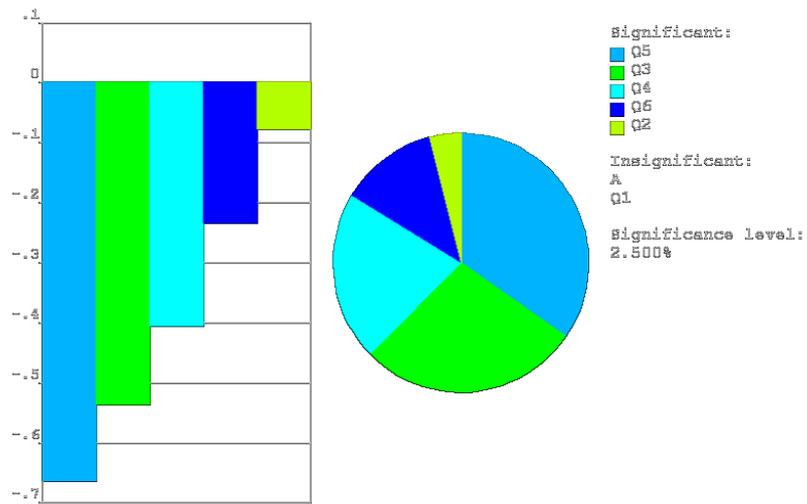


Figura 5. 16 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.

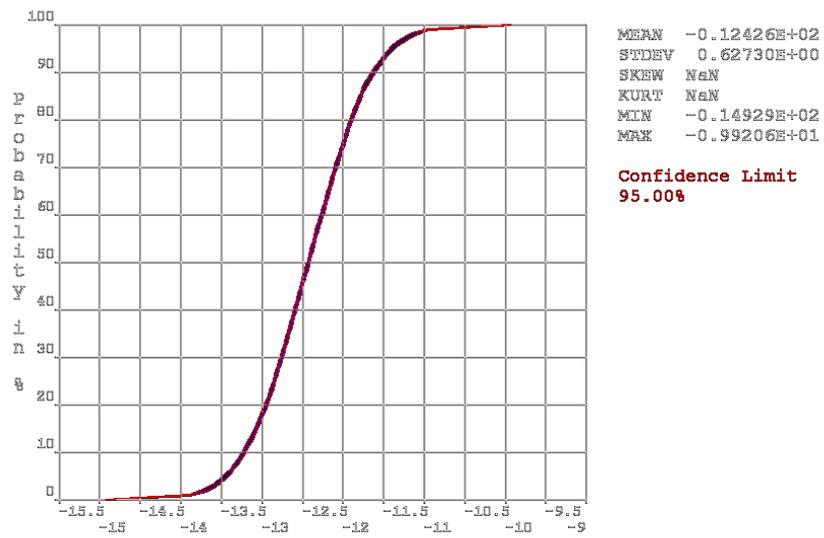


Figura 5. 17 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.

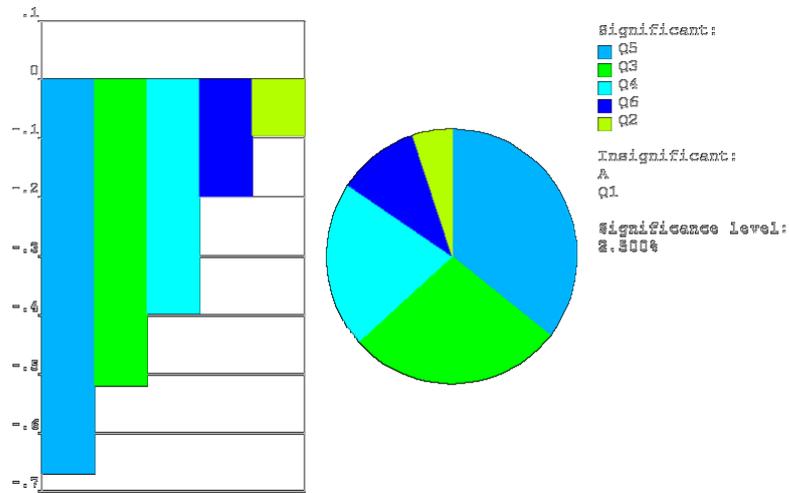


Figura 5. 18 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

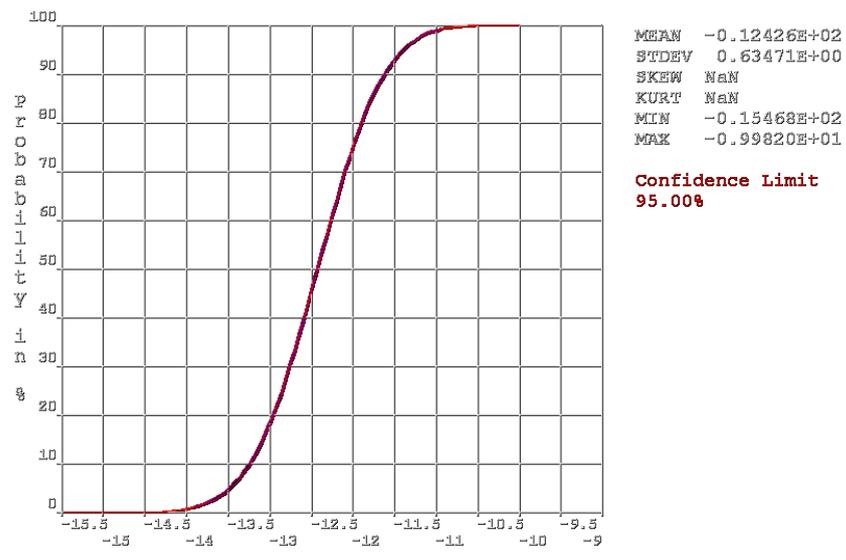


Figura 5. 19 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.

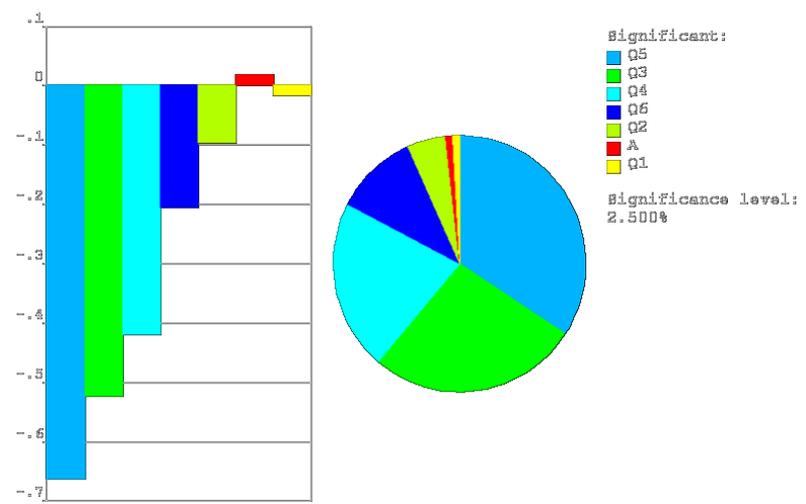


Figura 5. 20 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações.

