UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA

RODRIGO MAZIA ENAMI

ENGENHARIA FORENSE APLICADA ÀS OBRAS URBANAS

MARINGÁ

2010

RODRIGO MAZIA ENAMI

ENGENHARIA FORENSE APLICADA ÀS OBRAS URBANAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana.

Orientador: Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.

MARINGÁ

2010

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR., Brasil)

E56e

Enami, Rodrigo Mazia
Engenharia forense aplicada às obras urbanas. / Rodrigo Mazia Enami. -- Maringá, 2010.
xiii, 131 f. : il. color., figs., tabs.

Orientador : Prof. Dr. Rafael Alves de Souza.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, 2010.

1. Engenharia forense. 2. Engenharia forense - Acidentes estruturais. 3. Acidentes estruturais - Estudo de caso. 4. Edificações - Patologia - Legislação. 5. Acidentes estruturais - Legislação. 6. Acidentes estruturais - Mecanismos de investigação. 7. Colapso estrutural - Marquise. 8. Colapso estrutural - Sacadas. 9. Colapso estrutural - Cortina de estacas. 10. Engenharia - Perícia. 11. Engenharia de estruturas - Carga dinâmica. I. Souza, Rafael Alves de, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana. III. Título.

CDD 21.ed. 624.1

RODRIGO MAZIA ENAMI

ENGENHARIA FORENSE APLICADA ÀS OBRAS URBANAS

Esta dissertação foi julgada e aprovada para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana no programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá.

Prof. Dr. Generoso De Angelis Neto, Coordenador do Programa.

BANCA EXAMINADORA

_____

Prof. Dr. Rafael Alves de Souza (Orientador) - UEM

_____

Prof. Dr. Romel Dias Vanderlei - UEM

_____

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein - UFABC

Maringá, 03 setembro de 2010.

"Quem ama a disciplina ama o conhecimento,
mas o que aborrece a repreensão é estúpido".

Provérbios 12:1

AGRADECIMENTOS

À Universidade Estadual de Maringá pela educação a mim proporcionada.

Ao Professor Rafael Alves de Souza, pela orientação, que não só contribuiu de forma decisiva para a elaboração deste trabalho, como também para meu fascínio pela área de engenharia de estruturas.

Aos professores Leandro Mouta Trautwein, Romel Dias Vanderlei e Carlos Humberto Martins, pela grande contribuição nas bancas de defesa e qualificação.

Aos professores e funcionários do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Ao apoio e motivação dos professores Nara Villanova Menon, Generoso De Angelis Neto, José Aparecido Canova, José Luiz Miotto, Cristhiane Michiko P. Okawa, Romel Dias Vanderlei, Antonio Belincanta, Evaristo Atencio Paredes, Jeselay Hemetério C. Rei, Paulo Fernando Soares e Roberto Cruz Lessa, que com suas palavras proporcionaram tremendo incentivo para a finalização deste trabalho.

Ao Juarez Antônio dos Santos e à Neusi Oliveira Gusmão, grandes amigos que além do incentivo constante durante estes anos de curso, sempre estavam prontos a ajudarem na medida em que podiam.

Aos meus pais, que desde o início de minha vida acadêmica se esforçaram ao máximo para me proporcionar a melhor educação, sem o qual provavelmente não seria o que sou hoje.

Aos meus irmãos, Marcelo e Lorena, pelo companheirismo e incentivo.

À minha querida esposa Elicimara, por me incentivar em cada passo, abdicando de muitas viagens e momentos de diversão para estar comigo nos momentos em que mais precisava, pois sem ela este caminho trilhado seria imensamente mais árduo.

E principalmente a Deus, pelo dom da vida e pelas bênçãos derramadas durante toda minha jornada acadêmica.

RESUMO

Os acidentes estruturais, apesar de serem indesejáveis, sempre trazem consigo importantes lições para o aprimoramento das técnicas de projetar e construir. No entanto, tem-se observado um registro escasso de acidentes estruturais na literatura, de maneira que perde-se a oportunidade de aprender com os erros cometidos no passado. O engenheiro forense é o profissional que deve atuar junto a estes acidentes para esclarecer as reais causas do colapso. Neste contexto, o presente trabalho aborda os acidentes estruturais, o papel do engenheiro forense, os mecanismos de investigação, os laudos periciais e outras ferramentas diagnósticas, os aspectos legais envolvendo os acidentes estruturais e as patologias, além de dois estudos de caso. Estes casos são particularmente estudados a fim de extrair lições que possam contribuir para que acidentes similares não venham a ocorrer. O primeiro é o estudo da queda em cadeia das sacadas de um edifício residencial, onde verificou-se que houve o colapso por negligência na execução e o segundo é o estudo do colapso de uma cortina de estacas de um edifício em construção, onde ocorreram problemas no planejamento de escavação, no projeto e na execução. Constatou-se através destes estudos, que o colapso de uma marquise de uma edificação provavelmente levaria todas as sacadas de um edifício à ruína, e que um meio de evitar problemas deste tipo seria a imposição por parte de norma de armaduras positivas mínimas no caso de estruturas em balanço, como também a obrigatoriedade de um plano de inspeção anual para tais estruturas. Verificou-se também, a necessidade da obrigatoriedade de planos de escavação para edificações, como artifício para minimizar a ocorrência de colapso de estacas.

Palavras-chave: Engenharia forense, engenharia legal, ferramentas diagnósticas, acidentes estruturais, perícia.

ABSTRACT

Structural accidents, although undesirable, always result in important lessons to improve the technique of designing and building. However, there is a scarcity of records about structural accidents in literature; thereby we lose the opportunity to learn from past mistakes. The forensic engineer is the professional that should deal with these accidents, to clarify the real causes of the collapse. In this way, the present study approaches the structural accidents, the role of forensic engineer, the investigation mechanisms, expert reports and other diagnose tools, legal issues involving the structural accidents and diseases, besides two case studies. These cases are particularly examined in order to extract lessons that may contribute to prevent further similar accidents. The first is the study of the fall in chain of the balconies of a residential building, where we found that the collapse was caused by negligence in the execution; and the second is the study of the collapse of a sheet pile wall of a building under construction, where the problems occurred in excavation planning, design and implementation. Through these studies, we verified that the collapse of a balcony of a building would probably lead all the balconies of a building to ruin, and one way to avoid similar problems would be the obligation by the law of minimum positive reinforcement in the case of cantilevered structures, as well as the requirement for an annual inspection plan for such structures. Furthermore, we also observed the need for mandatory excavation plans for buildings, as a mechanism to minimize the occurrence of the pole collapse.

Key words: Forensic engineering, legal engineering, diagnose tools, structural accidents, expertise.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

2 ACIDENTES ESTRUTURAIS 3

2.1 FASE DE PROJETO 10
2.2 FASE DE EXECUÇÃO 11
2.3 FASE DE UTILIZAÇÃO 13

3 ENGENHARIA FORENSE 15

4 MECANISMOS DE INVESTIGAÇÃO 20

4.1 A NECESSIDADE DE RESPOSTAS IMEDIATAS 22
4.2 EQUIPAMENTOS INDISPENSÁVEIS PARA O ENGENHEIRO FORENSE 23
4.3 A SEGURANÇA NO LOCAL DO ACIDENTE 24
4.4 ATUAÇÃO DO ENGENHEIRO FORENSE NO LOCAL DO COLAPSO 26
4.5 PAPEL DAS ASSOCIAÇÕES E CONSELHOS DE ENGENHARIA 28

5 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS 30

5.1 ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL OU ESCLEROMETRIA 34
5.2 ENSAIO DE ULTRA-SOM 35
5.3 ENSAIO DE PACOMETRIA 36
5.4 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO 37

6 FERRAMENTAS DIAGNÓSTICAS EM EDIFICAÇÕES 38

6.1 RELATÓRIO DE VISTORIA 41
6.2 LAUDO DE INSPEÇÃO 43
6.3 LAUDO DE AUDITORIA 44
6.4 LAUDO PERICIAL 44
6.4.1 Os Quesitos 47
6.4.2 Os Laudos 47
6.5 PARECER TÉCNICO 49

7 ASPECTOS LEGAIS 50

7.1 JURISPRUDÊNCIA E INTERPRETAÇÃO DA LEGISLAÇÃO 55
7.2 MECANISMOS DE SOLUÇÃO 58

8 ESTUDOS DE CASO 62

8.1 COLAPSO DAS SACADAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 62
8.1.1 Sacada e Marquise Projetadas 67
8.1.2 Sacada e Marquise Construídas 85
8.2 COLAPSO DA CORTINA DE ESTACAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 93

8.2.1 Laudo Pericial do colapso parcial de uma cortina de estacas de um edifício residencial em construção *94*

9 CONCLUSÕES **122**

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS **125**

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 - MORTES DE BOMBEIROS EM ACIDENTES ESTRUTURAIS NOS EUA 6
FIGURA 2.2 – ACIDENTE CAUSADO POR TERREMOTO NO HAITI 7
FIGURA 2.3 - ORIGEM DOS PROBLEMAS PATOLÓGICOS DAS OBRAS CIVIS 9
FIGURA 3.1 - ATAQUE TERRORISTA AO WORLD TRADE CENTER, EUA 17
FIGURA 3.2 - (A) RUÍNA EM CADEIA DAS SACADAS SITUADAS NA LATERAL DIREITA DO EDIFÍCIO, (B) RUÍNA DE CORTINA DE ESTACAS NO SUBSOLO DE EDIFÍCIO EM CONSTRUÇÃO (C) RUÍNA DA MARQUISE DE UM GALPÃO INDUSTRIAL 18
FIGURA 5.1 - ENSAIO DE ESCLEROMETRIA 34
FIGURA 5.2 – APARELHO DE ULTRA-SONOGRAFIA 35
FIGURA 5.3 – ESQUEMA DE FUNCIONAMENTO DO PACÔMETRO 36
FIGURA 5.4 – MEDIDOR DE POTENCIAL DE CORROSÃO 37
FIGURA 6.1 - PROGRESSIVIDADE DIAGNÓSTICA 38
FIGURA 6.2 – RELAÇÃO ENTRE A ATIVIDADE DIAGNÓSTICA E O DOCUMENTO A EMITIR 40
FIGURA 8.1 - COLAPSO DAS SACADAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 63
FIGURA 8.2 - ESCORAMENTO DA MARQUISE DAS SACADAS VIZINHAS 63
FIGURA 8.3 - (A) RUÍNA EM CADEIA DAS SACADAS SITUADAS NA LATERAL DIREITA DO EDIFÍCIO E (B) SACADAS RECONSTRUÍDAS PARA REVITALIZAÇÃO DA FACHADA AINDA EM EXECUÇÃO EM JULHO DE 2009 64
FIGURA 8.4 - RETIRADA E DEPÓSITO DOS ESCOMBROS DO EDIFÍCIO 65
FIGURA 8.5 - ESTIMATIVA DA CONFIGURAÇÃO DO COLAPSO DA MARQUISE PROJETADA 68
FIGURA 8.6 - PROJETO ESTRUTURAL DAS SACADAS COLAPSADAS 69
FIGURA 8.7 - ESQUEMA DE CÁLCULO UTILIZADO 71
FIGURA 8.8 - ESQUEMA DE CÁLCULO PARA O CÁLCULO DA CARGA ESTÁTICA MÁXIMA 73
FIGURA 8.9 - MODELO PARA O CÁLCULO DA SEÇÃO TRANSFORMADA 74
FIGURA 8.10 – DIVISÃO DO CARREGAMENTO SOBRE A SACADA PARA O CÁLCULO DA ENERGIA DE DEFORMAÇÃO PROVOCADA PELA CARGA ESTÁTICA ÚLTIMA 79
FIGURA 8.11 - ESQUEMA DE CÁLCULO PARA O CÁLCULO DA ENERGIA DE DEFORMAÇÃO PROVOCADA PELA CARGA ESTÁTICA MÁXIMA 80
FIGURA 8.12 - PROJETO ESTRUTURAL DA MARQUISE COLAPSADA 83
FIGURA 8.13 - ESTIMATIVA DA CONFIGURAÇÃO DO COLAPSO DA MARQUISE EXECUTADA 86
FIGURA 8.14 – SACADA COLAPSADA DO PRIMEIRO ANDAR DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL 87
FIGURA 8.15 – POSICIONAMENTO DAS ARMADURAS DAS SACADAS COLAPSADAS DO PRIMEIRO, SEGUNDO, TERCEIRO E QUARTO ANDAR RESPECTIVAMENTE DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL 88

FIGURA 8.16 – ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS DAS SACADAS COLAPSADAS DO SEGUNDO E TERCEIRO ANDAR RESPECTIVAMENTE DO EDIFÍCIO RESIDENCIAL 89
FIGURA 8.17 - ESQUEMA PARA O CÁLCULO DE PU PARA A SACADA EFETIVAMENTE EXECUTADA . 93
FIGURA 8.18 – MAQUETE ELETRÔNICA DO EDIFÍCIO ONDE HOUVE O COLAPSO PARCIAL DA CORTINA DE ESTACAS 96
FIGURA 8.19 – CORTINA DE ESTACAS COLAPSADA 97
FIGURA 8.20 – COLAPSO DA CORTINA DE ESTACAS, DA CALÇADA ADJACENTE E DAS TUBULAÇÕES 97
FIGURA 8.21 – CONDIÇÃO DE UMA RUA DA CIDADE DE MARINGÁ DURANTE AS CHUVAS DO DIA 05 DE ABRIL DE 2009 98
FIGURA 8.22 – RUA INTERDITADA DEVIDO AO COLAPSO PARCIAL DA CORTINA DE ESTACAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 99
FIGURA 8.23 – CORTE A-A DO PROJETO EXECUTIVO QUE DEMONSTRA O PROCESSO DE ESCAVAÇÃO PARA A EXECUÇÃO DOS PAVIMENTOS DE SUBSOLO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL 100
FIGURA 8.24 – CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO EDIFÍCIO ONDE HOUVE O COLAPSO DA CORTINA DE ESTACAS..... 102
FIGURA 8.25 – PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO ESTABELECIDA EM PROJETO 103
FIGURA 8.26 – PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO EXECUTADA 104
FIGURA 8.27 – CARACTERIZAÇÃO DO SOLO DO EDIFÍCIO ONDE HOUVE O COLAPSO DA CORTINA DE ESTACAS..... 105
FIGURA 8.28 – LOCAL APROXIMADO DA RUPTURA DAS ESTACAS 105
FIGURA 8.29 – DIAGRAMA DE PRESSÕES PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 2,8 METROS . 109
FIGURA 8.30 – DIAGRAMA DE PRESSÕES PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 2,8 METROS . 111
FIGURA 8.31 – DIAGRAMA DE PRESSÕES PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 6,25 METROS 112
FIGURA 8.32 – RESULTANTES DAS PRESSÕES ATUANTES EM CADA ESTACA PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 2,8 METROS CONSIDERANDO O COEFICIENTE DE SEGURANÇA PARA O ÂNGULO DE ATRITO 113
FIGURA 8.33 – RESULTADO DA ANÁLISE DE CONFORMIDADE ENTRE O PROJETO DA CORTINA DE ESTACAS E A NBR 6118 (2003) 114
FIGURA 8.34 – RESULTANTES DAS PRESSÕES ATUANTES EM CADA ESTACA PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 2,8 METROS 115
FIGURA 8.35 – RESULTADO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA CORTINA CONSIDERANDO UMA ESCAVAÇÃO DE 2,8 METROS E NÃO ADOÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA O CONCRETO, O AÇO E O ÂNGULO DE ATRITO 116
FIGURA 8.36 – RESULTANTES DAS PRESSÕES ATUANTES EM CADA ESTACA PARA PROFUNDIDADE DE ESCAVAÇÃO DE 6,25 METROS 117

FIGURA 8.37 – RESULTADO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA CORTINA CONSIDERANDO UMA ESCAVAÇÃO DE 6,25 METROS E NÃO ADOÇÃO DOS COEFICIENTES DE SEGURANÇA PARA O CONCRETO, O AÇO E O ÂNGULO DE ATRITO 118

LISTA DE TABELAS

TABELA 5.1 - PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS MÉTODOS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO *IN SITU* 33
TABELA 8.1 – CARGAS DISTRIBUÍDAS PERMANENTES ATUANTES SOBRE AS SACADAS 72
TABELA 8.2 – CARGAS ATUANTES NA MARQUISE 84
TABELA 8.3 – RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DA MARQUISE E DAS SACADAS DA LATERAL DIREITA DO EDIFÍCIO (LADO COLAPSADO) 90
TABELA 8.4 –CARGAS PERMANENTES ATUANTES NA SACADA DO 15º ANDAR DO EDIFÍCIO 91
TABELA 8.5 – RESUMO DOS DADOS DA SACADA COLAPSADA DO DÉCIMO QUINTO ANDAR 91
TABELA 8.6 – RESULTADOS DOS CÁLCULOS REFERENTES À CARGA ESTÁTICA EQUIVALENTE ATUANTE NA SACADA EXECUTADA, DO DÉCIMO QUINTO ANDAR 92
TABELA 8.7 – ESPAÇAMENTO ENTRE ESTACAS 101

1 INTRODUÇÃO

No Brasil e no mundo, acidentes estruturais acontecem com certa freqüência, sejam por erros no projeto, erros na execução, falta de manutenção, utilização inadequada da edificação, ou até mesmo fenômenos naturais inesperados.

Estes acidentes acontecem freqüentemente nas cidades, causando muitas vezes o óbito a pessoas presentes no local. Isto pode ocorrer no momento do colapso, ou mesmo durante as operações de salvamento, sendo que as vítimas algumas vezes são os próprios bombeiros, como mostra um estudo realizado por Brassell e Evans (2003). Assim, o estudo destes acidentes, é de extrema importância para evitar que casos similares venham a ocorrer e para que na ocorrência deles, haja profissionais que contribuam para a minimização dos danos.

Os procedimentos adequados a serem tomados nestes casos, desde a chegada ao local até a conclusão dos fatos, geralmente são divididos em duas partes: a primeira, onde é visada a segurança das vítimas, realizada pelos bombeiros e a segunda, por parte dos peritos, que focam na coleta de dados para o esclarecimento do caso. Certo é, que um procedimento único, desde a chegada ao local até a conclusão dos serviços, minimizaria a perda de provas, além de auxiliar os bombeiros nos serviços de salvamento. Para tanto, um profissional com grande experiência em engenharia de estruturas e materiais, deveria estar presente em todas as etapas do processo.

Este trabalho tem por finalidade o esclarecimento da função e atuação do engenheiro forense para casos de colapso estrutural e perícia de engenharia, bem como avaliar as causas que geraram o colapso em cadeia de um edifício residencial de quinze pavimentos e o desmoronamento de uma cortina de estacas de um edifício em construção. No primeiro caso será avaliada principalmente a carga de impacto provocada pela marquise sobre a sacada. No segundo caso, a avaliação será apresentada na forma de um laudo pericial.

Para a abordagem do assunto, o trabalho será dividido em nove capítulos.

No segundo capítulo, intitulado **Acidentes Estruturais**, será comentada a história dos acidentes estruturais, a importância do engenheiro forense em tais eventos, bem como uma

discussão sobre os problemas referentes às fases de projeto, execução e utilização da edificação.

No terceiro capítulo, nomeado **Engenharia Forense**, serão analisadas as definições dadas a esta linha de atuação do profissional de engenharia.

No quarto capítulo, **Mecanismos de Investigação**, serão abordados os passos a serem tomados pelo engenheiro forense, desde o acontecimento do acidente estrutural até o desfecho do caso.

O quinto capítulo, nomeado **Ensaios Não Destrutivos**, será abordado a importância destes ensaios para o trabalho do engenheiro forense. Também serão destacados quatro ensaios, sendo eles: ensaio de dureza superficial ou esclerometria, ensaio de ultra-som, ensaio de pacometria e ensaio de potencial de corrosão.

O sexto capítulo, **Ferramentas Diagnósticas em Edificações**, aborda as diferenças conceituais entre perícia, vistoria, inspeção, auditoria e consultoria, bem como entre os documentos produzidos por cada uma delas.

O sétimo capítulo, intitulado **Aspectos Legais**, faz alusão à legislação sobre o colapso estrutural e as patologias, dando ênfase às responsabilidades e direitos do contratante e do contratado.

No oitavo capítulo, nomeado **Estudos de Caso**, serão apresentados dois casos onde houve colapso estrutural. O primeiro estudo é referente ao colapso progressivo das sacadas de um edifício residencial situado na cidade de Maringá-PR, mais especificamente a análise da atuação da marquise sobre a sacada, analisando a carga estática equivalente, e o segundo, sobre as causas que levaram uma cortina de estacas de um edifício residencial ao colapso.

Finalmente, no décimo capítulo, são apresentadas as **Conclusões** do presente trabalho, apontando as principais considerações sobre a engenharia forense aplicada às obras urbanas, bem como as lições aprendidas com os dois acidentes estruturais estudados no capítulo oito.

2 ACIDENTES ESTRUTURAIS

Colapsos estruturais sempre ocorreram no decorrer da história da humanidade. Uma prova disto são as leis a respeito das edificações encontradas no Código de Hamurábi, que reinou sobre a Babilônia no décimo oitavo século a.C. e um de seus grandes feitos foi a criação de um Código que contém uma coleção de 282 artigos sobre vários assuntos, dentre eles as edificações.

As leis a respeito das edificações deste código são as seguintes (HORNE, 2007):

- Art.228 - Se um arquiteto constrói uma casa para alguém e a leva a execução, deverá receber em paga dois siclos (11,4 gramas de prata), por cada sar (medida agrária equivalente a trinta e cinco metros quadrados) de superfície edificada.

- Art.229 - Se um arquiteto constrói para alguém e não o faz solidamente e a casa que ele construiu cai e fere de morte o proprietário, esse arquiteto deverá ser morto.

- Art.230 - Se fere de morte o filho do proprietário, deverá ser morto o filho do arquiteto.

- Art.231 - Se mata um escravo do proprietário ele deverá dar ao proprietário da casa escravo por escravo.

- Art.232 - Se destrói bens, deverá indenizar tudo que destruiu e porque não executou solidamente a casa por ele construída, assim que essa é abatida, ele deverá refazer à sua custa a casa abatida.

- Art.233º - Se um arquiteto constrói para alguém uma casa e não a leva ao fim, se as paredes são viciosas, o arquiteto deverá à sua custa consolidar as paredes.

O interessante é que naquela época, as leis não previam investigações para averiguar as causas e o culpado pelo acidente. Com o passar do tempo, os métodos e materiais de construção evoluíram, bem como as leis e códigos normativos. Com esta evolução e com a filosofia de projetar com segurança e economia levando em consideração as condições do

local, a averiguação de culpa e das causas dos acidentes se tornaram necessárias, tanto para se ter um julgamento justo, como para o aprimoramento dos códigos normativos.

Mesmo com a evolução da engenharia, acidentes estruturais ocorrem com freqüência em todo o mundo, muitas vezes por desastres naturais, tais como, tsunamis, maremotos, terremotos e enchentes. Os erros humanos, ou seja, erros provocados por pessoas, nas etapas de projeto, construção e utilização da estrutura, também devem ser considerados.

Para se ter uma idéia da ocorrência dos acidentes estruturais, mais de 500 colapsos de estruturas de pontes nos Estados Unidos foram estudados entre 1989 e 2000. A idade das pontes variou de 1 a 157 anos, com uma média de 52,5 anos. As causas mais freqüentes de falhas de ponte foram atribuídas às inundações e colisões. Outras freqüentes causas são provenientes de problemas no projeto, detalhes, construção, materiais e manutenção (WARDHANA e HADIPRIONO, 2003).

Para a minimização da ocorrência de acidentes, normas técnicas são elaboradas e atualizadas com certa freqüência. Estas normas limitam o engenheiro quanto às dimensões mínimas a se respeitar, quanto ao cobrimento mínimo das armaduras, quanto aos coeficientes de segurança a serem adotados, bem como outras medidas que contribuem para a diminuição dos erros cometidos pelos engenheiros. Assim, sempre que possível estas normas devem ser atualizadas levando em consideração as patologias e os acidentes estruturais que ocorrem no país, ou região, para que estes problemas não voltem a aparecer, ou apareçam com menor freqüência e intensidade.

Para a atualização destas normas, também é de extrema importância o relato dos acidentes estruturais e das patologias em edificações através de trabalhos científicos, não para a punição ou crítica ao engenheiro, mas sim para que os erros correntes possam ser estudados, e assim, introduzir parâmetros nas normas que possibilitem minimizar ou até mesmo eliminar estes erros.

Mesmo com a melhora dos códigos normativos e com a atualização e conscientização dos profissionais, erros sempre irão ocorrer, porém com menor freqüência e com conseqüências menos desastrosas.

Em casos onde a ocorrência de erros gera um acidente estrutural, o corpo de bombeiros está sempre presente, tanto para o salvamento das vítimas, quanto para a avaliação do perigo a outras edificações ou pessoas.

Os bombeiros, portanto, são geralmente os primeiros a chegarem ao local. Estes profissionais apesar de serem treinados para as mais diversas condições de trabalho, muitas vezes são alvos de problemas no salvamento que acabam terminando em óbito dos mesmos.

Segundo um estudo realizado por Brassell e Evans (2003), a respeito de fatalidades ocorridas com bombeiros devido a colapso estrutural nos Estados Unidos, estes incidentes são geralmente divididos em duas categorias.

Na primeira, o bombeiro é capturado ou preso dentro de uma estrutura e não pode escapar ou ser resgatado por causa do colapso total ou parcial da estrutura. Neste caso, o profissional geralmente se encontra fora do suprimento de ar ou sucumbe às queimaduras. Na segunda categoria inclui aqueles que foram atingidos e feridos gravemente por alguma parte da estrutura colapsada.

Um dos resultados deste estudo realizado por Brassell e Evans (2003), é um gráfico que mostra o número de acidentes e mortes que ocorreram entre 1979 e 2002 e a porcentagem destinada a cada categoria descrita anteriormente. Este estudo descreve a situação em três períodos, de 1979 a 1988, de 1983 a 1992 e de 1994 a 2002 (Figura 2.1).

Através da análise destes dados é possível tirar algumas conclusões interessantes, além de mostrar um número considerável de mortes de bombeiros no caso de acidentes estruturais.

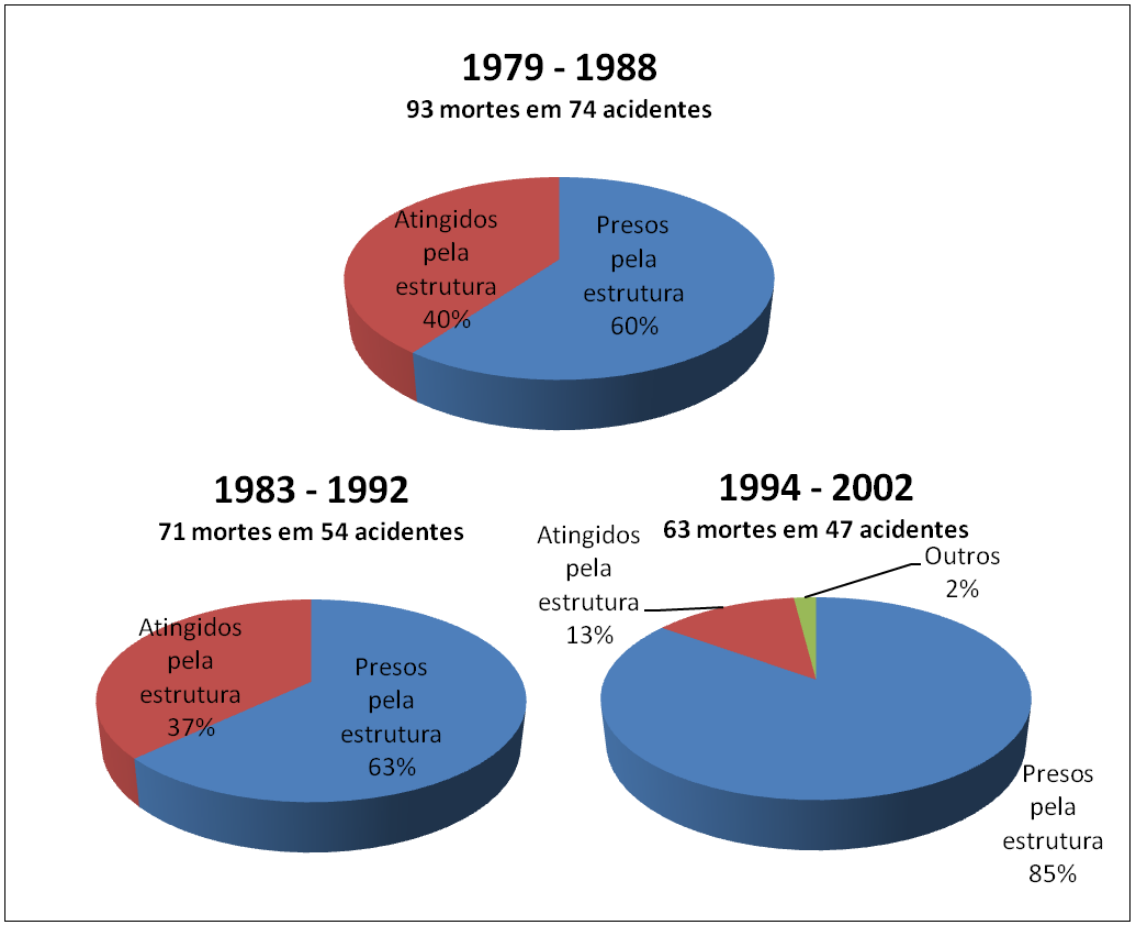


Figura 2.1 - Mortes de bombeiros em acidentes estruturais nos EUA

Fonte: Brassell e Evans (2003)

Pode-se notar que apesar da diminuição dos acidentes estruturais registrados, a média de mortes por evento permanece praticamente constante, sendo aproximadamente 1,3 mortes por acidente. Um número preocupante, considerando que os bombeiros recebem um árduo treinamento para atuarem em situações de risco. Porém, a identificação da potencialidade de risco de um colapso total ou parcial somente é possível com conhecimento aprofundado na área de engenharia de estruturas. Dessa maneira, há necessidade de um profissional que auxilie os bombeiros nestas situações, identificando, por exemplo, rotas seguras para salvamento.

A Figura 2.2 mostra a tentativa de salvamento de vítimas sobre os escombros provocados pelo terremoto do dia 12 de janeiro de 2010 no Haiti. Nela, nota-se uma situação na qual a

ajuda de um engenheiro forense poderia ajudar de forma significativa no salvamento das vítimas, seja na coordenação da equipe ou na escolha de rotas mais seguras.

Figura 2.2 – Acidente causado por terremoto no Haiti

Fonte: Estadão (2010)

No caso do Brasil, que não sofre de maneira considerável as ações destes fenômenos naturais, na maioria das vezes os colapsos são causados por ações humanas. Estas ações são provocadas nas etapas de projeto, execução e utilização da edificação.

Para entender estas falhas que ocorrem nas edificações, é essencial o entendimento do que é patologia e qual sua relação com o colapso estrutural.

Segundo Souza e Ripper (1998), designa-se genericamente por Patologia das Estruturas o campo da Engenharia das Construções que se ocupa do estudo das origens, formas de manifestação, conseqüências e mecanismos de ocorrência de falhas e dos sistemas de degradação das estruturas.

Outra definição afirma que “patologia pode ser entendida como a parte da Engenharia que estuda os sintomas, os mecanismos, as causas e as origens dos defeitos das construções

civis, ou seja, é o estudo das partes que compõem o diagnóstico do problema" (HELENE e FIGUEIREDO, 2009).

Cunha *et al* (1996) e Helene (1997) comentam que as anomalias nas edificações têm origens diversas. São elas: nos projetos, nas técnicas de construção, nos materiais empregados, no controle da execução e no seu uso durante a vida útil. Gomes e*t al* (2001) reafirma esta idéia, quando diz: "A origem de um estado qualquer de degradação é quase sempre o resultado de projetos mal concebidos ou mal executados, nos quais os principais aspectos a considerar foram negligenciados, sendo estes os relativos às ações atuantes, a qualidade dos materiais empregados, o meio de exposição da obra e a sua própria utilização".

Neste sentido, as edificações devem ser projetadas a fim de que manifestações patológicas não venham a se instalar na edificação.

Um problema que as estruturas em concreto enfrentam é a crença de que são estruturas eternas, minimizando os cuidados que efetivamente deveriam ser dados a estas estruturas. Porém, esta idéia, segundo Gomes e*t al* (2001), tem sido contrariada pela constatação de muitos casos de envelhecimento das estruturas. Gomes e*t al* (2001) ainda comentam que "o conhecimento atual das causas de anomalias, que comprometem o bom desempenho das estruturas, esboça um quadro diverso de fenômenos por vezes complexos e de atuações simultâneas".

