

Cinpar
2017

XIII CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS

Volume IV Projetos

ISBN: 978-85-65425-32-2

**07 a 09 de Setembro de 2017
Centro de Convenções do Cariri
Crato - Ceará - Brasil**

REALIZAÇÃO



Universidade Regional
do Cariri - URCA



UNIVERSIDADE FEDERAL
DO CARIRI



UNIVERSIDADE ESTADUAL
VALE DO ACARAÚ



Faculdade Paraíso - CE

APRESENTAÇÃO

Para o especialista em patologia das construções é fundamental o conhecimento da tecnologia dos materiais utilizados, os métodos de ensaios a serem realizados, os sistemas de medições da geometria das estruturas, das diversas deformações e, obviamente, os recursos da resistência dos materiais e do cálculo estrutural. Muitos desses métodos apresentam uma acelerada evolução e é bastante intensa a velocidade com que aparecem novos materiais e técnicas para o estudo das patologias, assim como para a execução dos trabalhos de reabilitação e reforços. Considerando a importância do conhecimento das manifestações patológicas nas estruturas, suas causas e principais técnicas empregadas na recuperação destas estruturas, as instituições de ensino superior URCA, UFCA, UVA e FAP promoveram no período de 7 a 9 de setembro de 2017, o **XIII CONGRESSO INTERNACIONAL SOBRE PATOLOGIA E REABILITAÇÃO DE ESTRUTURAS - CINPAR 2017**.

O CINPAR 2017 representa uma importante etapa para aquisição de novos conhecimentos, técnicas e tecnologias que sejam de grande valia para a realização dos trabalhos de restauração e recuperação das estruturas. Tem por objetivo geral promover a divulgação de novos conhecimentos sobre as manifestações patológicas das estruturas, suas causas e efeitos, assim como os mais modernos procedimentos e materiais utilizados na recuperação das estruturas.

Dentre os pesquisadores/palestrantes que compartilharam seus conhecimentos, estiveram presentes:

- Prof. Angel Oshiro (Argentina)
- Prof. Eduardo Ballan Ballan (Espanha)
- Prof. Elton Bauer (Brasil)
- Prof. Esequiel Mesquita (Brasil)
- Prof. Gibson Meira (Brasil)
- Prof. Humberto Varum (Portugal)
- Profª Irani Clezar Mattos (Brasil)
- Prof. Jefferson Luiz Alves Marinho (Brasil)
- Prof. Marcelo Marquez Marambio (Chile)
- Profª Maria Positieri (Argentina)

COMITÊ ORGANIZADOR

Presidente Geral: Francisco Carvalho de Arruda – UVA – IEMAC (Brasil)

Vice-presidente: Humberto Varum – FEUP (Portugal)

Presidente Local: Jefferson Luiz Alves Marinho – ITEC – URCA (Brasil)

Janeide Ferreira Alencar de Oliveira – ITEC – URCA (Brasil)

Antonia Fabiana de Almeida – UFCA (Brasil)

Sofia Leão Carvalho – FAP (Brasil)

COMITÊ CIENTÍFICO

Presidente: Jefferson Luiz Alves Marinho – ITEC – URCA (Brasil)

Alexandre Araujo Bertini – UFC (Brasil)

Angel Oshiro – UTN – FRC (Argentina)

Antonia Fabiana de Almeida – UFCA (Brasil)

Antonio Nobre Rabelo – URCA (BRASIL)

Eduardo Ballán – UCJC (Espanña)

Enio Pazini Figueiredo – ECC-UFG (Brasil)

Esequiel Mesquita – Universidade Do Porto (Portugal)

Francisco Carvalho de Arruda Coelho – UVA (Brasil)

Gibson Rocha Meira – IFPB (Brasil)

Humberto Varum – FEUP (Portugal)

Jefferson Heráclito Alves de Souza – URCA (Brasil)

José Luís Rangel Paes – Universidade Federal de Viçosa (Brasil)

Maria Josefina Positieri – UTN – FRC (Argentina)

Renato de Oliveira Fernandes – URCA (Brasil)

Soledad Gómez Lorenzini – PUC (Chile)

SUMÁRIO

REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM COLAGEM DE SISTEMAS COMPOSTOS DE CFRP - RECOMENDAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO	4
RELATO SOBRE O DESMORONAMENTO E A RECONSTRUÇÃO DO MURO DE GABIÕES PERTENCENTE ÀS OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DA AVENIDA MARGINAL POTI SUL, EM TERESINA-PI.....	26
ANÁLISE DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA: AVALIAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO TÍPICAS PARA AS DIVERSAS REGIÕES BRASILEIRAS	42
AVALIAÇÃO DINÂMICA E ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO PÓS-INCÊNDIO, VISANDO CONCEPÇÃO DE PROJETO DE REFORÇO	61
CARGAS DINÂMIAS NAS ESTRUTURAS NO NORDESTE DO BRASIL: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AÇÕES SÍSMICAS E AÇÕES DE VENTO	81
CONSOLIDAÇÃO DAS COLUNAS DA TORRE EPÍSTOLA DA BASÍLICA DA PENHA – RECIFE	100
AVALIAÇÃO, ANÁLISE E REFORÇO DA ESTRUTURA DE EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA.	111
REFORÇO ESTRUTURAL EM EDIFÍCIO DE CONCRETO PROTENDIDO DEVIDO A MUDANÇA ARQUITETÔNICA.....	125
ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO O MÉTODO SIMPLIFICADO DE HERTZ.	149



REFORÇO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO COM COLAGEM DE SISTEMAS COMPOSTOS DE CFRP - RECOMENDAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Reinforced Concrete Structures Strengthened With CFRP - Recommendations For Bending Design Criteria

I. D. G. ORLANDO¹, T. N. BITTENCOURT², L. C. MENEGHETTI³

¹ Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil, igordgorlando@gmail.com

² Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil, tbitten@usp.br

³ Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, Brasil, lmeneghetti@usp.br

Resumo: Este trabalho trata do comportamento geral de vigas e lajes de concreto armado reforçadas à flexão com sistemas compostos de polímeros reforçados com fibras (FRP), identificando os diversos modos de ruína, a fim de analisar os critérios de dimensionamento e verificação de segurança em relação ao estado limite último (ELU) da norma americana (ACI 440.2R-08, 2008), pela técnica de colagem externa (EBR). Pretende-se avaliar se, para uma dada base de dados de ensaios experimentais, os resultados obtidos respeitam as condições de segurança em relação ao estado limite último (ELU) segundo a norma referida e verificar a relevância de alguns parâmetros que são limitados pela NBR6118 diferentemente do ACI, com o propósito de aumentar a eficiência dessa técnica de reforço e conduzir ao estabelecimento de critérios regulamentares de dimensionamento no Brasil.

Palavras-chave: polímeros reforçados com fibras (FRP), reforço à flexão, ACI-440 (2008), Regulamentação no Brasil.

Abstract: This work deals with the flexural behavior of reinforced concrete beams and slabs with fiber reinforced polymers (FRP), identifying the various failure modes in order to define and compare the design criteria and security check of the American Concrete Institute (ACI 440.2 R-08, 2008) by the technique of Externally Bonded Reinforcement (EBR). It is intended to evaluate if, for a given database of experimental tests, the obtained results respect the safety conditions with respect to the Ultimate Limit State (ULS) according to the referred norm and verify the relevance of some parameters that are limited by NBR6118 differently of the ACI, in order to increase the efficiency of this reinforcement technique and lead to the establishment of regulatory design criteria in Brazil.

Keywords: fiber reinforced polymers (FRP), bending strengthening, ACI-440 (2008), Regulation in Brazil.

1. Introdução

Nos últimos anos, o desenvolvimento de novos materiais, o aprimoramento das técnicas de execução e o maior conhecimento sobre o comportamento das estruturas, associados à maior preocupação com a durabilidade das construções, têm feito com que



a área de reparos, reforços e recuperação em elementos de concreto seja uma das que mais evoluem na engenharia.

Observa-se um aumento no emprego de Polímeros Reforçados com Fibras (FRP) para o reforço de estruturas de concreto, visto que esses materiais apresentam propriedades mecânicas adequadas e são de fácil aplicação, o que favoreceu sua popularização no mercado de reforço estrutural.

No Brasil ainda não há uma norma específica para projetos de reforço para o uso de materiais compósitos. Os reforços são realizados com base em normas e recomendações internacionais e em especificações de fabricantes. As principais recomendações de projeto para reforço com FRP são: a norma americana “American Concrete Institute (ACI) - Committee 440”; e a norma europeia: “Fédération Internationale du béton (FIB) - Task Group 9.3 (Bulletin 14)”.

Para que seja possível contornar esta problemática e propor uma diretriz a ser seguida no Brasil, é necessário avaliar e discutir as metodologias de cálculo sugeridas pelos documentos publicados, comparando-os com os diversos resultados experimentais.

Com isso, esse trabalho tem como objetivo sistematizar os procedimentos de cálculo a se adotar em um projeto de reforço estrutural com sistemas compostos de FRP, respeitando as propostas normativas que mais se adequam ao Brasil, tornando o seu dimensionamento seguro e econômico.

2. Investigação analítica

Nesta seção são discutidos alguns modelos analíticos aplicados ao projeto de reforços à flexão com FRP em vigas de concreto armado.

2.1 Modelo do ACI-440 (2008)

A colagem de mantas ou laminados de FRP nas faces tracionadas de elementos de concreto armado promove um incremento de resistência à flexão do mesmo. Aumentos na resistência à flexão global de 10 a 160% foram documentados nos estudos de Meier e Kaiser (1991), Ritchie *et al.* (1991) e Sharif *et al.* (1994). No entanto, tendo em conta os limites de resistência decorrentes da agressão ambiental, fatores de segurança e minoração, bem como os limites de ductibilidade e de manutenção, os aumentos de resistência em torno de 40% são mais razoáveis.

A norma ACI 440.2R-08 trata da filosofia empregada no reforço à flexão das estruturas de concreto armado com compostos FRP no seu item “10.0 – Recorço à flexão”.