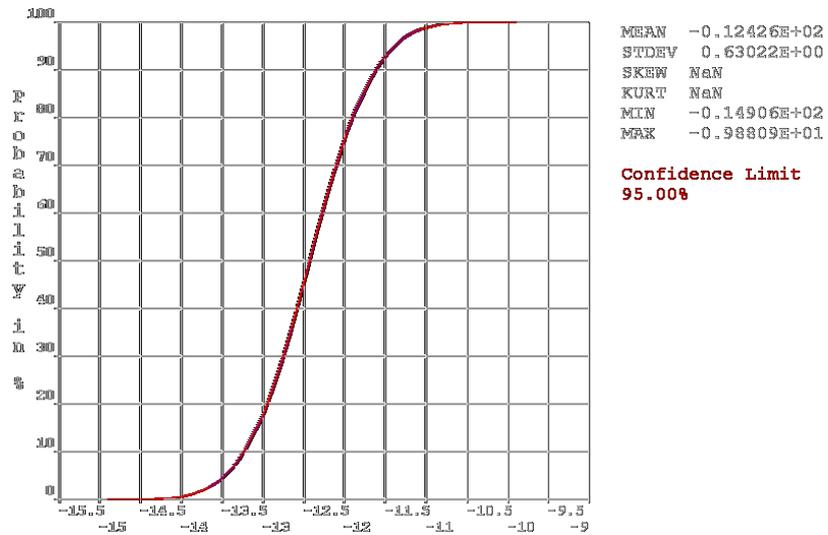


Figura 5. 21 - Análise 2: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.

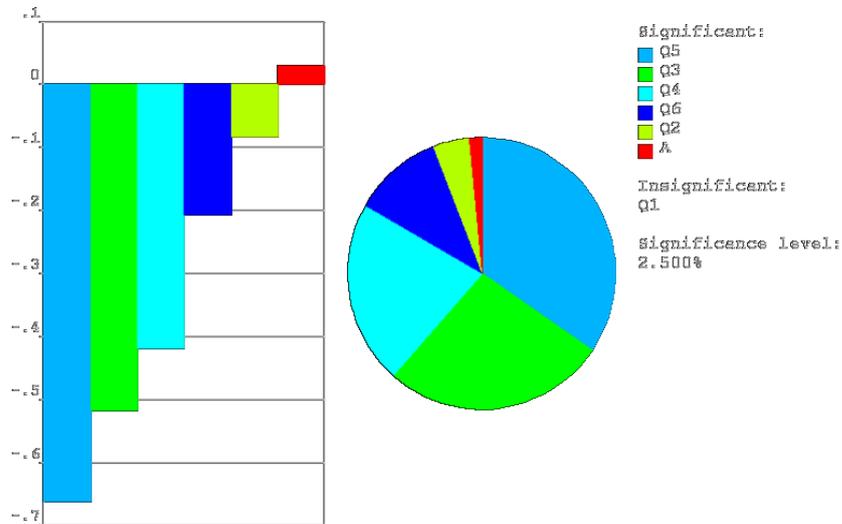


Figura 5. 22 - Análise 2: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações.

Através dos gráficos de significância pode-se observar que somente a partir de 20000 simulações é que a área começou a influenciar no número de falhas e em percentual muito pequeno, enquanto que na análise 1 a perda de seção passou a intervir no número de falhas com apenas 1000 simulações.

Os Gráficos 5.3 e 5.4 mostram o número de falha versus número de simulações para os limites 14,19cm (L/360) e 11,36cm (L/450), respectivamente. Para o limite 17,03cm (L/300) não houve nenhuma falha.

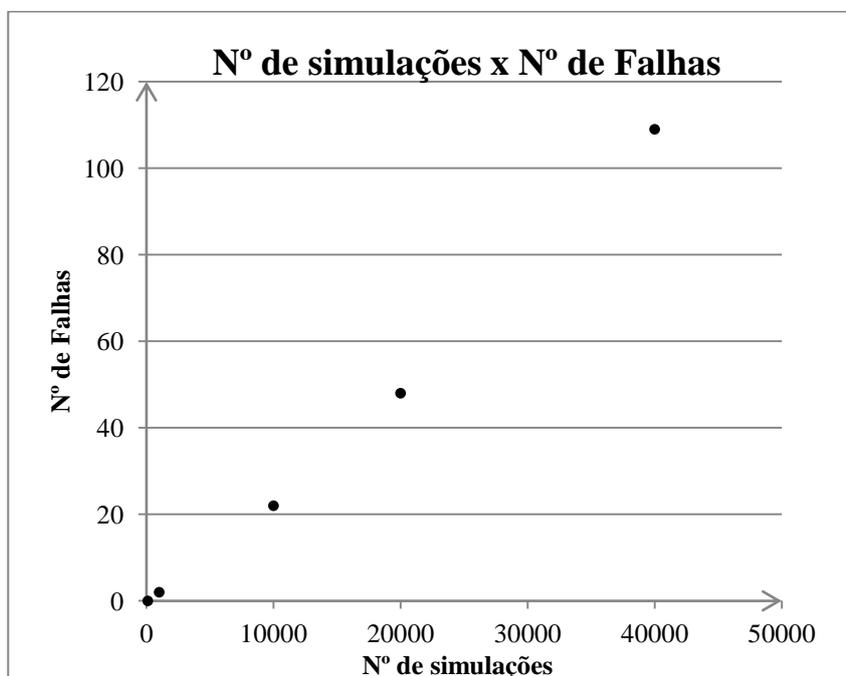


Gráfico 5. 3 - Análise 2: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento \geq 14,19cm.

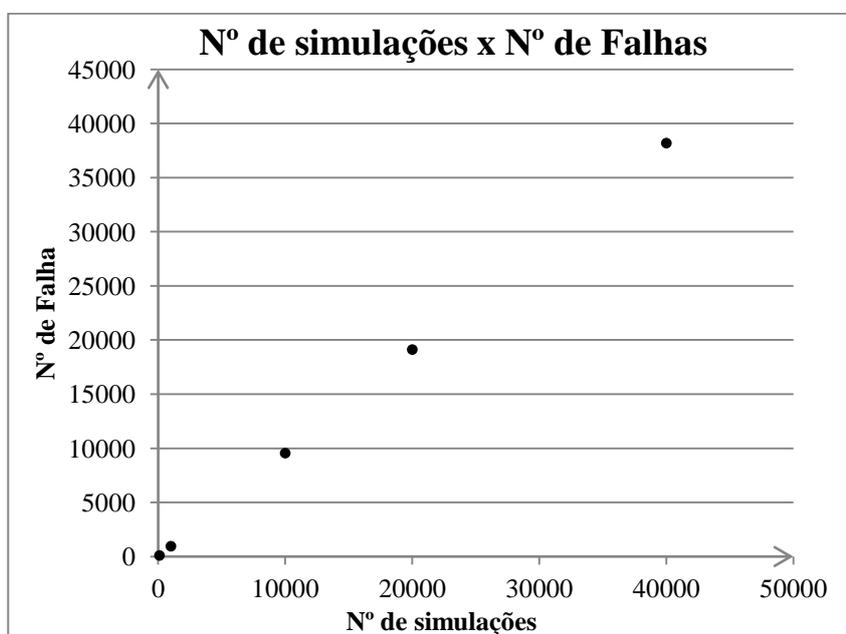


Gráfico 5. 4 - Análise 2: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento \geq 11,36cm.