Complementando esta afirmação, Helene (1992) diz que, embora se tenha esta crença sobre o concreto, há construções que apresentam manifestações patológicas em intensidade e incidência significativas, acarretando elevados custos para sua correção. "Sempre há comprometimento dos aspectos estéticos e, na maioria das vezes, redução da capacidade resistente, podendo chegar, em certas situações, ao colapso parcial ou total da estrutura".

"Deve-se entender que a concepção de uma construção durável implica a adoção de um conjunto de decisões e procedimentos que garantam à estrutura e aos materiais que a compõem, um desempenho satisfatório ao longo da vida útil da construção" (SOUZA e RIPPER, 1998).

Para que estas patologias não ocorram ou sejam o máximo possível minimizadas, a NBR 6118 (2003), "Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento", afirma que as estruturas

de concreto devem atender aos requisitos mínimos de qualidade classificados em capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade, durante sua construção e serviço, e aos requisitos adicionais estabelecidos em conjunto entre o autor do projeto estrutural e o contratante. Para tanto, esta norma toma medidas para garantir uma durabilidade satisfatória nas construções.

É importante a observação de que vários profissionais negligenciam algumas das recomendações das normas vigentes, pensando estarem reduzindo custo, porém esta economia é uma economia que não traz vantagens, pois que sabe-se que o custo de manutenção de uma edificação pode ultrapassar e muito o valor economizado. A diminuição da vida útil da edificação e o aparecimento de patologias são outos fatores provenientes destas negligências por parte dos profissionais.

Uma elevada porcentagem das manifestações patológicas têm origem nas etapas de planejamento e projeto, conforme mostra a Figura 2.3, e são nestas duas etapas que em geral, as falhas são mais graves. É sempre preferível investir mais tempo no detalhamento e estudo da estrutura do que tomar decisões apressadas ou improvisadas durante a execução (HELENE e FIGUEIREDO, 2009).

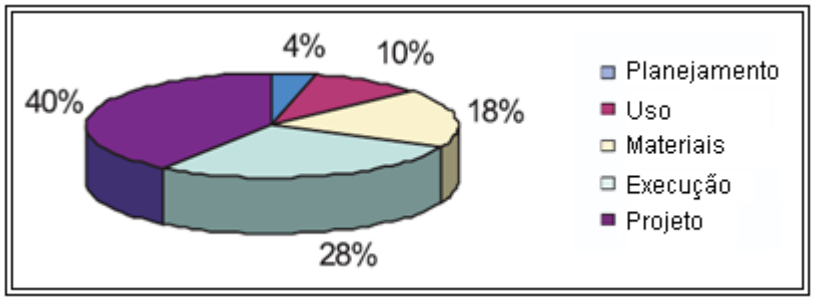


Figura 2.3 - Origem dos problemas patológicos das obras civis

Fonte: Helene e Figueiredo (2009)

Portanto, sabendo que as manifestações patológicas são os primeiros indícios para a ocorrência de um acidente estrutural, pode-se inferir que de certa forma, a Figura 2.3 mostra onde estão as possíveis causas que podem gerar um colapso estrutural.

Nos tópicos a seguir, serão abordados aspectos relativos às fases de projeto, execução e utilização da edificação, para um melhor entendimento sobre as principais causas que geram os colapsos estruturais.

2.1 FASE DE PROJETO

É na fase de projeto, onde são tomadas as decisões cruciais para garantir a estabilidade e integridade da estrutura. Nesta fase são determinados os sistemas estruturais que serão utilizados, bem como as ações atuantes e o tipo de utilização. Pode-se notar que uma escolha errada nesta fase pode causar sérios danos à edificação, podendo inclusive contribuir para o colapso da mesma.

Nota-se, portanto a importância de um estudo minucioso na fase de projeto para que as tomadas de decisões não venham gerar problemas futuros. As considerações, além de contribuírem para a preservação da estrutura, podem ser importantíssimas para avaliar as possíveis condições de colapso, e assim minimizar a ocorrência de vítimas caso o mesmo ocorra.

Quando um acidente estrutural ocorre, ele pode danificar parcialmente ou totalmente uma estrutura. O interessante é que muitas vezes o colapso de parte da estrutura pode levar a uma ruína total da mesma. Este evento é conhecido como colapso progressivo ou colapso em cadeia.

Este tipo de colapso é um evento que, se combatido, pode minimizar a ocorrência de vítimas em um colapso estrutural. Ele é causado quando um elemento perde sua função estrutural, e a estrutura não consegue suprir esta perda, redistribuindo as cargas, fazendo com que os elementos estruturais adjacentes comecem a colapsar, e assim por diante, como um efeito dominó, até que toda ou parte considerável da edificação venha a ruir.

Um exemplo deste tipo de colapso é comentado por Oliveira (2002), onde relata que os sistemas reticulados espaciais são frequentemente considerados, por projetistas, como tipos de estruturas com grande capacidade de redistribuir os esforços internos após a falha de um elemento. Entretanto, apesar de seu alto grau de redundância interna, ao redistribuir estes

esforços outros elementos chegam a sua carga de colapso, gerando assim uma cadeia de falhas localizadas, que levam ao colapso global da estrutura.

Oliveira (2002) ainda comenta que alguns países incluem em suas normas algumas considerações que devem ser feitas quanto às conseqüências da perda de algum elemento estrutural para a integridade da estrutura.

Estruturas que consigam suprir a falta de um elemento estrutural colapsado, redistribuindo as cargas para os outros elementos, são de extrema importância principalmente em locais com um grande fluxo de pessoas, onde a probabilidade da ocorrência de vítimas é maior.

Portanto, ações que venham de encontro à necessidade de evitar tais colapsos são de extrema valia para preservação do patrimônio e o mais importante, de vidas.

2.2 FASE DE EXECUÇÃO

É nesta fase, onde a maioria dos problemas ocorre, porém não podem ser considerados mais graves que na fase de projeto. Um projeto mal feito, com ausência de detalhes e especificações, pode fazer com que o executor tome suas próprias decisões, sem levar em conta as análises feitas pelo projetista. Esta decisão nem sempre será a melhor, podendo gerar mais tarde uma série de manifestações patológicas que contribuem para o colapso estrutural.

Como na maioria das vezes os engenheiros acompanham várias obras ao mesmo tempo, e, além disto, atuam exercendo várias funções como a elaboração de projetos e a realização de orçamentos, pouco tempo é desprendido para uma minuciosa execução das obras. Além disso, a mão-de-obra que atua na construção civil no Brasil é na maioria das vezes pouco qualificada. Assim, a ausência de um acompanhamento mais efetivo e a atuação de mão-de-obra pouco qualificada é uma "combinação perfeita" para a geração de problemas nas edificações.

Algumas patologias relativas à estrutura, nesta fase, são citadas por Cunha *et al* (1996):

- juntas de concretagem mal tratadas, com falhas, brocas e material desagregado;

- cobrimento desrespeitado por má colocação das gaiolas de armadura – ocorrência freqüente em lajes;

- ajuste feito no canteiro de detalhes mal elaborados no projeto, conduzindo a soluções também inadequadas;

- montagem deficiente das fôrmas, deixando desníveis ou vazios entre as pranchas de madeira, o que prejudica a colocação do concreto, sua vibração e, por conseqüência, sua qualidade e capacidade de bem proteger a armadura;

- uso no revestimento de fachadas de materiais inadequados ou mal aplicados, permitem a infiltração de umidade e outros agentes agressivos comprometedores da durabilidade das estruturas;

- a moderna tendência de humanizar as construções com plantas em jardineiras de concreto diretamente ligadas à estrutura, mas sem a correta impermeabilização, o que acaba por atacar os elementos a ela ligados;

- chumbamento descuidado de elementos metálicos na estrutura, pelos quais se inicia o processo de corrosão das armaduras.

Outro problema que pode ser gerado por erros na execução e acompanhamento é o rebaixamento das armaduras resistentes e em alguns casos até mesmo a inversão das armaduras em marquises.

Conforme pode-se observar, são várias as ações que levam às patologias, porém as que dizem respeito à integridade da estrutura deveriam ser encaradas com maior seriedade. Um acompanhamento minucioso quanto à estrutura em si, seguindo todos os parâmetros de projeto (e caso haja dúvidas solicitar esclarecimento por parte do projetista), é um fator essencial para minimizar o risco de colapso estrutural.

2.3 FASE DE UTILIZAÇÃO

Com menor incidência, porém não menos importantes, estão as patologias causadas pela má utilização da edificação durante a vida útil.

Como o proprietário e os usuários raramente têm à sua disposição os projetos e um manual de utilização e manutenção da edificação, é provável que as manifestações patológicas decorrentes do uso irão ocorrer.

Segundo Cunha *et al* (1996), frequentemente ao longo do tempo os proprietários desejam efetuar alteração no uso das estruturas, o que implica em remanejamentos e, não raro, em aumento de cargas permanentes. Em muitos casos se faz apenas uma verificação de capacidade portante. Nenhuma ou, quando muito, uma sumária verificação das deformações é feita. A consequência é, mais uma vez, flechas e rotações excessivas, frequentemente associadas a fissuração exacerbada pelo aumento de tensão de tração na peça. Projetos de adaptação exigem, na maioria dos casos, análises cuidadosas sobre as alterações que irão provocar na estrutura. Merecem destaque especial a superposição dos novos estados de tensão a outros já instalados e o incremento de deformações imediatas e ao longo do tempo.

Os problemas com alterações e utilização das estruturas não se limitam aos abordados por Cunha *et al* (1996), existindo casos mais extremos, como por exemplo a alteração da edificação sem estudo prévio algum, ou utilização para fins para a qual não foi projetada, além de patologias causadas por falta de manutenção adequada. Os dois primeiros problemas, referentes à alteração e utilização da edificação, ora citados, sem dúvida são mais graves.

O primeiro, pois uma alteração na edificação sem um estudo adequado pode sobrecarregar os elementos estruturais, ou proporcionar para que manifestações patológicas venham se instalar de maneira mais acentuada, como no caso citado anteriormente de chumbamento descuidado de elementos metálicos na estrutura, potencializando o processo corrosivo nas armaduras, diminuindo a capacidade de carga do elemento estrutural.

No segundo caso, a alteração da finalidade a qual o edifício foi projetado pode gerar grandes sobrecargas que cuminarão em um colapso estrutural, como em casos onde

edificações foram utilizadas como danceterias, sendo que não foram projetadas para este fim, implicando em um colapso estrutural e causando danos físicos ou morte a seus usuários.

Manuais estão sendo confeccionados, principalmente para edifícios residenciais de vários pavimentos, contendo informações quanto às manutenções e modo de utilização de cada unidade, porém, muitas vezes estes manuais visam a isenção de culpa do construtor frente a algum problema, colocando cláusulas e planos de manutenção inviáveis.

Neste sentido, a obrigatoriedade de um manual coerente, contendo os projetos, especificações, modo de utilização e períodos de manutenção, que visa à qualidade da edificação, evitaria grande parte dos problemas que se vê nesta fase.

Portanto nota-se que se deve ter um cuidado especial em relação à estrutura nas três fases citadas: projeto, execução e utilização, a fim de que acidentes possam ser evitados.

3 ENGENHARIA FORENSE

A Ciência Forense é a aplicação do conhecimento específico em cada área, para investigação e produção de provas, que geralmente serão usadas para responder questões de interesse do sistema legal. Isto pode ser tanto em relação a um crime ou uma ação civil, no qual o conhecimento específico é de extrema importância para o esclarecimento do caso. Esta Ciência é subdividida em várias áreas do conhecimento, como arqueologia forense, geologia forense, odontologia forense, psicologia forense, criminalística, entre outras.

Toda e qualquer área do conhecimento que venha a contribuir para a elucidação de casos que necessitam de conhecimento especializado está dentro das ciências forenses e segundo Fachone e Velho (2007), "assim como as disciplinas são compartimentadas, por um recurso da didática, as pastas (ministérios, secretarias) também o são. Ocorre que os problemas são interdisciplinares e multisetoriais e necessitam da aproximação de atores que habitualmente atuam em separado para complementarmente construírem e atuarem em soluções".

A Engenharia Forense é uma destas subdivisões, que investiga os casos no qual o conhecimento de engenharia é essencial. Segundo Brown (2007), ela pode ser descrita como uma ciência que trata da relação e aplicação de engenharia/fatos científicos para reconstruir a seqüência de eventos que levaram a perdas econômicas e/ou danos (conseqüências) associados com um produto da engenharia e chegar a uma conclusão de responsabilidade e soluções, bem como uma ciência que determina o modo, o mecanismo, os perigos e a causalidade de falha de algum produto da engenharia, geralmente em um contexto jurídico.

Noon (2001) define engenharia forense sendo a aplicação de princípios de engenharia, e metodologias para responder a questões de fatos, podendo ser elas, usualmente associadas com acidentes, crimes, catástrofes, degradação de propriedade, e vários tipos de falhas, devendo determinar quem, o que, onde, quando, por que e como o fato ocorreu.

Specter (1987) define engenharia forense como “a arte e ciência da prática profissional das pessoas qualificadas para atuarem como peritos em matéria de engenharia antes do julgamento ou da arbitragem”.

Carper (2001) diz que “o engenheiro forense é um profissional que lida com os aspectos de engenharia para problemas legais. Atividades relacionadas com a engenharia forense incluem determinação das características físicas ou técnicas das causas de acidentes ou falhas, a elaboração de relatórios e apresentação de testemunhos ou pareceres consultivos que auxiliam na resolução de litígios relacionados. Os engenheiros forenses também podem ser convidados a prestar uma opinião sobre a responsabilidade pelo acidente ou avaria”.

Portanto, como as afirmações dos pesquisadores acima se complementam, pode-se inferir que a engenharia forense é a ciência que utiliza conhecimentos aprofundados de engenharia para desvendar as causas e reconstituir as seqüências de eventos de questões de engenharia, a fim de esclarecer aos interessados, geralmente dos meios legais, sobre as dúvidas do ocorrido. Neste contexto, o engenheiro forense pode atuar mesmo antes de ser acionado pelos meios legais ou por contratação, a fim de coletar informações que seriam perdidas caso não houvesse uma análise imediata.

Um caso interessante da atuação do engenheiro forense, e que mostra a importância da profissão, foi o do atentado terrorista ao World Trade Center em Nova York em 11 de setembro de 2001 (Figura 3.1), nos Estados Unidos, onde a presença de profissionais de engenharia foi fundamental no processo de salvamento e perícia do local.

Pelo acontecimento deste atentado, segundo Peraza (2006), o Conselho Nacional da Associação dos Engenheiros Estruturais dos EUA (NCSA) formou uma comissão e produziu um modelo de documento intitulado “Manual *SEERplan* (*Structural Engineers Emergency Response Plan*)” para servir como base para as sociedades locais desenvolverem seus próprios planos para situações de emergência envolvendo estruturas.

O foco principal do *Committee SEERplan* (Comitê do Plano de Emergência para Engenheiro Estruturais) é desenvolver um plano para respostas imediatas a serem tomadas por engenheiros estruturais na realização das avaliações estruturais após uma grande catástrofe.

Uma das finalidades deste comitê é formar equipes de engenheiros estruturais prontos para responder com eficiência e segurança a um desastre estrutural quando solicitado a prestar assistência a um órgão governamental ou entidade similar.

A criação deste comitê e do manual citados anteriormente mostra a importância de se ter equipes de engenheiros qualificados para atuarem em situações de colapso estrutural.

Isto mostra a importância da criação destas equipes, principalmente em cidades de grande porte, onde os acidentes estruturais acontecem com maior freqüência.

Figura 3.1 - Ataque terrorista ao World Trade Center, EUA

Fonte: http://www.youdecidepolitics.com (27/07/2009)

Cidades de porte médio também sofrem com o problema de colapsos estruturais e também necessitam de uma equipe de engenheiros para atuar nestas situações. Uma prova disto é que na cidade de Maringá no Paraná foram relatados três acidentes estruturais em menos de um ano que poderiam ter causado óbitos (Figura 3.2).

(a) (b) (c)

Figura 3.2 - (a) Ruína em cadeia das sacadas situadas na lateral direita do edifício, (b) Ruína de cortina de estacas no subsolo de edifício em construção (c) Ruína da marquise de um galpão industrial

Fonte: Souza e Enami (2009)

Como os acidentes estruturais em geral geram grandes prejuízos, é comum que a justiça seja acionada a fim de resolver os litígios entre as partes prejudicadas e os responsáveis pelo acidente.

Por vezes estes casos necessitam de um profissional especializado para responder perguntas de ordem técnica ao juiz e os advogados das partes. Neste caso o engenheiro forense pode ser solicitado para prestar o serviço de perícia, sendo denominado neste caso como perito judicial.

Segundo Pelacani (2003) a perícia é um meio de prova que é prevista pelo Código Civil e pelo Código de Processo Civil, sendo admitida sempre que a comprovação do fato depender do conhecimento técnico ou científico.

Outro profissional que auxilia o juiz quando da necessidade de conhecimento técnico, é o assistente técnico, porém este é solicitado pelas partes, e tem função de revelar eventuais falhas ou omissões que o perito venha a trazer em seu laudo pericial.

Portanto o engenheiro forense pode atuar para desvendar as causas de um fato mal elucidado, como também na coleta imediata de evidências que poderão apontar as causas do acidente. Este profissional pode atuar também como perito judicial ou como assistente técnico quando solicitado pelo meio judicial.

Além disso, pode auxiliar os bombeiros na coordenação das tarefas de salvamento e retirada dos entulhos oriundos do colapso estrutural.

4 MECANISMOS DE INVESTIGAÇÃO

Quando um acidente estrutural ocorre, os primeiros profissionais a chegarem ao local geralmente são os bombeiros, que adotam procedimentos para assegurar a integridade física das pessoas envolvidas no evento.

Porém, estes procedimentos para o colapso de estruturas podem ser melhorados, a fim de fornecer mais subsídios para um melhor trabalho dos bombeiros, sem que as evidências das causas do colapso possam se perder. Para a melhoria destes procedimentos, o aprendizado com os erros do passado é de extrema importância.

Outros órgãos que podem ser acionados são a defesa civil e a polícia científica para a averiguação das causas do acidente.

A defesa civil, segundo o decreto número 7.257, de agosto de 2010, destina-se a evitar desastres e minimizar seus impactos para a população e restabelecer a normalidade social por meio de um conjunto de ações preventivas, de socorro, assistenciais e recuperativas.

Assim, sempre que um acidente estrutural pôr em risco a vida de pessoas, a defesa civil pode intervir. Ela pode contribuir de forma significativa para a elucidação dos fatores que geraram o acidente e para avaliação dos danos e perigos no entorno do mesmo, pois algumas vezes conta com profissionais capacitados para tais avaliações.

A polícia científica, através de seus peritos também pode atuar quando solicitada, ou quando a característica do acidente for criminosa.

Em fim, um profissional com habilidades para avaliar rapidamente a situação e coordenar as ações a serem tomadas, contribuiria para a segurança dos bombeiros, das pessoas envolvidas e na preservação das provas do acidente.

Este profissional, usualmente denominado engenheiro forense, poderia atuar desde o inicio dos serviços, facilitando o trabalho dos bombeiros no que diz respeito à retirada dos materiais colapsados e principalmente nas tomadas de decisões, fornecendo informações de ordem técnica sobre a estrutura colapsada e o entorno.

Na chegada do engenheiro forense ao local, sua atuação é de suma importância, pois pode auxiliar os bombeiros e, além disto, atuar para minimização da perda de provas e para a coleta de informações para apurar as causas do acidente.

Para o inicio dos serviços no local do acidente, seria interessante que o engenheiro forense fosse o primeiro a chegar ao local. Para tanto, poderia atuar em um órgão público, preferencialmente no corpo de bombeiros, que, via de regra, é o primeiro a ser acionado.

Independente do órgão que o engenheiro forense atue, alguns procedimentos deveriam ser tomados em uma situação de risco (quanto ao colapso de uma estrutura). Dessa maneira, serão abordados os procedimentos a serem tomados quando houver um colapso de parte ou de toda a estrutura.

Os primeiros passos a serem tomados logo após um acidente estrutural são cruciais para o desenvolvimento das investigações sobre as possíveis causas do colapso de uma estrutura urbana. Independente das conseqüências, providências devem ser tomadas para a preservação das evidências que apontarão as causas que geraram o colapso. Medidas também devem ser tomadas para a preservação da integridade física das pessoas envolvidas no acidente.

Mesmo engenheiros altamente qualificados, quando confrontados com uma catástrofe se sentem muitas vezes com dificuldade em lidar com a situação, pela complexidade de alguns casos. Hoje, principalmente no Brasil, existe muito pouco material a respeito deste tema, apesar de vários incidentes acontecerem no País todo ano.

Para se entender alguns procedimentos e equipamentos a serem utilizados pelo engenheiro forense, além da discussão sobre o aprimoramento da profissão e dos métodos utilizados, serão abordados os seguintes tópicos: a necessidade de respostas imediatas, os equipamentos indispensáveis para o engenheiro forense, a segurança no local do acidente, a atuação do engenheiro forense no local do colapso e o papel das associações e conselhos de engenharia.

4.1 A NECESSIDADE DE RESPOSTAS IMEDIATAS

Engenheiros são ensinados a avaliar muito bem uma situação antes de dar algum parecer técnico ou tomar alguma decisão, porém, na atuação do engenheiro forense logo após o colapso, as decisões devem ser tomadas em pouco tempo, por se tratar de situações de emergência. Alguns princípios citados por Peraza (2006) podem ser úteis na tomada de decisões, tais como:

- Caso haja escassez de tempo para uma análise aprofundada, uma resposta precisa sobre determinado fato não é necessária, pois o fator tempo é decisivo no salvamento das vítimas, que muitas vezes devem ser socorridas imediatamente.

- A recompensa deve justificar o risco. Se, por exemplo, há um razoável potencial de chance de resgatar alguém com vida, um elevado nível de risco é justificado. Ou, se o objetivo é recuperar os corpos das vítimas, um nível moderado de risco é aceitável.

Considerando o desastre, é difícil aceitar, mas algumas situações desafiam a análise imediata da estrutura. Para estas condições, o melhor curso de ação pode estar no acompanhamento desta estrutura questionável. O engenheiro pode auxiliar na definição dos critérios de controle, tais como a freqüência, o número de pontos vigiados, os tipos de equipamentos utilizados (PERAZA, 2006).

Porém quando o tempo se esgota, não havendo tempo para mais análises e uma decisão precisa ser tomada imediatamente, ela deve ser tomada em favor da segurança das pessoas, que neste caso, é completamente aceitável.

Por estes fatos, o engenheiro forense deve procurar formas de reduzir a quantidade de tempo necessário para atingir cada meta, pois quando se trata de um desastre estrutural, o tempo é um fator que não está a seu favor.

Como o tempo não é um fator pró, todas as decisões tomadas devem caminhar para a eliminação de tempo perdido, por isso, a determinação do turno de trabalho dos funcionários que atuarão em um desastre, é extremamente importante. Na verdade para este trabalho, o turno de 8 horas diárias poderia ser adotado, o que estaria em

conformidade com a CLT (Consolidação das leis do trabalho), porém, sabe-se que mediante instrumento coletivo e por ser mais benéfico ao empregado, o regime compensatório de 12 horas de trabalho por 36 horas de descanso pode ser utilizado também, para atender às necessidades da empresa.

Segundo Peraza (2006), turnos de 12 horas têm algumas vantagens definitivas, pois em primeiro lugar, turnos de 12 horas exigem menos esforços de coordenação, que é importante, e em uma situação de emergência, linhas de comunicação são muitas vezes tensas e as pessoas difíceis de encontrar. Assim, qualquer procedimento que minimize a quantidade de coordenação é preferível.

A continuidade das ações ao longo dos diferentes turnos é importante. Considere a programação de atividades em cada mudança de turno, onde os funcionários informam os do próximo turno a respeito dos novos desenvolvimentos e prioridades. Também considere que as atividades requerem um curto relatório escrito de cada chefe de equipe no final de cada turno, que é entregue ao chefe do turno seguinte e uma cópia é arquivada. Este sistema foi implementado com sucesso no colapso do edifício World Trade Center em Nova York (PERAZA, 2006).

4.2 EQUIPAMENTOS INDISPENSÁVEIS PARA O ENGENHEIRO FORENSE

Acidentes estruturais geralmente acontecem em um momento inesperado, por isso, as pessoas e entidades que serão solicitadas devem ter bem definido como agir nesta situação. Para tanto, quanto mais capacitadas são as pessoas que irão atuar, melhor será a qualidade das decisões a serem tomadas. Por estes motivos, Chen *et al* (2006), defendem um profissional de engenharia com conhecimentos interdisciplinares, habilidade e raciocínio, para trabalhar com o processo de eliminação de possibilidades. Para eles, as padronizações dos procedimentos eliminariam as “deduções”, muitas vezes utilizadas nestes trabalhos.

Depois de definidos os profissionais que irão atuar nestas situações de emergência, é importante saber o que eles devem ter em mãos quando forem acionados. Segundo Peraza (2006), é prudente ter informações e equipamentos essenciais em mais de um lugar, e ter

sistemas de backup. Ele sugere uma lista dos principais números de telefone em um pedaço de papel na sua carteira ou bolsa, como também ter gravado estes contatos no telefone celular e na intranet de sua empresa, não se esquecendo de atualizá-los pelo menos uma vez por ano ou, de preferência, duas vezes por ano. Desta forma, existe sempre um *backup* disponível em caso de falhas.

Peraza (2006), ainda complementa dizendo que o engenheiro forense deverá ter alguns itens básicos como capacete, câmera, sapatos de segurança, trena e principalmente um telefone celular muito bem equipado, de preferência com e-mail. Isso permitirá que o engenheiro se comunique com outros profissionais, para informar o cliente e, em geral, coordenar as atividades.

Complementando os equipamentos citados por Peraza (2006), pode-se citar outros, também necessários: uma prancheta para coleta de informações dadas pelas testemunhas ou para fazer croquis, uma filmadora para a captação de uma visão mais geral do colapso, fita de demarcação para o isolamento da área, etiquetas e fitas para marcação das peças a serem analisadas e uma trena digital, para facilitar a coleta de dados.

Com relação à máquina fotográfica, Gomide *et al* (2009) recomendam para vistorias imobiliárias, máquina com *flash* de longo alcance e objetiva com grande lente angular (mínimo 28 mm) e *zoom* (mínimo 70 mm). Para máquinas digitais é recomendado uma resolução mínima de 5 mega pixels. Como o ambiente do colapso é uma edificação, pode-se dizer que estas recomendações são válidas.

É importante também sempre ter cartão de memória ou filmes reservas para não ter uma surpresa desagradável na seqüência das fotos, além de baterias sobressalentes.

4.3 A SEGURANÇA NO LOCAL DO ACIDENTE

Um dos principais fatores a serem avaliados, se não o mais importante, é a preocupação com as pessoas envolvidas no acidente. Por este fato, tanto a segurança daqueles que podem estar sobre os escombros quanto a dos que irão efetuar o salvamento das vítimas, como também os que irão coletar as evidências, devem estar em primeiro lugar.

Segundo Peraza (2005), o engenheiro estrutural forense pode ser solicitado para avaliar a segurança e a estabilidade da estrutura por uma variedade de razões:

- Para ajudar na identificação das rotas mais seguras através de detritos, ou identificar áreas que devem ser evitadas até a estabilização da estrutura;
- Na situação de busca e salvamento, auxiliar na identificação de "bolsas" no interior dos escombros onde as vítimas possam estar abrigadas;
- Para ajudar na identificação dos componentes que estão em perigo iminente de posterior colapso;
- Para avaliar os métodos de estabilização da estrutura, tais como, acrescentando escoras ou tirantes;
- Para ajudar a determinar se é aconselhável fornecer proteção, ou restringir o acesso do público;
- Para ajudar na avaliação das alternativas de demolição ou seqüências de desmontagem.

Outra questão a ser observada é se a estrutura continua a representar uma ameaça, e se a resposta for afirmativa, análises mais aprofundadas devem ser feitas. Neste caso, deve-se verificar se a ameaça direcionada ao público em geral ou para uma população com limitada equipe de salvamento, se são importantes serviços de utilidade pública afetados e se existe propriedade privada ameaçada.

Uma vez que a ameaça tenha sido avaliada, segundo Peraza (2006), as possíveis respostas podem ser as seguintes:

- **Restringir o acesso público**. Isto pode significar a evacuação temporária de residências e empresas, fechamento de ruas, ou um cordão de isolamento para grandes áreas ou bairros. O deslocamento das famílias e das empresas, obviamente, acarreta inúmeras dificuldades;
- **Parar a construção**. Se o incidente ocorre no local da construção geralmente será interrompido até que a situação esteja sob controle. Existem situações, porém, onde

seria prudente para continuar a trabalhar, caso este trabalho traga maior estabilidade para a estrutura;

- **Estabilização**. Tirantes ou escoras podem ser necessárias a fim de evitar mais movimento ou mais colapso de uma estrutura;

- **Demolição**. Se escoras ou tirantes não podem ser instalados com segurança, a demolição da estrutura, ou de parte dela, pode ser a única solução;

- **Proteção**. Se o perigo não pode ser imediatamente removido, a instalação de barreiras para proteger o público ou pessoal pode ser uma opção. Proteção para pedestres são muitas vezes utilizadas para protegê-los de materiais soltos na fachada.

Outro fator de segurança que deve ser levado em consideração é a respeito do pessoal envolvido na solução do problema, pois segundo Peraza (2006) há numerosas razões pelas quais não é geralmente uma boa idéia a utilização de "voluntários" na prestação de serviços de engenharia. Um desses motivos diz respeito à responsabilidade e à garantia dos serviços prestados.

Um voluntário, como não tem nenhum vínculo com o ocorrido e pode se ausentar no momento que quiser sem sofrer sanções, pode ser um problema para as investigações. Isto não quer dizer que voluntários não devam participar do processo, mas sim, que o ideal seria que os principais participantes fossem vinculados a alguma instituição ou empresa.

4.4 ATUAÇÃO DO ENGENHEIRO FORENSE NO LOCAL DO COLAPSO

Após a chegada ao local, a primeira coisa a se fazer é analisar rapidamente a situação, isolar a área de risco, informar aos bombeiros a condição do local e os cuidados a serem tomados e fazer as devidas ligações para outros profissionais que ajudarão no processo. O engenheiro estrutural forense deve ter conhecimento aprofundado na área, para uma avaliação mais confiável e para um isolamento mais preciso da área de risco.

Conjuntamente com a avaliação da situação, pode-se fazer o registro fotográfico do local tomando como base os procedimentos propostos por Gomide *et al* (2009).

- Registrar primeiramente o geral e depois o detalhe;
- Planejar a fotografia antes de iniciar as fotos;
- Grandes extensões podem ser bem registradas com fotos panorâmicas seqüenciais;
- Criar métodos para facilitar a identificação das fotos posteriormente.

Gomide *et al* (2009) ainda classificam as fotos em três grandes grupos:

- Fotos Gerais – com grande abertura, para registrar o espaço completo. Tais fotos devem ser executadas, preferencialmente, com lente grande angular de abertura 28 a 35 mm;
- Fotos de Detalhes – Devem ser feitas nas proximidades do detalhe, executando-se através de lente com abertura de 50 a 210 mm (ou função macro do equipamento digital), dependendo da posição do observador;
- Fotos Especiais – Fotos panorâmicas são muito úteis quando o campo de visão é muito amplo, caso de terrenos enormes. Há inclusive câmeras com esse recurso, mas o bom fotógrafo faz panorâmicas com seqüência de imagens para posterior montagem, mesmo sem o dispositivo.

Um registro feito por filmadora também poderá ser muito valioso, principalmente para a avaliação geral do local e para melhor identificação das fotos no contexto do colapso. A coleta de informações por meio de testemunhos também é essencial para o levantamento das hipóteses, porém através de um questionário bem elaborado, outra pessoa pode fazer este serviço, liberando o profissional para situações que exijam conhecimento técnico.