2.1.1 – Hipóteses básicas do dimensionamento

Segundo o ACI 440, no dimensionamento à flexão de sistemas de reforço admite-se as seguintes hipóteses:

Deve-se ter em consideração as atuais dimensões, disposição das armaduras e propriedades dos materiais do elemento estrutural a ser reforçado;



As deformações no concreto e nas armaduras são diretamente proporcionais às suas respectivas distâncias à linha neutra da seção. Seções planas antes da aplicação do carregamento permanecem planas após a sua aplicação (hipótese de Euler-Bernoulli);

A máxima deformação de compressão no concreto é 0.003 (ACI);

A resistência à tração do concreto é desprezada;

Assume-se que o diagrama tensão vs. deformação do aço é elástico-linear até o seu escoamento, seguido de comportamento perfeitamente plástico;

Admite-se que o FRP é caracterizado por uma lei linear e elástica tensão-deformação até à ruptura;

A deformação de corte na camada do adesivo é desprezada, dado que esta camada é muito fina com reduzidas variações na sua espessura.

2.1.2 – Modos de ruptura dos sistemas FRP

A capacidade resistente à flexão de um elemento reforçado está intimamente ligada ao modo como ocorrerá a ruptura. Poderão ocorrer os seguintes modos de ruptura em um elemento reforçado à flexão com FRP:

Esmagamento do concreto comprimido antes do escoamento da armadura de tração;

Escoamento da armadura de tração seguida da ruptura do sistema FRP;

Escoamento da armadura de tração seguida de esmagamento do concreto em compressão;

Deslocamento do cobrimento do concreto;

Descolamento do sistema FRP do substrato do concreto.

Segundo Juvandes (1999), os três primeiros casos constituem o grupo dos modos onde a seção apresenta perfeita ligação do compósito ao concreto até à ruína (ruínas clássicas - RC) e, os restantes, definem o grupo das ruínas por descolamento prematuro do FRP (ruínas prematuras - RP)

Considera-se que o esmagamento do concreto ocorre quando a deformação na fibra mais comprimida atinge o valor de 3‰ (ACI-440).

Impondo um dos modos de ruína, através da limitação da extensão no material condicionante, é possível determinar por equilíbrio a posição da linha neutra e obter a extensão efetiva no compósito, as extensões e as tensões na armadura interna e no FRP. No entanto, no cálculo é necessário considerar a hipótese de ocorrência de ruínas prematuras que são características em estruturas reforçadas à flexão por EBR. Devido à dificuldade em detectá-las, as recomendações atuais reduzem os valores dos critérios de verificação de segurança. Uma das hipóteses consiste na limitação da deformação do FRP.

2.1.3 – Deformação pré-existente no concreto

A menos que todo o carregamento seja removido antes da aplicação do reforço, inclusive aquele devido ao peso próprio, o concreto onde será aplicado o FRP terá um determinado nível de deformação inicial que deverá ser considerado no dimensionamento. Por esse motivo, para um determinado nível de carregamento, o cálculo da deformação no FRP é efetuado subtraindo a deformação inicial à deformação existente no concreto para esse nível de carregamento. A deformação inicial (ϵ_{bi}) pode ser determinada assumindo



comportamento linear e elástico para os materiais, considerando todo o carregamento existente no momento da aplicação do reforço.

2.1.4 – Ductilidade e o fator de redução da resistência dos sistemas FRP

Uma das consequências da utilização de reforço FRP nas estruturas de concreto armado é a redução da ductilidade do elemento original. Em alguns casos essa perda é desprezível, mas seções que possam apresentar significativas perdas de ductilidade devem ser verificadas. Para elementos de concreto armado, a ductilidade adequada é atingida se a deformação no aço, no instante do rompimento do concreto ou no descolamento ou delaminação do sistema FRP seja, pelo menos (0,005).

Logo, o ACI-440 recomenda utilizar o fator de redução da resistência (ϕ), o qual está em função da deformação de escoamento do aço (ϵ_{sy}) e da deformação unitária líquida de tração no aço (ϵ_t) e é fornecido pelas equações 1, 2 e 3:

$$\phi = 0,90 \text{ para } \epsilon_t \geq 0,005 \quad (1)$$

$$\phi = 0,65 + \frac{0,25(\epsilon_t - \epsilon_{sy})}{0,005 - \epsilon_{sy}} \text{ para } \epsilon_{sy} < \epsilon_t < 0,005 \quad (2)$$

$$\phi = 0,65 \text{ para } \epsilon_t \leq \epsilon_{sy} \quad (3)$$

2.1.5 – Estado limite último (ELU)

Os procedimentos de reforço estrutural exigem que o dimensionamento estrutural exceda os esforços majorado, conforme indicado na equação 4:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (4)$$

A resistência à flexão da seção de um elemento reforçado com FRP pode ser determinada considerando a compatibilidade de deformações e o equilíbrio das forças internas e, ainda, controlando-se o modo de ruína. A Figura 1 ilustra a distribuição de deformações e de tensões utilizada pelo ACI 440 (2008) para o cálculo do momento resistente ($M_{res.}$) na verificação ao estado limite último.

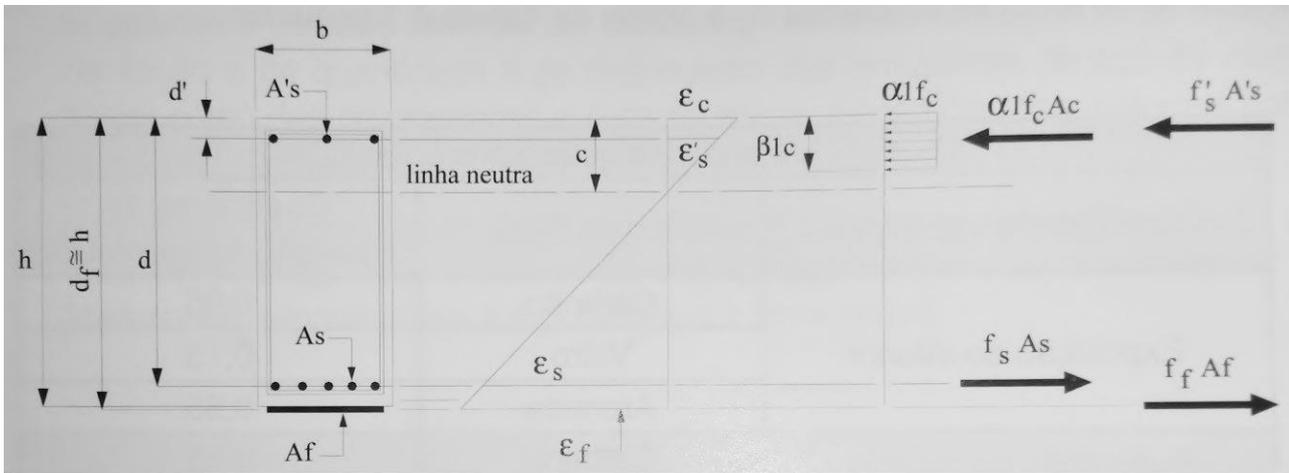


Figura 1 – Distribuição de extensões e de tensões na seção, na verificação ao ELU (ACI-440, 2008).

Com isso, o momento fletor resistente da seção, pode ser calculado através da equação 5:

$$M_n = A_s f_s \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + \psi_f A_f f_{fe} \left(h - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + A'_s f'_s \left(\frac{\beta_1 c}{2} - d' \right) \quad (5)$$

A aplicação do coeficiente de minoração na resistência do FRP, ψ_f , na parcela que simula a contribuição do FRP para o momento resistente, está definido no ACI 440 (2008), no seu item "10.2.10", com base nas análises de confiabilidade que foram baseadas nas propriedades calibradas estatisticamente da resistência a flexão, conforme Okeil *et al.* (2007).

Os termos α_1 e β_1 nas equações acima são parâmetros que definem um bloco de tensão retangular no concreto equivalente à distribuição não linear de tensão. Com isso, considerando $\alpha_1 = 0,85$ (*Whitney stress block*) teremos resultados razoavelmente precisos para seção retangular. Além disso, $\beta_1 = 0,85$, quando $17 \text{MPa} < f'_c < 28 \text{MPa}$.

Para $f'_c > 28 \text{MPa}$, o valor de β_1 é fornecido pela seguinte expressão geral (ACI-318), apresentada na equação 6:

$$\beta_1 = 1,05 - 0,05 \left(\frac{f'_c}{7} \right) \quad (6)$$

Sendo que $\beta_1 > 0,65$. A profundidade da linha neutra (c) é encontrada ao se satisfazer o equilíbrio interno das forças e a compatibilidade das deformações, sendo:

$$c = \left(\frac{F_s + F_f - F'_s}{F_c} \right) = \left(\frac{A_s f_s + A_f f_{fe} - A'_s f'_s}{\alpha f'_c \beta b} \right) \quad (7)$$

2.1.6 – Nível de deformação do reforço FRP



Segundo Machado (2015), é muito importante o conhecimento do nível de deformação no reforço executado com FRP no estado limite último. Decorrente do fato de que o sistema FRP é linearmente elástico até a ruptura, o nível de deformação do FRP será mandatório no dimensionamento do reforço estrutural.

A deformação efetiva (ϵ_{fe}) que pode ser atingida pelo reforço de FRP é definida pelo ACI-440 (2008):

$$\epsilon_{fe} = \epsilon_{cu} \left(\frac{d_f - c}{c} \right) - \epsilon_{bi} \leq \epsilon_{fd} \quad (8)$$

Independentemente de onde estiver a seção analisada, a ruptura controlada pelo descolamento do composto deve governar os procedimentos. Dessa forma, a deformação máxima permitida no FRP para impedir a ruptura por descolamento devido ao fissuramento não poderá exceder ao indicado pela ACI-440 (2008) na expressão seguinte:

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f_c}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \epsilon_{fu} \quad (9)$$

Onde a deformação máxima permitida no FRP (ϵ_{fd}) está em função da espessura de cada camada do reforço FRP (t_f), do número de camadas do reforço FRP (n) e do módulo de elasticidade do FRP (E_f).

2.2 Considerações gerais sobre a NBR6118 (2014)

2.2.1 – Deformação do concreto na ruptura

Para análises no estado limite último, a NBR6118 define para o parâmetro ϵ_{cu} (deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura) os valores a seguir:

para concretos com $f_{ck} \leq 50$ Mpa, temos:

$$\epsilon_{cu} = 3,5\text{‰}; \quad (10)$$

para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} < 90$ Mpa temos:

$$\epsilon_{cu} = 2,6\text{‰} + 35\text{‰}[(90 - f_{ck})/100]^4 \quad (11)$$

2.2.2 – Deformação máxima da armadura

Para se evitar a ruína de um elemento de concreto armado pela deformação plástica excessiva da armadura, a NBR6118 (2014) limita a deformação da armadura (ϵ_{su}) em 10‰.