5.3.– Análise 3

Inicialmente foi feita a análise da estrutura e o deslocamento obtido foi idêntico ao da análise 1, o que já era esperado, visto que, foram usadas as mesmas cargas e aplicou-se perda de seção em todo o banzo inferior como na análise 1

```
NODAL SOLUTION
STEP=1
SUB =1
TIME=1
UY      (AVG)
RSYS=0
DMX =12.5006
SMN =-12.4256
```

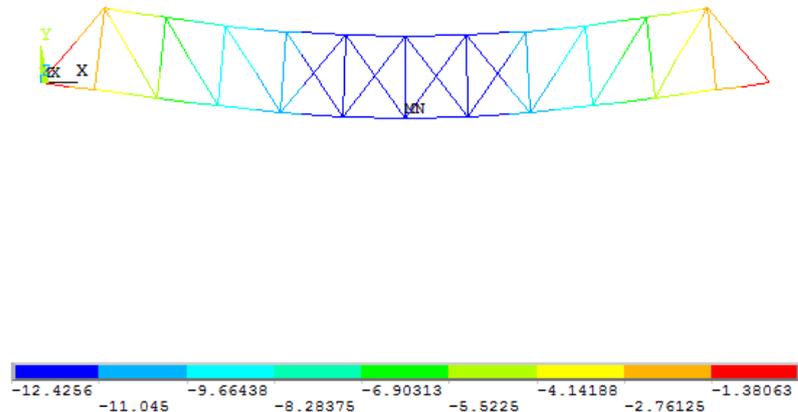


Figura 5. 23 - Análise 3: Deslocamento vertical da Ponte 2 utilizado como variável de saída.

Assim, a função estado limite para a Análise 3 é dada por:

$$g(x) = u_0 - u_{max} = 12,501 \quad [5.3]$$

As Figuras 5.24 a 5.33 mostram a frequência acumulada e a influência das variáveis de entrada no deslocamento vertical para 100, 1000, 10000, 20000 e 40000 respectivamente.

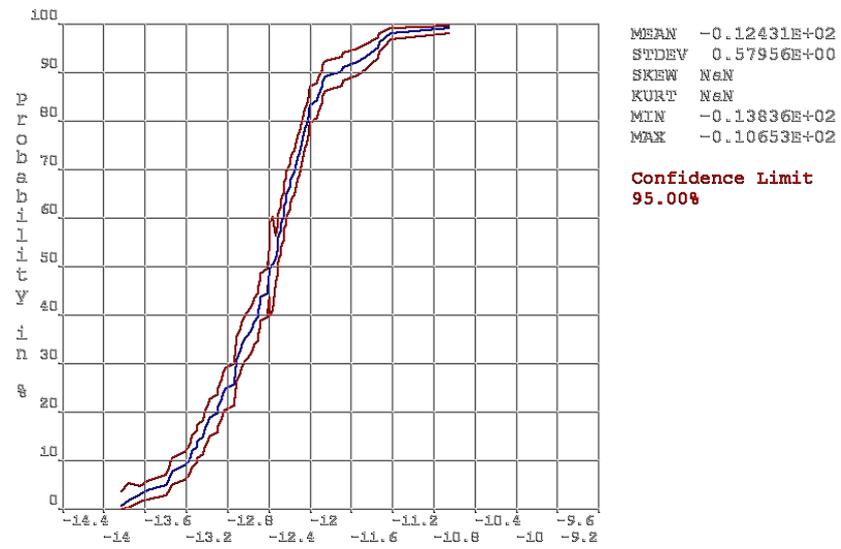


Figura 5. 24 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 100 simulações.

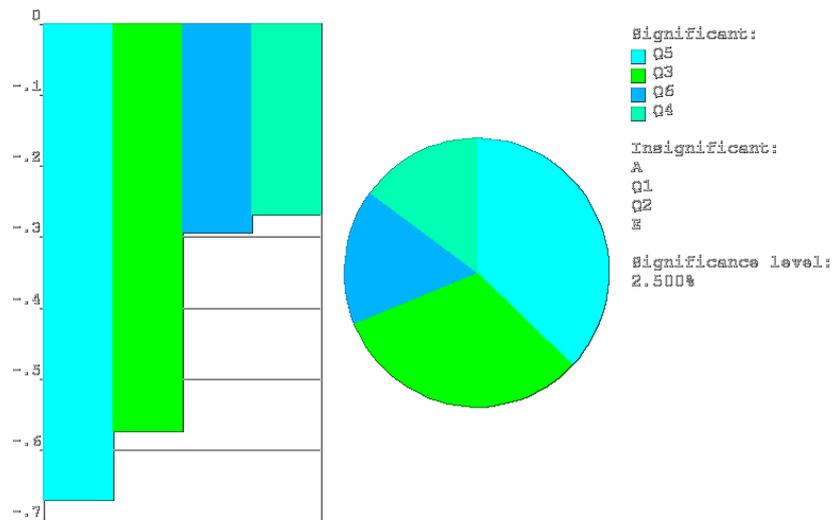


Figura 5. 25 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 100 simulações.

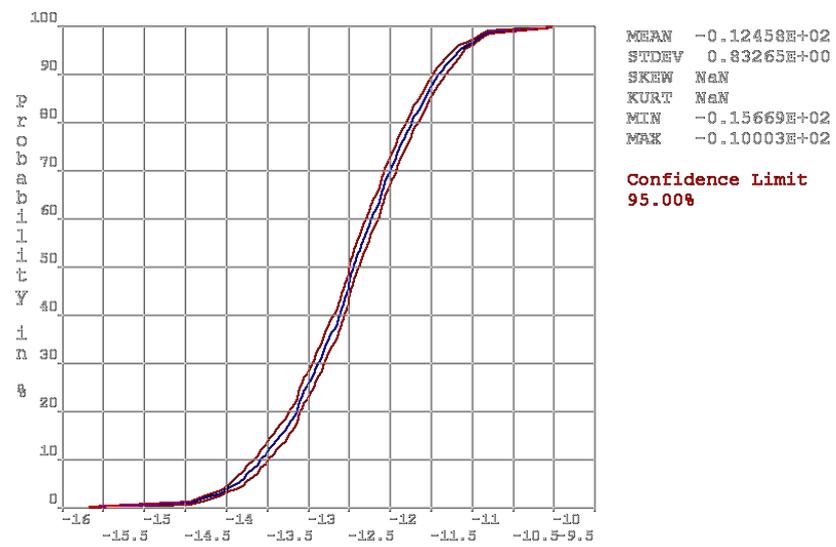


Figura 5. 26 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 1000 simulações.