Após esta primeira fase, pode-se seguir o processo padrão de um andamento pericial, que segundo Gomide *et al* (2009), a ordem mais utilizada no meio pericial é a seguinte:

1. *Verificação do local;*
2. *Análise preliminar da documentação técnica do imóvel-motivo;*

3. *Apuração das influências das condições naturais e meio ambiente da região, visando o levantamento de eventos que possam gerar anomalias naturais na edificação-motivo;*

4. *Os exames das edificações confrontantes ao imóvel-motivo, para determinar as suas características e condições físicas, bem como de outras particularidades que possam indicar a correlação de ambas no tocante à ocorrência de anomalias exógenas;*

5. *A minuciosa vistoria da edificação-motivo para levantamento de suas patologias (técnicas de uso ou manutenção);*

6. *Análises preliminares e conclusões das causas das anomalias e falhas constatadas;*

7. *Segunda vistoria e interpretações avançadas das anomalias construtivas e falhas para confirmação ou retificação das conclusões preliminares;*

8. *Preparação dos anexos com os documentos e quadros fotográficos ilustrativos e,*

9. *Preparação da fundamentação teórica da origem e causa de cada uma das anomalias e falhas constatadas;*

10. *Redação do laudo ou parecer.*

No Capítulo 6, são esclarecidas as diferenças entre um laudo e um parecer, bem como entre as outras ferramentas diagnósticas.

4.5 PAPEL DAS ASSOCIAÇÕES E CONSELHOS DE ENGENHARIA

As associações e conselhos de engenharia podem assumir um papel extremamente importante para minimização dos danos causados por um acidente estrutural, promovendo treinamentos e eventos que venham propiciar o aperfeiçoamento dos conhecimentos na área, bem como a troca de experiências profissionais.

Visto que cada acidente tem suas peculiaridades, o aprendizado conquistado com cada acidente deve ser compartilhado através de eventos técnico-científicos, para o aprimoramento dos profissionais e da profissão.

Um papel importantíssimo a ser exaltado, é aquele desempenhado pelo Conselho Nacional da Associação de Engenheiros Estruturais dos Estados Unidos da América (NCSEA). Logo depois dos ataques de 11 de setembro, formou-se uma comissão que produziu um documento intitulado "Manual SEERPlan" (*Structural Engineers Emergency Response Plan*), ou seja, Plano de Respostas de Emergência para Engenheiros Estruturais. Este manual foi produzido para que sociedades locais pudessem usá-lo como base para o desenvolvimento de seus próprios planos. (PERAZA, 2006).

Seria um passo importantíssimo para melhoria da segurança dos brasileiros, se algum órgão ligado à engenharia elaborasse um manual como o citado acima, aplicado à realidade brasileira, pois o aprendizado com as dificuldades que outros tiveram podem ajudar na preparação para eventos semelhantes, minimizando drasticamente os danos que poderiam ocorrer, principalmente às pessoas envolvidas.

5 ENSAIOS NÃO DESTRUTIVOS

Os ensaios não destrutivos (END) são utilizados para o acompanhamento da qualidade do material durante sua execução, ou para verificar as propriedades do material já consolidado.

De acordo com as estatísticas da EUROCONSTRUC-DAEI (principal rede para a construção, financiamento e previsão de negócios na Europa), na União Européia o investimento médio na reabilitação, na União Européia em 1995, já representava 33% do total do setor da construção, valor superior ao efetuado na construção de novas habitações (26%) (LANZINHA *et al*, 2001).

Nota-se que o mercado de reabilitação de estruturas vem crescendo não só na Europa, mas também em outros países. No Brasil, o investimento atual é muito pequeno. Porém com a Copa do Mundo de 2014 e as Olimpíadas de 2016, a reabilitação de estruturas ganhará importância nunca vista antes no País. Profissionais já estão sendo preparados para a inspeção das instalações esportivas e investimentos milionários estão sendo feitos nesta área.

Para a análise destas estruturas de maneira a não afetá-las significativamente, os ensaios não-destrutivos são imprescindíveis.

Estes ensaios são utilizados na inspeção de materiais e equipamentos sem danificá-los, sendo executados nas etapas de fabricação, construção, montagem e manutenção (ABENDI, 2010).

Segundo Evangelista (2002), “os ensaios considerados não destrutivos são aqueles que não causam nenhum dano no elemento ensaiado ou deixam pequenos danos para serem reparados após o ensaio. Eles não provocam perda na capacidade resistente do elemento”.

Os ensaios não destrutivos são largamente utilizadas nos setores petróleo/petroquímico, químico, aeronáutico, aeroespacial, siderúrgico, naval, eletromecânico, papel e celulose, entre outros (ABENDI, 2010). Na construção civil, sua utilização vem crescendo ao longo dos anos.

Segundo Evangelista (2002), os métodos disponíveis para utilização na engenharia de estruturas, mais especificamente no concreto, podem ser classificados em:

- Métodos para determinar algumas propriedades do concreto que possibilitam uma estimativa de sua resistência, módulo de elasticidade longitudinal e durabilidade;

- Métodos onde são detectados posição e diâmetro das armaduras, vazios, fissuras, falhas de concretagem, e teor de umidade do concreto *in loco*.

Para obter resultados satisfatórios e válidos, segundo a ABENDI (2010), os seguintes itens devem ser considerados como elementos fundamentais para os resultados destes ensaios:

- Pessoal treinado, qualificado e certificado;

- Equipamentos calibrados;

- Procedimentos de execução de ensaios qualificados com base em normas e critérios de aceitação previamente definidos e estabelecido.

Com relação às propriedades do concreto que podem ser avaliadas pelos END, Evangelista (2002) cita: massa específica, módulo de elasticidade e resistência. Ainda podem ser investigadas a dureza superficial, absorção, permeabilidade, condições de umidade, e também a localização das armaduras, existência de vazios e fissuração.

Segundo a norma britânica para a utilização de métodos não destrutivos para o concreto endurecido BS1881:Part201 (1986) apud Evangelista (2002), os métodos não destrutivos são convenientes para:

- Controle tecnológico em pré-moldados ou construções *in sito*;

- Aceitação, ou não, de materiais fornecidos;

- Esclarecimento de dúvidas a respeito da mão de obra envolvida em mistura, lançamento, compactação ou cura do concreto, transporte;

- Monitoramento do desenvolvimento da resistência visando remoção de fôrmas, duração da cura, aplicação de protensão ou de cargas, remoção de escoramento;

- Localização e determinação da extensão de fissuras, vazios e falhas de concretagem;.
- Determinação da posição, diâmetro ou condições das armaduras;
- Determinação da uniformidade do concreto;
- Aumento do nível de confiança de um pequeno número de ensaios destrutivos;
- Verificar a deterioração do concreto resultante de sobrecarga, fadiga, fogo, ataque do meio ambiente;
- Avaliação do potencial de durabilidade do concreto;
- Monitoramento de mudanças das propriedades do concreto ao longo do tempo;
- Fornecimento de informações para que se verifique se é possível mudar a utilização de uma estrutura.

Uma importante informação dada por Evangelista (2002) é que "as propriedades do concreto em sito variam de acordo com o elemento estrutural (laje, viga, pilar), devido principalmente às diferenças de compactação, cura e exudação, sendo a resistência do concreto na estrutura menor do que a obtida de ensaios em corpos de prova–padrão"

O procedimento mais adequado para a utilização dos equipamentos utilizados nos ensaios é determinar curva de calibração própria para o concreto sob investigação, e a cada mudança no fornecimento de materiais determinar nova curva (MALHOTRA, 1984 apud EVANGELISTA, 2002). Porém, para o caso de estruturas antigas, onde não se sabe o material utilizado na confecção do concreto, esta curva de calibração pode ser mais difícil de ser feita, mas através da extração de testemunhos da estrutura para análise, ela pode ser realizada.

A escolha do método a ser utilizado depende de vários fatores como: acesso, custo, danos causados, rapidez de execução, características e limitações e o tipo de avaliação que se pretende realizar, podendo ser a avaliação da resistência durante a construção ou avaliação da resistência de uma estrutura existente (PEREIRA, 1999).

Para Júlio *et al* (2004), os ensaios não destrutivos mais utilizados para avaliar *in situ* a resistência à compressão do concreto, são: ensaio de testemunhos, determinação da velocidade de propagação de ultra-sons e determinação do índice esclerométrico.

Na Tabela 5.1 estão indicadas as principais características dos métodos utilizados na determinação da resistência do concreto.

Tabela 5.1 - Principais características dos métodos de avaliação da resistência à compressão do concreto *in situ*

Ensaio	Custo	Rapidez do Ensaio	Danos Causados	Representatividade do concreto Ensaiado	Propriedade avaliada	Correlação com a Resistência
Aplicação Geral						
Extração de Testemunhos "Cores"	Elevado	Lenta	Moderados	Moderada	Relacionada com a resistência	Boa
Ensaios de Arranque *"Pull-Out"*	Moderado	Elevada	Baixos	Zona Superficial do concreto	Relacionada com a resistência	Boa
Ensaio de Tração Direta *"Pull-off"*	Moderado	Moderada	Baixos	Zona Superficial do concreto	Relacionada com a resistência	Moderada
Ensaio de Tração por Flexão *"Break-Off"*	Moderado	Moderada	Baixos	Zona Superficial do concreto	Resistência à tração por flexão	Moderada
Ensaio de Fratura Interna *"Internal Fracture"*	Baixo	Elevada	Baixos	Zona Superficial do concreto	Resistência à tração direta	Moderada
Medição da Resistência à Penetração *"Penetracion Resistance"*	Moderado	Moderada	Baixos	Zona Superficial do concreto	Relacionada com a resistência	Moderada
Análise Comparativa						
Medição da Dureza Superficial *"Surface Hardness"*	Muito Baixo	Elevada	Nenhum	Zona Superficial do concreto	Dureza superficial	Pobre
Medição da Velocidade de Propagação de Ultra-sons *"Ultrasonic Pulse Velocity"*	Baixo	Elevada	Nenhum	Boa	Módulo dc elasticidade	Pobre
Desenvolvimento da Resistência						
Medição da Maturidade *"Maturity Measurements"*	Moderado		Nenhum	Boa	Maturidade	Moderada
Cura a temperatura Controlada *"Temperature Matched Curing"*	Elevado		Nenhuns	Boa	Maturidade	Boa

Fonte: Bungey (1989) apud Pereira (1999)

Alguns dos principais ensaios não destrutivos utilizados para a verificação das propriedades das estruturas em concreto serão abordados a seguir.

5.1 ENSAIO DE DUREZA SUPERFICIAL OU ESCLEROMETRIA

Este ensaio para medir a dureza superficial do concreto é baseado no princípio do ricochete. O método consiste basicamente em medir o retorno de uma força no regime elástico após seu impacto com a superfície do concreto.

O esclerômetro de reflexão de Schmidt é o instrumento utilizado para a avaliação da dureza superficial do concreto. A utilização do esclerômetro e, consequentemente, realização do ensaio é apresentado na Figura 5.1. No Brasil, o ensaio é normalizado segundo a NBR 7584 (1995) "Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão".

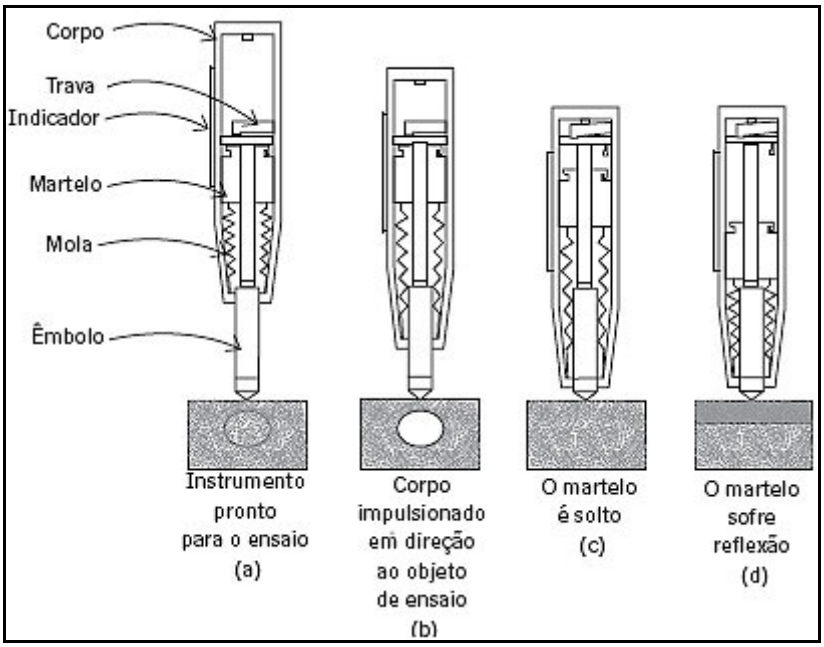


Figura 5.1 - Ensaio de esclerometria

Fonte: Castro *et al* (2009)

O esclerômetro é um equipamento leve, simples de operar, barato e provoca danos praticamente nulos à superfície do material, porém os resultados para a avaliação da resistência à compressão não têm muita precisão, pois dependem da uniformidade da superfície, da condição de umidade, da carbonatação superficial e da rigidez do elemento estrutural (Mehta e Monteiro, 2008).

5.2 ENSAIO DE ULTRA-SOM

O método do ultra-som é baseado no conceito de que a velocidade de um pulso de ondas longitudinais através de um material depende de suas propriedades elásticas e densidade. O instrumento consiste de um gerador e um transmissor para a produção de um pulso de onda no concreto e de um receptor para detectar a chegada do pulso e medir com exatidão o tempo de trânsito do pulso pelo concreto (CASTRO *et al*, 2009).

A Figura 5.2 mostra um aparelho de ultra-som para a utilização em estruturas de concreto. No Brasil, seu procedimento de ensaio é estabelecido na NBR 8802 (1994) "Concreto Endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica".

Figura 5.2 – Aparelho de ultra-sonografia

Fonte: Carmo (2009)

O método do ultra-som pode ser usado para a detecção de imperfeições no interior do concreto e para a determinação de alterações decorrentes da deterioração devido a um ambiente agressivo. Além disso, esse método de ensaio possibilita estimar a resistência à compressão do concreto tanto em corpos de prova moldados durante a concretagem, quanto em testemunhos da própria estrutura (MALHOTRA e CARINO, 1991).

5.3 ENSAIO DE PACOMETRIA

O pacômetro é um aparelho que, por ondas eletromagnéticas de baixa frequência, é usado para identificar as armaduras quanto à sua posição, quantidade e diâmetro. A base do método de ensaio está descrita em ACI 228 2R-98 (2005) "*Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete Structures*". A Figura 5.3 mostra um pacômetro e o esquema de funcionamento do equipamento.

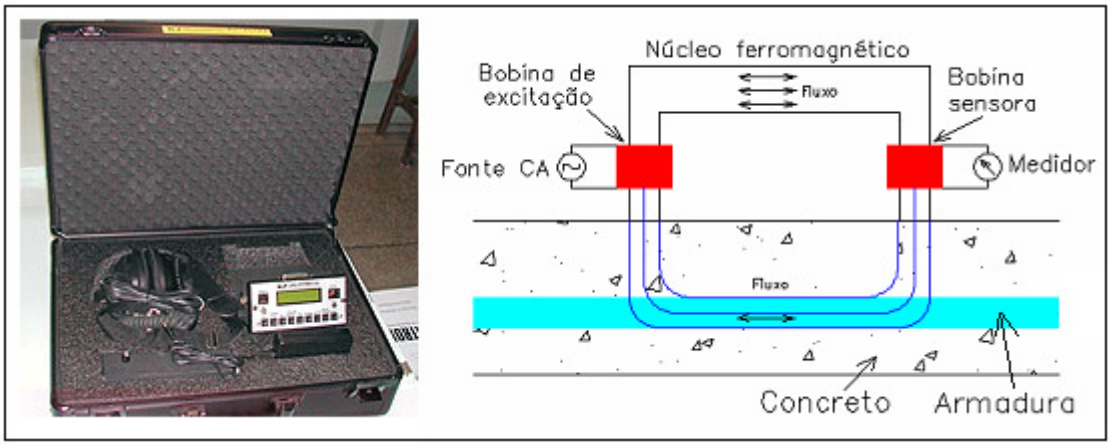


Figura 5.3 – Esquema de funcionamento do pacômetro

Fonte: Adaptado de Carmo (2009) e Carmo e Silva (2009)

5.4 ENSAIO DE POTENCIAL DE CORROSÃO

O método baseia-se em determinar a diferença de potencial entre a armadura e um eletrodo de referência em contato com o concreto. Os riscos de corrosão podem ser avaliados medindo-se o potencial em toda a extensão da armadura, detectando áreas com altos gradientes, pois os valores das diferenças de potenciais obtidos são indicadores da situação de corrosão ou passividade das armaduras. Este ensaio é descrito na norma ASTM C 876 (1991) "*Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete"*.

O aparelho utilizado para tal avaliação é o medidor de potencial de corrosão ilustrado na Figura 5.4.

Figura 5.4 – Medidor de potencial de corrosão

Fonte: Carmo e Silva (2009)

O ensaio de potencial de corrosão fornece informações qualitativas quanto à situação de corrosão ou passividade da superfície da armadura e quanto às suas áreas comprometidas. Os locais onde os potenciais são mais elevados podem ser associados às áreas com passividade da armadura.

6 FERRAMENTAS DIAGNÓSTICAS EM EDIFICAÇÕES

Problemas em edificações ocorrem freqüentemente, e com isto, a necessidade de relatá-los e estudá-los torna-se eminente para a resolução dos problemas, bem como dos litígios que geralmente ocorrem entre as partes envolvidas.

As ferramentas diagnósticas em edificações são os procedimentos a serem tomados para a avaliação das mesmas. Estas ferramentas podem ser classificadas como vistorias, inspeções, auditorias, perícias e consultorias.

As atividades diagnósticas podem ser apresentadas de maneira progressiva, como mostra a Figura 6.1.

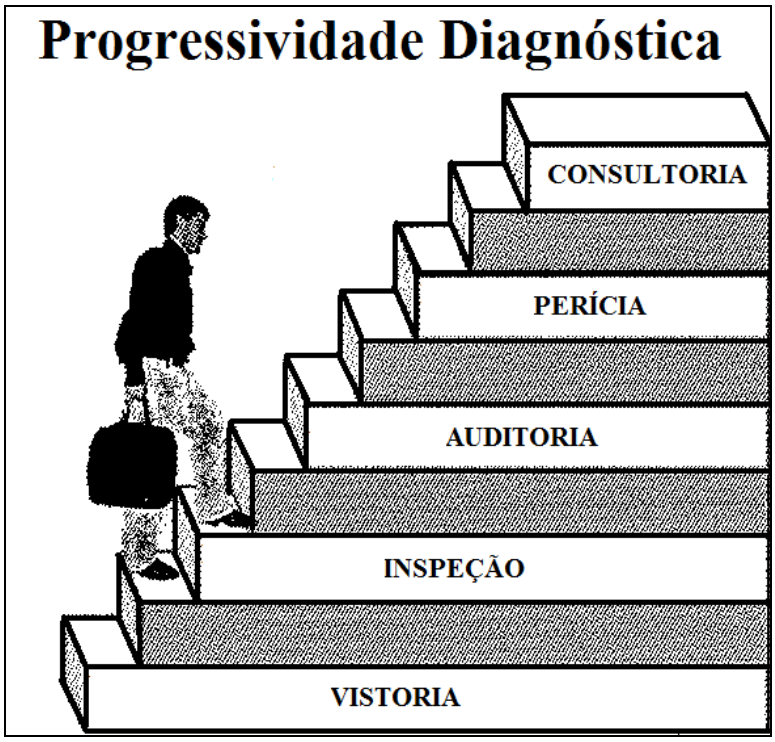


Figura 6.1 - Progressividade Diagnóstica

Fonte: Gomide *et al* (2009)

Segundo Gomide *et al,* 2009, as vistorias constatam, as inspeções analisam, as auditorias atestam, as perícias apuram as causas, e as consultorias servem de todos os conhecimentos anteriores para fazer as prescrições técnicas.

Portanto, pode-se dar as seguintes definições para cada uma destas atividades:

- **Vistoria em edificação:** é a constatação técnica de determinado fato mediante verificação "*in loco*". Nesta etapa é que são coletados os dados para comprovação do ocorrido.

- **Inspeção em edificação:** segundo a Norma Básica para Perícias de Engenharia do Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia de São Paulo (IBAPE/SP) de 2002, a inspeção predial é uma vistoria da edificação para determinar suas condições técnicas, funcionais e de conservação, visando direcionar o plano de manutenção. Já a Norma de Inspeção Predial do IBAPE/SP (2007), a define como a avaliação isolada ou combinada das condições técnicas, de uso e de manutenção da edificação.

- **Auditoria em edificação:** é a confirmação técnica de um fato relativo à edificação. Na auditoria não se verificam as causas nem as conseqüências, mas apenas atestam a conformidade dos elementos vistoriados.

- **Perícia em edificação:** é a determinação da origem, das causas e dos mecanismos de ação referentes a um fato envolvendo a edificação, ou seja, é nesta etapa onde é realizado um estudo minucioso para responder o que gerou, e como se deu determinado problema.

- **Consultoria em edificação:** é a prescrição técnica a respeito de um fato, ou seja, a formulação de propostas para atender à resolução de determinado problema.

Cada atividade diagnóstica deve ser concluída com um documento relatando o trabalho realizado, cada um logicamente com suas particularidades. Este documento pode ser um relatório, um laudo ou um parecer, sendo que cada atividade diagnóstica deve emitir apenas um destes documentos. A Figura 6.2 mostra o resultado de cada atividade diagnóstica segundo Gomide *et al*, 2009.

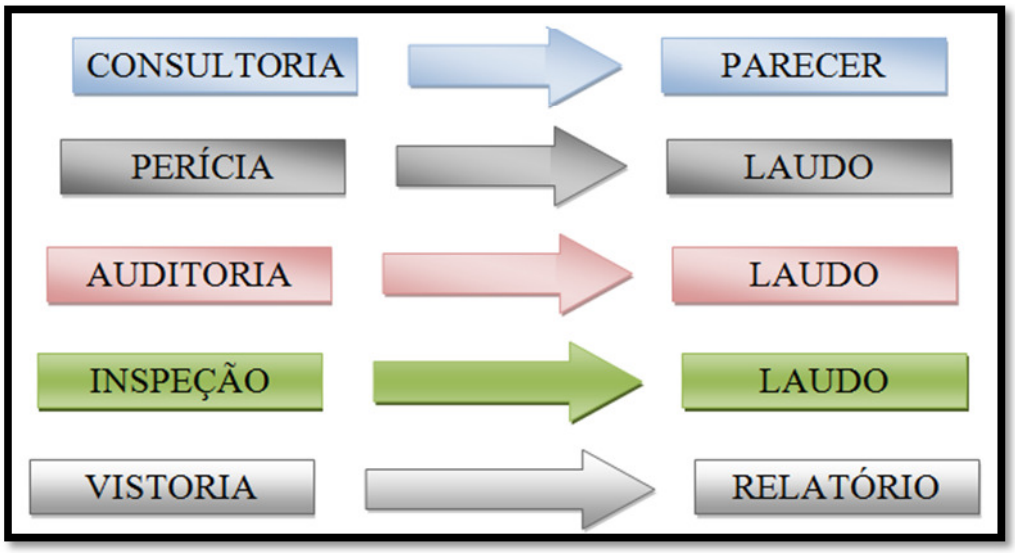


Figura 6.2 – Relação entre a atividade diagnóstica e o documento a emitir

Os resultados das ferramentas diagnósticas em alguns casos podem não atender à relação mostrada na Figura 6.2, como por exemplo no que diz respeito ao descrito no Código de Processo Civil brasileiro, onde o documento fornecido pelo perito denomina-se laudo pericial e o fornecido pelo assistente técnico de parecer técnico, sendo que os dois são o resultado de uma perícia e contém o mesmo teor de análise.

Analisando deste modo, Gomide *et al* (2009) são mais coerentes quando atribuem um tipo de documento apenas para cada atividade diagnóstica.

Conhecendo os documentos que devem ser fornecidos como resultado de cada ferramenta diagnóstica, é importante conhecer o conteúdo de cada documento. Para isto serão apresentados os conteúdos básicos de cada documento a fim de auxiliar o engenheiro na confecção dos mesmos.

Em geral, estes documentos se resumem em três categorias, os relatórios, ligados à atividade de vistoria, os laudos ligados às atividades de inspeção, auditoria e perícia, e os pareceres, relativos à consultoria. Neste sentido pode-se dizer que os relatórios têm a função de fornecer informações a respeito do fato, sem a análise do mesmo, os laudos são mais aprofundados, pois analisam de alguma forma o objeto vistoriado, já os pareceres se valem das análises para fornecer informações quanto à terapia do problema.

Para melhor entender estes documentos, primeiramente será apresentado o relatório de vistoria, por ser mais simples e por conter os tópicos que podem ser utilizados na confecção dos outros documentos. Na sequência serão abordados aspectos sobre o laudo de inspeção, o laudo de auditoria, o laudo pericial e o parecer técnico.

6.1 RELATÓRIO DE VISTORIA

Um relatório de vistoria pode conter os seguintes tópicos: introdução, título, preliminares, diligência, orientação dos trabalhos, local, características do local, vistoria, considerações finais e encerramento. Estes tópicos são descritos a seguir:

- **Introdução**: dever ser curta e objetiva, especificando o nome do engenheiro ou da empresa, sua especialidade (ou outro dado que caracterize o profissional ou a empresa) e a pedido de quem a vistoria será realizada.

  Ex.: JORGE MACHADO, engenheiro civil, especialista em perícias prediais, em atendiamento à consulta do Engº Assis Ramos da RME ENGENHARIA LTDA., procedeu a vistoria da estrutura colapsada, cujos resultados são expostos através do presente.

- **Título**: deve deixar claro sobre o teor vistoria.

  Ex.: RELATÓRIO DE VISTORIA DE COLAPSO ESTRUTURAL.

- **Preliminares**: deve conter o objetivo da vistoria, ou seja, deixar clara a finalidade do trabalho, citando o que e para que ele está sendo realizado.

  Ex.: Consoante os termos da consulta do engenheiro Assis Ramos, a presente vistoria tem por finalidade registrar o colapso parcial da estrutura do edifício Flora Verde, situado na cidade de Maringá-PR, para posterior análise das condições da estrutura e reabilitação.

- **Diligências**: registro das datas das vistorias e demais diligências em órgãos repartições ou outras empreendidas pelo Engenheiro Diagnóstico, para coleta de

dados, informações ou documentos relacionados com o fato em estudo. A indicação das datas é fundamental para indicar o lapso temporal e o estado do objeto da vistoria, naquele momento específico, considerando-se que pode haver evolução e progressão do fato em análise com consequências e atribuições de responsabilidades tanto pela ocorrência ou mesmo pela omissão de providências emergenciais. Também serve para fundamentação e justificativa em caso de necessidade ou eventual pedido de honorários complementares. Registro de ocorrências circunstanciais e pessoas envolvidas nas vistorias. Esse tópico é muito importante, pois as vistorias têm o momento como algo fundamental e aqui é o local para indicar esse momento (GOMIDE *et al*, 2009).

Ex.: O Perito compareceu ao local de interesse no dia 08 de junho de 2010, acompanhado do engenheiro Assis Ramos, para coletar todos os dados técnicos necessários para a elaboração do presente reltório.

- **Orientação dos trabalhos**: consiste na metodologia do relatório. Neste tópico devem conter as descrições de todas as etapas da atividade diagnóstica, bem como os materiais empregados e os documentos utilizados.

- **Local**: devem-se informar todos os dados com relação à localização do imóvel ou local a ser vistoriado, devendo conter ao menos o número, a rua, o bairro, a cidade e o estado.

- **Características do local**: aqui são expostos os dados gerais do local vistoriado, bem como do seu entorno. Dados estes, importantes, pois as características do local onde a edificação está inserida geralmente são fundamentais para responder as perguntas sobre os problemas que nela surgiram. Estes dados podem ser da região onde ela está inserida, da própria edificação, como também das melhorias e/ou modificações que foram feitas durante a sua vida útil. Dados como idade, padrão construtivo e condições da edificação são de extrema importância.

- **Vistoria**: consiste basicamente na apresentação dos dados específicos coletados propostos no tópico “orientação dos trabalhos”. Nesta etapa se apresentam os dados específicos, como por exemplo, o mapeamento das fissuras, a rotação da edificação, os ensaios de permeabilidade do solo e etc. (no caso de uma vistoria de uma edificação onde houve recalque diferencial). Fotos e demais documentos são

de extrema importância para a confecção de um relatório de vistoria e podem ser apresentados nesta etapa para melhor organização do trabalho.

- **Considerações Finais**: observações sobre outros aspectos relevantes, recomendações para trabalhos futuros ou para análise dos dados.

- **Encerramento**: para o término do relatório deve-se especificar o número de páginas, anexos (caso existam), data da expedição, identificação do inspetor, ART e assinatura.

Ao se entender o relatório de vistoria, que se trata do documento mais simples que compõe a atividade diagnóstica, é mais fácil a compreensão dos laudos e pareceres técnicos, já que todos os ítens comentados anteriormente que compõem o relatório podem ser empregados na elaboração destes outros documentos, claro, que com a criação de novos tópicos que serão abordados a seguir.

6.2 LAUDO DE INSPEÇÃO

Ao analisar a principal diferença entre a vistoria e a inspeção, nota-se que a primeira tem função de registrar o ocorrido/problema através da coleta de documentos, fotografias, dados de campo, entre outros. A segunda, além do registro das informações, dá a análise técnica das mesmas.

Geralmente as inspeções são realizadas para a averiguação da qualidade e segurança da obra, ou fato analisado. Os principais tipos de inspeções são: inspeção de recebimento de obra, inspeção de edifício em garantia e inspeção predial.

No laudo de inspeção, portanto, pode-se acrescentar informações como grau de risco, recomendações técnicas e prioridades quanto a reparos e manutenções.

6.3 LAUDO DE AUDITORIA

O laudo de auditoria se difere do laudo de inspeção, pois tem a função de atestar as conformidades ou não-conformidades em relação a parâmetros pré-estabelecidos por documentos da área em questão, geralmente códigos normativos. Estes parâmetros também podem estar presentes no contrato, como por exemplo, a instalação de equipamento de determinada marca ou similar na edificação.

Assim, para se obter um laudo de auditoria, alguns aspectos podem ser incorporados ao relatório de vistoria. São eles, as recomendações e indagações quanto à conformidade do objeto analisado e as conclusões que foram tiradas ao final do trabalho de auditoria.

6.4 LAUDO PERICIAL

Quanto ao laudo pericial, pode se dizer que é um dos mais utilizados, principalmente ao se tratar de acidentes estruturais, pois é através dele que são apresentadas as causas de determinado acidente ou patologia.

Uma ênfase especial deve ser dada à atividade de perícia, pois, além de ser uma das mais utilizadas na engenharia diagnóstica, também é solicitada por meio judicial para esclarecer fatos que o Juiz julgue necessário. O laudo pericial, portanto, pode ser um meio de prova na esfera judicial, sendo que neste caso ele tem algumas particularidades.

No caso do serviço de perícia ser solicitado por pesoa física ou jurídica em evento extrajudicial, o laudo tem a função de analisar e determinar todos os fatores que geraram determinado problema. Neste caso, ele pode ser confeccionado levando em consideração o exposto no relatório de vistoria acrescido de uma conclusão que aponte objetivamente as causas e uma fundamentação que dê embasamento à conclusões chegadas.

Quando se tratando de perícia por intimação do Juiz ou dos advogados das partes em litígio, a perícia é realizada com enfoque diferente, pois neste caso a mesma não visa

encontrar e analisar todas as causas do problema, mas sim, em responder às perguntas (quesitos) fornecidas pelo Juiz.

Estes dois tipos de laudos periciais, um feito pela solicitação do juiz em uma situação de litígio, e outra para o caso da contratação da perícia por pessoa física ou jurídica, serão discutidos a seguir.

No primeiro caso, o engenheiro na função de perito pode ser intimado pelo juiz para que preste o serviço de perícia judicial, a fim de ajudar no esclarecimento do caso em questão. Outra posição que o engenheiro pode exercer dentro do processo judicial é a do assistente técnico.

Além do perito judicial, segundo o artigo 421 do Código de Processo Civil, no seu parágrafo primeiro, incumbe às partes, dentro de cinco dias, contados da intimação do despacho de nomeação do Perito; indicar o assistente técnico e apresentar quesitos.

A função do assistente técnico segundo Pelacani (2003) é zelar pelos interesses do contratante, fiscalizando a atuação do perito e fornecendo informações de interesse da perícia, mas jamais, faltando com a verdade.

Para André (1978), embora o Código de Processo Civil faça distinção etimológica entre os assistentes técnicos e os peritos judiciais, a verdade é que suas funções são as mesmas, que é a de emitir opinião sobre as controvérsias suscitadas relativas à matéria de sua especialização técnica profissional.