Ao contrário da NBR6118, a norma americana admite qualquer deformação para o aço, limitando a tensão do aço com o valor da resistência de escoamento do aço (f_y), sendo $f_{sy} = 0,9 f_{syk}$



2.2.3 – Ductibilidade em vigas e lajes

A NBR 6118 (2014) determina um valor limite da linha neutra para melhorar o comportamento dúctil em vigas e lajes. Segundo a Norma, a capacidade de rotação dos elementos estruturais é função da posição da linha neutra no ELU, sendo que quanto menor a relação x/d , maior será essa capacidade rotacional. Para proporcionar o adequado comportamento dúctil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

$x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;

$x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} < 90 \text{ MPa}$.

2.2.4 – Controle da resistência do concreto

Conforme Helene e Silva (2011), a normalização americana para estruturas de edificações, ACI 318, adota 10% como o quantil inferior da distribuição das resistências do concreto. No caso de pavimentos de concreto, adota quantil de 20%. Brasil e Eurocode adotam apenas 5% de defeituosos. Observa-se que os americanos indicam por f'_c enquanto na Europa e no Brasil usa-se a notação f_{ck} . Ou seja, ambos usam conceitos equivalentes, mas empregam uma notação diferenciada.

3. Dados experimentais

Para a análise realizada nesse trabalho recorreu-se a 64 modelos experimentais selecionados com base nos critérios abaixo:

Tipo de elemento estrutural: Laje e Viga;

Técnica de reforço: EBR;

Tipo de reforço: CFRP.

Foram recolhidos dados dos seguintes trabalhos experimentais:

Lajes: Dias (2001), Juvandes (1999).

Vigas: Beber (1999), Brosens (2001), Dias (2001), Gamino *et al.* (2009), Matthys (2000), Pinto (2000), Travassos (2001).

No Quadro 1 agrupa-se os modos de ruptura observados para a distribuição dos 64 modelos:

Quadro 1 – Modos de ruptura observados.

Modelos Exp.		Ruptura		
Tipo	Nº	Modo	Nº	Peso da amostra (%)
Lajes	12	RC	4	33
		RP	8	67
Vigas	52	RC	21	40
		RP	31	60
Total	64	RC	25	39
		RP	39	61



RC - ruptura clássica; RP - ruptura prematura.

Na Figura 2 apresenta-se a frequência de cada modo de ruptura dos modelos experimentais (*FD* - Descolamento do FRP; *FR* - Ruptura do FRP; *SY* - Escoamento da armadura; *CC* - Esmagamento do concreto).

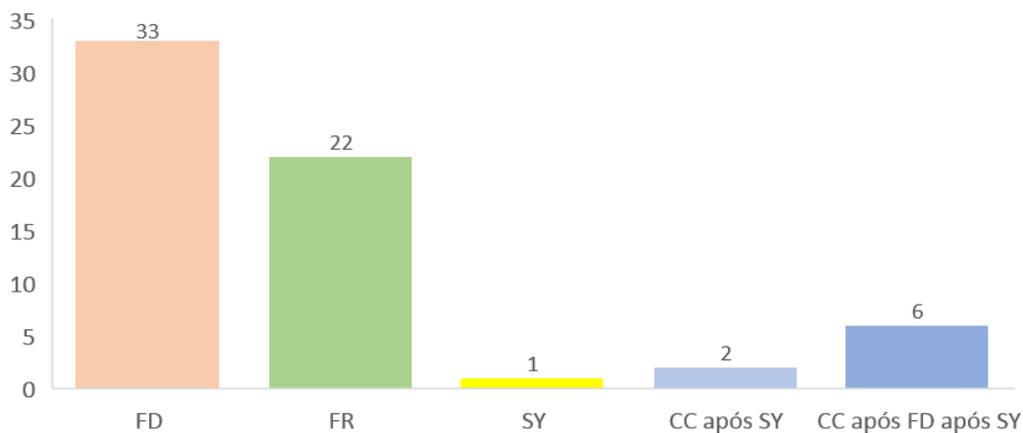


Figura 2 – Frequência dos modos de ruptura dos modelos experimentais.

Na Figura 3 expõem-se os 52 modelos distribuídos com os mesmos critérios usados no Quadro 1, ilustrando-se os modos de ruptura (RC – Clássico e RP – Prematuro) e o nível de deformação do FRP no momento da ruptura (12 modelos experimentais apresentam valores de deformação desconhecidos).

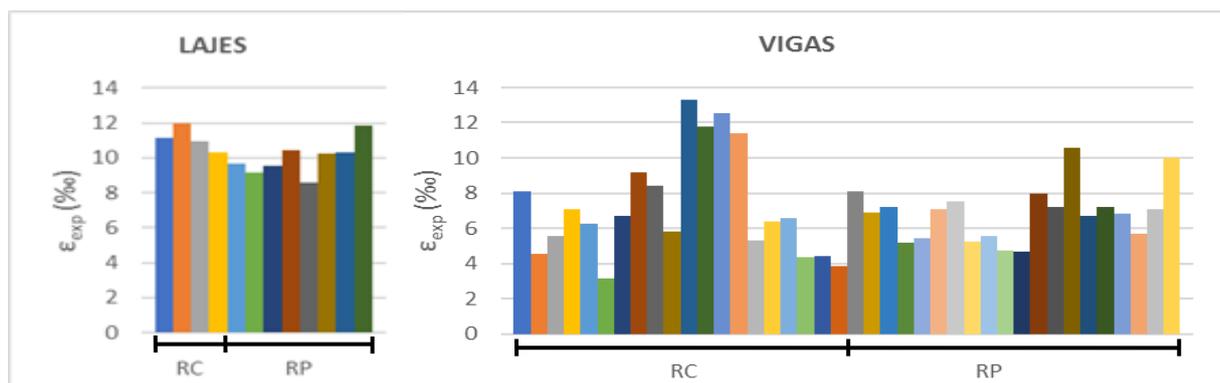


Figura 3 – Modos de ruptura e deformação última registrada no FRP (51 modelos).

3.1 Verificação de Segurança em E.L.U.

Faz-se agora o uso da metodologia de cálculo indicada na proposta normativa da ACI (2008) para avaliar a segurança à flexão dos modelos experimentais reforçados com CFRP e para interpretar a relevância dos parâmetros anteriormente especificados no dimensionamento do reforço. Posteriormente, tais parâmetros serão confrontados com as limitações impostas pela NBR6118.



3.1.1 – Metodologia de cálculo adotada

No Quadro 2 apresentam-se os critérios definidos para análise, sendo 4 casos sem coeficiente de segurança (para comparação com os valores experimentais coletados) e 2 casos com coeficiente de segurança (verificação da segurança global). Variaram-se alguns parâmetros de deformação (em negrito) para posterior comparação das diferentes limitações desses parâmetros entre as Normas NBR e ACI. Com isso, espera-se propor uma metodologia de cálculo para o Brasil (C.6), considerando os parâmetros adotados pela NBR.

Quadro 2 – Parâmetros estabelecidos para os 6 critérios de análise.

	Sem coeficiente de segurança				Com coef. de segurança	
	C.1	C.2	C.3	C.4	C.5	C.6
Equações de equilíbrio	(ACI)	(ACI)	(ACI)	(ACI)	(ACI)	(ACI)
Propriedade dos materiais	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)	Valor médio (ACI)
Deformação última do concreto (ϵ_{cu})	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)	3‰ (ACI)	3,5‰ (NBR)
Deformação limite do aço ($\epsilon_{s,lim}$)	-	-	10‰ (NBR)	10‰ (NBR)	-	10‰ (NBR)
Ductilidade/fator de redução da resist. (ϕ)	1	1	1	1	($\Delta\epsilon_s$)	($\Delta\epsilon_s$)
Confiabilidade do FRP na flexão (ψ_f)	1	1	1	1	0,85	0,85
Coef. de segurança do Aço (γ_s)	1	1	1	1	1,10	1,15 (NBR)
Coef. de exposição ambiental (C_E)	1	1	1	1	0,85	0,85

Conforme Figura 4, impondo um dos modos de ruptura do primeiro grupo exposto no item 2.1.2 (ruínas clássicas - RC), através da limitação da deformação no material condicionante, é possível determinar por equilíbrio a posição da linha neutra e obter a deformação efetiva no composto FRP, as extensões e as tensões na armadura interna, no FRP e no concreto. No entanto, no cálculo é necessário considerar a hipótese de ocorrência de ruínas prematuras (RP) características em estruturas reforçadas à flexão pela técnica de colagem externa (EBR). Devido à dificuldade em detectá-las, o ACI440 (2008) limita a deformação do FRP (ϵ_{fd}) para aumentar a confiabilidade do reforço.