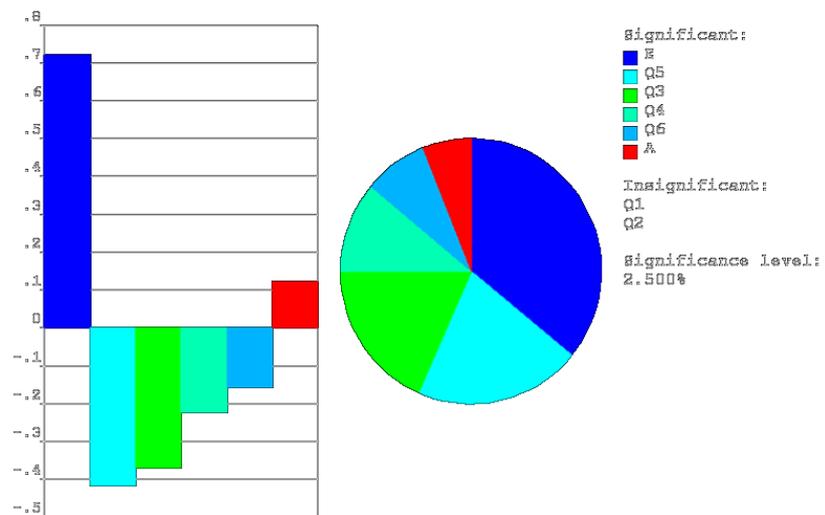


Figura 5. 27 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 1000 simulações.

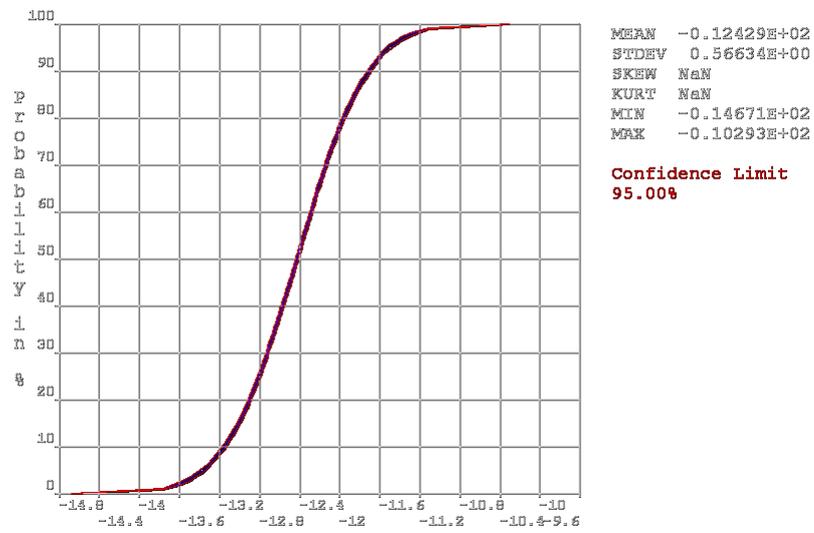


Figura 5. 28 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 10000 simulações.

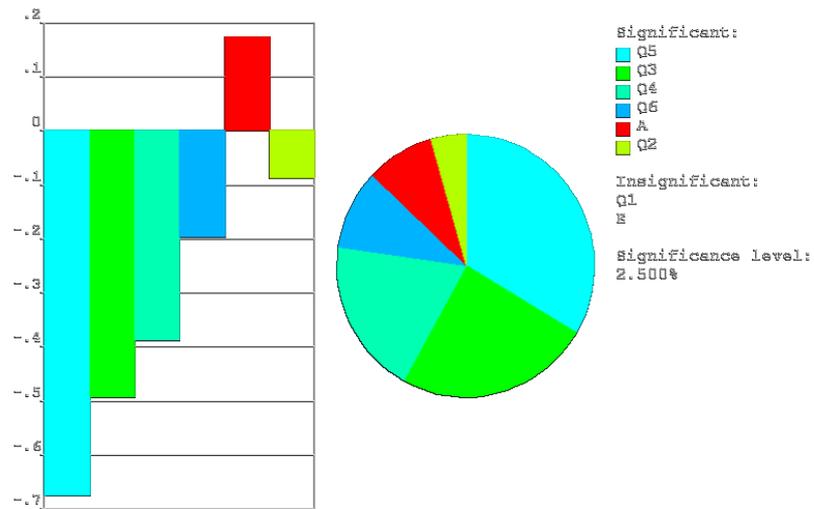


Figura 5. 29 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 10000 simulações.

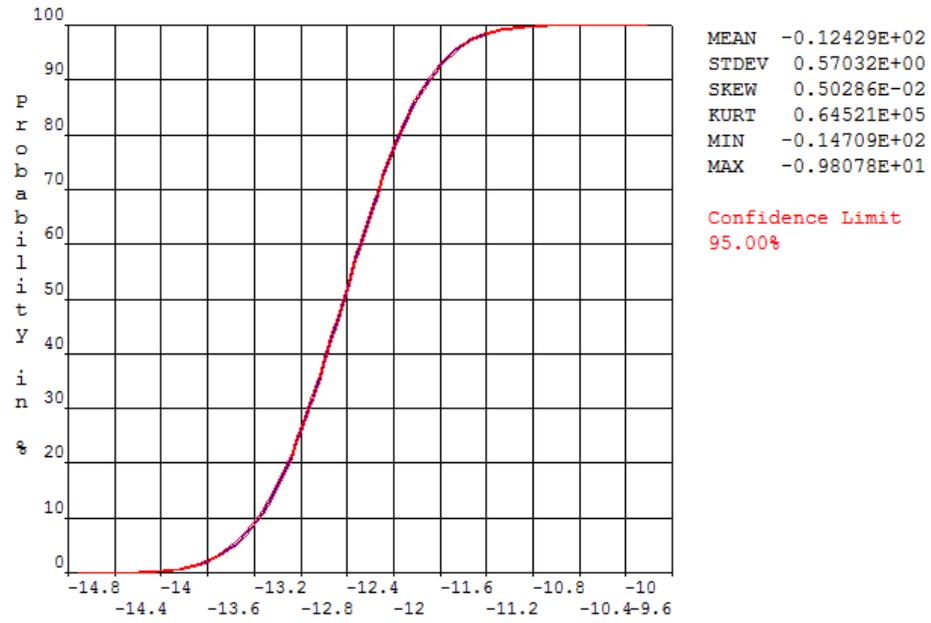


Figura 5. 30 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 20000 simulações.