A apresentação das análises realizadas pelo perito e pelos assistentes técnicos podem se dar através da forma oral, que amparada pela Lei n.º 8.455/92, § 2º do artigo 421 do Código de Processo Civil, permite ao Juiz simplesmente ouvir o perito e os assistentes técnicos, ou da forma escrita, solicitada em praticamente todos os casos, onde o perito elabora um laudo pericial e o assistente técnico um parecer técnico.

O parecer crítico dos assistentes técnicos é escrito para complementação e advertência. É o responsável em revelar os lapsos que venham a ser cometidos pelo perito, quer sejam nos cálculos aritméticos e estatísticos, nas omissões ou distorções das informações, defendendo os seus pontos de vista e as suas ideologias, em comunhão com a técnica (PELACANI, 2003). Na verdade, o parecer é o mesmo documento que o laudo pericial, porém com outra designação (VENDRAME, 1997).

Quanto os tipos de prova que podem ser usufruídos por quem está em juízo dividem-se, classicamente em: confissão das partes, oitava de testemunhas, documental, vistorias e perícias, e inspeção judicial (VENDRAME, 1997).

Portanto a perícia está no rol de possibilidades entre as provas do Direito, sendo utilizada quando o juiz não tem condições de avaliar algum aspecto do caso que é necessário para o veredicto, tomando mão de um profissional especializado para tal feito.

No meio judicial, a perícia constitui-se numa forma de provar, por meio da qual, pessoas capacitadas em decorrência de seus conhecimentos técnicos ou científicos, através de ordem judicial, informam o juízo a respeito da ocorrência de determinados fatos, esclarecendo-os.

Tanto pelo Código Civil como pelo Código de Processo Civil, o ato pericial é aceito como prova caso o processo judicial necessite de conhecimento de área específica para esclarecimento de fatos mal elucidados.

Um fato importante, citado por Alonso (1975), é que a perícia judicial, quando pertinente a profissões regulamentadas, será exercida por profissionais legalmente habilitados, com título registrado nos órgãos fiscalizadores do exercício de suas profissões, requeridas, ainda, reconhecida idoneidade moral, capacidade técnica e experiência profissional.

Por força do artigo 429 do Código de Processo Civil, um recurso extremamente valioso a ser utilizado em determinados casos, é a tomada de testemunhos, que, em determinados momentos, pode ser crucial para se chegar à verdade, como por exemplo, em situações onde o ambiente de trabalho foi descaracterizado (VENDRAME, 1997).

As perguntas na qual o engenheiro deve se valer para desenvolver o laudo pericial são denominadas quesitos, que serão abordados a seguir.

6.4.1 Os Quesitos

Os quesitos são perguntas elaboradas pelos advogados das partes, auxiliados ou não pelos respectivos assistentes técnicos, pelos Juízes ou pelo Ministério Público, no sentido de auxiliar na descoberta dos fatos pertinentes à perícia a ser realizada (PELACANI, 2003).

Estes quesitos possuem a função de direcionar o perito em seu trabalho, fornecendo subsídios importantes, funcionando também como forma de balizar o trabalho pericial no ponto de interesse (VENDRAME, 1997).

A qualidade das perguntas certamente irá interferir na qualidade do laudo pericial. Quanto melhor os quesitos, melhor o direcionamento a ser seguido pelo perito, e melhor a qualidade do laudo a ser apresentado. Segundo Silva (2009), quesitos mal formulados podem levar a nulidades, más interpretações e errôneas avaliações dos fatos.

6.4.2 Os Laudos

Segundo Gomide *et al* (2009), laudo é a peça na qual o perito, profissional habilitado, relata o que observou e dá suas conclusões ou avalia o valor de coisas ou direitos, fundamentalmente.

Para casos mais específicos, como a perícia judicial, tem-se as seguintes definições:

O laudo é uma peça técnica artesanal, resultado da perícia, expresso em conclusões escritas e fundamentadas, devendo conter fiel exposição das operações e ocorrências das diligências, concluindo em parecer justificado sobre a matéria submetida a exame do especialista e respostas objetivas aos quesitos formulados e/ou deferidos pelo juízo (MENDONÇA *et al*., 1998).

Pelacani (2003), o define como resultado da perícia, expresso em conclusões escritas, fundamentas e assinadas pelo perito"; nele "devem ser respondidos todos os quesitos deferidos pelo Juiz, mencionando-se os fatos e circunstâncias em que se baseiam as

conclusões e respostas às indagações das partes, do Ministério Público ou do magistrado, podendo ser instruído por plantas, desenhos, croquis, fotografias e quaisquer outros elementos elucidativos da perícia.

Para Alonso (1975), um fator muito importante do laudo, é que ele apresenta o parecer, ou seja, a opinião do Perito sobre os quesitos formulados.

Como o laudo pericial em caráter jurídico tem como objetivo esclarecer ao juiz e aos advogados quanto aos fatos de ordem técnica, este documento deve ser de fácil compreensão a aqueles que são leigos quanto à área periciada.

Portanto, as virtudes do laudo resumem-se em clareza, objetividade e fundamentação: *clareza* na exposição dos fatos periciados; *objetividade* na metodologia aplicada da pesquisa; *fundamentação* para abonar as conclusões e respostas aos quesitos (PELACANI, 2003).

"O que se requer do laudo é o aclaramento das questões técnicas submetidas à apreciação pericial. Por isso, há de ser objetivo e conclusivo, afirmando ou negando o que foi indagado nos quesitos, sem omissões ou evasivas e, obviamente, sem desvios ou falsidades nas suas informações e conclusões. Laudo omisso, faccioso, confuso ou inconclusivo é *imprestável"* (PELACANI, 2003).

O Laudo ideal não é aquele que demonstra melhor erudição técnica quanto à sua apresentação através de fórmulas matemáticas e de termos técnicos pouco conhecidos, e somente dominados por certa classe profissional, a menos que sejam eles traduzidos em linguagem simples e acessível a uma mediana inteligência e cultura (ANDRÉ, 1978).

Quanto ao eventual assessoramento no trabalho pericial, convém que seja bem entendido, pois sendo a nomeação do Perito uma atribuição pessoal em confiança a determinado profissional, este não pode delegar tal tarefa e muito menos a responsabilidade assumida, admitindo-se apenas colaboração de terceiros sob seu direto controle e revisão (ALONSO, 1975).

6.5 PARECER TÉCNICO

O parecer técnico é o documento gerado pela atividade de consultoria. Esta atividade diagnóstica, diferente das outras, tem como finalidade a apresentação de propostas para a solução do problema. Por este fato ela é considerada como a etapa final da atividade diagnóstica.

Para a tomada de decisões concernentes à resolução do problema, deve-se conhecer as causas que o geraram, bem como as características do mesmo, a fim de uma reparação eficaz. Para tanto, o parecer técnico deve se valer do laudo pericial, ou seja, no parecer técnico as informações realtivas ao diagnóstico (especificações do problema e de suas causas) deve estar presente no documento.

O prognóstico, ou seja, o relato das implicações decorrentes da não intervenção do problema também deve estar presente no parecer.

Por fim, devem estar presentes as prescrições indicando as recomendações dos procedimentos a serem realizados para a terapia do problema ou recuperação da estrutura.

7 ASPECTOS LEGAIS

Os processos judiciais por vezes necessitam da coleta de evidências pelo engenheiro forense, portanto é importante a compreensão dos aspectos legais relativos a patologias e ao colapso estrutural.

Alguns tipos de manifestações patológicas tais como fissuras, corrosão de armaduras e deformações pronunciadas, têm ocorrido com freqüência nas edificações. Normalmente, tais patologias são resultado da falta de manutenção, do uso incorreto da edificação, problemas nos projetos executivos e não raramente erros na execução.

Em alguns casos, onde não há um programa efetivo de intervenção, as manifestações patológicas podem avançar de maneira tão intensa, que a possibilidade da construção chegar ao colapso, local ou global, se torna eminente. Quando as patologias chegam a tal grau de intensidade e uma intervenção terapêutica se torna necessária, dúvidas em relação às garantias, responsabilidades e direitos do proprietário ou do construtor costumam surgir e ser objeto de litígio.

Dessa maneira, será apresentado um direcionamento com fins de orientação das partes envolvidas e do papel do engenheiro forense em problemas dessa natureza. As recomendações são feitas com base na legislação existente, nomeadamente o Novo Código Civil (2002), o Código de Defesa do Consumidor (1990) e o Código Penal (1984). Uma vez discutidas e esclarecidas as referidas leis, são então apresentadas as alternativas que se pode tomar para a resolução de litígios entre o consumidor e o construtor.

Ao se adquirir um produto qualquer no comércio e, logo em seguida se deparar com o fato de que o mesmo não está funcionando adequadamente, é muito comum o consumidor acionar o local de venda e solicitar o concerto, a troca ou até mesmo a restituição da quantia paga com as respectivas correções monetárias.

De maneira geral, pode-se dizer que quando o problema é relacionado a um produto industrializado, por exemplo, os direitos do consumidor são conhecidos pela grande maioria da população, de maneira que o impasse pode ser resolvido rapidamente.

No entanto, alguns tipos de produtos, principalmente aqueles não industrializados, deixam o consumidor na dúvida quanto à busca pelos seus direitos no caso de alguma insatisfação em relação ao produto adquirido. Esse é, por exemplo, o caso da construção civil, que oferta ao mercado um produto de natureza muito suscetível a problemas: as edificações.

Normalmente, os proprietários/usuários da maioria das edificações pouco conhecem sobre as patologias em construções, de maneira que há grande questionamento em relação ao direito de reivindicação à resolução dos problemas iniciais verificados. Dessa maneira, muitos proprietários/usuários tomados pela dúvida deixam tais patologias avançarem, de maneira que se atinge um estado crítico que dará questionamento quanto a efetiva responsabilidade para o problema, ou seja, no estado crítico o proprietário/usuário também poderá ser considerado responsável, uma vez que não solicitou um programa de manutenção/intervenção para a construção danificada.

Quando os problemas limitam-se unicamente a patologias da construção, tais como fissuras, corrosão de armaduras, flechas excessivas e vibrações, o assunto é relativamente mais simples e se restringe apenas à atribuição de responsabilidade pelos prejuízos financeiros decorrentes da recuperação da edificação, no entanto, quando patologias atingem um estado capaz de levar a ruptura global ou localizada, com ocorrência de vítimas fatais, o problema pode se estender a esfera penal, além dos prejuízos financeiros.

Dessa maneira, objetivando esclarecer os direitos do consumidor, bem como, dos profissionais da engenharia, será apresentado de maneira clara as ações necessárias para a resolução de litígios envolvendo construções.

Para que seja possível compreender os direitos e deveres relacionados a resolução de problemas patológicos ocorridos nas edificações, é necessário antes de mais nada, conhecer as leis relacionadas ao assunto, visando posicionar, de maneira racional, o efetivo posicionamento das partes envolvidas, no caso consumidor (proprietário/usuário) e fornecedor (construtora/engenheiro).

Em relação ao colapso de uma edificação, o Código Penal (1940) em seu artigo 13 dispõe: “o resultado, de que depende a existência do crime, somente é imputável a quem lhe deu causa. Considera-se causa a ação ou omissão sem a qual o resultado não teria ocorrido”. O parágrafo primeiro, do mesmo artigo, ainda especifica que “a superveniência de causa

relativamente independente exclui a imputação quando, por si só, produziu o resultado; os fatos anteriores, entretanto, imputam-se a quem os praticou".

Interpretando tais passagens para o colapso de uma edificação com vítimas, pode-se afirmar que, se tal fatalidade ocorrer por um fator que não poderia ser previsto, como por exemplo, um desastre natural não previsto (tufões, terremotos, tsunamis, etc), não será possível atribuir culpa a uma pessoa física ou jurídica.

O Código Penal (1940), em seu parágrafo segundo, legisla que "a omissão é penalmente relevante quando o omitente devia e podia agir para evitar o resultado", classificando em suas alíneas como sendo omitente aquele que tenha por lei obrigação de cuidado, proteção ou vigilância; que de outra forma, assumiu a responsabilidade de impedir o resultado, ou que com seu comportamento anterior, criou o risco da ocorrência do resultado.

Para o caso de desabamento ou desmoronamento, expondo perigo à vida, a integridade física ou o patrimônio de outrem, o artigo 256 do Código Penal prevê multa e pena de reclusão de 1 (um) a 4 (quatro) anos, e no caso do crime ser culposo, de 6 (seis) meses a 1 (um) ano de detenção. Portanto, em casos onde a edificação apresenta indícios de ruína, e o proprietário/usuário não venha a comunicar o fato, o mesmo terá sua parcela de culpa no sinistro e estará sujeito as sanções já expostas.

A Lei das Contravenções Penais (1941) estabelece em seu artigo 29 que o desabamento de uma construção, ou por erro no projeto ou por erro na execução, acarretará em multa, se o fato não constituir um crime contra a incolumidade (segurança) pública e da mesma forma, o artigo 30 da referida lei, estabelece que seja aplicado multa para quem omitir a "providência reclamada pelo estado ruinoso de construção que lhe pertence ou cuja conservação lhe incumbe", ou seja, a lei estabelece punição para aqueles que não relatarem que uma edificação está entrando em colapso, ou não tomarem providências quanto à manutenção da obra danificada.

Como os acidentes estruturais são normalmente de característica culposa, ou seja, sem intenção, o Código Penal Brasileiro estabelece no artigo 121, terceiro parágrafo, a atribuição de um período de reclusão de 1 (um) a 3 (três) anos para o culpado pelo acidente que tenha levado um indivíduo a óbito. Por outro lado, o parágrafo quarto do mesmo artigo, estabelece aumento da pena em 1/3 (um terço) onde houve a inobservância de regra técnica de profissão, arte ou ofício.

De acordo com o Artigo 618 do Código Civil (2002) “nos contratos de empreitada de edifícios ou outras construções consideráveis, o empreiteiro de materiais e execução responderá durante o prazo irredutível de cinco anos, pela solidez e segurança do trabalho, assim como em razão dos materiais como do solo”. Além disso, o código estabelece no parágrafo único do referido artigo que “decairá do direito assegurado neste artigo o dono da obra que não propuser a ação contra o empreiteiro, nos cento e oitenta dias seguintes ao aparecimento do vício ou defeito”.

A solidez e segurança a que se refere o Código Civil (2002) podem ser afetadas, por exemplo, pelo surgimento de manifestações patológicas que podem causar a ruína da construção. Assim, o Código Civil (2002) assegura ao proprietário/usuário de um determinado imóvel o direito de indenização por algum problema patológico, não oriundo por falta de manutenção, que se faça presente nos cinco primeiros anos da obra. No entanto, fica claro que os procedimentos de busca pelos direitos reservados devem ser efetuados no máximo após cento e oitenta dias após o surgimento do problema.

Segundo o artigo terceiro (3) do Código de Defesa do Consumidor (1990), o “fornecedor é toda pessoa física ou jurídica, pública ou privada, nacional ou estrangeira, bem como os entes despersonalizados que desenvolvem atividades de produção, montagem, criação, construção, transformação, importação, exportação, distribuição ou comercialização de produtos ou prestação de serviços”. Dessa maneira, uma determinada construção pode ser entendida como um produto e a ela cabe todos os artigos expressos no Código de Defesa do Consumidor (1990).

Conforme artigo 14, do Código de Defesa do Consumidor (1990), “o fornecedor de serviços responde, independentemente da existência de culpa, pela reparação dos danos causados aos consumidores por defeitos relativos à prestação dos serviços, bem como por informações insuficientes ou inadequadas sobre sua fruição e riscos”. O quarto parágrafo do mesmo artigo afirma que a responsabilidade pessoal dos profissionais liberais será apurada mediante a verificação de culpa.

Os incisos do artigo 26 do Código de Defesa do Consumidor (1990) atribuem os seguintes prazos para o direito de reclamar pelos vícios aparentes ou de fácil constatação: (30) trinta dias, tratando-se de fornecimento de serviço e de produto não duráveis e (90) noventa dias,

tratando-se de fornecimento de serviço e de produto duráveis. Tratando-se de vício oculto, o prazo decadencial inicia-se no momento em que ficar evidenciado o defeito.

Basicamente existem dois tipos de vícios: oculto e aparente. O vício oculto é definido como um defeito grave que torna uma coisa inadequada a certos fins ou funções a que se propõe. Esse tipo de vício não se percebe de imediato, ou seja, sua constatação não é facilmente percebida pelo usuário do produto. O vício aparente, por sua vez, possui fácil identificação e é rapidamente percebido pelos usuários de determinado produto. Deve-se ainda observar que não se deve fazer confusão entre vícios ocultos e vícios causados pelo uso inadequado de um produto (obra). No entanto, uma vez constatado vício oculto é importante que o consumidor (proprietário/usuário) não perca tempo e passe a demandar imediatamente pelos seus direitos.

Assumindo que uma edificação se enquadre na categoria de produto durável, sua garantia segundo o Código de Defesa do Consumidor (1990) seria de 90 dias após a entrega da edificação, de maneira a identificar vícios aparentes. Evidentemente, deve-se levar em conta que as construções possuem grande probabilidade de estarem sujeitas a vícios ocultos, como por exemplo, aparecimento de fissuras, deformações excessivas, entre outros problemas mais simples evidenciados após a ocupação efetiva da edificação.

A NBR6118 (2003), código brasileiro que rege as construções em concreto estrutural e se baseia nos requisitos mínimos de capacidade resistente, durabilidade e desempenho em serviço, estabelece que a durabilidade das estruturas de concreto requer cooperação e esforços coordenados de todos os envolvidos nos processos de projeto, construção e utilização, devendo no mínimo ser seguido o que estabelece as normas NBR 12655 (1996) “Concreto: Preparo, Controle e Recebimento” e NBR 5674 (1999) “Manutenção de Edificações”.

Dessa maneira, fica claro que a responsabilidade de uma edificação cabe não só aos responsáveis pelo projeto e execução, mas também ao proprietário e sua conduta de utilização. Nesse sentido, faz-se referência à necessidade de se colocar em prática o recomendado nas normas NBR 5674 (1999) e NBR 14037 (1998) “Manual de Operações, Uso e Manutenção das Edificações – Conteúdo e Recomendações para Elaboração e Apresentação” por parte dos responsáveis pela edificação em uso (proprietários, usuários, síndicos, administradores, etc).

A NBR6118 (2003) define ainda vida útil como o período de tempo durante o qual se mantêm as características das estruturas de concreto, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo construtor. No entanto, a NBR6118 (2003) não estabelece um período mínimo em anos, o que de certa maneira coloca em dúvida o período em que uma construção finalizada ainda está sob responsabilidade dos projetistas e construtores.

Alguns códigos internacionais, como por exemplo, o CEB (1993), estabelecem que a vida útil de uma estrutura em concreto seja prevista para um mínimo de 50 anos, entendendo-se esse período como o intervalo de tempo que a construção mantém condições de segurança e utilização, sem exigir altos custos de manutenção ou reparo. Evidentemente, o referido código chega a especificar vida útil de até 100 anos para estruturas especiais, como pontes e viadutos.

7.1 JURISPRUDÊNCIA E INTERPRETAÇÃO DA LEGISLAÇÃO

A jurisprudência pode ser entendida a grosso modo, como uma lei baseada em casos, estabelecida sobre um assunto que dá margem a mais de uma interpretação, sendo assim, a jurisprudência não se forma por decisões isoladas, mas por intermédio de uma série de decisões no mesmo sentido.

Para Nogueira (2005), a jurisprudência desde há muito tempo vem adotando um sentido abrangente de solidez e segurança que releva a adequação da obra aos fins a que foi projetada, onde permite abarcar também salubridade e funcionalidade. Souza (2008), com o mesmo pensamento diz que solidez e segurança dizem respeito à “capacidade para atender ao objetivo para o qual foi encomendada”.

Timm e Tutikian (2000) relatam que há nítida diferenciação entre vícios construtivos corriqueiros e vícios construtivos de segurança e solidez da obra, sendo que este último é infinitamente mais grave do que o primeiro e, portanto, não merece o mesmo tratamento e tampouco o mesmo prazo prescricional, tanto que a lei os diferencia.

O entendimento de que a solidez e segurança envolvem todos os problemas que a construção venha a ter no decorrer dos prazos, parece um pouco exagerado, porém sensato, ao pensar que a edificação deve atender aos requisitos a que foi projetada.

Ao pensar que os vícios que afetam a solidez e segurança são diferentes dos vícios ditos comuns, abre-se uma brecha para a utilização de materiais de acabamento de baixa qualidade ou de execução inadequada de elementos que não comprometem a estabilidade da estrutura, já que as garantias serão de curta duração.

O entendimento utilizado atualmente apresenta uma conotação muito mais correta a este respeito, pois é de certa forma incoerente comparar uma edificação com outro bem durável, tanto que o Código Civil (2002) aborda especificamente este caso.

O segundo aspecto a ser discutido cabe ao prazo de garantia das edificações. A questão que se põe em foco é se a garantia de qualidade de uma construção deve ser regida pelo Código de Defesa do Consumidor (1990) ou pelo Código Civil (2002).

Segundo Timm e Tutikian (2000), a doutrina e a jurisprudência, após exame dos dispositivos legais do Código Civil (2002) e do Código de Defesa do Consumidor (1990), acabam concluindo pelo prazo prescricional máximo para os defeitos de uma construção, em razão do artigo 1.245 do Código Civil (1916), do artigo 618 do Novo Código Civil (2002) e da Súmula 194 do Superior Tribunal de Justiça. Os autores afirmam ainda que o Código de Defesa do Consumidor (1990), não se sobrepõe em razão de que os prazos do Código Civil são mais vantajosos ao consumidor. Em muitos casos, o Judiciário simplesmente declara que a relação é regulada pelo Código de Defesa do Consumidor (1990), mas ao mesmo tempo o afasta em relação aos prazos, uma vez que estes são regulados com prazo menor do que aqueles aplicados no Código Civil (2002).

Parece existir um favorecimento ao consumidor ao se adotar o Código de Defesa do Consumidor (1990) para regular a relação de consumo e o Código Civil (2002) para a determinação dos prazos de garantia. A princípio, tal atitude parece coerente, porém a edificação é um bem durável com particularidades que fez com que o Código Civil (2002) tivesse atenção especial para ela.

Pode-se então afirmar que a entrega de uma edificação é uma relação de consumo como outra qualquer, porém, com tratamento diferenciado em relação aos prazos, uma vez que os

componentes que compõem a edificação, devem ter uma durabilidade muito superior ao prazo de 90 dias estabelecido no Código de Defesa do Consumidor (1990). Portanto, a jurisprudência acertadamente adota os dois códigos simultaneamente, de maneira que a relação de consumo possa ser coerente com o bem adquirido, fazendo com que na construção civil se tenha mais cuidado tanto na execução como na aquisição dos materiais.

Para então usufruir deste direito, Nogueira (2005) afirma que há necessidade de uma inspeção da obra antes de ser esgotado o prazo quinquenal de garantia, e o único teste real a que uma obra de engenharia civil pode ser submetida é o seu funcionamento satisfatório e seguro ao final do quinquênio.

Um fator importante, portanto, é que a data do término da obra seja documentada de forma oficial. De acordo com Carvalho *et al* (2007), se uma obra apresentar problemas de solidez e segurança e, através de perícias, ficar constatado erro do profissional, este será responsabilizado, independente do prazo transcorrido, conforme jurisprudência existente.

Há, entretanto uma divergência entre a afirmação de Nogueira (2005) com relação à inspeção antes do quinquênio e o Código Civil, já que este código estabelece que o prazo para requerimento de reparo é de 180 (cento e oitenta) dias. Portanto, a menos que haja um erro por parte do profissional, uma vistoria realizada desta maneira, não garantiria o direito de reparo por parte do construtor.

O assunto se torna ainda mais complexo quando se analisa uma manifestação patológica agravada por outra. Considerando que o problema inicial não foi comunicado em tempo hábil pelo proprietário, e que em função desse descuido o problema patológico chegou a um estado ainda mais avançado, pode-se considerar o proprietário como co-responsável por tal estado e a ele também caberá prejuízos financeiros. Por outro lado, pode-se interpretar que o proprietário não tenha conhecimento suficiente para detectar uma manifestação patológica, e dessa maneira, a culpa poderá recair inteiramente sobre os projetistas ou construtores da edificação afetada. Pode-se observar que a questão é muito subjetiva e dependerá profundamente do profissional do direito que conduzirá a decisão sobre o litígio.

Sendo assim, é interessante que construtores disponibilizem aos usuários/proprietários de edificações concluídas, um manual contendo informações em relação à manutenção, uso e

procedimentos a serem adotados para os principais sintomas patológicos. Esses procedimentos podem ser balizados pelas normas NBR 5674 (1999) e NBR 14037 (1999).

Visto que as situações citadas acima dependem da interpretação de quem está analisando, é provável que ocorram conflitos entre as partes e possivelmente as mesmas não chegarão a um consenso e a parte que se sentir prejudicada poderá acionar a justiça, procurando para isso órgãos específicos, melhor descritos a seguir.

7.2 MECANISMOS DE SOLUÇÃO

Quando o proprietário de um imóvel se sentir lesado pela ocorrência de patologias em sua edificação e ao mesmo tempo não conseguir chegar a um acordo com os profissionais responsáveis pela construção/projetos da edificação, caberá então a aplicação de mecanismos de ação, objetivando ressarcimento pelos prejuízos observados. Da mesma maneira, os profissionais que sentirem abusados em relação às exigências impostas pelos contratantes também poderão solicitar os mesmos trâmites de solução do litígio. Dentre as possibilidades de busca aos direitos reservados, podem ser citados os seguintes orgãos especializados: PROCON (Superintendência de Proteção e Defesa do Consumidor), Juizado Especial Cível e Arbitragem.

O PROCON é uma entidade pública vinculada ao poder executivo de atuação administrativa cuja função é registrar de maneira gratuita reclamações sem limite de valor. Tem por finalidade manter harmônicas as relações entre consumidor e fornecedor além de educar e divulgar sobre questões de produtos e serviços. Para tanto, o PROCON entra em contato com o fornecedor (engenheiro/construtora) e tenta estabelecer harmonia entre as partes para que o problema possa ser resolvido. Quando ambas as partes se sentem lesadas e não entram em acordo, outras medidas devem ser tomadas, por isso é orientado que o reclamante procure seus direitos através do judiciário ou outro recurso que venha contribuir para a resolução do problema.

O Juizado Especial Cível (JEC), também conhecido no passado como Juizado de Pequenas Causas, é um orgão do sistema do Poder Judiciário com atuação ágil para promoção da

conciliação, do julgamento e da execução de causas consideradas de menor complexidade pela legislação. De acordo com Salomão (2000), os Juizados Especiais, com assento constitucional, foram idealizados para ter criação obrigatória pela União, pelo Distrito Federal e pelos Estados, já que não há mais territórios, competindo-lhes o julgamento e a execução de causas cíveis de menor complexidade e infrações penais de menor potencial ofensivo.

A Lei Federal n.° 9.099, de 26 de setembro de 1995, não criou efetivamente os Juizados Especiais, todavia apenas traçou normas gerais de processo e procedimento, delegando ao legislador estadual a sua instituição, com possibilidade de estabelecimento de regras especiais, em atenção às peculiaridades locais, desde que em consonância com o regramento federal.

De acordo com Salomão (2000), os juizados brasileiros possuem competência para causas criminais de menor potencial ofensivo e demandas cíveis com teto de até 40 salários mínimos. Além disso, têm gratuidade para acesso em primeira instância e dispensam assistência de advogado em causas de até 20 salários mínimos. Os juizados não permitem pessoas jurídicas como reclamantes, funcionam em horários noturnos e contam com conciliadores, que prestam serviço não remunerado e voluntário, democratizando a administração da Justiça.

O procedimento no Juizado Especial Cível ocorre da seguinte forma: sendo feita a reclamação, o servidor responsável pelo expediente procederá ao tombamento e à autuação do processo, designando de imediato a audiência conciliatória. Esta deverá ser realizada nos 15 dias subseqüentes ao da propositura da reclamação, dando-se ciência da designação à parte reclamante e expedindo-se de imediato a carta de citação para a parte contrária. A carta deverá ser instruída com a cópia da petição inicial, constando a designação da audiência. A conciliação será proposta assim que aberta a sessão da audiência, sendo que serão esclarecidas às partes as vantagens e desvantagens da conciliação, mostrando-lhes os riscos e conseqüências (BONADIA NETO, 2002).

Obtida a conciliação, esta será reduzida a termo e homologada por sentença a ser proferida por juiz togado. Não obtendo a conciliação, poderão as partes optar pela instrução de um juízo arbitral.

A arbitragem é um meio alternativo e extrajudicial (privado) de solução de controvérsias sobre matérias relativas a direitos patrimoniais e tem sido utilizada inclusive pelo Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura (CREA).

No caso da arbitragem, um árbitro é escolhido pelas partes, e o mesmo atua de maneira imparcial e independente, e decide o litígio por meio de sentença arbitral. Esta possui o mesmo valor de uma sentença de juiz, constituindo-se em um título executivo judicial, e contra o mérito da qual não cabe recurso. As sentenças são prolatadas pelo árbitro no prazo máximo de 6 meses, desde que as partes não decidam de modo diferente. A Arbitragem é disciplinada pela Lei Federal n.º 9.307, de 23 de setembro de 1996.

Portanto, o proprietário/usuário que observar patologias em sua edificação dentro do prazo que lhe é de direito, deve procurar imediatamente um acordo com a construtora/engenheiro que lhe entregou a construção. Caso não seja possível um acordo e o caso envolva baixos prejuízos financeiros, a parte lesada poderá procurar o PROCON, objetivando mais uma vez um acordo entre as partes envolvidas. Visto que não haja acordo entre as partes com o auxílio do PROCON, e caso o dano, isto é, prejuízo em decorrência das patologias, seja inferior a 20 (vinte) salários mínimos, o Juizado Especial Cível poderá ser uma saída plausível, se não houver o interesse de se contratar um advogado.

Uma maneira de se otimizar e antecipar a resolução de eventuais problemas envolvendo construções é a adoção da Arbitragem. O próprio Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura tem orientado profissionais a adotar essa alternativa quando do recolhimento da Anotação de Responsabilidade Técnica (ART). A opção da arbitragem é então celebrada na própria ART, em comum acordo entre os profissionais de engenharia e o proprietário da edificação a ser construída. Dessa maneira, pode-se obter uma maior agilidade na resolução de prejuízos financeiros decorrentes de manifestações patológicas.

Quando a opção de Arbitragem não for possível, quando os prejuízos financeiros ultrapassarem quarenta salários mínimos e no caso extremo de se constatar vítimas, fatais ou não, em decorrência de problemas em uma construção, convém a contratação de um profissional do direito para a busca dos eventuais direitos e ressarcimentos ou até mesmo para manutenção da própria defesa, uma vez que nesse caso extremo estará o culpado sujeito às sanções cíveis e criminais pelo ocorrido.

Finalmente, tendo-se em vista toda a discussão ora aqui compartilhada, propõe-se a criação de leis mais severas contemplando inspeções rotineiras em obras já concluídas. Acredita-se que desta maneira, vários problemas entre proprietários e engenheiros, bem como vários acidentes decorrentes de ruínas de estruturas poderiam ser evitados. Além disso, a criação de leis que obriguem a inspeção das construções por profissionais devidamente habilitados, diminuiria significativamente o número de acidentes estruturais, preservando vidas humanas, e, além disto, propiciaria a abertura de uma nova frente de empregos, estimulando assim o crescimento e a importância dos profissionais de engenharia civil para a sociedade.

8 ESTUDOS DE CASO

Como discutido anteriormente, o aprendizado com os erros é de extrema importância para o aprimoramento das técnicas construtivas e dos códigos normativos, para que esses erros não voltem a ocorrer ou possam aparecer com menor freqüência.

Na cidade de Maringá-PR, dois casos chamaram a atenção da população não só pelo tipo de acidente, mas principalmente pela alta probabilidade de gerarem vítimas fatais. Em ambos os casos, por sorte, nenhuma pessoa estava no local.

O primeiro acidente foi a queda em cadeia das sacadas de um edifício residencial. Por sorte, o colapso ocorreu de madrugada, quando não havia nenhuma pessoa nas sacadas e nem no pátio logo abaixo delas.

O segundo foi o colapso da cortina de estacas de um edifício residencial, que levou consigo toda a calçada adjacente. Por bem, este acidente ocorreu em um final de semana em momento de chuva intensa, no qual, nenhum transeunte passava pelo local.

Em ambos os acidentes não houve nenhuma vítima em função do momento do colapso, que se ocorresse em outro período provavelmente causariam vítimas fatais. Estes dois acidentes serão abordados nos itens 8.1 e 8.2, a fim de apontar as causas dos colapsos.