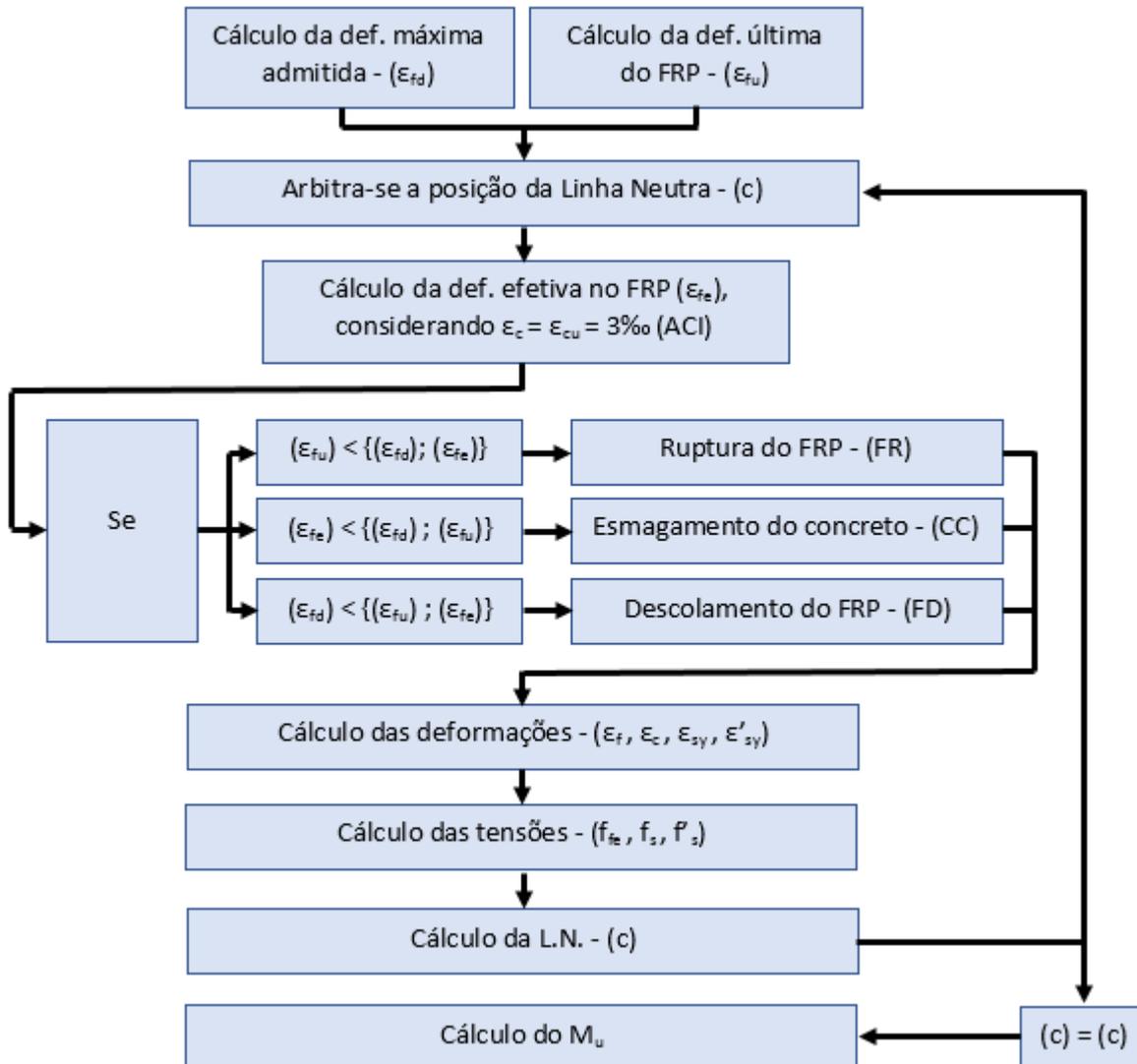


Figura 4 – Fluxograma da metodologia de cálculo adotada considerando a ACI440.2R-08.

4. Análise dos resultados e discussões

4.1 Análise dos modelos experimentais

O Quadro 1 revela que cerca de 3/5 dos modelos experimentais apresentam ruína prematura. Além disso, a Figura 3 demonstra que os modelos experimentais de laje apresentam valores de deformação (ϵ_{exp}) mais elevados quando comparados aos modelos de viga reforçados pela mesma técnica de colagem externa (EBR).

No caso das lajes, pelo fato do cisalhamento ser pouco pronunciado nesses modelos, a deformação no CFRP apresenta valores elevados ($\epsilon_{med} \approx 11\%$), sobretudo quando a ruína é controlada pelo modo clássico (RC). Entretanto, mesmo em situações de ruínas prematuras (RP), observa-se bons resultados obtidos por esses modelos experimentais ($\epsilon_{med} \approx 9\%$).



Tais resultados se evidenciam em trabalhos de diversos autores: ACI, (2008); Azevedo, (2008); Brosens, (2001); FIB, (2001); Juvandes, (1999); Matthys (2000) de que nos modelos de viga se desenvolvem deformações no CFRP inferiores às das lajes.

De acordo com a Figura 2, observa-se que em 9 modelos a ruptura se deu após escoamento excessivo do aço, sendo que em um desses casos a ruptura se deu apenas pela deformação plástica excessiva da armadura. Isso pode apontar a necessidade de se limitar o escoamento excessivo do aço.

4.2 Análise dos modelos analíticos

4.2.1 – Análise do momento resistente último (C.1 ao C.4)

Para realizar a análise estatística da razão entre os momentos últimos teóricos e experimentais, calculou-se a proporção ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{Exp.}}$) dos 64 modelos estudados nesse trabalho para os 4 critérios sem coeficiente de segurança (C.1 ao C.4). Tais valores encontram-se plotados na Figura 5 e posteriormente calculou-se a média, o desvio padrão (DP) e o coeficiente de variação (CV) dos modelos, apresentando-os no Quadro 3.

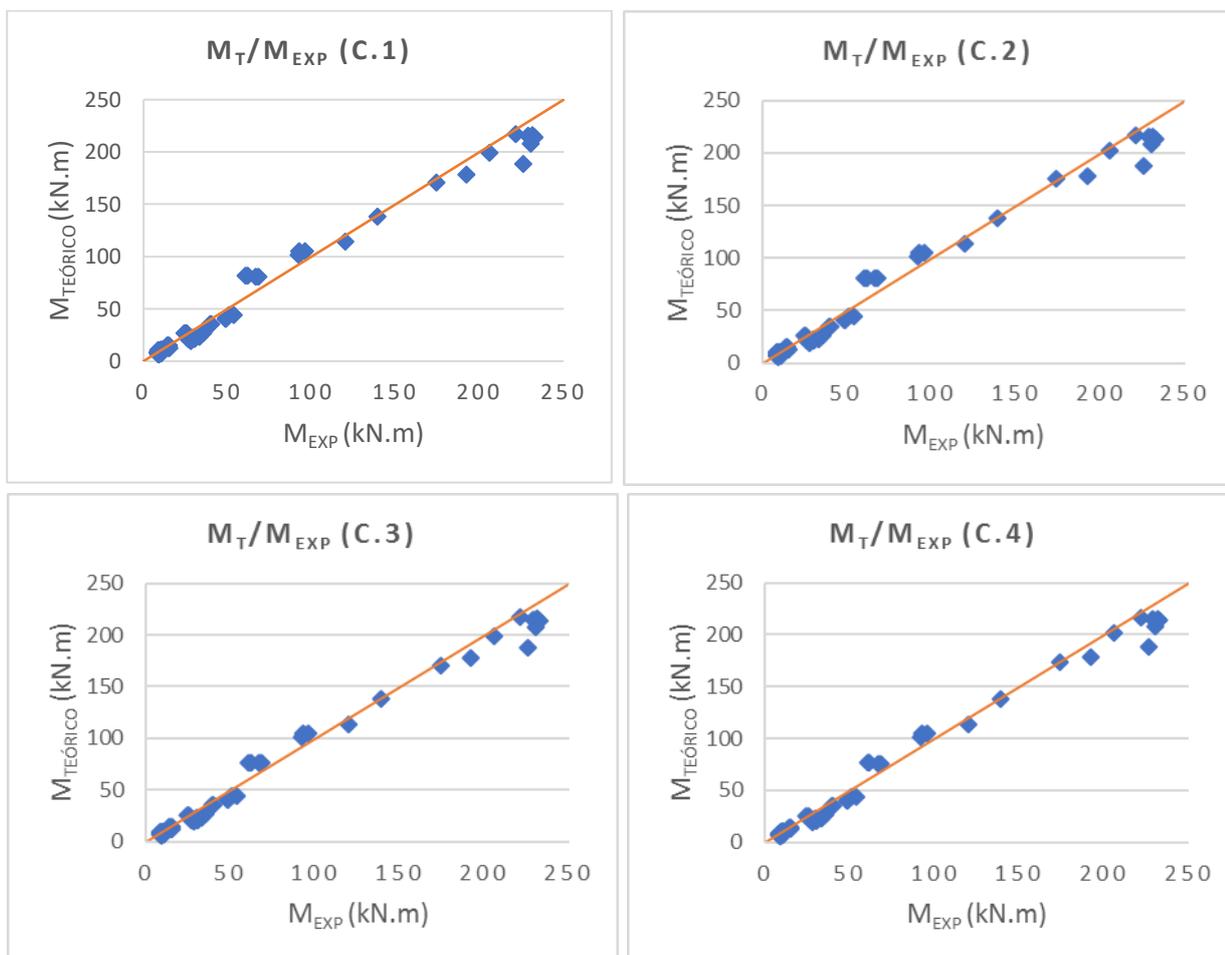


Figura 5 – Análise do momento resistente último: ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{Exp.}}$).



Comparando os resultados da média entre lajes e vigas (Quadro 3), a análise indica que as vigas prenunciam uma maior aproximação ao valor experimental (expresso na razão $M_{Teórico} / M_{exp.}$ mais próxima de 1). Tal resultado se evidencia no trabalho de Azevedo (2008), o qual se baseia na regulamentação ACI440.2R (2002).

Com relação a amostra “Total” dos modelos, constata-se que a metodologia de cálculo estabelecida pelo ACI440.2R (2008) conduz a resultados do lado da segurança, expresso pela média de 0,92 (Quadro 3 – C.1), porém com relativa dispersão (CV elevado).

Quadro 3 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($M_{Teórico} / M_{exp.}$).

		$(M_{Teórico}/M_{exp.})$ dos 64 modelos			
		C.1	C.2	C.3	C.4
Lajes	média	0,87	0,87	0,85	0,85
	DP	0,18	0,18	0,15	0,15
	CV(%)	21,27	21,27	18,29	18,29
Vigas	média	0,93	0,94	0,92	0,92
	DP	0,14	0,14	0,13	0,13
	CV(%)	15,61	15,43	14,14	14,15
Total	média	0,92	0,93	0,91	0,91
	DP	0,15	0,15	0,14	0,14
	CV(%)	16,73	16,64	15,09	15,12

O aumento da deformação última do concreto de 3‰ (ACI) para 3,5‰ (NBR6118), enunciado no critério C.2, resultou em um pequeno incremento na média dos 64 modelos ($M_{Teórico} / M_{exp.}$). Porém, cabe ressaltar que em todos os eventos em que o “ $M_{Teórico}$ ” teve seu valor aumentado, estes estavam a favor da segurança (média menor que 1), ou seja, o acréscimo da deformação última do concreto melhorou aqueles resultados conservadores, não variando os resultados dos modelos críticos (com médias maior que 1 e em desfavor da segurança).

A introdução da condição de limitação da deformação da armadura de acordo com a NBR6118 ($\epsilon_{sy,lim} = 10‰$), expresso no critério C.3, resulta em momentos últimos com melhores aproximações aos valores experimentais, mais conservadores e com uma menor dispersão, traduzido por apresentarem um CV de 15%. Ao analisarmos cada um dos 64 cenários, observa-se uma significativa redução nas relações de valores acentuados ($M_{Teórico} / M_{exp} > 1$) e não altera aquelas com valores baixo, ou seja, a limitação do escoamento do aço acaba por favorecer a segurança sem alterar os valores mais conservadores.