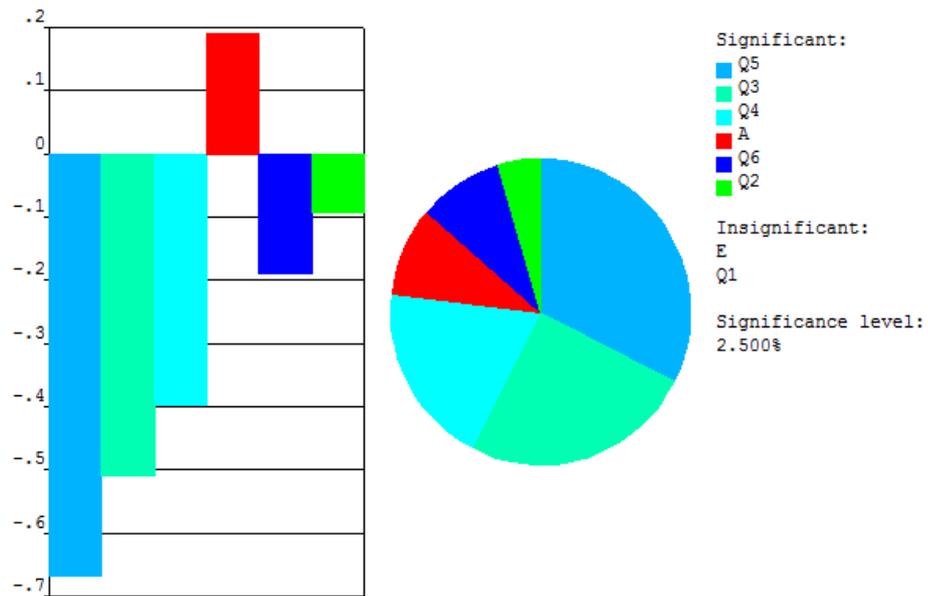


Figura 5. 31 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 20000 simulações.

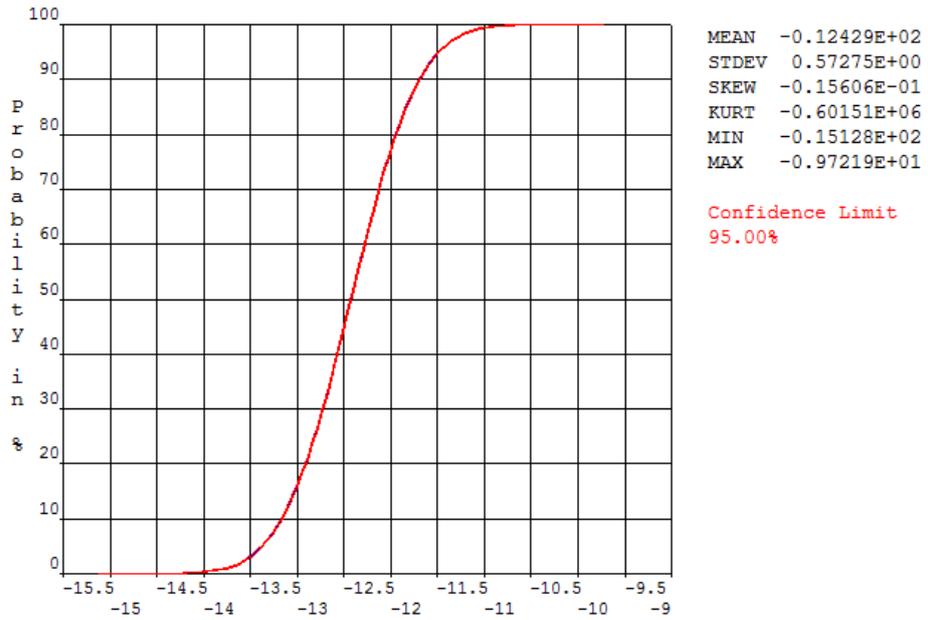


Figura 5. 32 - Análise 3: Frequência acumulada do deslocamento vertical para 40000 simulações.

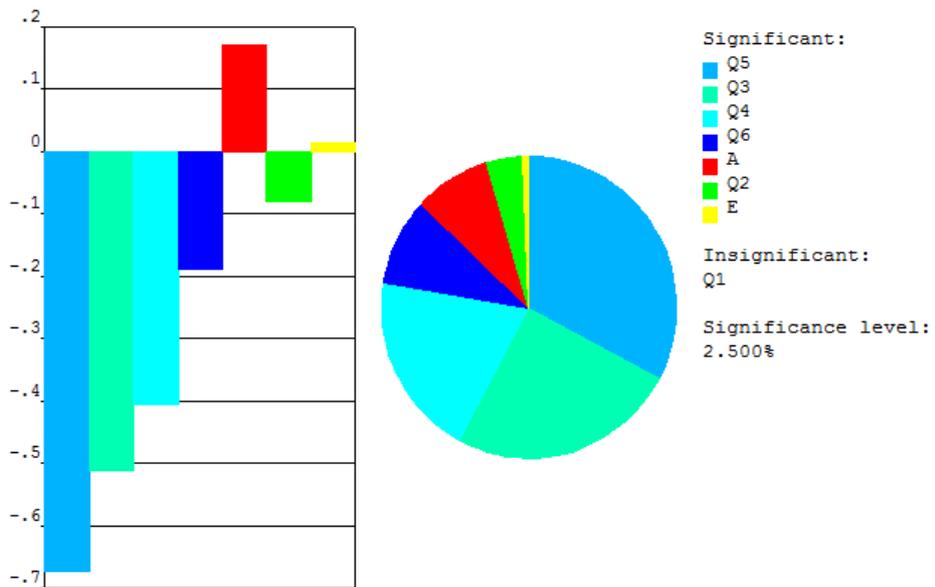


Figura 5. 33 - Análise 3: Influência das variáveis de entrada para 40000 simulações.

Assim como na análise 1 a área influenciou significativamente nos resultados obtidos. Observa-se ainda que o módulo de elasticidade do material (E) só contribuiu para o número de falhas com 1000 simulações, após isso, sua influência foi insignificante.

É importante ressaltar que essa análise é a que mais se aproxima da realidade a que uma estrutura de ponte está submetida, pois o peso próprio e as sobrecargas atuantes podem ser consideradas de baixa variabilidade, logo, a carga móvel e a perda de seção de uma estrutura metálica ao longo do tempo é que devem realmente ser consideradas como variáveis.