8.1 COLAPSO DAS SACADAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL

O edifício em questão, no dia 26 de outubro de 2008 por volta da meia-noite, depois de fortes chuvas e ventos, teve uma marquise e quinze sacadas colapsadas, danificando também a laje de subsolo (Figura 8.1). Este trágico acidente não causou nenhuma vítima, porém trouxe total insegurança quanto à edificação. Os moradores foram evacuados do local, mas horas depois foram liberados para voltar para suas casas.

Figura 8.1 - Colapso das sacadas de um edifício residencial

Como o edifício dispunha de outra série de sacadas, para evitar um possível colapso das mesmas, foi escorada a marquise de cobertura, correspondente às sacadas vizinhas (Figura 8.2).

Após o desfecho das investigações, uma proposta foi feita por parte dos peritos para a demolição das sacadas e marquises remanescentes e reconstrução de ambas as sacadas. Depois de ampla discussão, os moradores aceitaram a proposta.

Figura 8.2 - Escoramento da marquise das sacadas vizinhas

Segundo Araújo *et al* (2009), após várias reuniões, sendo apresentadas várias possibilidades de reconstrução, os moradores acabaram optando pela reconstrução através de um sistema de lajes pré-moldadas apoiadas em perfis metálicos chumbados nos pilares, pois esta solução conduziria a uma situação de baixo incômodo aos moradores ao longo do processo. A Figura 8.3 mostra o antes e depois da reconstrução.

(a) (b)

Figura 8.3 - (a) Ruína em cadeia das sacadas situadas na lateral direita do edifício e (b) Sacadas reconstruídas para revitalização da fachada ainda em execução em Julho de 2009

Fonte: Souza e Enami (2009)

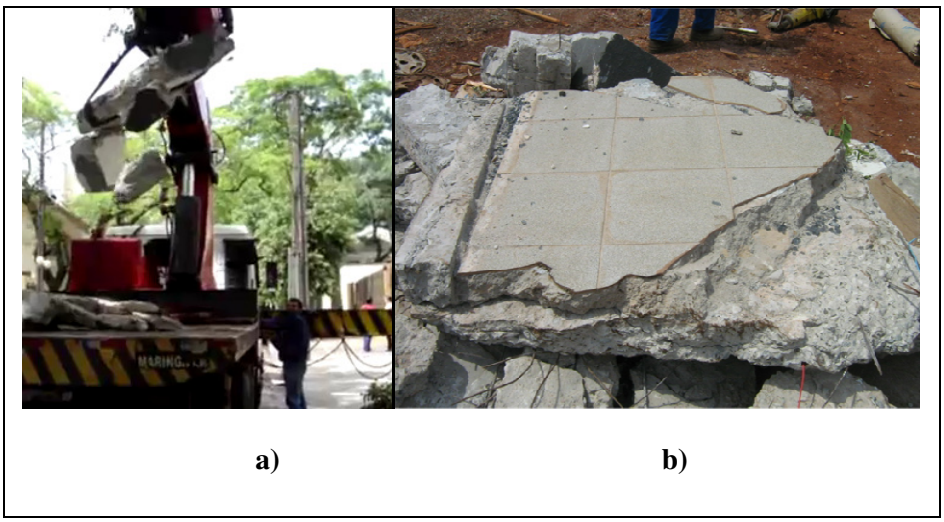
A jornalista da Rede Paranaense de Televisão (RPC TV), afiliada à Rede Globo, em reportagem feita logo após o acidente, comenta a respeito de indícios que poderiam ser levados em consideração para a preservação da integridade da marquise:

> *"Em 2003, um antigo morador do décimo quinto andar do edifício reclamava de infiltrações no apartamento. Eram tantos os problemas, que ele preferiu sair do prédio. Era exatamente no andar onde começou o desabamento".*

Complementando a reportagem, o próprio morador descreveu os problemas que ocorriam em seu apartamento: a laje da cobertura e o piso começaram a se soltar, o gesso do banheiro da suíte caiu e até mesmo pelos interruptores e tomadas escoria água. Esses problemas foram confirmados pelo engenheiro da imobiliária.

Como visto, a marquise já apresentava sintomas que indicavam a deterioração da mesma, com probabilidade de colapso, mas nenhuma providência quanto à avaliação e reparação deste elemento estrutural foi feita, acarretando no inesperado acidente, que por sorte ocorreu de madrugada, quando não havia pessoas no local do acidente.

Os escombros das estruturas colapsadas foram retiradas sem nenhuma identificação prévia, além de serem depositadas no aterro da cidade, local sujeito a intempéries (Figura 8.4). Fatos estes, que dificultaram na identificação das sacadas posteriormente, onde era necessária a inspeção visual e os ensaios das mesmas para se averiguar as causas do acidente.



a) **b)**

Figura 8.4 - Retirada e depósito dos escombros do Edifício

Um fato importante a ser considerado no armazenamento dos escombros, é que algumas propriedades dos materiais podem ser afetadas, mesmo num período curto de tempo caso sejam depositadas em local impróprio. Porém a investigação não foi comprometida por este fato.

A Defesa Civil da cidade foi solicitada para elaborar um documento apontando as causas do acidente. Este documento foi concluído no dia 26 de abril de 2009, e apontou as seguintes causas para o colapso:

- O colapso foi provocado pela queda abrupta da marquise localizada sobre a sacada do décimo quinto andar, desencadeando assim o desabamento das demais sacadas de maneira seqüencial.

- O acidente ocorrido foi resultado de um sistema ineficiente de drenagem, com a ruptura do sistema de águas pluviais no interior da marquise e conseqüente corrosão das armaduras principais de flexão.

- Houve rebaixamento das armaduras negativas na marquise e nas sacadas, como também alteração geométrica nas mesmas sem atualização da quantidade de armaduras.

- A carga permanente excessiva não prevista sobre a marquise e sacadas (revestimentos) e fortes chuvas/ventos ocorridas na noite do acidente contribuíram para o colapso.

Estas conclusões podem ser vistas com uma maior riqueza de detalhes no trabalho de Souza *et al* (2009).

Apesar de apontadas as causas do acidente, a estimativa da carga estática provocada pela queda da marquise sobre a sacada não foi estudada com profundidade pela comissão, e para esta avaliação, é necessária a compreensão sobre a atuação de cargas dinâmicas (cargas de impacto) em estruturas.

Estas cargas atuam diferentemente das cargas estáticas (cargas que são aplicadas lentamente). As cargas de impacto ocorrem repentinamente e a absorção destas cargas pela estrutura se dá de maneira diferente à das cargas estáticas. Para cargas dinâmicas, a estrutura estando no regime elástico, vibra até encontrar o equilíbrio, assim, pode-se notar que cargas dinâmicas devem ser tratadas diferentemente das cargas estáticas.

Para estruturas de concreto armado, as cargas que são utilizadas para dimensionamento destas estruturas são as cargas estáticas, por isto a importância de considerar uma carga dinâmica como carga estática. Para isto pode-se dispor dos métodos de energia.

O princípio da transformação de cargas dinâmicas em cargas estáticas equivalentes é considerar que a energia efetiva aplicada pelo corpo em queda livre deve ser igual à energia de deformação na barra provocada pela ação do mesmo. Assim pode-se dizer que o trabalho realizado pela massa em movimento é igual ao trabalho realizado pela carga equivalente (isto sem considerar as perdas de energia).

Esta energia "perdida" é dissipada na forma de som, calor, distorção local, além de uma parcela absorvida pelos apoios (RILEY *et al*, 2003).

O trabalho realizado por uma carga estática atuante em um elemento estrutural pode ser calculado sabendo o momento de inércia deste elemento, bem como seu módulo de elasticidade. Para materiais homogêneos com seções convencionais, o cálculo do trabalho realizado pela carga pode ser efetuado mais facilmente, porém quando o material é heterogêneo, como no caso do concreto armado, pode-se seguir o procedimento relatado a seguir.

Transformar a seção heterogênea em uma seção homogênea equivalente, identificando as regiões de tração e compressão das peças, para assim, calcular o momento inércia desta nova seção e adotar o módulo de elasticidade do material considerado na seção homogeneizada.

Para a análise do impacto provocado pela marquise na primeira sacada atingida, foi considerado que a marquise e a sacada foram executadas conforme o projeto para a demonstração de que mesmo as sacadas dimensionadas conforme as normas vigentes não suportariam à queda de uma marquise, provocando um colapso em cadeia. No item 8.1.2 será avaliada a sacada executada.

8.1.1 Sacada e Marquise Projetadas

Como mencionado anteriormente, serão realizados os cálculos para verificar se a sacada projetada suportaria o impacto da marquise, e qual seria a carga estática equivalente. Para tanto será necessário fazer uma estimativa da forma de colapso da marquise.

A Figura 8.5 mostra a estimativa da configuração do colapso da marquise e como a mesma atua sobre a sacada. Todos os cálculos do item 8.1.1 serão realizados levando em consideração esta forma de colapso.

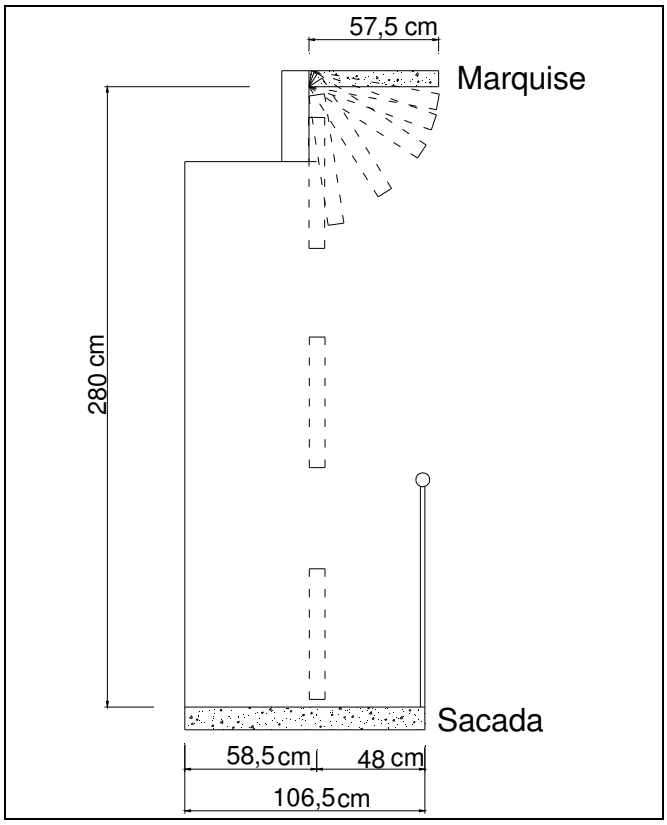


Figura 8.5 - Estimativa da configuração do colapso da marquise projetada

8.1.1.1 Cálculo do momento último característico para a sacada projetada

Para o cálculo do momento máximo suportado pela sacada do edifício, considerou-se a armadura negativa e a posição da mesma conforme projeto, ou seja, barra de 6,3 mm de diâmetro a cada 10 cm e cobrimento da armadura de 1,5 cm. O projeto estrutural das sacadas é mostrado na Figura 8.6.

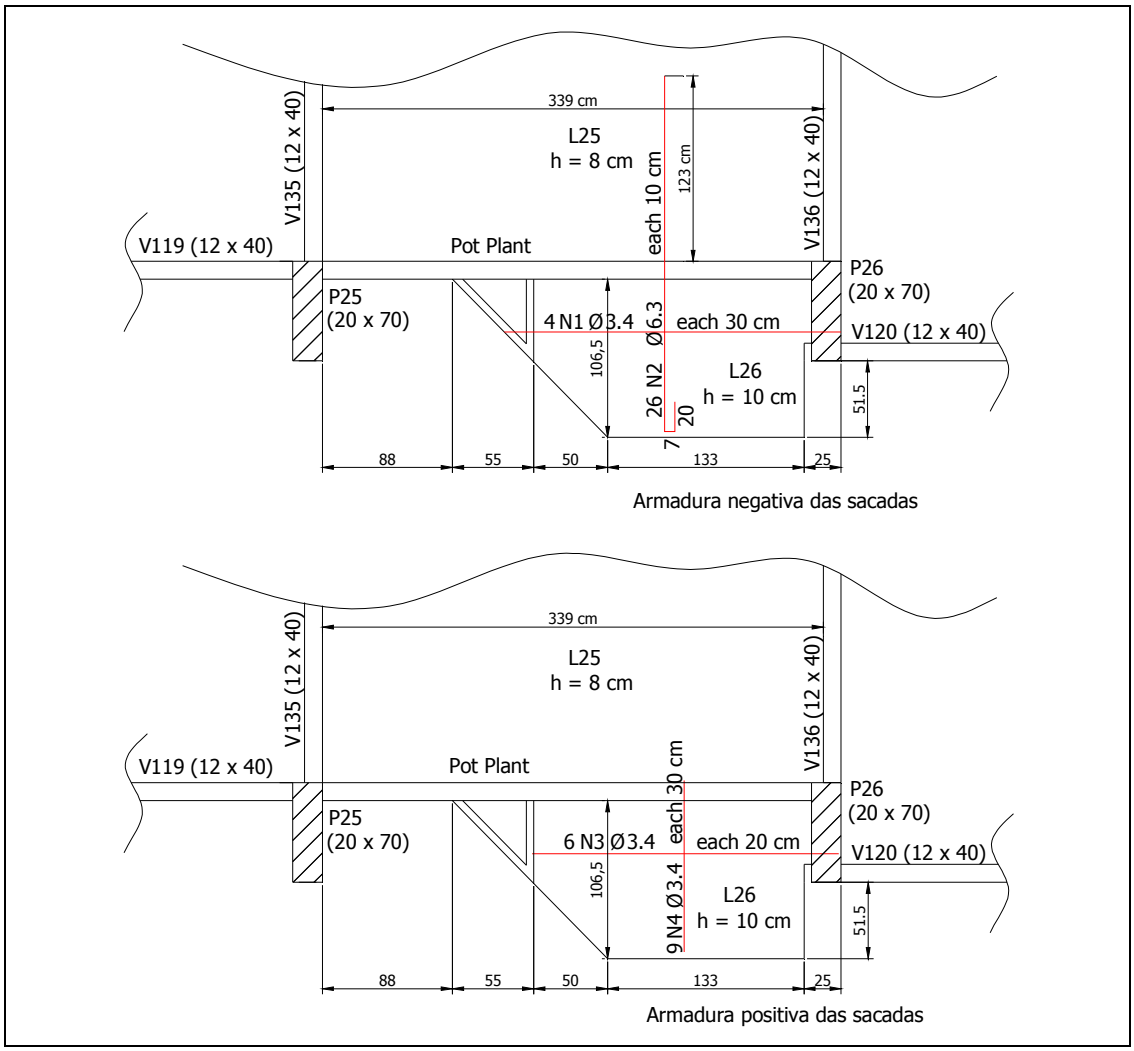


Figura 8.6 - Projeto estrutural das sacadas colapsadas

Assim, conhecendo a taxa de armadura, as características geométricas e as resistências características do concreto e do aço, é possível calcular a posição da linha neutra (x) e a partir dela o momento resistente.

A posição da linha neutra (x) pode ser calculada da seguinte maneira (desconsiderando todos os coeficientes de segurança):

$$x = \frac{A_s \times f_{yk}}{0{,}68 \times b_w \times f_{ck}}$$

A_s = *Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração.*

Portanto, como a área da barra de diâmetro 6,3mm = 0,32cm^2, e são 10 barras por metro linear de laje, a taxa de armadura é igual a 3,2cm^2/m.

Armadura negativa = ϕ6,3 mm c/10 cm

$$\text{nb} = \frac{100}{\text{espaçamento}} = \frac{100}{10} = 10\,\text{barras}$$

$$\text{A}_\text{s} = \text{nb} \times \text{a}_\text{s} = 10 \times 0{,}32 = 3{,}2\,\text{cm}^2$$

Em projeto, a resistência característica do concreto é especificada como f_{ck} = 15MPa = 1,5kN/cm^2 e a do aço f_{yk} = 600MPa = 60 kN/cm^2.

Assim,

$$\text{x} = \frac{\text{A}_s \times f_{yk}}{0{,}68 \times b_w \times f_{ck}} = \frac{3{,}2 \times 60}{0{,}68 \times 100 \times 1{,}5}$$

$$\text{x} = 1{,}88cm$$

Calculando o domínio em que a laje (sacada) se encontra, tem-se:

$$\text{x}_{23} = 0{,}259 \times d = 0{,}259 \times 8{,}185 = 2{,}12cm$$

d = altura da viga –cobrimento – diâmetro da barra/2

$$d = 10cm - 1{,}5cm - 0{,}63cm/2 = 8{,}185cm$$

Como, x é menor que x_{23}, a "viga" está no domínio 2, e assim, pode-se calcular o momento último característico pela seguinte equação:

$$M_{uk} = 0{,}68 \times b_w \times x \times f_{ck} \times (d - 0{,}4 \times x)$$

$$M_{uk} = 0{,}68 \times 100 \times 1{,}88 \times 1{,}5 \times (8{,}185 - 0{,}4 \times 1{,}88)$$

$$M_{uk} = 1426{,}96 kN.cm/m$$

$$M_{uk} = 14{,}2696 kN.m/m$$

8.1.1.2 Cálculo da carga estática última

Para a verificação da energia que a sacada pode suportar, é necessário saber qual a carga estática última (P_u) que se pode aplicar no ponto onde a marquise atinge a sacada.

Para o cálculo de P_u, considerou-se que a sacada era retangular e engastada na extremidade. Como visto anteriormente, adotou-se que a marquise colapsou como ilustrado na Figura 8.5. O modelo de cálculo para a determinação de P_u é, portanto, mostrado na Figura 8.7.

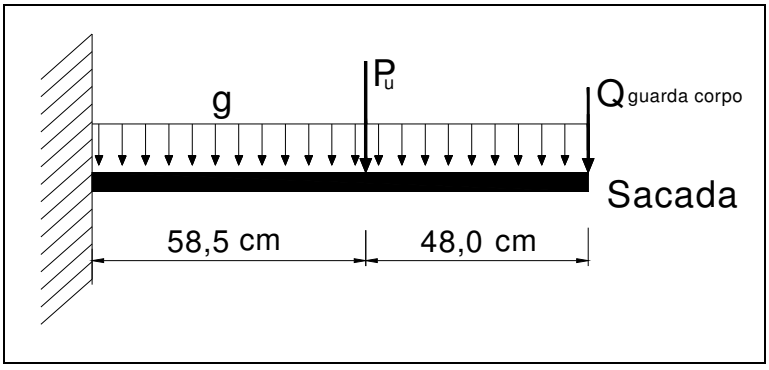


Figura 8.7 - Esquema de cálculo utilizado

Antes de iniciar os cálculos, será determinada a carga distribuída (g) e a carga do guarda corpo (Q).

- ***Cargas distribuídas***

Para o cálculo das cargas distribuídas serão consideradas apenas as cargas permanentes na estrutura, ou seja, sem a sobrecarga de utilização prevista por norma, a fim de simular o ocorrido com as sacadas, onde não estavam sendo utilizadas na hora do acidente.

As cargas consideradas para a determinação da carga distribuída sobre a sacada por metro linear são mostradas na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Cargas distribuídas permanentes atuantes sobre as sacadas

Solicitações	**Peso específico (kN/m^3)**	**altura (m)**	**carga distribuída por metro de laje (kN/m)**
Peso próprio do concreto armado	25	0,1	2,50
Impermeabilização	-	-	0,80
Revestimento inferior	19	0,01	0,19
Argamassa de assentamento	21	0,01	0,21
Revestimento cerâmico	-	-	1,00
		TOTAL =	4,7 kN/m

- ***Carga concentrada***

A carga concentrada a ser considerada é a do guarda corpo que tem altura de 1m. Sabendo que o peso específico do vidro temperado é aproximadamente 25 $N/m^2/mm$, considerando-se que o vidro tenha espessura de 8mm e que o guarda corpo será considerado na faixa de 1 metro de sacada, pode-se calcular a referida carga concentrada.

$$Q = 0{,}025kN/m^2/mm \times 1m^2 \times 8mm$$

$$Q = 0{,}2kN$$

- ***Cálculo de*** $\mathbf{P_u}$

Visualizando a Figura 8.8, pode-se fazer a somatória de momentos fletores em relação ao ponto A e determinar P_u.

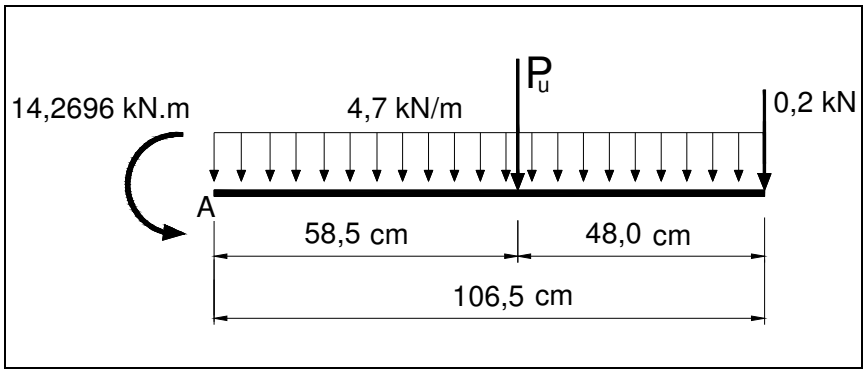


Figura 8.8 - Esquema de cálculo para o cálculo da carga estática máxima

$$14{,}2696 = P_u \times 0{,}585 + 0{,}2 \times 1{,}065 + 4{,}7 \times 1{,}065 \times \frac{1{,}065}{2}$$

$$P_u = \frac{14{,}2696 - 0{,}2 \times 1{,}065 - 4{,}7 \times 1{,}065 \times 1{,}065/2}{0{,}585}$$

$$P_u = 19{,}472kN$$

8.1.1.3 Cálculo da seção homogênea equivalente (seção transformada)

Para o cálculo do trabalho realizado pela máxima força equivalente que a "viga" pode suportar, é necessário o conhecimento do módulo de elasticidade e do momento de inércia. Para tanto será considerada uma seção homogênea de concreto, equivalente à seção de concreto armado, como mostra a Figura 8.9. Assim, o módulo de elasticidade a ser considerado será o do concreto e o momento de inércia será da seção transformada.

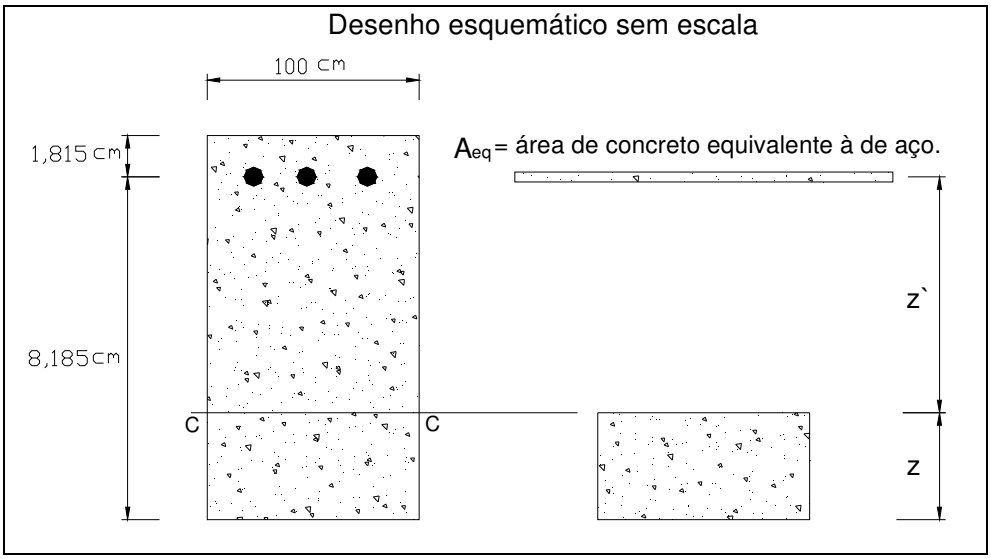


Figura 8.9 - Modelo para o cálculo da seção transformada

Segundo a NBR6118 (2003), quando não forem feitos ensaios e não existirem dados mais precisos sobre o concreto usado na idade de 28 dias, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade usando a seguinte expressão:

$$E_{ci} = 5600 \times f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Onde:

E_{ci} = Módulo de elasticidade ou módulo de deformação tangente inicial do concreto

e f_{ck} = Resistência característica à compressão do concreto.

Tanto E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

Portanto como o fck do concreto especificado em projeto foi de 15 MPa, o módulo de elasticidade do mesmo será:

$$E = 5600 \times 15^{\frac{1}{2}}$$

$E_{concreto}$ = 21.688 MPa

Quanto ao aço, a NBR6118 (2003) recomenda o seguinte: “Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa”.

Assim, para o cálculo da seção transformada, é necessário calcular a razão entre o módulo de elasticidade do material que irá ser substituído pelo material a substituir, ou seja,

$$n = \frac{E_{aço}}{E_{concreto}} = \frac{210}{21{,}688}$$

$$n = 9{,}683$$

A área de concreto correspondente à área da armadura para a nova seção será a seguinte:

$$A_{eq} = n \times A_{aço}$$

$$A_{eq} = 9{,}683 \times 3{,}2 = 30{,}985 cm^2$$

Através da somatória de momentos estáticos em relação à linha neutra (eixo c-c da Figura 8.9), tem-se:

$$bw \times z \times \left(z/2\right) = A_{eq} \times (d - z)$$

$$100 \times z \times \left(z/2\right) = 3{,}2 \times (8{,}185 - z)$$

$$50 \times z^2 + 3{,}2 \times z - 26{,}192 = 0$$

Resolvendo a equação:

$$\Delta = b^2 - 4 \times a \times c = 3{,}2^2 - 4 \times 50 \times (-26{,}192)$$

$$\Delta = 5248{,}64$$

$$z = \frac{-b \pm \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = \frac{-3{,}2 \pm \sqrt{5248{,}64}}{2 \times 50}$$

$$z_1 = 0{,}69$$

$$z_2 = -0{,}76$$

O que conduz a um z igual a 0,69, já que a outra raiz da equação é negativa.

Assim, o momento de inércia da seção transformada pode ser calculado como se segue (considerando peça no estádio II, ou seja, concreto resistindo apenas à compressão):

$$I_{transformada} = \frac{b_1 \times h_1^{\,3}}{12} + A_{eq} \times (d - z)^2 + \frac{bw \times z^3}{12} + bw \times z \times \left(\frac{z}{2}\right)^2$$

Como b_1 e h_1 são a base e a altura do retângulo correspondente à área equivalente, pode-se considerar nulo o primeiro termo, já que a altura referida é insignificante. Portanto, o momento de inércia da nova seção é:

$$I_{transformada} = A_{eq} \times (d - z)^2 + \frac{bw \times z^3}{12} + bw \times z \times \left(\frac{z}{2}\right)^2$$

$$I_{transformada} = 3{,}2 \times (8{,}185 - 0{,}69)^2 + \frac{100 \times 0{,}69^3}{12} + 100 \times 0{,}69 \times \left(\frac{0{,}69}{2}\right)^2$$

$$I_{transformada} = 190{,}71 cm^4$$

$$I_{transformada} = 1{,}9071 \cdot 10^{-6} m^4$$

8.1.1.4 Cálculo da energia de deformação provocada pela carga estática máxima

Sabendo-se a energia de deformação que a sacada pode absorver, pode-se considerando a conservação de energia, determinar qual o peso máximo que a marquise poderia ter para não levar a sacada ao colapso.

Para o cálculo da energia de deformação provocada pela carga P_u, fez-se o procedimento mostrado a seguir.

Analisando a “viga” (sacada em uma faixa unitária), nota-se que a energia de deformação é gerada por duas fazes de carregamentos, a primeira devido aos pesos, próprio e o do guarda-corpo, e a segunda pela carga de impacto.

Determinada a carga estática última que pode ser aplicada no local do impacto, pode-se calcular a energia de deformação que a “viga” pode absorver (devido a esta carga). Fazendo com que a energia absorvida por uma carga de impacto seja igual à energia provocada por uma carga estática equivalente, considerando um sistema sem perdas de energia, pode-se determinar o peso máximo que a marquise poderia ter para que não houvesse ruptura.

Assim, considera-se que a energia potencial da marquise é transformada em energia cinética quando a mesma entra em colapso, e esta por sua vez é totalmente transformada em energia de deformação. Sabendo-se a energia de deformação que a viga pode suportar devido à carga estática última, é só a igualar à energia potencial da marquise e assim determinar o peso máximo que ela pode ter para que não exceda à energia calculada.

A Figura 8.10 mostra a divisão do carregamento em duas partes para uma melhor compreensão do procedimento adotado. A primeira parte não influencia no deslocamento provocado pela carga P_u, portanto, pode-se considerar apenas a segunda parte para o cálculo do trabalho realizado pela força estática última, que é igual à energia de deformação realizada pela força.

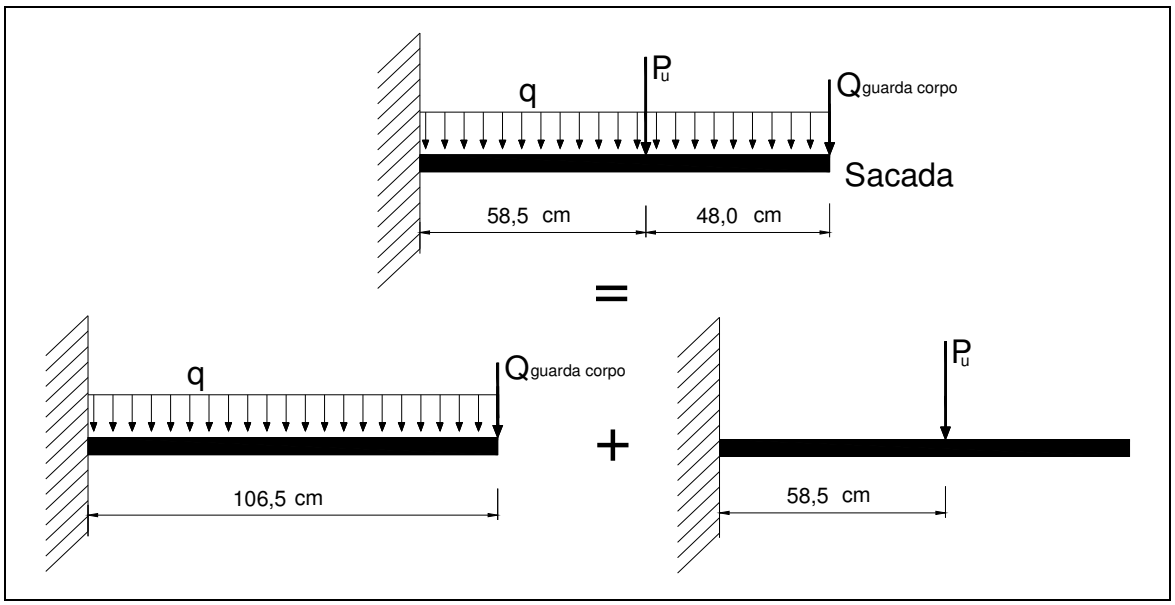


Figura 8.10 – Divisão do carregamento sobre a sacada para o cálculo da energia de deformação provocada pela carga estática última

Ao saber a energia de deformação provocada por P_u, pode-se determinar a maior energia cinética que pode atuar na posição da carga mencionada, através da lei de conservação da energia.

Sabe-se que energia de deformação provocada por uma carga P, é igual ao trabalho realizado (U) por esta carga; e que o trabalho realizado pela carga em questão é composto por duas parcelas: devido ao esforço cortante e devido à flexão.