Considerando o aumento da deformação última em concomitância com a limitação da deformação da armadura (critério C.4), observa-se uma confluência das afirmações anteriormente expostas, ou seja, o incremento da deformação do concreto acaba por favorecer um sutil acréscimo de alguns valores conservadores e a limitação do escoamento do aço reduz os valores críticos (Figura 6 e Quadro 4).

De acordo com o Quadro 4, os 6 eventos mais críticos (resultados do lado da insegurança) tiveram uma redução considerável da proporção ($M_{Teórico} / M_{exp}$), levando à soluções mais



conservadoras. Além disso, poucos casos dispuseram de um aumento da relação ($M_{Teórico} / M_{exp}$) como consequência da maior deformação do concreto, sendo que tais incrementos foram modestos, além de estar do lado da segurança ($M_{Teórico} / M_{exp} < 1$).

Conforme exposto, mesmo com a redução da média de 0,92 (C.1) para 0,91 (C.4), pode-se dizer que o critério C.4 tende a convergir para o valor experimental de forma mais acentuada que o critério C.1.

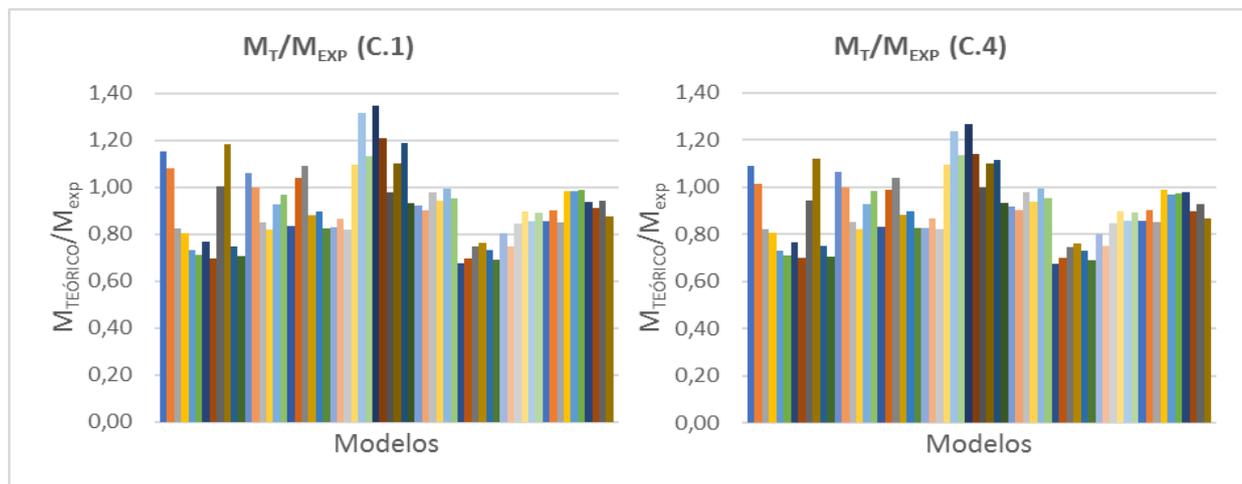


Figura 6 – Análise do momento resistente último: ($M_{Teórico} / M_{exp}$) dos 64 modelos.

Quadro 4 – Média dos modelos com variações mais significativas ($M_{Teórico} / M_{exp}$).

	$(M_{Teórico}/M_{exp.})$			$(M_{Teórico}/M_{exp.})$	
	C.1	C.4		C.1	C.4
Modelo 51	0,84	0,85	Modelo 60	0,99	0,97
Modelo 55	0,85	0,86	Modelo 09	1,00	0,94
Modelo 61	0,94	0,98	Modelo 20	1,04	0,99
Modelo 18	0,97	0,98	Modelo 02	1,08	1,01
Modelo 58	0,98	0,99	Modelo 21	1,09	1,04
Modelo 33	0,98	1,00	Modelo 01	1,15	1,09
			Modelo 10	1,18	1,12
			Modelo 35	1,19	1,12
			Modelo 32	1,21	1,14
			Modelo 29	1,32	1,24
			Modelo 31	1,35	1,27

Comparando os modos de rupturas dos modelos experimentais (Figura 2) com os modelos analíticos C.1 e C.4, constata-se um acerto de previsão de 70% e 60% respectivamente. Tal diferença ocorre justamente nos casos “críticos” ($M_{Teórico} / M_{exp} > 1$), onde as falhas



“analíticas” devido a ruptura/descolamento do FRP acabam sendo substituídas por valores mais conservadores devido ao escoamento excessivo do aço em 10%, conforme Figura 7.

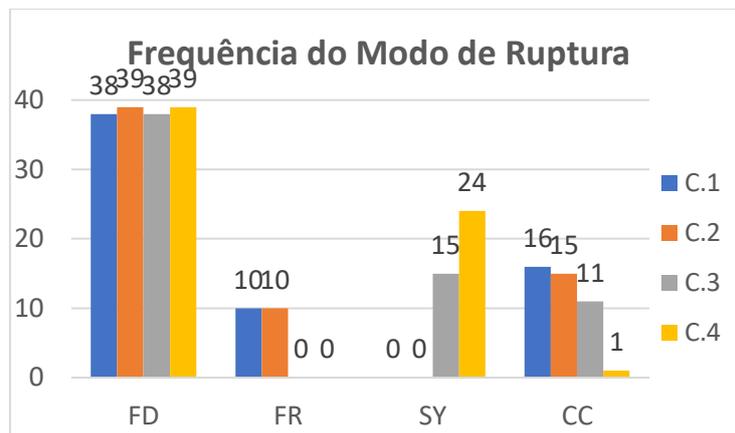
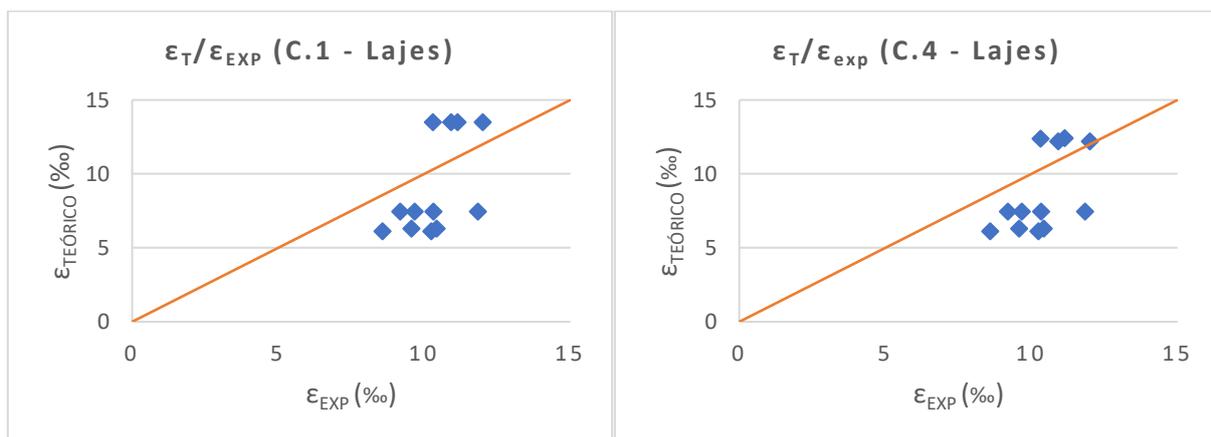


Figura 7 – Modos de ruptura de acordo com o critério adotado.

4.2.2 – Análise da deformação máxima do composto

A Figura 8 compara os valores teóricos e os resultados experimentais da deformação última no FRP, segundo os critérios C.1 e C.4 para os 52 modelos separados pelo tipo de estrutura (12 modelos experimentais não dispunham dessa informação). De um modo geral, os gráficos ilustrados sugerem uma grande dispersão dos resultados (CV muito elevado).



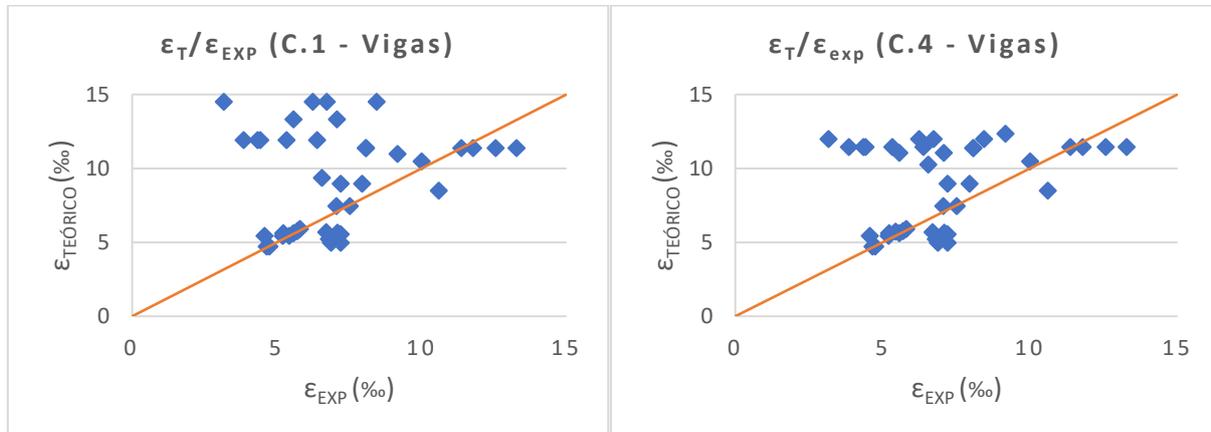


Figura 8 – Análise da deformação última para os 52 modelos separados pelo tipo de estrutura.

A análise estatística da razão entre as deformações últimas, teóricas e experimentais ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$), está exposta no Quadro 5, através da média, do desvio padrão (DP) e do coeficiente de variação (CV em %).

Quadro 5 – Média, desvio padrão e coeficiente de variação da razão ($\epsilon_{\text{Teórico}} / \epsilon_{\text{exp}}$).