Os Gráficos 5.5 e 5.6 mostram o número de falha versus número de simulações para os limites 14,19cm (L/360) e 11,36cm (L/450), respectivamente. Para o limite 17,03cm (L/300) não houve falha.

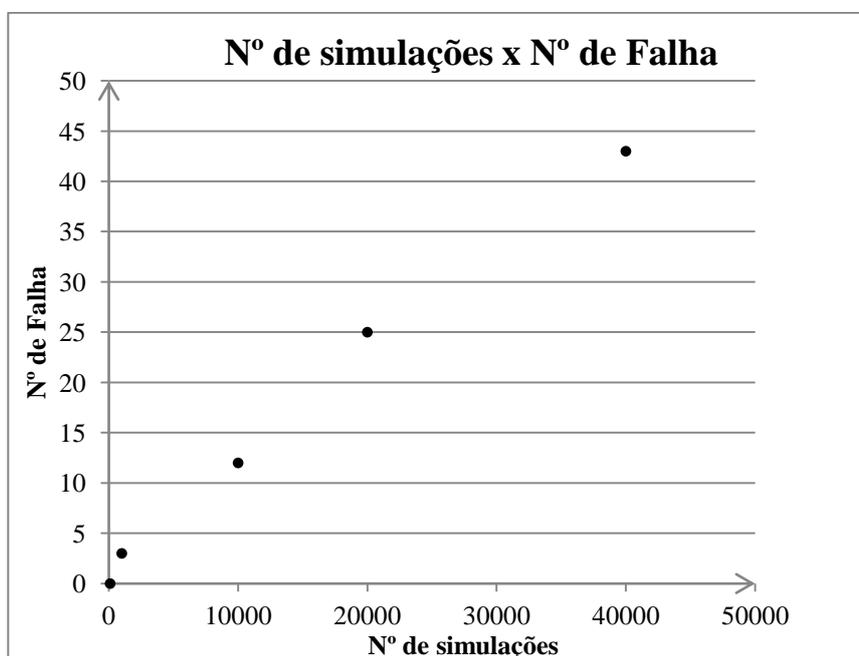


Gráfico 5. 5 - Análise 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento \geq 14,19cm.

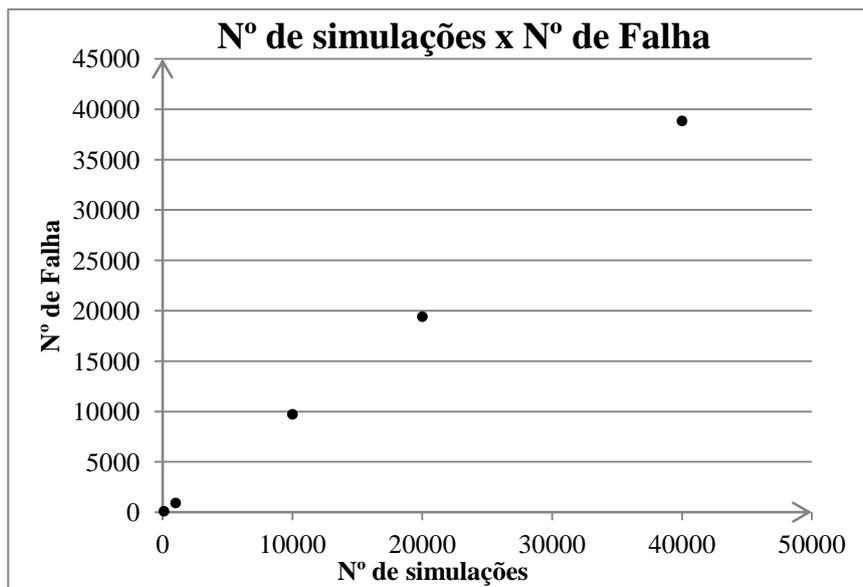


Gráfico 5. 6 - Análise 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36$ cm.

Os Gráficos abaixo apresentam uma comparação da análise 1, análise 2 e análise

3.

Tabela 5. 1 - Comparação entre as análises para deslocamento $\geq 14,19$ cm.

Número de falha - L/360			Número de simulações
Análise 1	Análise 2	Análise 3	
0	0	0	100
5	2	3	1000
32	22	12	10000
68	48	25	20000
119	109	43	40000

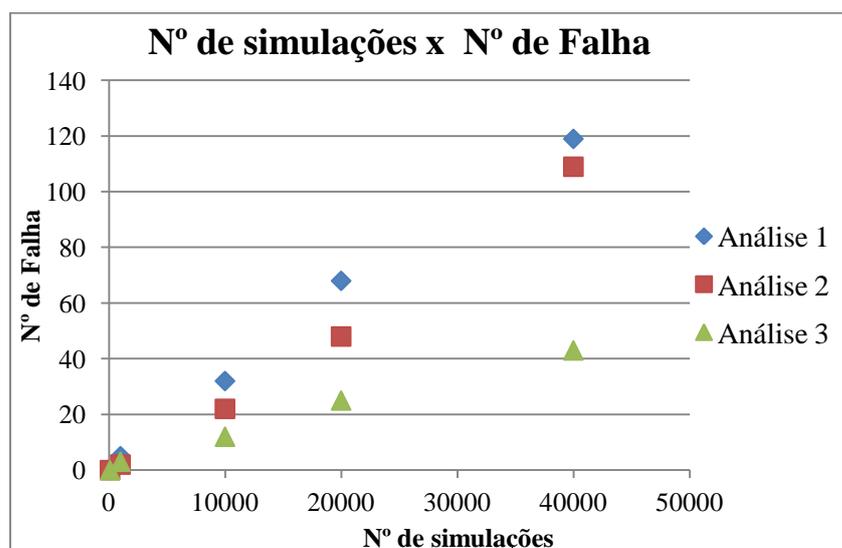


Gráfico 5. 7 - Comparação entre as análises 1, 2 e 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 14,19$ cm.

O Gráfico 5.7 mostra que o número de falhas é maior quando são usadas como variáveis de entrada todas as cargas atuantes e a área da seção transversal de todo o banzo inferior. Quando apenas a carga móvel e a área da seção transversal do banzo inferior são usadas como variáveis de entrada o número de falhas diminui significativamente. Ressalta-se que esta é a condição que melhor representa a realidade a que uma estrutura de ponte está submetida.

Tabela 5. 2 - Comparação entre as análises para deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$.