Para vigas com configuração como a Figura 8.11, a relação entre a energia devido ao cisalhamento em relação à flexão pode ser dada pela equação abaixo.

$$\frac{U_\tau}{U_\sigma} = \frac{3 \times E \times I \times f_s}{G \times A \times L^2}$$

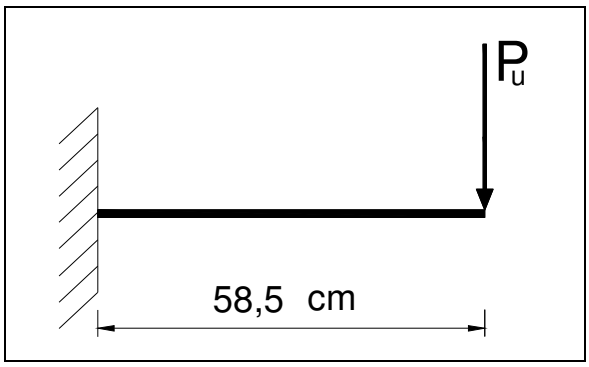


Figura 8.11 - Esquema de cálculo para o cálculo da energia de deformação provocada pela carga estática máxima

Adotando o módulo de elasticidade transversal (G) como sendo 0,4 do módulo de elasticidade longitudinal (E), como proposto na norma NBR6118 (2003), e considerando o momento de inércia (I) como o da seção transformada, o fator de forma (f_s), que leva em consideração a geometria da seção transversal, como sendo 3 (acima do efetivo e mais desfavorável), a área da seção transversal sendo 0,1 m^2 (largura da viga vezes a espessura) e o comprimento de 58,5 cm, pode-se calcular a relação exposta.

$$\frac{U_\tau}{U_\sigma} = \frac{3 \times E \times 1{,}9071 \times 10^{-6} \times 3}{0{,}4 \times E \times 0{,}1 \times 0{,}585^2} = 0{,}14\%$$

Ou seja, mesmo considerando uma situação desfavorável, a energia devido ao esforço cortante não corresponde nem a 1% da energia provocada pela flexão, podendo assim ser desprezada no cálculo da energia provocada por P_u. Assim, a energia devido à flexão é dada por:

$$U_\sigma = \frac{P_u{}^2 \times L^3}{6 \times E \times I}$$

Substituindo os valores encontrados anteriormente tem-se:

$$U_\sigma = \frac{19472^2 \times 0{,}585^3}{6 \times 21688 \times 10^6 \times 1{,}9071 \times 10^{-6}}$$

$$U_\sigma = 305{,}87 Joules$$

Portanto, a energia de deformação *U* é igual à energia devido à flexão $U_\sigma = 305{,}87 Joules$.

8.1.1.5 Cálculo da máxima carga dinâmica

O maior peso que a marquise poderia ter para que a estrutura não entrasse em colapso (lembrando que se trata da estrutura tal qual foi projetada) pode ser dado através do princípio da conservação da energia, ou seja, a energia potencial da marquise deve ser igual à energia de deformação da viga, isto sem considerar as perdas de energia, assim,

$$E_p = U_{viga}$$

$$m \times g \times h = U_{viga}$$

Onde, *m* é a massa máxima que a marquise pode assumir, *g* é a aceleração da gravidade e *h* é altura de queda.

Como,

$$P_{máx.marquise} = m \times g \text{ ,}$$

$$P_{máx.marquise} \times h = U_{viga}$$

Assim, considerando uma altura efetiva de queda da marquise entorno de 2,80 metros, tem-se:

$$P_{máx.marquise} \times 2{,}80 = 305{,}87$$

$$P_{máx.marquise} = 109N / m$$

$$P_{máx.marquise} = 0{,}109kN / m$$

Portanto a marquise deveria ter no máximo 0,109 kN para que a energia cinética da marquise se igualasse à energia de deformação da "viga" (laje de largura unitária) causada por uma carga estática equivalente, e assim a estrutura estaria na iminência do colapso.

Como a avaliação da sacada foi feita em uma faixa de 1 (um) metro, será feita a mesma consideração para a marquise.

Através da Figura 8.12, pode-se extrair as medidas para o cálculo do peso aproximado por metro linear da marquise projetada.

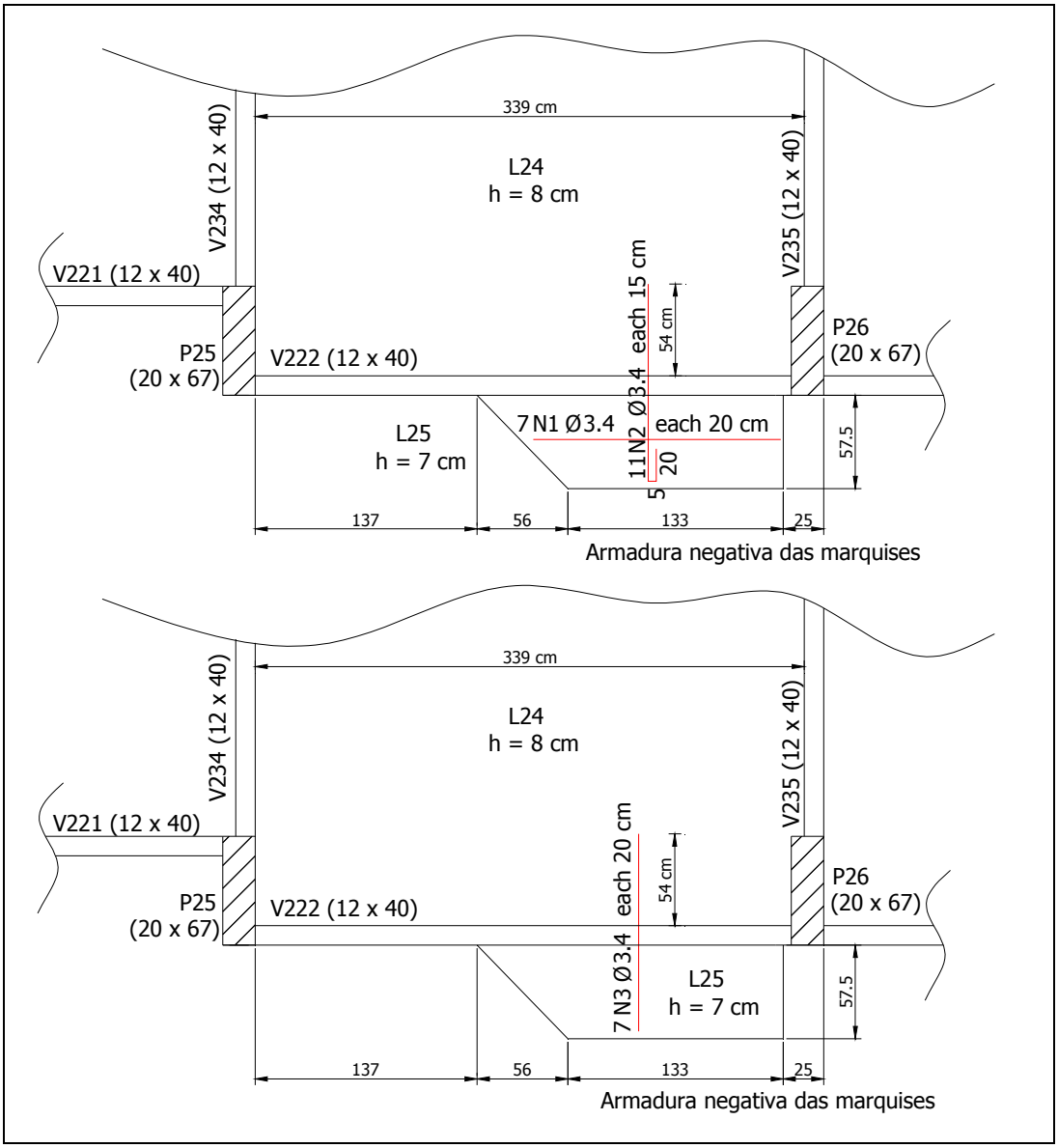


Figura 8.12 - Projeto estrutural da marquise colapsada

A carga da marquise projetada pode ser calculada através da carga apresentada na Tabela 8.2:

Tabela 8.2 – Cargas atuantes na marquise

Solicitações	Peso específico (kN/m^3)	altura (m)	carga distribuída por metro de laje (kN/m^2)
Peso próprio do concreto armado	25	0,07	1,75
Impermeabilização	-	-	0,80
Revestimento inferior	19	0,01	0,19
		TOTAL =	2,74 kN/m

As medidas a serem consideradas serão as seguintes: comprimento de 0,575 metro e largura de 1 (um) metro.

Assim, o peso da faixa de 1 metro de marquise é:

$$P_{marquise} = 0{,}575m \times 1m \times 2{,}74kN/m^3$$

$$P_{marquise} = 1{,}576kN/m$$

Isto mostra que o peso da marquise excedia e muito o peso necessário para levar a estrutura ao colapso.

8.1.1.6 Cálculo da carga equivalente causada pela ação da marquise

Para determinar a carga estática atuante na sacada correspondente à marquise colapsada, é necessário considerar que a sacada fosse totalmente elástico linear.

Fazendo esta consideração, temos que:

$$P_{marquise} \times h = U_{viga}$$

$$P_{marquise} \times h = \frac{P_{estática}{}^2 \times L^3}{6 \times E \times I}$$

$$P_{estática} = \sqrt{\frac{P_{marquise} \times h \times 6 \times E \times I}{L^3}}$$

$$P_{estática} = \sqrt{\frac{1576 \times 2{,}80 \times 6 \times 21688 \times 10^6 \times 1{,}9071 \times 10^{-6}}{0{,}585^3}}$$

$$P_{estática} = 74 kN/m$$

Pode-se notar que a carga da marquise de 1,576 kN/m caindo de uma altura de 2,80 metros se transforma em uma carga de 74 kN/m. Assim, todos os meios para evitar que uma marquise de edifícios entre em colapso é de extrema importância, já que uma carga deste vulto levaria ao colapso uma sacada dimensionada segundo às normas vigentes.

O colapso de uma marquise de um edifício, portanto, levará à ruptura todas as sacadas abaixo através de um colapso progressivo, podendo causar danos sérios a toda a estrutura da edificação e levar todo o edifício à ruína.

8.1.2 Sacada e Marquise Construídas

Segundo relatório da defesa civil e Souza *et al* (2009), as sacadas e as marquises do edifício tiveram suas dimensões alteradas na execução sem que houvesse modificação na quantidade de armaduras. As dimensões das sacadas e marquise colapsadas são descritas a seguir conforme relatório da defesa civil da cidade.

- ***Dimensões alteradas nas sacadas colapsadas***

As sacadas foram projetadas com balanços de 106,5 cm e comprimento igual a 238 cm, como pode ser visto na Figura 8.6, porém foram executadas, conforme citado por Souza *et al* (2009), com balanços de 150 cm e comprimentos na ordem de 254 cm.

A Figura 8.13 demonstra a configuração do colapso estimada para a análise.

Figura 8.13 - Estimativa da configuração do colapso da marquise executada

Apesar das floreiras inicialmente previstas não terem sido construídas, foi constatado por Souza *et al* (2009) a presença excessiva de camadas de revestimento, regularização e enchimento (Figura 8.14). Para as sacadas ruídas observaram uma espessura média de 20,74 cm, sendo que a altura média da laje era de 9,24 cm. Além disto, realizaram ensaios experimentais nas sacadas remanescentes que revelaram que o concreto utilizado possuía

resistência média de 30 MPa (o valor especificado era de 15 MPa) e que as armaduras possuíam resistência média na ruptura de aproximadamente 883 MPa (para as barras com 3,4 mm) e 694 MPa (para as barras com 6,3 mm).

Figura 8.14 – Sacada colapsada do primeiro andar do edifício residencial

Quanto ao posicionamento das armaduras, pode-se notar através da Figura 8.15 que o cobrimento das armaduras eram variáveis de acordo com a sacada analisada, bem como também em relação a uma mesma sacada, mostrando completo descuido na fiscalização e execução destes elementos estruturais.

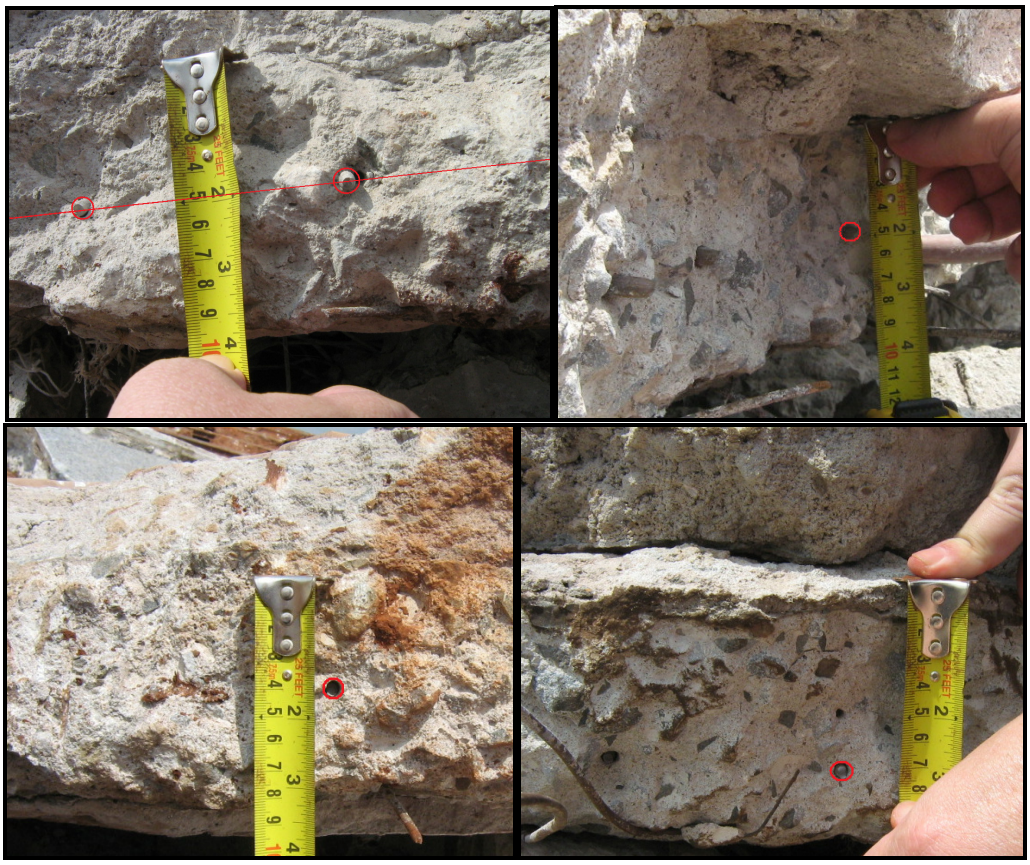


Figura 8.15 – Posicionamento das armaduras das sacadas colapsadas do primeiro, segundo, terceiro e quarto andar respectivamente do edifício residencial

Analisando o espaçamento das armaduras através da Figura 8.16 (mostrando medidas aproximadas), nota-se novamente o problema na execução da obra, pois os espaçamentos das armaduras em sacadas diferentes e até mesmo na mesma sacada variam significativamente.

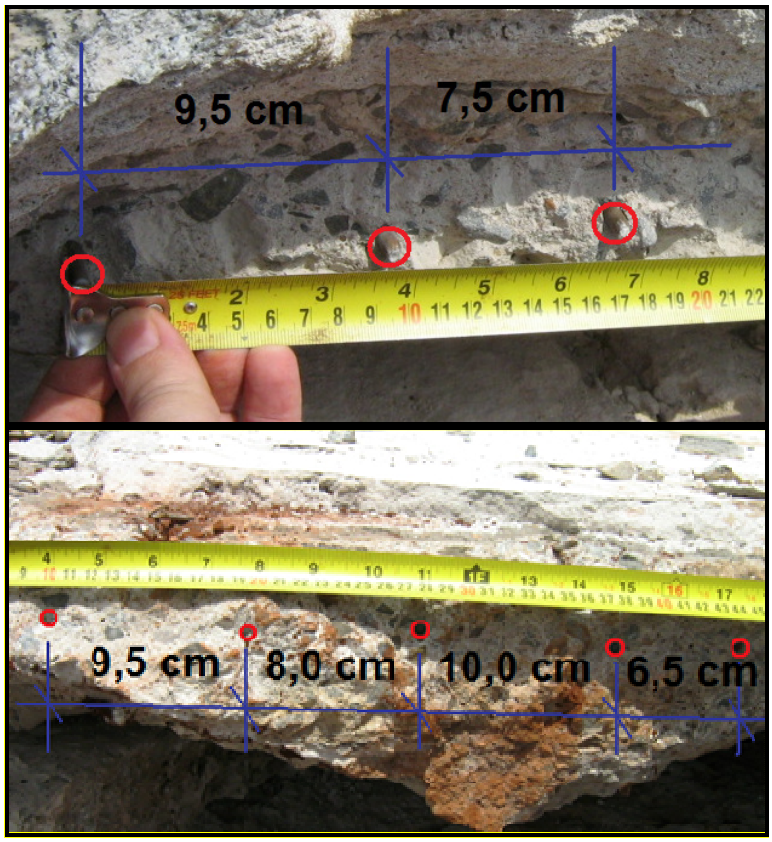


Figura 8.16 – Espaçamento das armaduras das sacadas colapsadas do segundo e terceiro andar respectivamente do edifício residencial

Os dados referentes ao posicionamento das armaduras e às características das sacadas e da marquise do lado colapsado do edifício são mostrados através da Tabela 8.3, extraída do parecer final sobre a queda das sacadas do edifício em questão emitido pela defesa civil. Com base nesta tabela, serão realizados os cálculos para averiguar a carga dinâmica máxima (a uma altura de 2,8 metros) que a sacada do décimo quinto andar poderia suportar, bem como o cálculo do peso da marquise.

Tabela 8.3 – Resumo das características da marquise e das sacadas da lateral direita do edifício (lado colapsado)

Sacada	Espessura média das camadas (cm)					Posicionamento médio das armaduras (cm)		Espaçamento médio entre Barras tem)		Diâmetro médio das armaduras (mm)	
	Argamassa de revestimento (face inferior)	Laje	Argamassa de enchimento	Argamassa de regularização	Revestimento cerâmico	Positivas	Negativas	Positivas	Negativas	Positivas	Negativas
1º Andar	2,39	10,12	1,23	5,33	2,00	1,33	5,92	15,37	11,12	3,65	6,06
2º Andar	1,74	10,77	1,77	4,39	2,09	2,08	6,34	18,32	10,73	3,60	5,52
3º Andar	1,46	8,46	x	7,77	2,03	0.54	4,72	12,54	10,09	3,50	6,00
4º Andar	2,14	6,54	X	6,56	1,86	0,71	4,78	12,41	9,74	3,62	5,89
5º Andar	2,45	10,08	X	6,45	0,73	0,53	5,11	11,06	9,72	3,70	5,82
6º Andar	1,98	9,74	X	4,97	0,83	1,69	4,75	21,42	11,56	3,63	6,04
7º Andar	1,42	9,10	X	6,07	2,07	0,63	5,09	19,38	11,13	3,71	6,13
8º Andar	2,84	9,10	X	5,72	0,77	0.70	5,90	14,34	10,79	3,78	6,37
9º Andar	2,72	9,69	X	5,45	1,95	1,50	5,58	19,47	11,72	3,83	6,03
10º Andar	2,12	9,49	1,15	6,85	0,84	1,10	5,47	18,37	11,57	3,63	6,02
11º Andar	1,88	8,96	X	4,51	1,78	1,33	5,38	21,07	11,68	3,83	5,92
12º Andar	1,79	8,31	6,09	0,96	0,85	0,78	5,29	15,02	9,90	3,66	6,09
13º Andar	2,37	8,89	X	3,51	1,90	0.59	4,75	13,89	13,46	3,49	6,05
14º Andar	3,96	9,32	1,64	4,71	1,88	0,59	5,28	19,83	11,75	3,52	5,95
15º Andar	4,00	10,00	7,75			2,08	7,33	22,01	10,90	3,39	6,05
MÉDIA GERAL	62,37	9,24	2,38	5,23	1,54	1.08	5,45	16,97	11,06	3,63	5,99
Marquise	2,45	10,5	2,5			1,04	5,58	15,22	16,88	3,31	3,38
									diâmetro na ponta onde rompeu:	2,68	2,75

Fonte: Defesa Civil (2009)

Quanto às cargas permanentes atuantes na sacada do décimo quinto andar, a Tabela 8.4 demonstra a somatória destas cargas, resultando em 6,61 kN/m.

Tabela 8.4 –Cargas permanentes atuantes na sacada do 15º andar do edifício

Solicitações	Peso específico (kN/m^3)	altura (m)	carga distribuída por metro de laje (kN/m)
Peso próprio do concreto armado	25	0,1	2,50
Impermeabilização	-	-	0,80
Revestimento inferior	19	0,04	0,76
Argamassa de enchimento, regularização e assentamento	20	0,0775	1,55
Revestimento cerâmico	-	-	1,00
		TOTAL =	6,61

Portanto, para o cálculo da carga dinâmica máxima que poderia atuar na sacada do lado direito (lado onde ocorreu o colapso) do décimo quinto andar serão utilizados os dados contidos na Tabela 8.5, que mostra um resumo dos dados calculados anteriormente.

Tabela 8.5 – Resumo dos dados da sacada colapsada do décimo quinto andar

Bitola =	6,05	mm
Espaçamento entre barras =	10,9	cm
cobrimento (10 - 7,33) =	2,67	cm
Taxa de armadura (A_s) =	2,59	cm2/m
(f_{yk})=	694	MPa
(f_{ck})=	30	MPa
Largura (considerada) da laje (b_w)=	100	cm
Altura da laje (h) =	10	cm
Dist. da aplicação da carga até o apoio =	0,585	m
Comprimento do balanço =	1,5	m
Carga uniformemente distribuída =	6,61	kN/m
Carga do peitoril =	0,2	kN
$E_{aço}$ =	210	GPa
Altura de queda =	2,8	m

Com base nas informações apresentadas na Tabela 8.5, foram realizados os cálculos analogamente ao da sacada projetada. Os resultados são apresentados na Tabela 8.6.

Tabela 8.6 – Resultados dos cálculos referentes à carga estática equivalente atuante na sacada executada, do décimo quinto andar

Cálculo do Momento Último característico				
Bitola (cm)=	6,05			
As (cm2/m)=	2,59	x =	0,880	cm
fyk (kN/cm2)=	69,4	x23 =	1,898	cm
fck (kN/cm2)=	3	x < x23, portanto, domínio 2		
bw (cm) =	100			
c (cm)=	2,67	Muk =	7,098	kN.m/m
h (cm)=	10			
Cálculo da carga estática última (Pu)				
Dist. do apoio (m)=	0,585	**Pu =**	**-1,09**	**kN**
Dist. em balanço (m)=	1,5			
Carga unif. dist. (kN/m)=	6,61			
Carga peitoril (kN)=	0,2			

Analisando a Tabela 8.6, nota-se que a carga última que pode atuar na sacada segundo cálculo levando em consideração o modelo apresentado na Figura 8.17, é negativa, indicando que a sacada não suportava carregamentos adicionais à aqueles propiciados pela própria estrutura.

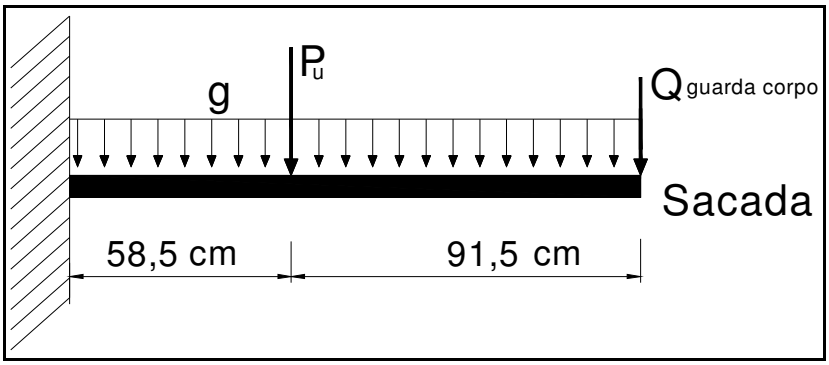


Figura 8.17 - Esquema para o cálculo de Pu para a sacada efetivamente executada

Como a sacada executada não suportaria teoricamente mais nenhuma carga, não é possível analisar a carga dinâmica máxima que a sacada poderia suportar. Visto que esta situação é muito mais desfavorável que a da sacada projetada, é de se admirar que as sacadas executadas não apresentaram problemas quanto à estabilidade.

8.2 COLAPSO DA CORTINA DE ESTACAS DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL

Neste item serão mostradas as causas do colapso parcial da cortina de estacas de um edifício residencial ocorrido recentemente na cidade de Maringá-PR. Para uma sistematização no processo de apresentação e para a demonstração de uma das ferramentas diagnósticas, este estudo será apresentado na forma de um laudo pericial.

Como a identificação da obra não é relevante para a execução deste trabalho acadêmico, e para não causar prejuízos aos proprietários do edifício com a divulgação do ocorrido, todos os dados que caracterizem o nome ou local da edificação serão substituídos por nomes fictícios, não prejudicando de forma alguma o conteúdo do trabalho.

8.2.1 Laudo Pericial do colapso parcial de uma cortina de estacas de um edifício residencial em construção

RODRIGO MAZIA ENAMI, Engenheiro Civil, em atendimento aos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Urbana, procedeu à vistoria do local a seguir descrito, cujos resultados vão em seguida expostos através do presente

LAUDO TÉCNICO DE PERÍCIA

8.2.1.1 PRELIMINARES

Consoante os termos da consulta a presente perícia tem por finalidade determinar as causas do colapso parcial da cortina de estacas do edifício "Flora Verde", situado na cidade de Maringá-PR.

8.2.1.2 DILIGÊNCIAS

O Perito compareceu ao local de interesse nos dias 06 e 14 de abril de 2009, para coletar os dados técnicos necessários à perícia.

8.2.1.3 LOCAL

O edifício periciado está localizado na Rua Ipê Roxo, número 123, esquina com a Rua Sibipiruna, no município de Maringá, estado do Paraná.

8.2.1.4 ORIENTAÇÃO DOS TRABALHOS

Consoante os procedimentos técnicos preconizados para as perícias do gênero, foram vistoriadas as vias adjacentes ao perímetro do edifício "Flora Verde", bem como a área onde ocorreu o colapso, com anotação e avaliação de suas características, condições físicas.

Foi inspecionada a cortina de estacas do edifício "Flora Verde" para verificar suas características.

No decorrer do trabalho, foram executadas tomadas fotográficas gerais e de detalhes que acompanham este documento.

Foram utilizados o projeto estrutural, dados coletados no local e informações fornecidadas pela Estação Climatológica Principal de Maringá para a elaboração do laudo.

Para boa apresentação do laudo, optou-se por inserir as fotos e figuras no corpo do texto.

Foi utilizado o programa OBLÍQUA 1.0, do Centro de Estudos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Paraná, disponível em http://www.cesec.ufpr.br/concretoarmado/ para a verificação da estabilidade da cortina de estacas para escavação a 2,8 metros e a 6,25 metros. Primeiramente será verificado se o dimensionamento demonstrado em projeto (para escavação de 2,8 metros) está de acordo com a NBR 6118 (2003) através do programa citado. Em seguida será feita a verificação para o caso de escavação de 2,8 metros e de 6,25 metros, sem a utilização dos coeficientes de segurança para o concreto e o aço e o ângulo de atrito dos solos, a fim de fazer uma análise mais real das condições da cortina no momento do colapso.

Finalmente, foi redigido o presente laudo após a coordenação e interpretação de todos os dados técnicos coletados.

8.2.1.5 HISTÓRICO DO ACIDENTE

O edifício residencial estudado está localizado na Cidade de Maringá, Estado do Paraná. Foi projetado com estrutura em concreto armado, contendo doze andares, dois elevadores, seis salas comerciais, doze kitnets simples e vinte e quatro duplex (Figura 8.18).

Figura 8.18 – Maquete eletrônica do edifício onde houve o colapso parcial da cortina de estacas

Após a concretagem das cortinas de estacas e a escavação até o segundo subsolo, foi iniciado o processo executivo das fundações do edifício.

Durante a etapa de execução da fundação, depois de fortes chuvas que ocorreram no dia 5 (cinco) de abril do ano de 2009 (dois mil e nove), parte da cortina de estacas entrou em colapso (Figura 8.19), causando grandes prejuízos a todos os envolvidos, tanto para a construtora, como para a prefeitura, lojistas e companhias de telefonia e energia elétrica.

Figura 8.19 – Cortina de estacas colapsada

A parte da cortina de estacas colapsada levou consigo toda a calçada em sua extensão, rompendo todas as instalações subterrâneas que nela continham. Na Figura 8.20 pode-se observar a calçada rompida, onde a linha vermelha mostra sua delimitação. Ainda nesta figura notam-se na parte central superior as tubulações rompidas.

Figura 8.20 – Colapso da cortina de estacas, da calçada adjacente e das tubulações

Por sorte o colapso ocorreu num domingo, onde a movimentação de pedestres na região é ínfima comparando com os outros dias da semana, pelo fato da região ser próximo a uma

universidade. A chuva de grande intensidade no momento do ocorrido contribuiu para que não houvesse nenhum transeunte na calçada, evitando danos físicos a terceiros.

Para se ter noção da intensidade da chuva que ocorreu no momento do colapso, a Figura 8.21 mostra a condição de uma rua da cidade durante o evento, onde as galerias pluviais não deram conta do volume de água precipitado. Isto ocorreu em de várias regiões da cidade.

Figura 8.21 – Condição de uma rua da cidade de Maringá durante as chuvas do dia 05 de abril de 2009

Devido ao colapso da cortina de estacas, duas vias foram interditadas (Figura 8.22) pelo fato da possibilidade do colapso das mesmas, já que a via adjacente à parte da cortina colapsada apresentou trincas longitudinais indicando um possível colapso. A interdição das vias causou muitos transtornos e prejuízos para os comerciantes das mesmas.

Figura 8.22 – Rua interditada devido ao colapso parcial da cortina de estacas de um edifício residencial

8.2.1.6 INVESTIGAÇÕES TÉCNICAS

- ***Projeto Executivo***

Objetivando encontrar alguma falha no projeto ou inconsistência entre o projeto e a execução, foi realizada uma análise minuciosa no mesmo.

Ao analisar o projeto executivo notou-se uma inconsistência entre o desenho do talude e sua legenda, onde a mesma faz menção à execução da laje do segundo subsolo antes da retirada do talude. É de fácil constatação que a laje a ser executada antes da retirada do talude é a laje do primeiro subsolo, mesmo porque é "impossível" executar a laje do segundo subsolo antes da retirada do talude (Figura 8.23).

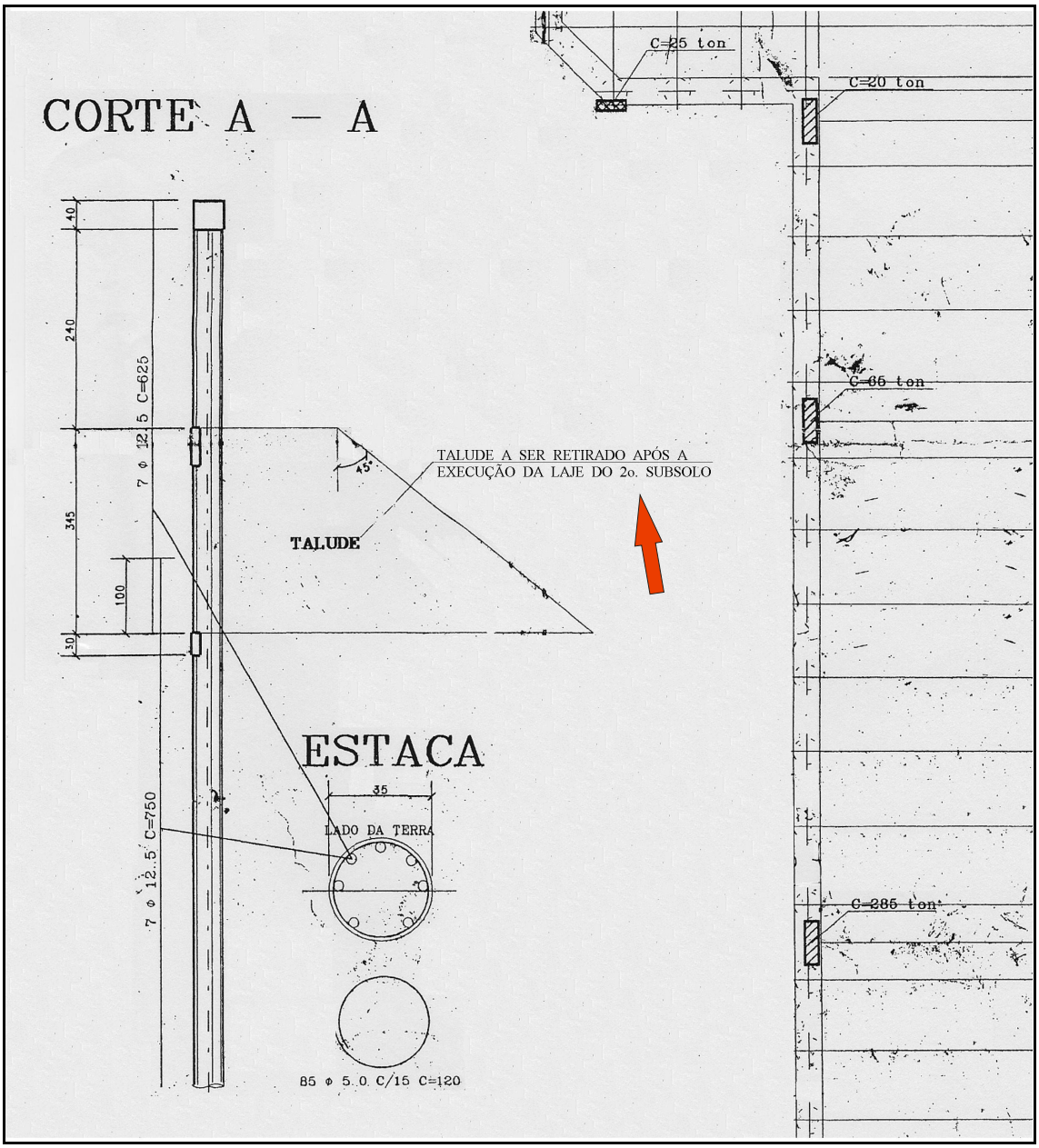


Figura 8.23 – Corte A-A do projeto executivo que demonstra o processo de escavação para a execução dos pavimentos de subsolo de um edifício residencial

- ***Características da cortina de estacas***

A cortina colapsada apresentava espaçamento médio entre centros das estacas de aproximadamente 1 (um) metro, como pode ser observado na Tabela 8.7. As estacas e as

barras longitudinais possuíam diâmetro de aproximadamente 35 centímetros e 12,5 milímetros respectivamente.