($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}}$) dos 52 modelos			
		C.1	C.4
Lajes	média	0,87	0,83
	DP	0,27	0,22
	CV(%)	31,50	26,74
Vigas	média	1,43	1,36
	DP	0,81	0,68
	CV(%)	56,77	49,83
Total	média	1,30	1,24
	DP	0,76	0,64
	CV(%)	58,42	51,87

Comparando as vigas com as lajes, nota-se que as lajes apresentaram deformações últimas com uma melhor aproximação, conservadoras e com razoável dispersão de valores, traduzido por apresentarem um valor médio de 0,87 e um CV de 31,5% (critério C.1). As vigas conduziram a valores teóricos superiores aos que se registaram nos ensaios experimentais como demonstram os valores da média (1,43) e do CV elevado (56,7%). Essa diferença de comportamento pode ser explicado como consequência da ocorrência de ruínas prematuras mais cedo do que previsto nos modelos das vigas, gerando tal dispersão dos resultados.

Conforme Quadro 6, com relação aos critérios C.1 e C.4, constata-se que a limitação da deformação da armadura em 10‰ acaba por reduzir a deformação última teórica do FRP, principalmente nos casos “críticos” ($\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}} \gg 1$). Já alguns poucos casos tiveram um



aumento da deformação última teórica do FRP como resultado do aumento da deformação última do concreto.

Essas duas atestações já eram esperadas, visto que a deformação do FRP está diretamente ligada aos momentos últimos. Porém, comparando-se os Quadros 4 e 6, observa-se que esse aumento de valor da deformação teórica do FRP acaba sendo em desfavor da segurança ($\epsilon_{\text{Teórico}} / \epsilon_{\text{exp}} \gg 1$), enquanto a relação da razão dos momentos últimos é conservadora ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp}} < 1$). Como justificativa, diferentemente do que ocorre com a relação entre os momentos últimos ($M_{\text{Teórico}} / M_{\text{exp}}$), as deformações apresentam grande dispersão de valores ($CV > 50\%$), não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e convergência de valores.

Quadro 6 – Média dos modelos com variações mais significativas (ver Quadro 4).

$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}})$			$(\epsilon_{\text{Teórico}}/\epsilon_{\text{exp}})$		
	C.1	C.4		C.1	C.4
Modelo 51	-	-	Modelo 60	1,86	1,79
Modelo 55	-	-	Modelo 09	1,24	1,12
Modelo 61	1,43	1,56	Modelo 20	2,39	1,98
Modelo 18	1,00	1,05	Modelo 02	1,13	1,02
Modelo 58	-	-	Modelo 21	1,88	1,56
Modelo 33	1,20	1,35	Modelo 01	1,21	1,11
			Modelo 10	1,31	1,20
			Modelo 35	1,72	1,42
			Modelo 32	2,15	1,78
			Modelo 29	2,32	1,92
			Modelo 31	4,59	3,78

4.2.3 – Coeficiente de segurança global

Segundo Machado (2015), no ACI-440 (2008) tem-se um coeficiente de segurança global médio de 1,25. Conforme Quadro 7, comparando-se o coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.5) temos um valor médio de 1,28, observando uma paridade de valores. Porém, ao se comparar os coeficientes de segurança global separando-os pelo tipo de ruptura da estrutura (modelo analítico), nota-se que os maiores coeficientes de segurança global ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR). Isso pode ser explicado devido ao coeficiente de exposição ambiental (C_E) estar diretamente associado a este modo de ruptura. Já o esmagamento do concreto (CC) apresentou o menor coeficiente de segurança global, porém ainda dentro dos parâmetros encontrados em bibliografias.

De acordo com o Quadro 8, considerando a relação C.1/C.6 (considerando os parâmetros adotados pela NBR), observa-se um maior coeficiente de segurança global da estrutura decorrente da limitação do escoamento da armadura em 10‰ e do maior coeficiente de segurança do aço ($y_s=1,15$).

**Quadro 7 – Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.5).**

Coeficiente de segurança global (C.1/C.5)								
Total	média	1,28	Lajes	média	1,31	FR	média	1,35
	DP	0,05		DP	0,07		DP	0,06
	CV(%)	3,97		CV(%)	5,66		CV(%)	4,19
Total	média	1,27	Vigas	média	1,27	FD	média	1,27
	DP	0,04		DP	0,04		DP	0,04
	CV(%)	3,12		CV(%)	3,12		CV(%)	3,20
Total	média	1,25	Vigas	média	1,25	CC	média	1,25
	DP	0,02		DP	0,02		DP	0,02
	CV(%)	1,24		CV(%)	1,24		CV(%)	1,24

Quadro 8 – Coeficiente de segurança global obtido (C.1/C.6).

Coeficiente de segurança global - (C.1/C.6)								
Total	média	1,31	Lajes	média	1,34	FR	média	1,39
	DP	0,05		DP	0,07		DP	0,04
	CV(%)	3,91		CV(%)	5,36		CV(%)	3,04
Total	média	1,30	Vigas	média	1,30	FD	média	1,30
	DP	0,04		DP	0,04		DP	0,04
	CV(%)	3,28		CV(%)	3,28		CV(%)	3,02
Total	média	1,28	Vigas	média	1,28	CC	média	1,28
	DP	0,03		DP	0,03		DP	0,03
	CV(%)	2,01		CV(%)	2,01		CV(%)	2,01

4.2.4 – Considerações relevantes sobre diferenças de projeto constatadas

O ACI440.2R (2008) adota o parâmetro " f_c " ("resistência especificada de compressão do concreto") em diversas fórmulas. Muitos projetistas brasileiros adotam o f_{ck} ("resistência característica do concreto") como o valor " f_c ". Deve-se atentar que ambas as Normas usam conceitos equivalentes, porém a normalização americana para estruturas de edificações, ACI 318, adota 10% como o quantil inferior da distribuição das resistências do concreto, enquanto Brasil e Eurocode adotam apenas 5% de defeituosos. Ou seja, durante uma fase de projeto, ao se adotar o " f_{ck} " no local de " f_c ", estamos caminhando a favor da segurança.

4.2.5 – Verificação da ductilidade

Conforme item 2.2.3, para se evitar a ruptura frágil do concreto, a NBR limita a posição da linha neutra. De acordo com a Figura 9, todos os modelos do critério C.4 apresentaram valores dentro dos limites estabelecidos.

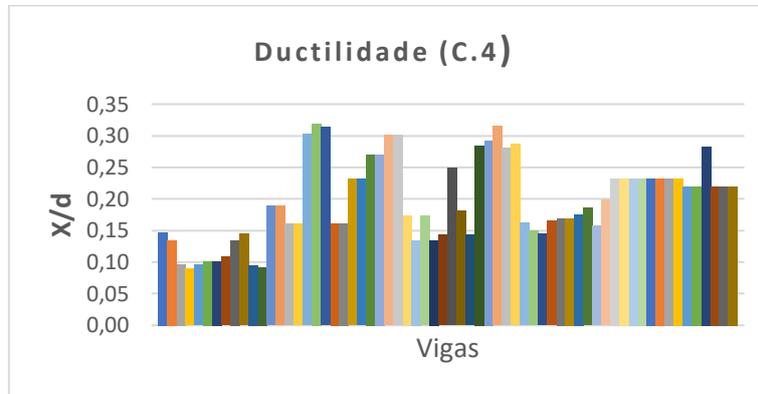


Figura 9 – Ductilidade dos 64 modelos de acordo com a NBR6118.

4.2.6 – Metodologia de cálculo desenvolvida e proposta

A metodologia desenvolvida para análise dos critérios C.4 e C.6 (parâmetros adotados conforme a NBR) é exposta em forma de fluxograma na Figura 10.

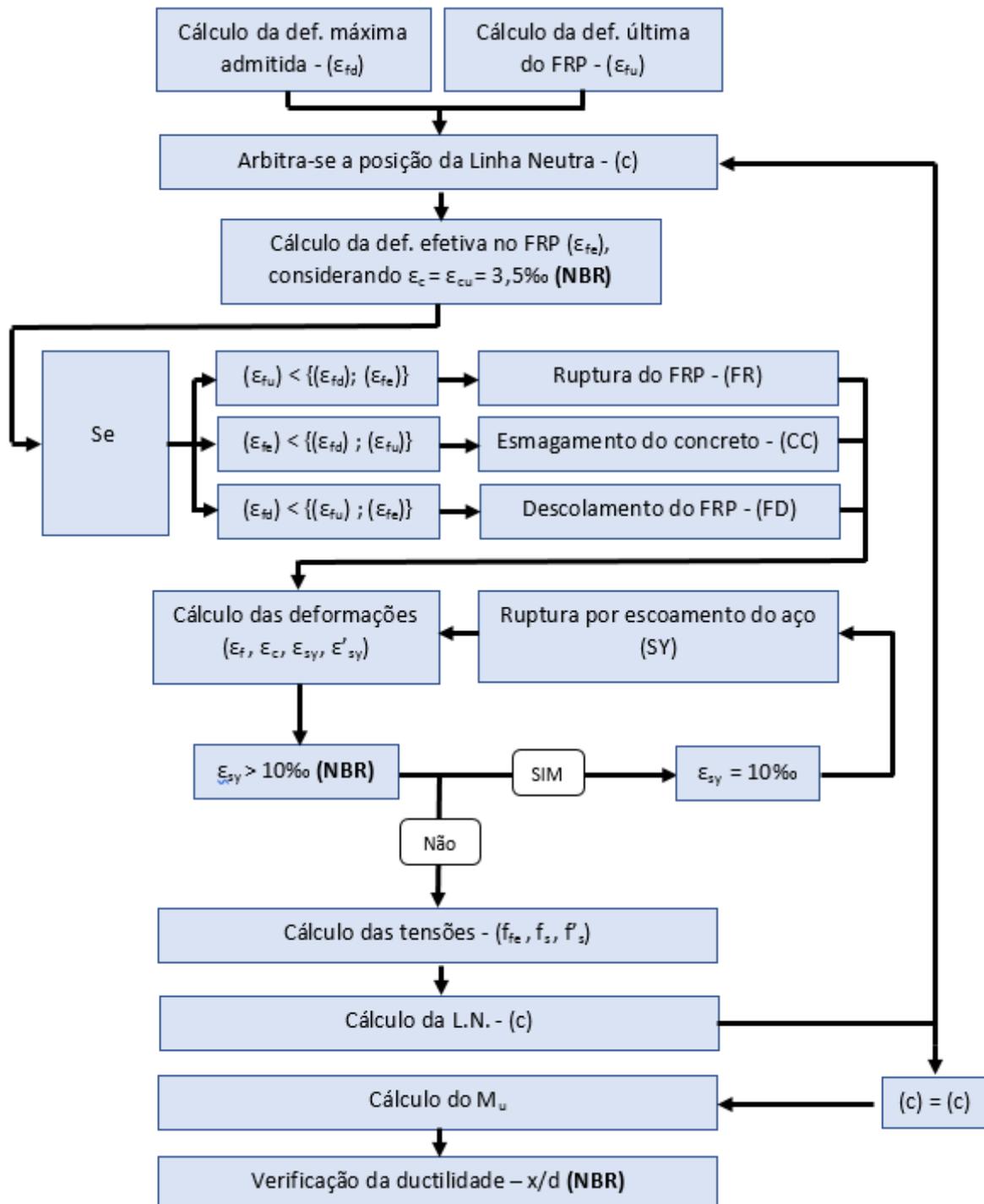


Figura 10 – Fluxograma da metodologia de cálculo proposta (C.4 e C.6).