Número de falha - L/450			Número de simulações
Análise 1	Análise 2	Análise 3	
95	97	94	100
957	952	910	1000
9540	9550	9714	10000
19072	19110	19405	20000
38110	38177	38834	40000

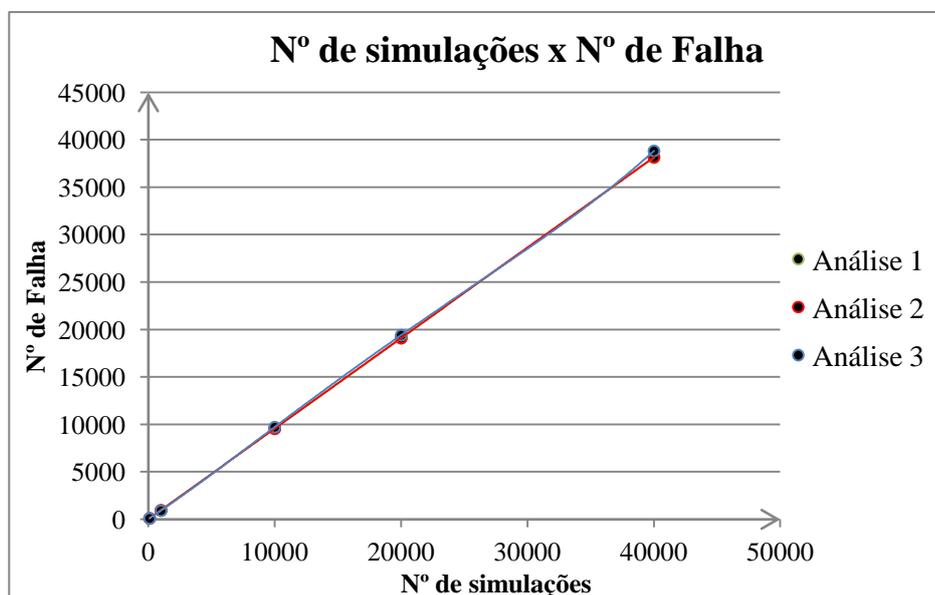


Gráfico 5. 8 - Comparação entre as análises 1, 2 e 3: N° de simulações x N° de falha: Deslocamento $\geq 11,36\text{cm}$.

Usando um limite conservador verifica-se que o comportamento das três análises são semelhantes.

5.4.– Análise 4

Na análise 4, primeiramente foi determinado o valor de R_d (resistência de cálculo). Para isso foi considerado o aço ASTM – 36 ($f_y = 250$ MPa; $f_u = 400$ MPa). Assim:

$$R_d \leq \begin{cases} 0,90 \cdot A_g \cdot f_y = 0,90 \cdot 311 \cdot 250 = 6.997,5 \text{ kN} \\ 0,75 \cdot A_e \cdot f_u = 0,75 \cdot 311 \cdot 400 = 9.300,0 \text{ kN} \end{cases}$$

onde A_g e A_e são iguais pois não há furo na seção e referem a seção transversal do banzo inferior e f_y e f_u referem-se a resistência ao escoamento e a resistência a ruptura do aço respectivamente.

A análise da estrutura mostrou que a tensão máxima a que os elementos que compõe a Ponte 2 estão submetido é de 5.261,0 kN conforme mostra a Figura 5.40.

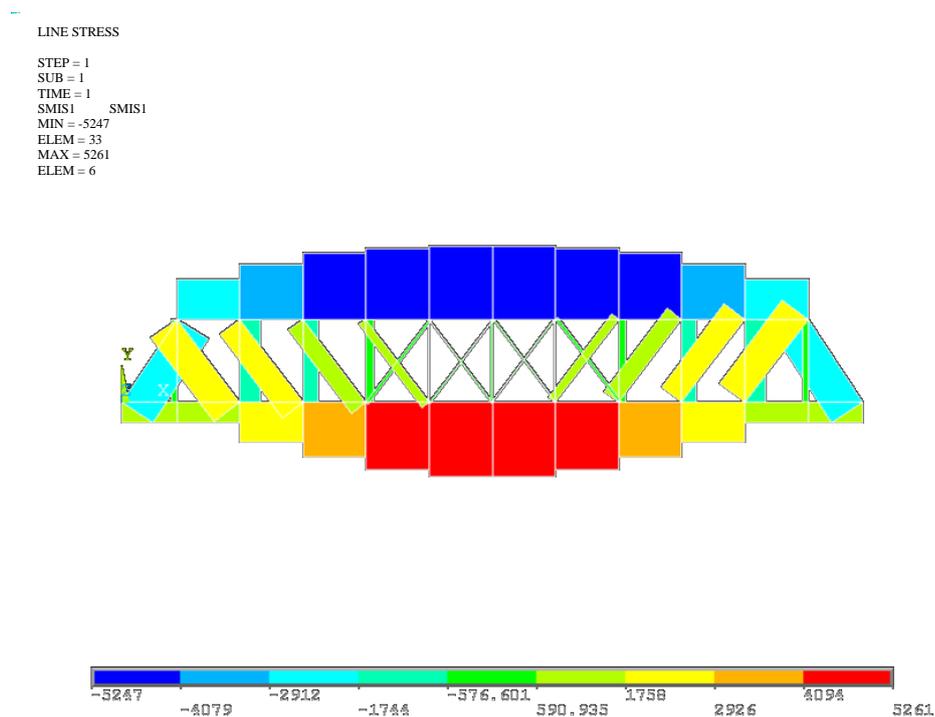


Figura 5. 34 - Diagrama de esforço normal da Ponte 2.

Foram realizadas 40000 e 100000 simulações usando como critério de falha o estado limite último, ou seja, foi adotado o valor de 6.997,5 kN como tensão de ruptura.

No processo de simulação não foi obtida nenhuma falha, isto é, o valor de 6.997,5 kN não foi ultrapassado. Pode-se assim concluir que a Ponte 2 possui boa reserva de resistência.

6 – CONCLUSÕES

Após essa pesquisa pode-se chegar às seguintes conclusões:

- O ANSYS é um software de análise estrutural, baseado no método dos elementos finitos, que permite ao usuário uma infinidade de análise, sejam elas dinâmicas ou estáticas. Porém, a análise de segurança estrutural com este programa ainda é pouco explorada;
- O ANSYS é um programa complexo e seu armazenamento de resultados é confuso. Ele ainda apresentou dificuldade de instalação de módulos complementares;
- A importância de um criterioso programa de manutenção deve ser ressaltada, pois, obras de arte de grande porte, como é o caso de uma ponte, são estruturas de elevado grau de implantação e seu encerramento pode causar sérios problemas à economia da região;
- Estruturas de pontes eram projetadas de tal forma que mesmo apresentando alto grau de corrosão elas ainda têm sua segurança preservada na maioria dos elementos, ou seja, construíam-se estruturas altamente robustas a partir de cálculos conservadores;
- A Ponte Marechal Hermes deve passar por reparação para evitar que a corrosão, já visivelmente existente, comprometa seriamente seus elementos estruturais. Deve ainda, ser implantado um programa de manutenção periódica a fim de que sua segurança seja garantida.