As armaduras não eram espaçadas uniformemente, sendo que 5 (cinco) barras estavam presentes em metade da seção transversal e 2 (duas) barras na outra metade, como pode ser observado na Figura 8.23.

O concreto utilizado foi concreto C35, ou seja, com resistência característica à compressão de 35 MPa e as armaduras eram de aço CA 50 A, conforme recomendado pela NBR 6118 (2003).

Tabela 8.7 – Espaçamento entre estacas

DISTÂNCIA ENTRE ESTACAS (m)		
1-2	0,80	
2-3	1,1	
3-4	0,5	
4-5	1,4	DIÂMETRO DA BARRA
5-6	0,7	12,5 mm
6-7	1,1	
7-8	0,7	DIÂMETRO DO ESTRIBO
8-9	1,1	6,3 mm
9-10	1	
10-11	0,9	
11-12	0,9	
12-13	1,1	
13-14	0,9	
14-15	1,3	
15-16	0,8	
16-17	1,2	
17-18	0,9	
18-19	1,3	
19-20	0,6	
20-21	1,3	
21-22	0,7	
22-23	1,4	
23-24	0,5	
24-25	1	
25-26	1	
26-27	1,2	

- ***Características do solo***

Após uma série de ensaios experimentais, foi possível traçar o perfil do solo do edifício em questão, que é mostrado na Figura 8.24. Através deste perfil será calculado o empuxo do solo sobre a cortina de estacas e assim será verificando a estabilidade da cortina para uma altura de corte de 2,8 metros e para 6,25 metros.

As letras γ, ϕ e c, indicam respectivamente o peso específico, o ângulo de atrito e a coesão dos solos analisados. É importante salientar que os valores de ϕ e c não estão divididos por nenhum coeficiente de segurança.

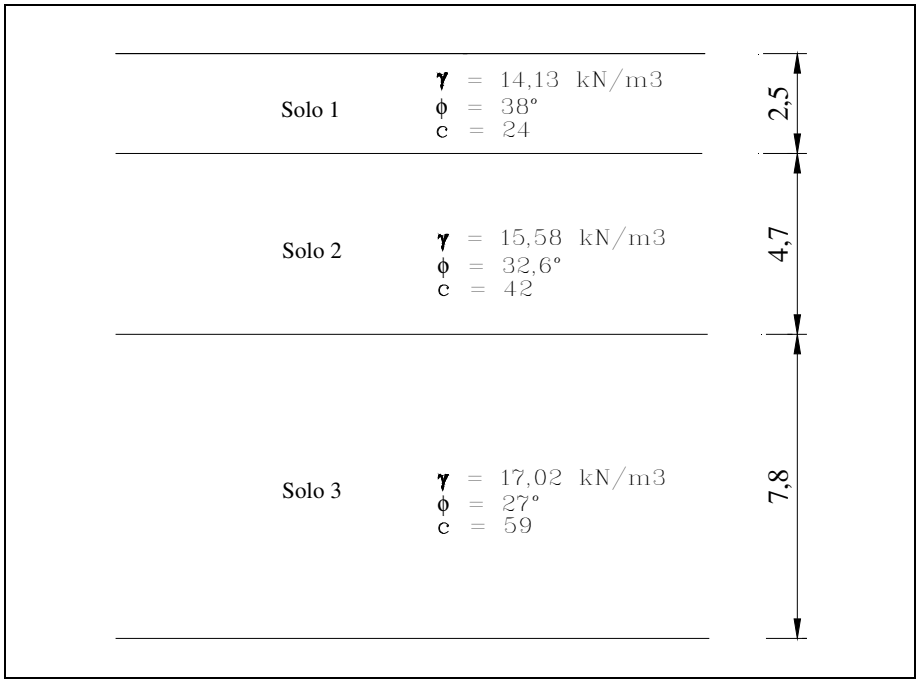


Figura 8.24 – Caracterização do solo do edifício onde houve o colapso da cortina de estacas

- ***Escavação***

Como mencionado anteriormente no tópico projeto executivo, apesar da incoerência entre o desenho do talude e a legenda do mesmo, era de fácil constatação que a escavação deveria ser realizada até uma profundidade de 2,8 metros e a partir desta profundidade deixar um talude como o demonstrado na Figura 8.25, executar a laje do primeiro subsolo, e em seguida fazer a remoção do talude. Fato é que a escavação foi executada até a profundidade de 6,25 metros sem a execução da laje do primeiro subsolo.

A Figura 8.25 além de apresentar as características dos solos, também mostra a posição correta onde deveria se efetuar o corte do terreno. Já a Figura 8.26 ilustra a posição onde estava o nível do terreno no momento do colapso.

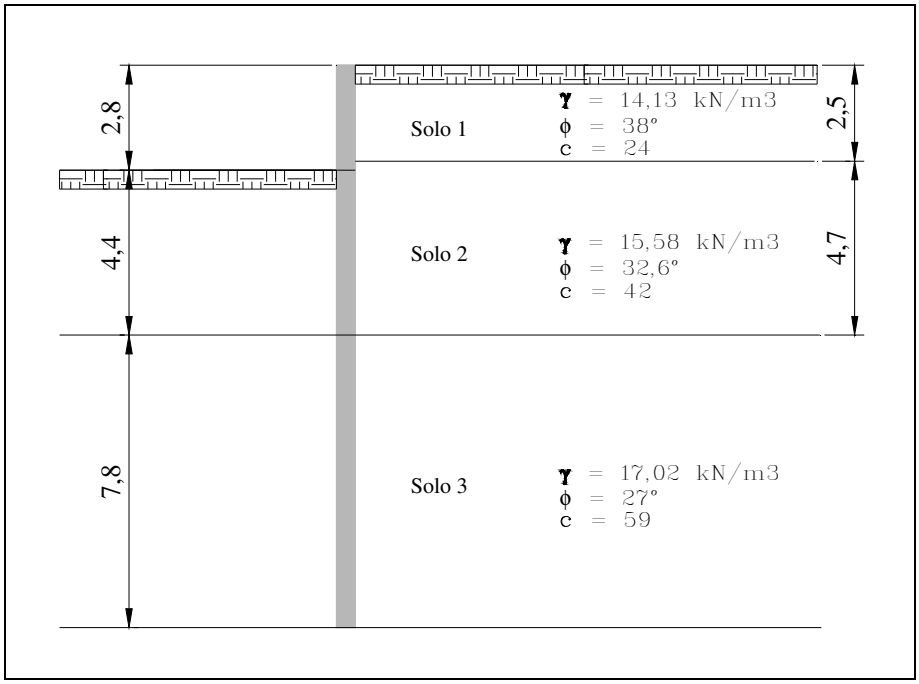


Figura 8.25 – Profundidade de escavação estabelecida em projeto

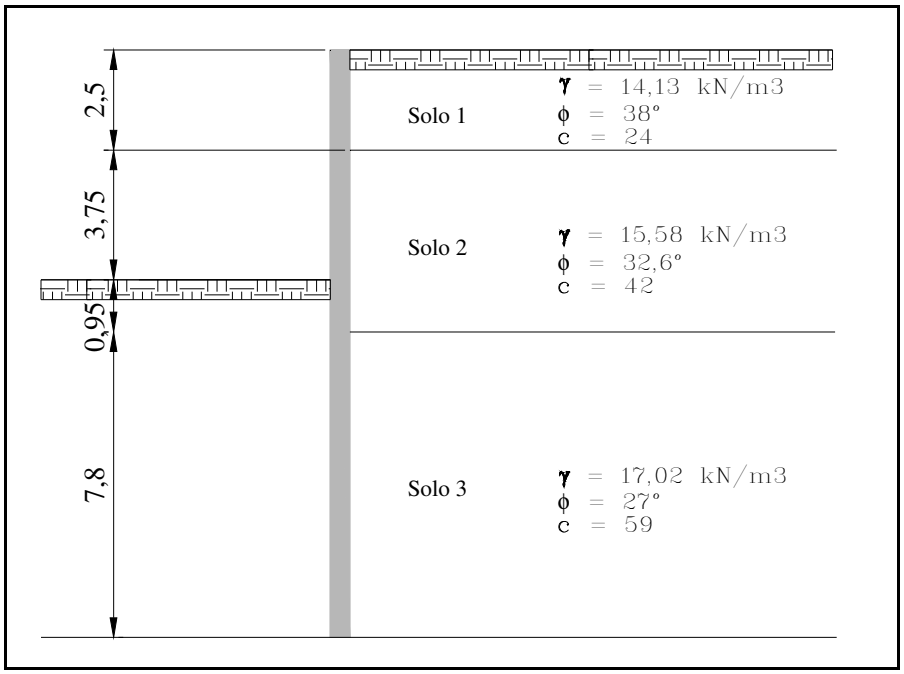


Figura 8.26 – Profundidade de escavação executada

- ***Forma do colapso***

Através da Figura 8.27, que mostra duas fotografias tiradas do local onde houve a ruptura da cortina de estacas, pode-se constatar que as mesmas romperam próximo ao nível da escavação. Este tipo de ruptura indica uma ruptura causada por tensões normais causadas por elevado esforço de momento fletor.

Figura 8.27 – Caracterização do solo do edifício onde houve o colapso da cortina de estacas

A Figura 8.28 ilustra o local aproximado do local onde houve a ruptura das estacas, onde através desta informação será calculado o esforço de momento fletor para o caso projetado e para o executado.

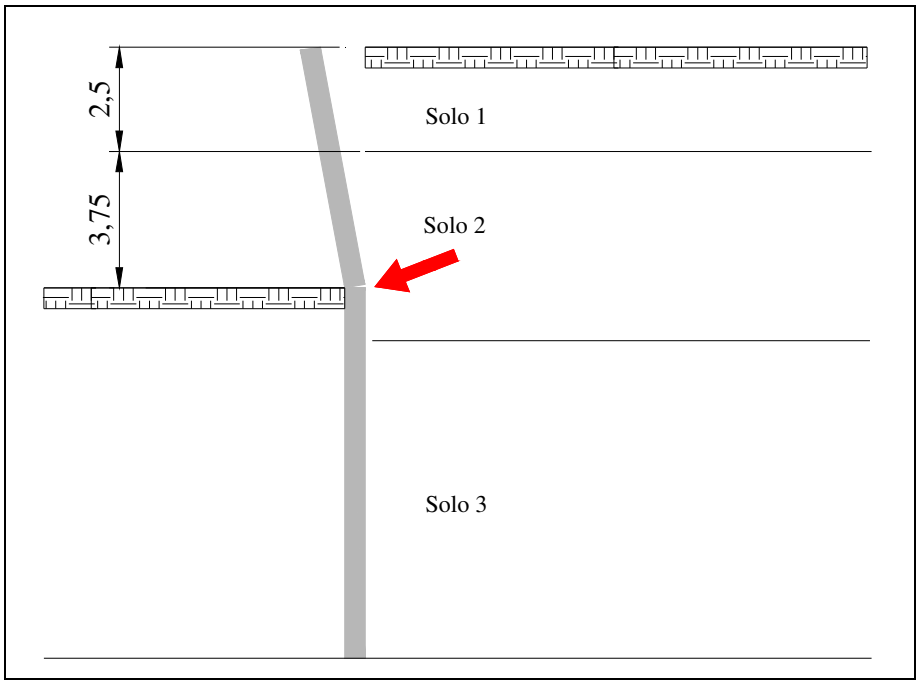


Figura 8.28 – Local aproximado da ruptura das estacas

- ***Cálculo das pressões do solo***

Primeiramente serão calculadas as pressões ativas atuantes na cortina de estacas a uma profundidade de escavação de 2,8 metros considerando um coeficiente de segurança de 1,5 para o ângulo de atrito, para verificar posteriormente se o dimensionamento da cortina está de acordo com a NBR 6118 (2003). Posteriormente serão calculadas as pressões para o caso de escavação a 2,8 metros e a 6,25 metros, para com a finalidade de verificar posteriormente a estabilidade das estacas considerando as condições mais próximas da realidade.

Como a verificação que será feita irá considerar as estacas engastadas no nível da escavação (onde houve a ruptura), será necessário calcular apenas as pressões horizontais ativas.

Sabendo-se que o solo da cidade de Maringá é colapsível, é prudente adotar a coesão igual a zero, visto que a mesma pode não atuar em situações críticas, como é o caso do colapso analisado. Nos cálculos a seguir, utilizou-se a Teoria de Rankine para solos coesivos.

O coeficiente de empuxo será calculado através da equação abaixo.

$$K_A = \frac{1 - sen\phi}{1 + sen\phi}$$

a) Considerando o cálculo com coeficiente de segurança e sobrecarga de 20 kN/m^2

Considerando um coeficiente de segurança de 1,5, o ângulo de atrito para os solos 1 e 2 são calculados abaixo.

Solo 1

$$\phi = \frac{38}{1{,}5} = 25{,}3^{o}$$

Solo 2

$$\phi = \frac{32{,}6}{1{,}5} = 21{,}7^{o}$$

- Cálculo dos Coeficientes de Empuxo Ativo:

Portanto, o coeficiente de empuxo ativo para os solos 1 e 2 são apresentados abaixo.

Solo 1:

$$K_{A,1} = \frac{1 - sen(38)}{1 + sen(38)} = 0{,}40$$

Solo 2:

$$K_{A,2} = \frac{1 - sen(32{,}6)}{1 + sen(32{,}6)} = 0{,}46$$

- Cálculo das Pressões Horizontais Ativas

Para o cálculo das pressões horizontais ativas para a verificação do projeto, será considerado uma sobrecarga de 20 kN/m^2 (usual adotar essa carga entre 10 a 40 kN/m^2).

É importante enfatizar que a sobrecarga uniformemente distribuída é uma parcela constante que é somada diretamente ao valor do empuxo ativo.

$$\sigma_{ha} = \gamma \ .Z.K_A - 2.c \ .\sqrt{K_A} + q.K_A$$

$$\sigma_{ha} = \gamma \ .Z.K_A + q.K_A$$

Onde γ, ϕ, c, K_A e σ_{ha} indicam respectivamente o peso específico, o ângulo de atrito, a coesão, o coeficiente de empuxo ativo e a pressão horizontal ativa nos solos analisados.

Solo 1:

$$\sigma_{ha} = \gamma_1.Z.K_{A,1} + q.K_{A,1}$$

$$\sigma_{ha} = 14{,}13.Z.0{,}40 + 20.0{,}40$$

$$\sigma_{ha} = 5{,}65.Z + 8{,}0$$

$$\sigma_{ha(Z=0m)} = 8{,}0kPa$$

$$\sigma_{ha(Z=2{,}50m)} = 22{,}13\,kPa$$

Solo 2:

$$\sigma_{ha} = \gamma_2.Z.K_{A,2} + (q + \gamma_1.h_1).K_{A,2}$$

$$\sigma_{ha} = 15{,}58.Z.0{,}46 + (20 + 14{,}13.2{,}5).0{,}46$$

$$\sigma_{ha} = 7{,}17.Z + 25{,}45$$

$$\sigma_{ha(Z=0m)} = 25{,}45\,kPa$$

$$\sigma_{ha(Z=0{,}30m)} = 27{,}60\,kPa$$

Calculadas as pressões, pode-se montar o diagrama de pressões para o caso de escavação a 2,8 metros.

A Figura 8.29 ilustra o diagrama de pressões para o caso de escavação até 2,8 metros considerando o coeficiente de segurança de 1,5 para o ângulo de atrito e coesão igual a zero.

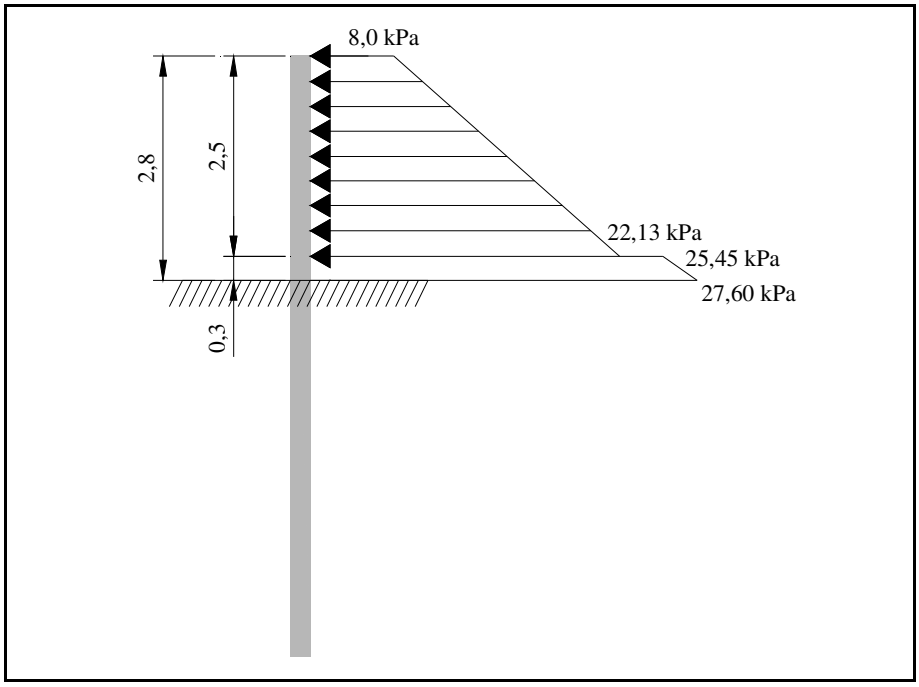


Figura 8.29 – Diagrama de pressões para profundidade de escavação de 2,8 metros

b) Considerando o cálculo sem coeficiente de segurança e sobrecarga de 10 kN/m^2

- Cálculo dos Coeficientes de Empuxo Ativo:

Para o cálculo das pressões horizontais ativas será considerado uma sobrecarga de 10 kN/m^2 (usual adotar essa carga entre 10 a 40 kN/m^2) tendo-se em vista que a rua adjacente

ao colapso encontrava-se praticamente “deserta” no momento do colapso, pois o colapso ocorreu em um final de semana e no momento chovia muito.

Portanto, o coeficiente de empuxo ativo para os solos 1 e 2 são apresentados abaixo.

Solo 1:

$$K_{A,1} = \frac{1 - sen(38)}{1 + sen(38)} = 0{,}24$$

Solo 2:

$$K_{A,2} = \frac{1 - sen(32{,}6)}{1 + sen(32{,}6)} = 0{,}30$$

- Cálculo das Pressões Horizontais Ativas

Solo 1:

$$\sigma_{ha} = \gamma_1 . Z . K_{A,1} + q . K_{A,1}$$

$$\sigma_{ha} = 14{,}13 . Z . 0{,}24 + 10 . 0{,}24$$

$$\sigma_{ha} = 3{,}39 . Z + 2{,}4$$

$$\sigma_{ha(Z=0m)} = 2{,}40 kPa$$

$$\sigma_{ha(Z=2{,}50m)} = 10{,}88 kPa$$

Solo 2:

$$\sigma_{ha} = \gamma_2 . Z . K_{A,2} + (q + \gamma_1 . h_1) . K_{A,2}$$

$$\sigma_{ha} = 15{,}58 . Z . 0{,}30 + (10 + 14{,}13 . 2{,}5) . 0{,}30$$

$$\sigma_{ha} = 4{,}67.Z + 13{,}60$$

$$\sigma_{ha(Z=0m)} = 13{,}60\,kPa$$

$$\sigma_{ha(Z=0{,}30m)} = 15{,}00\,kPa$$

$$\sigma_{ha(Z=3{,}75m)} = 31{,}11\,kPa$$

Através do cálculo das pressões, pode-se montar o diagrama de pressões para o caso de escavação a 2,8 metros e para o caso de 6,25 metros.

A Figura 8.30 ilustra o diagrama de pressões para o caso de escavação até 2,8 metros.

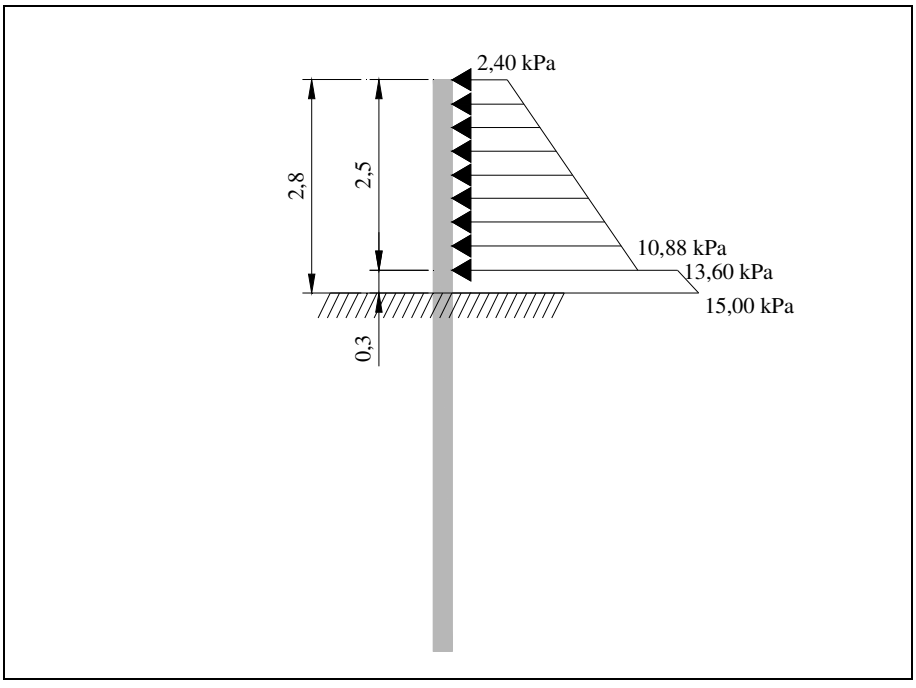


Figura 8.30 – Diagrama de pressões para profundidade de escavação de 2,8 metros

A Figura 8.31 ilustra o diagrama de pressões para escavação de 6,25 metros, ou seja, para o caso onde ocorreu o colapso.

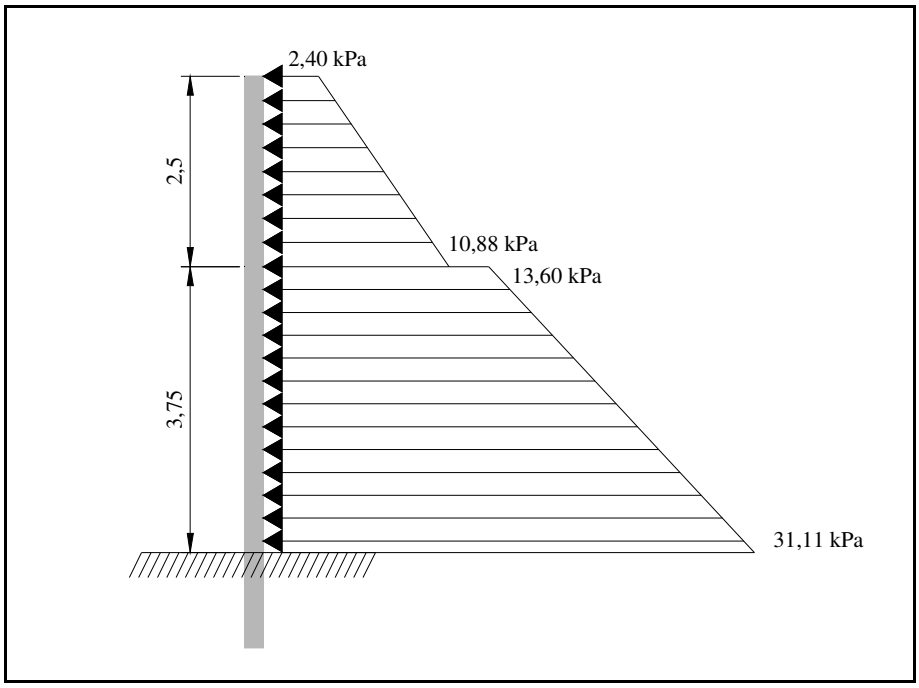


Figura 8.31 – Diagrama de pressões para profundidade de escavação de 6,25 metros

c) Verificação da estabilidade da cortina de estacas

Para a verificação da estabilidade da cortina de estacas será necessário calcular o esforço de momento fletor que atua em cada estaca. No cálculo deste esforço provocado pelas pressões do solo e pela sobrecarga, será necessário determinar a faixa de solo que atua sobre cada estaca.

Como visto anteriormente, o espaçamento médio entre estacas era de 1 metro, assim, a configuração de carregamento pode ser determinada pelas resultantes do diagrama de pressões e é ilustrado na Figura 8.32.

- Verificação da cortina de estacas para escavação de 2,8 m (conforme projeto) considerando os coeficientes de segurança.

Neste caso os coeficientes de segurança serão considerados para a verificação da conformidade do projeto com a NBR 6118 (2003).

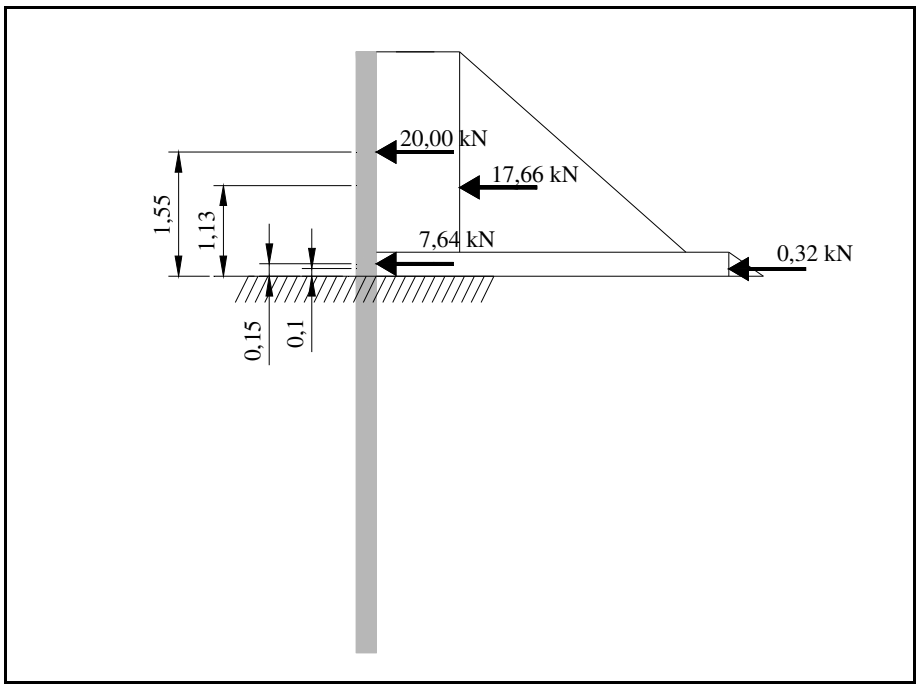


Figura 8.32 – Resultantes das pressões atuantes em cada estaca para profundidade de escavação de 2,8 metros considerando o coeficiente de segurança para o ângulo de atrito

Calculando o momento fletor atuante na base da estaca para 2,80 metros, tem-se:

$$M_{(2,80m)} = 0,32 \times 0,1 + 7,64 \times 0,15 + 17,66 \times 1,13 + 20,00 \times 1,55$$

$$M_{(2,80m)} = 52,13 kN \cdot m$$

Utilizando o software OBLÍQUA 1.0, se fez a verificação de conformidade com a NBR 6118 (2003). É importante lembrar que este software não tem a opção de seção transversal

circular, portanto foi feita uma aproximação para uma seção que consiste em um polígono de 16 lados iguais inscrito em uma circunferência de 35 centímetros de diâmetro.

Introduzindo as características da seção transversal, a configuração da armadura e o momento atuante, obteve-se a envoltória mostrada na Figura 8.33.

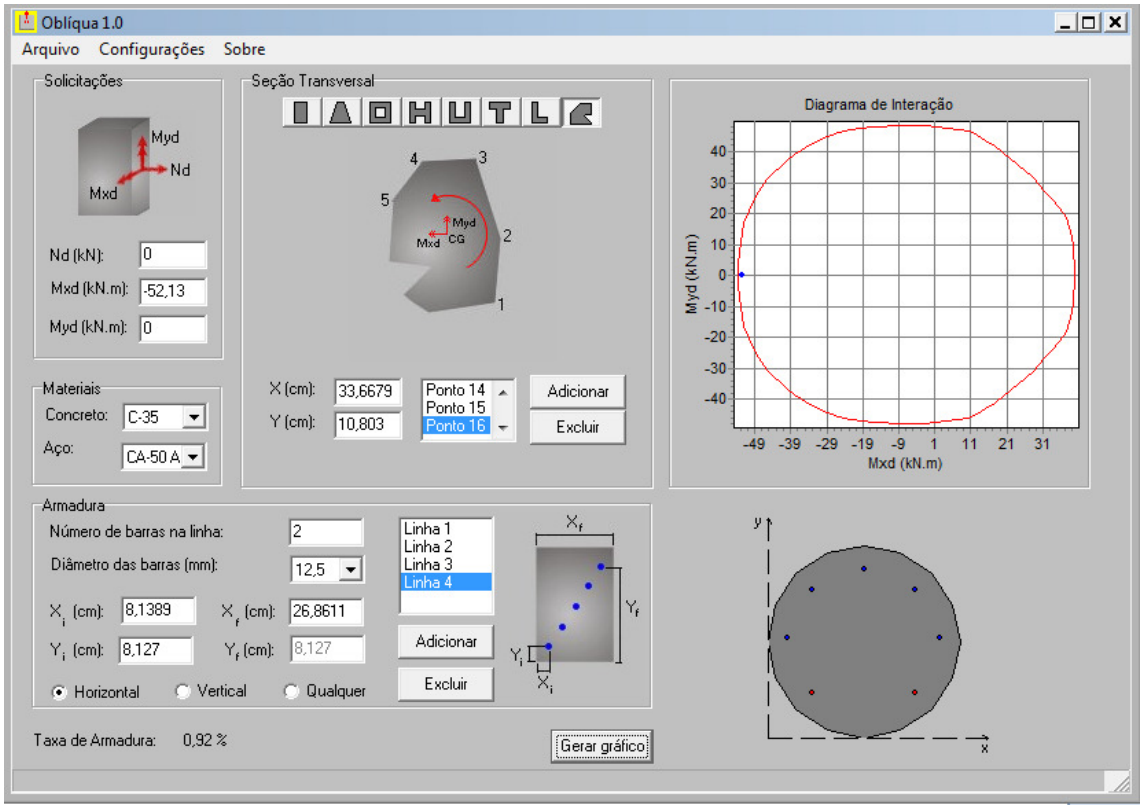


Figura 8.33 – Resultado da análise de conformidade entre o projeto da cortina de estacas e a NBR 6118 (2003)

Nota-se pelo resultado apresentado, que o ponto cai dentro da envoltória, indicando que a cortina de estacas estava dimensionada corretamente.

- Verificação da cortina de estacas para escavação de 2,8 m e para 6,25 m, desconsiderando os coeficientes de segurança do concreto, do aço e do ângulo de atrito.

Para as verificações, não serão considerados os coeficientes de segurança para o concreto e para o aço e serão utilizados os diagramas de pressões das Figuras 8.30 e 8.31, a fim de mostrar que a cortina escavada a uma profundidade de 2,8 metros estava bem dimensionada para suportar as cargas nas condições encontradas no momento do colapso e que na condição de escavação de 6,25 metros, a condição era extremamente crítica, explicando o motivo do colapso. Lembrando que a não utilização dos coeficientes de segurança leva a uma situação mais próxima das condições que estavam presentes no momento do ocorrido.