5. Conclusões

Da amostra experimental coletada nesse trabalho, cerca de 3/5 dos modelos apresentaram ruína prematura, sendo que os modelos de “Lajes” apresentaram valores de deformação máxima no composto FRP ($\epsilon_{med} \approx 11\%$) mais elevados quando comparados aos modelos de viga ($\epsilon_{med} \approx 9\%$) reforçados pela mesma técnica (EBR).

Dos 64 modelos experimentais aqui estudado, em 9 modelos a ruptura da estrutura se iniciou após escoamento excessivo do aço, sendo que em um desses casos a falha se deu apenas pela deformação plástica excessiva da armadura, apontando uma necessidade de se limitar o escoamento excessivo do aço, principalmente nos casos onde a quantidade de aço resistente seja um fator importante para a vida útil da estrutura.

Em termos gerais, o modelo de previsão estabelecido pelo ACI440.2R (2008) conduz a resultados do lado da segurança, porém com relativa dispersão de valores, o qual é compensado pelos coeficientes de segurança globais, o que acaba por resultar em alguns modelos demasiadamente conservativos.

O aumento da deformação última do concreto de 3‰ (ACI) para 3,5‰ (NBR6118) resultou em uma melhora dos momentos últimos conservadores ($M_{Teórico}/M_{exp} < 1$), não variando os resultados dos modelos “críticos” (com médias altas e em desfavor da segurança).

A introdução da condição de limitação da deformação da armadura de acordo com a NBR6118 ($\epsilon_{sy,lim} = 10\%$), resulta em momentos últimos com melhores aproximações, mais conservadores e com uma menor dispersão de valores, favorecendo a segurança nos casos dos valores críticos sem alterar os valores mais conservadores.

Considerando o aumento da deformação última em concomitância com a limitação da deformação da armadura (critério C.4), observa-se uma confluência das duas afirmações anteriormente expostas. O ACI considera os coeficientes médios característicos dos materiais, o que torna a média ($M_{Teórico}/M_{exp}$) dispersa. Constata-se que ao limitar o escoamento do aço, este acaba por favorecer um decréscimo de grande parte dos valores que se encontram acima da média, e, ao aumentar a deformação última do concreto, este acaba por melhorar a mediana de alguns resultados conservadores.

Diferentemente do que ocorre com os momentos últimos ($M_{Teórico}/M_{exp}$), as deformações apresentam grande dispersão de valores, não demonstrando ser um bom parâmetro para análise e busca de convergência. Além disso, as vigas demonstraram uma dispersão muito maior do que as lajes.

Considerando o critério C.1 tem-se um coeficiente de segurança global médio de 1,25. Nota-se que os maiores coeficientes de segurança globais ocorrem quando o modo de falha da estrutura decorre pela ruptura do FRP (FR), enquanto o esmagamento do concreto (CC) apresentou o menor coeficiente de segurança global.

Considerando o critério C.6 (considerando os parâmetros adotados pela NBR), observa-se um maior coeficiente de segurança global da estrutura (1,31) decorrente da limitação do escoamento da armadura em 10‰ e do maior coeficiente de segurança do aço ($\gamma_s = 1,15$).

Conforme exposto, pode-se dizer que o critério C.4 tende a convergir os resultados para o valor experimental de forma mais acentuada que o critério C.1. Com isso, tal metodologia aqui desenvolvida (Figura 10) tem se demonstrado, até esse momento, como um critério



eficiente e seguro, aumentando a confiabilidade da proposta normativa do ACI e reduzindo sua dispersão de valores.

Durante faseamento do projeto, uma especial atenção deve ser dada pelos projetistas brasileiros quanto à diferença entre a “resistência especificada de compressão do concreto- f'_c ” (ACI318) e a “resistência característica do concreto - f_{ck} ” (NBR) com relação ao quantil inferior da distribuição das resistências do concreto.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela bolsa de mestrado disponibilizada (Processo 152486/2016-0).

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2014). NBR6118: Projeto de Estruturas de Concreto. Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT.

American Concrete Institute, (2008). ACI 440.2R-08: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structure. Philadelphia.

AZEVEDO, D. M. M. Reforço de Estruturas de Betão com Colagem de Sistemas Compósitos de CFRP - Recomendações para Dimensionamento. 2008. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto, 2008

Beber, A., (1999), "Avaliação do Desempenho de Vigas de Concreto Armado Reforçadas com Lâminas de Fibra de Carbono", Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, (UFRGS), Porto Alegre, Brasil.

Brosens, K., (2001), "Anchorage of externally bonded steel plates and CFRP laminates for the strengthening of concrete elements", Tese de Doutorado, Katholieke Universiteit Leuven, Leuven, Bélgica, 225 pp.

Dias, S., (2001), "Verificação experimental do reforço com CFRP de estruturas de betão à flexão", Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), Porto.

Federation International Du Beton, (2001). Bulletin 14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures. FIB-14. Lausanne.

Gamino, A.L.; Bittencourt, T.N.; Sousa, J. L. A. O., (2009). Estruturas de concreto reforçadas com PRFC. Parte I: análise dos modelos de flexão. IBRACON, V. 2, No. 4, pp. 326-355, 2009.

Helene, P., Silva Filho L. C. P., (2011). Concreto: ciência e tecnologia. Capítulo 32: Análise de estruturas de concreto com problemas de resistência e fissuração. Editor Geraldo Cechella Isaia. IBRACON, 2011.



Juvandes, L. F. P., (1999). Reforço e reabilitação de estruturas de betão usando materiais compósitos de CFRP. Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, 400p.

Machado, A. P.; Machado B. A. (2015). Reforço de Estruturas de Concreto Armado com Sistemas Compostos FRP, Editora Pini.

Matthys, S., (2000), "Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement", Doctoral thesis, Ghent University, Ghent.

Meier, U., Kaiser, H., (1991). Strengthening of structures with CFRP laminates, Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE Specialty Conference, pp. 224-232.

Okeil, A. M., Bingol, Y., Alkhrdaji, T. (2007). Analyzing model uncertainties for concrete beams flexurally strengthened with FRP laminates. Washington, DC.

Pinto, C., (2000), "Reforço à Flexão de Vigas de Concreto Armado Com Fibras de Carbono", Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Ritchie, P., Thomas, D., Lu, L.; Conneley, G., (1991). External reinforcement of concrete beams using fiber reinforced plastics. ACI Structural Journal, V. 88, No. 4, July-Aug., pp. 490-500.

Sharif, A., Al-Sulaimani, G., Basunbul, I., Baluch, M., Ghaleb, B., (1994). Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates, ACI Structural Journal, V. 91, No. 2, Mar. - Apr., pp. 160-168.

Travassos, N., (2005), "Caracterização do comportamento da ligação CFRP-Betão", Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico (IST), Lisboa, 290 pp.



RELATO SOBRE O DESMORONAMENTO E A RECONSTRUÇÃO DO MURO DE GABIÕES PERTENCENTE ÀS OBRAS DE IMPLANTAÇÃO DA AVENIDA MARGINAL POTI SUL, EM TERESINA-PI

Report On The Collapse And Reconstruction Of The Gabions Wall Belonging To The Works Of Implantation Of The Marginal Poti Sul Avenue, In Teresina-Pi

Savina Laís SILVA NUNES¹, Carlos Henrique LEAL VIANA², Hudson CHAGAS DOS SANTOS³

¹ Engenheira Civil pelo CENTRO UNIVERSITÁRIO UNINOVAFAPÍ / Pós-Graduada da Especialização de Estruturas de Concreto e Fundações pelo INBEC / Responsável Técnica da PCA ENGENHARIA LTDA., Teresina, Piauí, Brasil, savinalais@hotmail.com

² Engenheiro Civil pela UESPI / Responsável Técnico da PCA ENGENHARIA LTDA., Teresina, Piauí, Brasil, carloshenriquelv@hotmail.com

³ Doutor em Engenharia Civil pela EPUSP / Professor do IFPI e da UFPI / Responsável Técnico da PCA ENGENHARIA LTDA., Teresina, Piauí, Brasil, hud_santos@yahoo.com.br

Resumo: O presente trabalho propõe-se a apresentar um relato sobre o desmoronamento e a reconstrução do Muro de Gabiões pertencente às obras de Implantação da Avenida Marginal Poti Sul na cidade de Teresina, estado do Piauí, destacando as discussões e as análises necessárias para identificar as causas da ruptura do referenciado muro. O foco principal deste estudo de caso é enfatizar a extraordinária importância de seguir com prudência os critérios e os detalhamentos previstos no projeto destinado a uma determinada obra, tal zelo permite ao construtor, e a quem fiscaliza a execução de uma obra, livrar-se de inúmeros problemas. Entretanto, diante de uma situação, como a do objeto deste artigo, é preciso ter maturidade para enfrentar as adversidades e o primeiro passo é a obtenção da maior variedade de informações precisas possíveis, a fim de se munir de conhecimento suficiente da situação. Além disso, é necessário agir com extremo bom senso para se analisar todos os aspectos disponíveis de modo a permitir a adoção das soluções mais adequadas para a problemática.

Palavras-chave: projeto de estruturas, muro de gabiões, desmoronamento, reconstrução, estabilidade estrutural.