7 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Usar o ANSYS/CivilFEM e seu módulo Bridges & Civil Nonlinearities Solution que permite calcular o esforço devido a carga móvel de diversos tipos de pontes;
- Análise da Ponte Marechal Hermes como treliça espacial retirando de serviço algumas barras muito solicitadas a fim de se verificar o comportamento da redistribuição dos esforços e trabalhar com árvores de falha;
- Avaliar a variação da confiabilidade ao longo do tempo adotando-se uma taxa de corrosão;
- Considerar uma taxa de corrosão (perda de material) com a finalidade de determinar uma probabilidade de falha variável com o tempo possibilitando, desta forma, a estimativa da vida útil da estrutura ou período de inspeção.

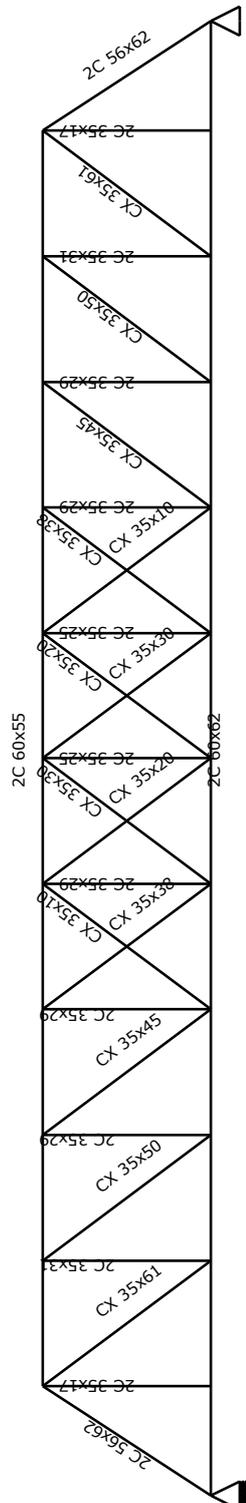
8 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Carga de vento em edificações** – 1988.
2. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7188 – Carga móvel em ponte rodoviária e passarela de pedestre** – 1984, 6p.
3. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7189 – Cargas móveis para projeto estrutural de obras ferroviárias** – 1982, 3p.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações** – 1980, 6p.
5. BRANDÃO, A. L. **Segurança de Estruturas em Perfis Formados a Frio**. 2007. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) – Universidade Federal de Ouro Preto, MG.
6. BRINCK, F. M. **Efeito da corrosão na integridade estrutural da ponte Marechal Hermes**. 2004. 177f. Dissertação (Mestrado em Construção Metálica) – Universidade Federal de Ouro Preto, MG.
7. CASTRO, L. A. **Análise da segurança no projeto de estruturas: Método dos Estados Limites**. 1997. 134. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade Federal de São Paulo, SP.
8. CRUZ, Paulo J. S; Neves, L. A. C; Frangopol, D. P. 2004. **Cost of life extension of deteriorating structures under reliability-based maintenance**, *Computers & Structures*.
9. DUCZMAL, L. H., L. F., SANTOS, M. A., & NETO, S. J. (s.d.). **Introdução às Técnicas de Simulação em Estatística**. 2003. 44f. Relatório Técnico. – Instituto de Ciências Exatas, Universidade Federal de Minas Gerais MG.
10. FREUDENTHAL, A.M. **The safety of structures**. ASCE Transactions. 1947. v.121.
11. MALETTA, B. V. **Modelos baseados em simulação de Monte Carlo: soluções para o cálculo do Value-at-Risk**. 2005. 71f. Dissertação (Mestrado em Administração) - Instituto COPPEAD de Administração, Universidade Federal do Rio de Janeiro, RJ.

12. MARCUSE, H. **The Industrial Revolution.** Disponível em: <http://www.history.ucsb.edu/faculty/marcuse/classes/2c/lectures/06L03IndRev.htm#h1>. Acesso em: 10 de julho de 2009.
13. MELCHERS, R. E. **Structural Reliability Analysis And Prediction** (Seond Edn) John Wiley & Sons, Chichester, England. 1999.
14. SMITH, W. F. **Princípios de Ciência e Engenharia dos Materiais.**1998. Lisboa: MacGraw-Hill.
15. CALLISTER, W. D. **Fundamentos da Ciência e Engenharia de Materiais.** 2ª Edição. 2006.
16. WOODWARD, R. J.; CULLINGTON, D. W.; DALY, A. F.; VASSIE, P. R.; HAARDT, P.; KASHNER, R.; ASTUDILLO, R.; VELANDO, C.; GODART, B.; CRENOMA, C.; MAHUT, B.; RAHARINAIVO, A.; LAU,; MARKEY, I.; BEVC, L.; PERUS, I. (2001). Final Report – Contract nº RO – 97 – SC.2220, p.29-100, BRIME.

APÊNDICE A

Abaixo são apresentados os perfis utilizados em cada barra da treliça.



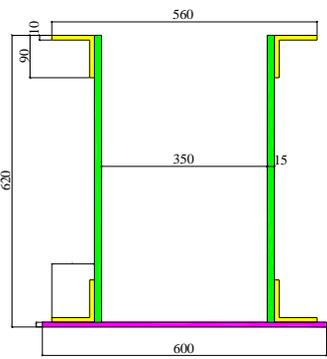
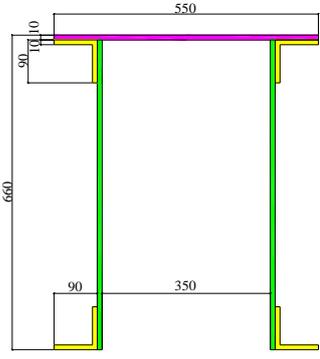
APÊNDICE B

Abaixo estão apresentadas as dimensões dos perfis utilizados na análise da ponte.

2C 35 x 17	lbarra (cm)	Área (cm²)	2C 35 x 29	lbarra (cm)	Área (cm²)
	580	54,36		580	107,64
2C 35 x 31	lbarra (cm)	Área (cm²)	CX 35 x 25	lbarra (cm)	Área (cm²)
	580	118,04		580	68,76

2C 56 x 62	Ibarra (cm)	Área (cm²)	CX 35 x 61	Ibarra (cm)	Área (cm²)
	693,4	338,00		725	195,20
CX 35 x 50	Ibarra (cm)	Área (cm²)	CX 35 x 45	Ibarra (cm)	Área (cm²)
	725	160,00		725	127,40

CX 35 x 38	Ibarra (cm)	Área (cm²)	CX 35 x 20	Ibarra (cm)	Área (cm²)
	725	91,20		725	40,00
CX 35 x 30	Ibarra (cm)	Área (cm²)	CX 35 x 10	Ibarra (cm)	Área (cm²)
	725	66,00		725	16,00

2C 60 x 62	Ibarra (cm)	Área (cm ²)	2C 60 x 55	Ibarra (cm)	Área (cm ²)
	435	311,00		435	241,00