A seguir será apresentada a verificação para a escavação à profundidade de 2,8 mettros e em seguida para a de 6,25 metros.

A Figura 8.34 demonstra as resultantes decorrentes do diagrama de pressões da Figura 8.30, considerando uma faixa de ação de 1 (um) metro (espaçamento médio aproximado entre as estacas).

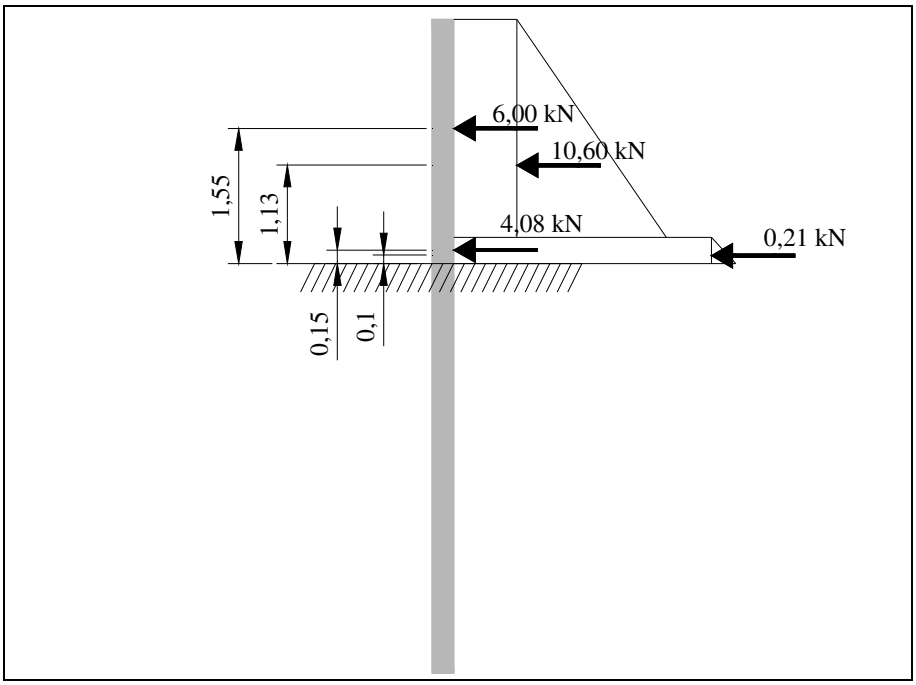


Figura 8.34 – Resultantes das pressões atuantes em cada estaca para profundidade de escavação de 2,8 metros

Calculando o momento fletor atuante na base da estaca para 2,80 metros, tem-se:

$$M_{(2,80m)} = 0,21 \times 0,1 + 4,08 \times 0,15 + 10,60 \times 1,13 + 6,00 \times 1,55$$

$$M_{(2,80m)} = 21,91 kN \cdot m$$

Utilizando o software OBLÍQUA 1.0, introduzindo um momento atuante de 21,91 kN.m, obteve-se a envoltória mostrada na Figura 8.35.

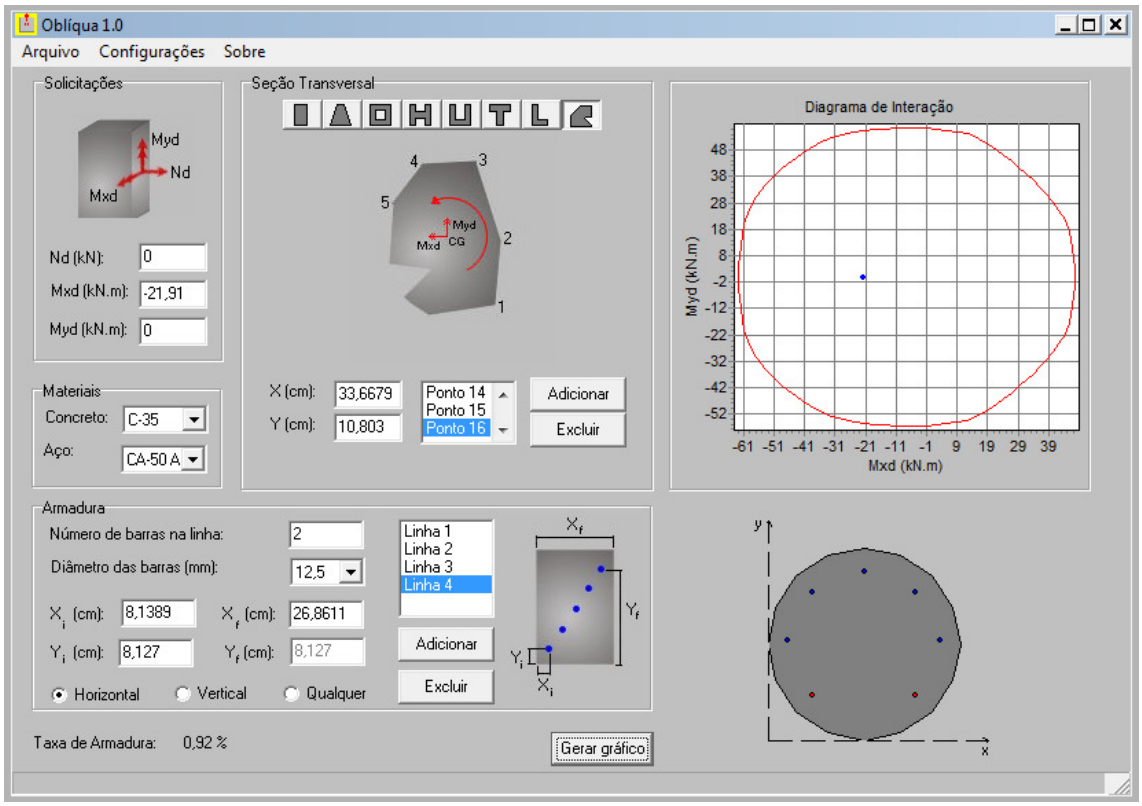


Figura 8.35 – Resultado da análise de estabilidade da cortina considerando uma escavação de 2,8 metros e não adoção dos coeficientes de segurança para o concreto, o aço e o ângulo de atrito

Nota-se que se escavado à profundidade recomendada em projeto, a estrutura estaria com estabilidade garantida no momento do colapso.

- Verificação da cortina de estacas para escavação de 6,25 m, desconsiderando os coeficientes de segurança do concreto, do aço e do ângulo de atrito.

No caso da escavação de 6,25 metros, os carregamentos atuantes decorrente do cálculo das resultantes do diagrama de pressões encontrado na Figura 8.31 são demonstrados na Figura 8.36.

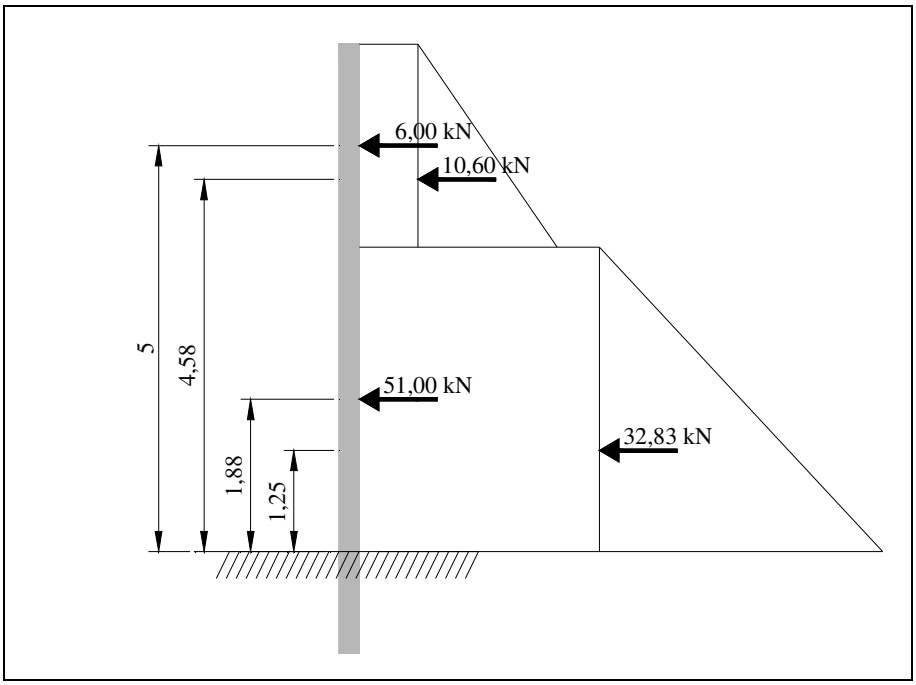


Figura 8.36 – Resultantes das pressões atuantes em cada estaca para profundidade de escavação de 6,25 metros

Calculando o momento fletor atuante na base da estaca para 6,25 metros, tem-se:

$$M_{(2,80m)} = 32,83 \times 1,25 + 51 \times 1,88 + 10,60 \times 4,58 + 6,00 \times 5,00$$

$$M_{(2,80m)} = 215,47 kN \cdot m$$

Inserindo o momento fletor de 215,47 kN.m no software OBLÍQUA 1.0, obteve-se a envoltória mostrada na Figura 8.37.

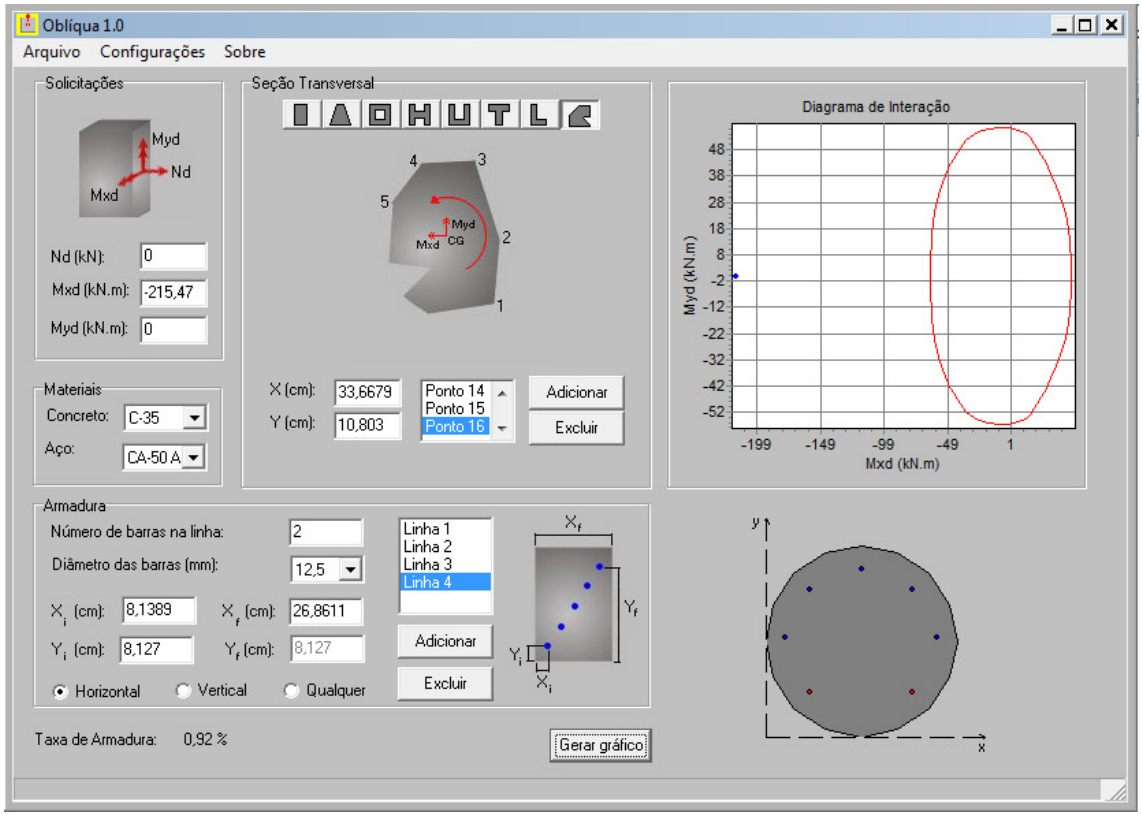


Figura 8.37 – Resultado da análise de estabilidade da cortina considerando uma escavação de 6,25 metros e não adoção dos coeficientes de segurança para o concreto, o aço e o ângulo de atrito

Analisando o resultado mostrado na Figura 8.37, nota-se que mesmo desconsiderando os coeficientes de segurança e reduzindo a sobrecarga, a cortina entraria em ruptura devido aos esforços adicionais provocados pelo aumento da profundidade de escavação sem nenhum escoramento, ou outro fator que diminuísse os esforços nas estacas.

8.2.1.7 COLETA DE INFORMAÇÕES

Segundo a Estação Climatológica Principal de Maringá, choveu 39 mm no dia do ocorrido. Esta leitura levou em consideração a chuva no período das 15:00 às 21:00 horas, lembrando que a chuva não durou todo este período, sendo este o intervalo padrão para a leitura.

Conforme depoimento feito à Defesa Civil da Cidade de Maringá, o engenheiro responsável da construtora afirmou que removeu o talude porque deveria executar alguns tubulões e que logo após a execução dos mesmos, iria refazer o talude.

Em entrevista realizada pelo perito, um freqüentador da região comentou que a esquina onde estava localizado o edifício apresentava problemas de drenagem, e na ocorrência de chuvas mais intensas a galeria pluvial não suportava o volume de água, chegando a lâmina d'água a ultrapassar o nível do calçamento em alguns casos.

8.2.1.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Portanto, considerando que:

- Houve inconsistência entre o desenho do talude e sua legenda no projeto executivo;
- A inconsistência verificada era de fácil constatação e que apenas uma ligação ao engenheiro projetista poderia ter sanado a dúvida;
- O engenheiro responsável alegou que removeu o talude porque deveria executar alguns tubulões e que logo após a execução dos mesmos, iria refazê-lo, demonstrando que executou a escavação mesmo sabendo que não estava de acordo com o projeto;
- Através das análises realizadas verificou-se que a cortina de estacas estava dimensionada corretamente segundo a NBR 6118 (2003) (para altura de escavação de 2,8 metros);

- Mesmo nas melhores condições (desconsiderando os coeficientes de segurança e diminuindo a sobrecarga) a análise apontou que a cortina estava longe de suportar uma profundidade de escavação de 6,25 metros.

- A precipitação foi intensa no momento do acidente;

- A região do acidente apresentava problemas de drenagem na ocorrência de chuvas intensas.

Passa o infra-assinado a apresentar suas

8.2.1.9 CONCLUSÕES

(PRIMEIRA)

O colapso parcial da cortina de estacas ocorreu devido à execução da escavação a uma profundidade superior à estabelecida em projeto. Passou de uma altura de 2,8 metros para 6,25 metros.

(SEGUNDA)

A inconsistência entre o desenho do talude e sua respectiva legenda não afetou de forma decisiva a compreenção do engenheiro responsável quanto à execução correta da escavação. O próprio engenheiro alegou que retirou o talude para a execução de tubulões e em seguida iria refazê-lo.

(TERCEIRA)

A precipitação intensa e os problemas de drenagem na região do colapso podem ter contribuído apenas no desencadeamento da situação, pois se a escavação fosse executa conforme projeto, certamente não ocorreria a ruptura.

(QUARTA)

Segundo as análises, a cortina de estacas poderia romper a qualquer momento, levando a enfatizar que qualquer outro fator externo poderia ter desencadeado o colapso. Por sorte ocorreu desta maneira, pois de outra forma poderia ter a ocorrência de vítimas.

8.2.1.10 ENCERRAMENTO

Consta o presente laudo de 28 (vinte e oito) folhas impressas, todas numeradas e rubricadas pelo autor, sendo esta última datada e assinada.

Maringá, 20 de julho de 2010

ENG. RODRIGO MAZIA ENAMI
CREA PR-91448/D

9 CONCLUSÕES

O presente trabalho abordou as causas e conseqüências dos acidentes estruturais, a atuação do engenheiro forense, os métodos de investigação, os ensaios não destrutivos e os aspectos legais envolvendo o colapso estrutural e as patologias nas edificações.

Através deste estudo pôde-se notar que os acidentes estruturais, exceto por eventos inesperados, não são causados por um único fator, mas por problemas (patologias) que somados levam a estrutura à perda de sua capacidade resistente.

Para minimizar ou evitar as patologias, na construção de uma edificação, é importante um estudo mais aprofundo para a elaboração dos projetos, já que a maior incidência delas é provocada por erros nesta etapa, e estes problemas geralmente são mais graves que os provocados em outras fases da construção e utilização.

Também constatou-se que a engenharia forense é a ciência que utiliza conhecimentos aprofundados de engenharia para esclarecer as causas e reconstituir as seqüências de eventos de questões de engenharia, como acidentes estruturais, a fim de esclarecer aos interessados, geralmente dos meios legais, sobre as dúvidas do ocorrido, e que o engenheiro forense pode atuar mesmo antes de ser solicitado pelo juiz ou pelo contratante a fim de coletar provas que poderiam se perder no decorrer de um curto espaço de tempo.

Para tanto, este profissional poderia atuar juntamente com o corpo de bombeiros, ou até mesmo ser da corporação, a fim de ser um dos primeiros a chegar ao local, coletando provas e ajudando nos procedimentos a serem tomados quanto à retirada dos materiais colapsados, como em outros que envolvam o conhecimento de engenharia.

O engenheiro forense também pode auxiliar no salvamento das vítimas através da identificação de áreas de risco e rotas de salvamento. Ele também pode averiguar a potencialidade de risco em determinado procedimento, para assim, decidir se o mesmo deverá ser realizado ou não, diminuindo significativamente a possibilidade de danos físicos aos bombeiros.

Para uma adequada coleta de provas, o profissional deveria ter uma série de materiais à sua disposição, como máquina fotográfica, filmadora, trena digital, equipamentos para ensaios não destrutivos, equipamentos de proteção individual, prancheta, além de outros citados no capítulo Mecanismos de Investigação.

Quanto aos aspectos legais, viu-se que a edificação tem garantia de cinco anos, e os vícios ocorridos neste prazo devem ser informados ao construtor em até cento e oitenta dias após sua constatação, tendo que o mesmo fazer os reparos necessários.

Caso haja colapso da estrutura provocado por erros na fase de construção da obra, o engenheiro pode responder processo tanto na vara cível como na criminal, podendo ter sanções que vão desde multa até reclusão de quatro anos caso ocorra algum óbito de caráter culposo e haja inobservância de regra técnica.

No caso estudado a respeito da queda em cadeia das sacadas de um edifício residencial, pôde-se constatar que a queda de uma marquise causaria o colapso progressivo de todas as sacadas, mesmo que todas elas respeitassem as normas vigentes, portanto um cuidado especial deve ser dado a este elemento estrutural, realizando inspeções e manutenções periódicas para que este tipo de colapso não venha a ocorrer.

Nota-se que neste caso, a causa do acidente foi principalmente por falha na execução da obra, não respeitando as prescrições em projeto.

Outro aspecto a ser observado quanto a este acidente, está no fato de que uma armadura positiva de maior diâmetro poderia ter evitado o colapso progressivo, fazendo com que a marquise colapsada ficasse pendurada e não atingisse a sacada. Assim, a imposição por norma de um diâmetro mínimo para armaduras positivas de estruturas em balanço pode ser um meio para evitar colapsos em cadeia.

A obrigatoriedade de inspeções anuais em marquises seria também outra forma de evitar o colapso destas estruturas que já levaram muitas pessoas a óbito.

No caso do colapso da cortina de estacas, a mesma entrou em ruptura devido a escavação ter sido superior ao estabelecido em projeto, gerando esforços muito maiores. Assim, a obrigatoriedade de um plano de escavação pode ser muito interessante para que acidentes similares não venham a acontecer.

Nota-se também, que no caso da queda da cortina de estacas, houve planejamento ineficiente, falta de responsável técnico na obra e inexistência de comunicação para o esclarecimento de inconsistência em projeto.

Neste caso, a falta de planejamento, inconsistência no projeto e falha na execução foram as principais causas do acidente.

Em ambos os casos, houve negligência dos profissionais quanto ao atendimento às prescrições contidas em projeto. No primeiro caso, principalmente pela execução das sacadas e marquise com dimensões superiores às contidas em projeto sem a alteração das armaduras, e no segundo por não ter respeitado as prescrições quanto à escavação.

Por fim, conclui-se que a divulgação das causas dos acidentes estruturais é uma ferramenta importante para se aprender com os erros e para o aprimoramento das normas técnicas; que congressos e eventos deveriam ser realizados para a troca de experiências profissionais, e que o corpo de bombeiros deveria contar com engenheiros forenses em seu quadro profissional.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABENDI: **Associação Brasileira de Ensaios Não Destrutivos e Inspeção**. Disponível em: http://www.abende.org.br/info_end_oquesao.php?w=1024&h=768, Acesso em: 05/02/2010.

ALONSO, J. R. **Normas e procedimentos de perícia judicial**. São Paulo, Atlas, 1975.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 228 2R-98.** ***Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete Structures***, *ACI Manual of Concrete Practice, Farmington Hills, USA, 2005.*

AMERICAN SOCIETY for TESTING and MATERIALS. ***ASTM C 876-91***. ***Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete.*** *Annual Book of ASTM Standards, USA, 1991.*

ANDRÉ, A.. **Prova pericial**. Rio de Janeiro, Editora Rio, 1978.

ARAÚJO, M. J. S.; SOUZA, R. A.; UEZI, K. R.. **"Reconstrução das Sacadas Ruídas em um Edificio Residencial em Maringá-PR"**. In: 5° Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas, CIMPAR2009, Curitiba-PR, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 12655: Concreto: Preparo, Controle e Recebimento"**, Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 14037: Manual de Operações, Uso e Manutenção das Edificações – Conteúdo e Recomendações para Elaboração e Apresentação"**, Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 5674: Manutenção de Edificações"**, Rio de Janeiro, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto: Procedimento"**, Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 7584: Concreto Endurecido – Avaliação da Dureza Superficial pelo Esclerômetro de Reflexão"**, Rio de Janeiro, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **"NBR 8802: Concreto Endurecido – Determinação da velocidade de propagação de onda ultra-sônica"**, Rio de Janeiro, 1994.

BONADIA NETO, L.. **Juizados Especiais Cíveis - evolução - competência e aplicabilidade - algumas considerações**. Revista Jus Vigilantibus, 30 de dezembro de 2002. Disponível em: < http://jusvi.com/artigos/90>. Acesso em: 29 jul. 2009.

BRASIL. **Arbitragem (Lei 9.307, de 23-9-1996)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASIL. **Código Civil (Lei 3.071, de 1-1-1916)**. Coleção de Leis do Brasil.

BRASIL. **Código de Defesa do Consumidor (Lei n. 8.078, de 11-9-1990)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASIL. **Código de Processo Civil (Lei 5.869, de 11-1-1973)**. Coleção de Leis do Brasil.

BRASIL. **Código Penal (Decreto-lei n. 2.848, de 7-12-1940)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASIL. **Juizados Especiais Cíveis e Criminais (Lei 9.099, de 26-9-1995)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASIL. **Lei das Contravenções Penais (Decreto-lei n. 3.688, de 3-10-1941)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASIL. **Novo Código Civil (Lei n. 10.406, de 10-01-2002)**. Vade Mecum/ obra coletiva de autoria da Editora Saraiva com a colaboração de Antonio Luiz de Toledo Pinto, Márcia Cristina Vaz dos Santos Windt e Lívia Céspedes – 7. Ed. Atualizada e ampliada. – São Paulo: Saraiva, 2009.

BRASSELL, L. D.; EVANS, D. D.. ***Trends in firefighter fatalities due to structural collapse, 1979-2002.***: National Institute of Standards and Technology, , Gaithersburg, Md., 2003.

BROWN, S.. ***Forensic engineering: Reduction of risk and improving technology (for all things great and small.*** *Engineering Failure Analysis, 2007 - Elsevier Pages 1019-1037 Volume 14, Issue 6 – selected pp. 941-1204. September, 2007.*

CARMO, M. A. **Estudo da deterioração de marquises de concreto armado nas cidades de Uberlândia e Bambuí**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Uberlândia. Uberlândia, 2009.

CARMO, M. A. do; SILVA, T. J. da. **Deterioração de marquises de concreto armado na cidade de Bambuí (MG).** Revista Téchne, Edição 153, dezembro de 2009.

CARPER, K. L.. ***Forensic Engineering***, *2nd edition. CRC Press LLC: Boca Raton*, Florida, 2001.

CARVALHO, M. J. H. ; CARVALHO, L. ; TAVARES, C. R. G. ; MENDONÇA, I. F. ; BELINCANTA, A.; MORAES, L. C. K.; ANGELIS NETO, G. . **Responsabilidade civil do engenheiro.** In: I SEMINÁRIO DE ENGENHARIA URBANA DA UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ - SEUEM, 2007, Maringá. Anais do Seminário de Engenharia Urbana da Universidade Estadual de Maringá - I SEUEM. Maringá: UEM, 2007.

CASTRO, A. L.; ÂNGULO, S. C.; BILESKY, P. C.; SANTOS, R. F. C.; HAMASSAKI, L. T.; SILVA, E. **Métodos de ensaios não destrutivos para estruturas de concreto.** Revista Téchne, Edição 151, outubro de 2009.

CHEN, S. E.; YOUNG, D., WEGGEL, D.; BOYAJIAN, D.; GERGELY, J.; ANDERSON, B.**.** ***Benchmarking Forensic Engineering practice — A Philosophical Discussion***. *Proceedings of the 4th Congress, October 6-9, 2006, Cleveland, OH; Sponsored by Technical Council on Forensic Engineering (TCFE) of ASCE*, 2006.

COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON. ***"CEB-FIP Model Code 1990 - Boletim d'Information, 213/214"***. Lausanne, Thomas Telford, 1993.

CUNHA, A. J. P. da; SOUZA, V. C. M. de; LIMA, N. A. **Acidentes estruturais na construção civil.** Vol. 01. São Paulo: Pini, 1996.

DEFESA CIVIL. **Parecer Final sobre a Queda das Sacadas do Edifício Dom Gerônimo**. Maringá, 27 de Abril, 2009.

ESTADÃO. Disponível em: www.estadao.com.br/fotos/HAITI_REUTERS(1).jpg. Acesso em 27/01/2010

EVANGELISTA, A. C. J., **Avaliação da resistência do concreto usando diferentes ensaios não destrutivo**s. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

FACHONE, P. C. V. ; VELHO, L. M. L. S. . **Ciência Forense: Interseção Justiça, Ciência e Tecnologia.** Revista Tecnologia e Sociedade, v. N.º 4, p. 139-162, 2007.

GOMES, J. P. C.; OLIVEIRA, L. A. P.; LANZINHA, J.C.; ALMEIDA, M. S. F. D.. ***"Técnicas de Inspecção e Avaliação de Estruturas de Betão"***, Engenharias 2001, UBI, Nov. 2001

GOMIDE, T. L. F.; FAGUNDES, J. C.; GULLO, M. A.. **Engenharia diagnóstica em edificações.** 1ª ed. São Paulo: Pini, 2009.

HELENE, P. R. L. **Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto** . In: WORKSHOP SOBRE DURABILIDADE DAS CONSTRUÇÕES, 1997, São Leopoldo. Anais**...** São Leopoldo, 1997. p. 31-42.

HELENE, P. R. L. **Manual para reparo, reforço e proteção de estruturas de concreto.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1992.

HELENE, P. R. L.; FIGUEIREDO, E. P.. **Manual de Recuperação de Estruturas de Concreto**. Disponível em: <http://www.degussa-cc.com.br/pdf/manual_reparos_introducao.pdf/> Acesso em: 21 set 2009.

HORNE, F. C. ***The code of hammurabi*.** *Forgotten Books*, 2007.

IBAPE/SP (Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia do estado de São Paulo). **Norma básica para perícias de engenharia** – 2002.

IBAPE/SP (Instituto Brasileiro de Avaliações e Perícias de Engenharia do estado de São Paulo). **Norma de Inspeção Predial** – 2007.

JÚLIO, E.; FERNANDES, P. ; VELUDO, J..***Observação de estruturas de betão de elevados desempenhos através de ensaios "in situ" não destrutivos***, Encontro Nacional de Betão Estrutural, FEUP, Porto, 17 a 19 de Novembro, 2004.

LANZINHA, J.C. ; FREITAS, V.P. e CASTRO, G. J.P.. **Metodologias de diagnóstico e intervenção na reabilitação de edifícios.** Engenharias 2001 - Investigação e inovação, UBI, Covilhã , Portugal, Nov. 2001.

MALHOTRA, V. M; CARINO, N. J.. ***Handbook on Nondestructive Testing of Concrete***. Boca Raton, FL: CRC, 1991.

MENDONÇA, M. C.; FILHO, M. S.; CURI, E.; AGUIAR, J. B.; QUEIROGA, H. S.; MAIA, É. A.; AQUINO, R; RESENDE, O.; CANÇADO, J. M. M.. **Fundamentos de avaliações patrimoniais e perícias de engenharia**: curso básico do IMAPE. São Paulo, Pini, 1998.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: microestrutura, propriedades e materiais**. São Paulo: IBRACON, 2008. 674 p.

NOGUEIRA, C. L., **Responsabilidade Civil do Construtor e sua Aplicação em Auditoria de Obras Públicas**. Auditoria de Engenharia: Uma Contribuição do Tribunal de Contas do Estado de Pernambuco. , Recife, pp. 183 – 196, Ed. CEPE, ISBN 85-89019- 02-0, 2005.

NOON, R.. ***Forensic Engineering Investigation***. *CRC Press LLC: Boca Raton, Florida. Osterberg, J. O. (1989). "Necessary Redundancy in G*eotechnical Engineering". *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 2001.

OLIVEIRA, V. M. B. D.; **Colapso Progressivo de Estruturas Reticuladas espaciais.** Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2002.

PELACANI, V. L.. **O perito judicial e o assistente técnico.** Editora JM, Curitiba-PR, 2003.

PERAZA, D. B.. ***Strategies for structural condition assessments of damaged buildings***. *Structure Magazine, Copper Creek, Reedsburg, WI, August 2006.*

PERAZA, D. B**.. *The First Steps After a Failure***. *Proceedings of the 2005 Structures Congress and the 2005 Forensic Engineering Symposium; New York, New York; USA; 20-24 Apr*. 2005.

PEREIRA, J. P. V. V. **Avaliação da Resistência à Compressão do Betão Através de Ensaios Não-Destrutivos**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra. Coimbra, 1999.

RILEY, W. F.; STURGES, L. D.; MORRIS, D. H. **Mecânica dos materiais.** 5ª Edição, Rio de Janeiro: LTC, 2003.

SALOMÃO, L. F. **Sistema nacional de juizados especiais**. Revista do Tribunal Regional do Trabalho da 15ª Região, Campinas, São Paulo, n. 11, p. 193-200, 2000.

SILVA, A. L. M. S.. **O laudo pericial e a adequação jurídica de seus quesitos.** XX Congresso Nacional de Criminalística / III Congresso Internacional de Perícia Criminal. Outubro, 2009.

SOUZA, R. A.; ARAÚJO, M. J. de S.; LOPES, C. A. C.; REFUNDINI, T. M.. **Investigação do Colapso em Cadeia das Sacadas de Um Edifício Residencial em Maringá - PR**. Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto (IBRACON 2009), Curitiba-PR, 2009.

SOUZA, R. A.; ENAMI, R. M.. **Sobre os acidentes estruturais recentes ocorridos na cidade de Maringá-PR**. In: VII Encontro Tecnológico da Engenharia Civil e Arquitetura de Maringá, Maringá-PR, 2009.

SOUZA, V. C. de; RIPPER, T.. **Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto.** São Paulo: Pini, 1998.

SPECTER, M. M.. ***National Academy of Forensic Engineers***. *Journal of Performance of Constructed Facilities, ASCE*, 1987.

TIMM, L. B.; TUTIKIAN, C. F. **Reflexões sobre a incorporação imobiliária e a garantia dos imóveis**. Direito e Democracia: revista do Centro de Ciências Jurídicas / Universidade Luterana do Brasil. – Canoas, vol. 1, n. 1, Ed. ULBRA, 2000.

VENDRAME, A. C. F.. **Curso de introdução à perícia judicial**. São Paulo : LTr, 1997.

WARDHANA, K.; HADIPRIONO, F. C.. ***Analysis of Recent Bridge Failures in the United State*s**, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 17, no. 3, pp 144-150, 2003.