Abstract: This paper proposes to present a report of the collapse and reconstruction of the Gabions Wall belonging to the works of implantation of Marginal Poti Sul Avenue in the city of Teresina, state of Piauí, highlighting the discussions and analyzes necessary to identify the causes of the rupture of the referenced wall. The main focus of this case study is to emphasize the extraordinary importance of carefully following the criteria and details foreseen in the project for a particular work, such a zeal allows the builder, and who supervises the execution of a work, to get rid of Countless problems. However, in the face of a situation such as that of the object of this article, it is necessary to be mature in order to face adversities, and the first step is to obtain the greatest variety of accurate information



possible in order to provide sufficient knowledge of the situation. In addition, it is necessary to act with extreme common sense to analyze all available aspects in order to allow the adoption of the most appropriate solutions to the problem.

Keywords: design of structures, gabions wall, collapse, reconstruction, structural stability.

Introdução

Um dos grandes desafios das últimas décadas em todo o mundo, com o crescimento da população, com o inchaço urbano e com os engarrafamentos das grandes cidades, é encontrar alternativas para a mobilidade diária. A busca por alternativas que permitam uma cidade crescer, gerar emprego e renda e ter essa mobilidade diária é uma questão em debate em todo o mundo e interfere diretamente nos acessos aos diferentes pontos das cidades, nos serviços públicos e no meio ambiente.

A situação de Teresina, capital do estado do Piauí, não é diferente daquela observada nos grandes centros urbanos. A cidade de porte médio, com uma população estimada em 800.000 habitantes, apresenta uma significativa frota de veículos e já registra congestionamentos expressivos durante as viagens casa-trabalho, principalmente, e vice-versa. Diante deste fenômeno do crescimento populacional, da intensificação do trânsito de veículos, bem como da dinamização da economia, Teresina, nos últimos anos, vem tendo uma significativa reestruturação urbana.

Dentre as inúmeras obras de infraestrutura de Teresina, traz-se, como estudo de caso para este artigo, o destaque para implantação de uma nova avenida que está, atualmente, em sua fase de execução. Trata-se da Avenida intitulada como Avenida Marginal Poti Sul, o nome se dá justamente pode ser projetada as margens do Rio Poti, sua extensão é de aproximadamente 24,6km.

A referida obra faz parte das soluções pensadas e estudadas para o cumprimento do Plano Diretor de Transportes e Mobilidade Urbana de Teresina, que tem como uma de suas diretrizes o investimento em implantações, restaurações e ampliações de rodovias com faixas e corredores exclusivos para ônibus e a implantação de novas pontes sobre o Rio Poti, diminuindo as discontinuidades do espaço físico urbano.

Projetos da Avenida Marginal Poti Sul

A Prefeitura Municipal de Teresina (PMT) contratou no ano 2014 um consórcio de empresas para Elaboração dos Projetos Executivos para Implantação da Avenida Marginal Poti Sul, ficando a cargo da empresa PCA ENGENHARIA a elaboração dos projetos de obras de arte especiais e demais intervenções estruturais. Os projetos foram entregues por trechos, sendo o primeiro trecho, com extensão de 2,9km, entregue em 2015 e o último trecho, com extensão de 21,7km, entregue em 2017.

A implantação de rodovias pode envolver diferentes regiões ao longo de seu traçado com características específicas em termos de relevo, vegetação, geologia, geotecnia e condições climáticas. Para o caso da Avenida Marginal Poti Sul, em determinado trecho, verificou-se a necessidade de implantação de uma estrutura de contenção do aterro da nova via a ser implantada, a opção adotada e mais viável, inclusive em termos



econômicos determinados pela Prefeitura, foi a de implantação de um muro de gabiões e de arrimo com extensão de aproximadamente 330m, sito entre o km 1,05 (EST. 52+10,00) e o km 1,38 (EST. 69+0,00). Os referidos muros de contenção foram projetados pelo Engenheiro Civil Hudson Chagas dos Santos, Prof Doutor em Engenharia Civil.

Por definição - e até em virtude da origem da palavra - gabiões são envoltórios preenchidos com pedras para aplicações geotécnicas, hidráulicas e de proteção superficial. Substituem o uso de grandes blocos, de difícil manuseio, ou de pedras soltas, que não garantiriam a durabilidade e o desempenho enquanto sistema. O muro de gabiões tipo caixa é o mais típico e difundido modelo de gabião, é adequado para usos diversos, como estruturas de contenção por gravidade, barragens, canalizações, apoios de pontes e defesa contra erosão. Forma estruturas de contenção monolíticas, flexíveis e autodrenantes, lançando mão de materiais baratos e abundantes, além de não exigir conhecimento técnico específico para a execução. (TÉCHNE, 2006)

Os muros de gabiões consistem em caixões pré-fabricados de fios de aço ou polipropileno ou polietileno ou náilon preenchidos por rochas empilhadas horizontal e verticalmente. As aplicações usuais são para a proteção de erosão de margens de rios e córregos, e como muros de contenção ao longo de estradas e rodovias, especialmente em terrenos acidentados. (BUDHU, 2013)

A região de implantação dessa estrutura de contenção é justamente num trecho em curva do traçado, nessa região ocorre o desembocamento das alças de acesso a Ponte Wall Ferraz existente logo acima deste trecho da avenida, conforme ilustrada a figura a seguir:

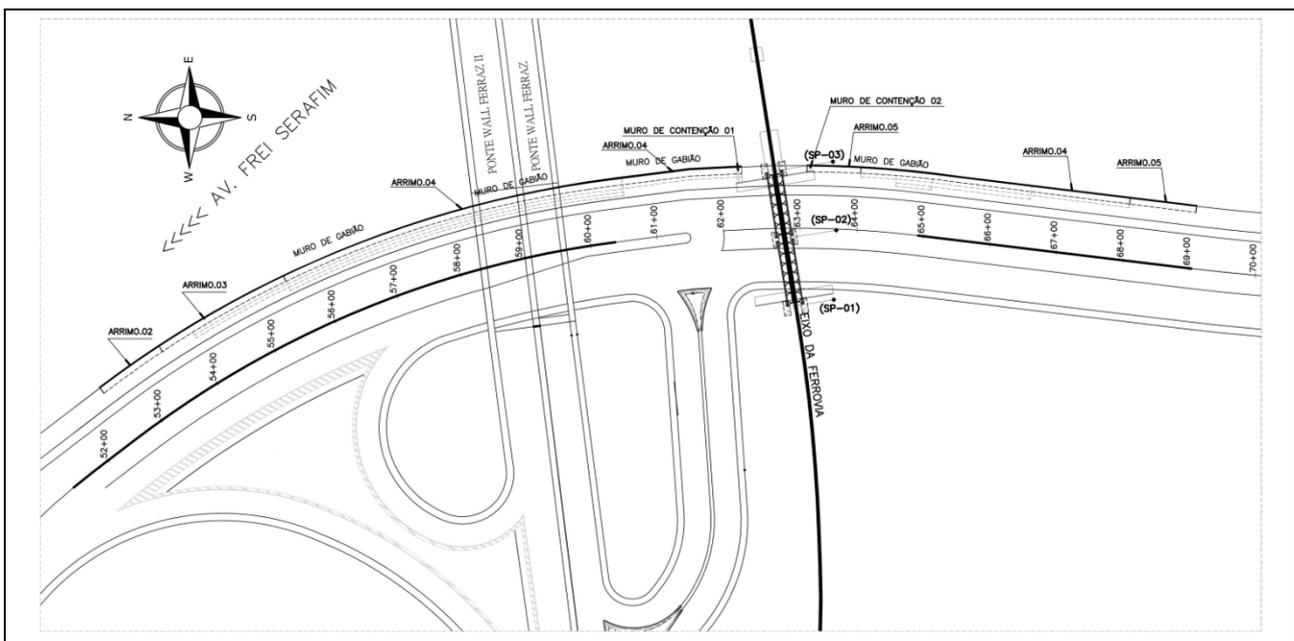


Figura 1 – Esquema de Implantação dos Muros de Contenção (Fonte: PCA ENGENHARIA, 2015)

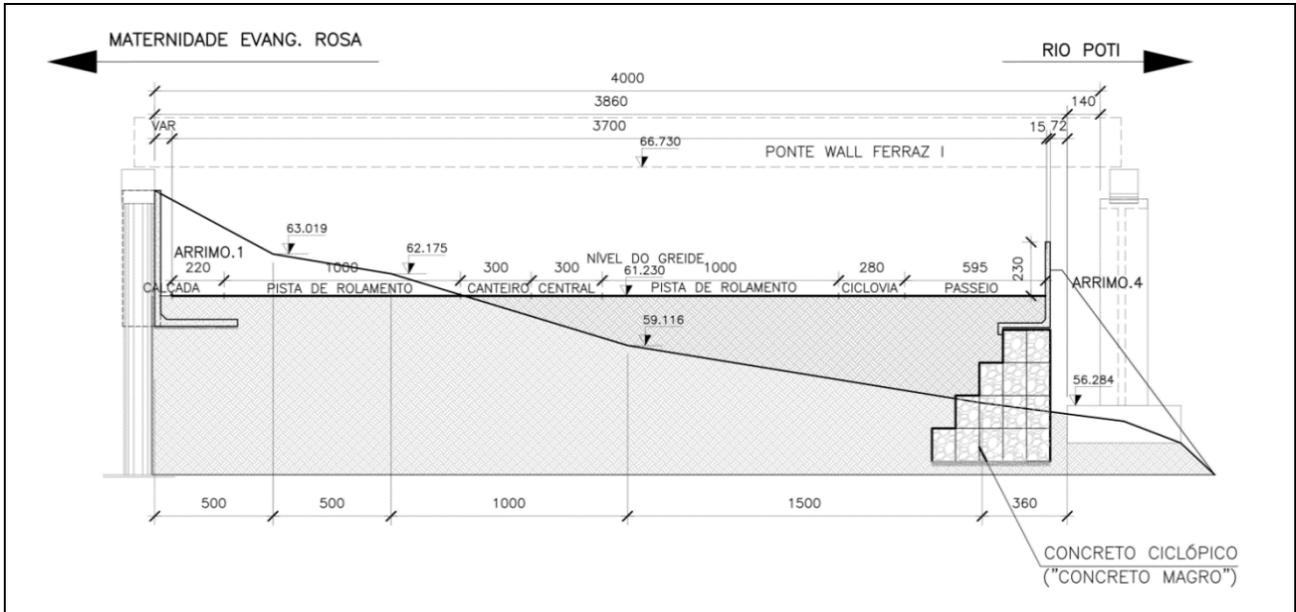
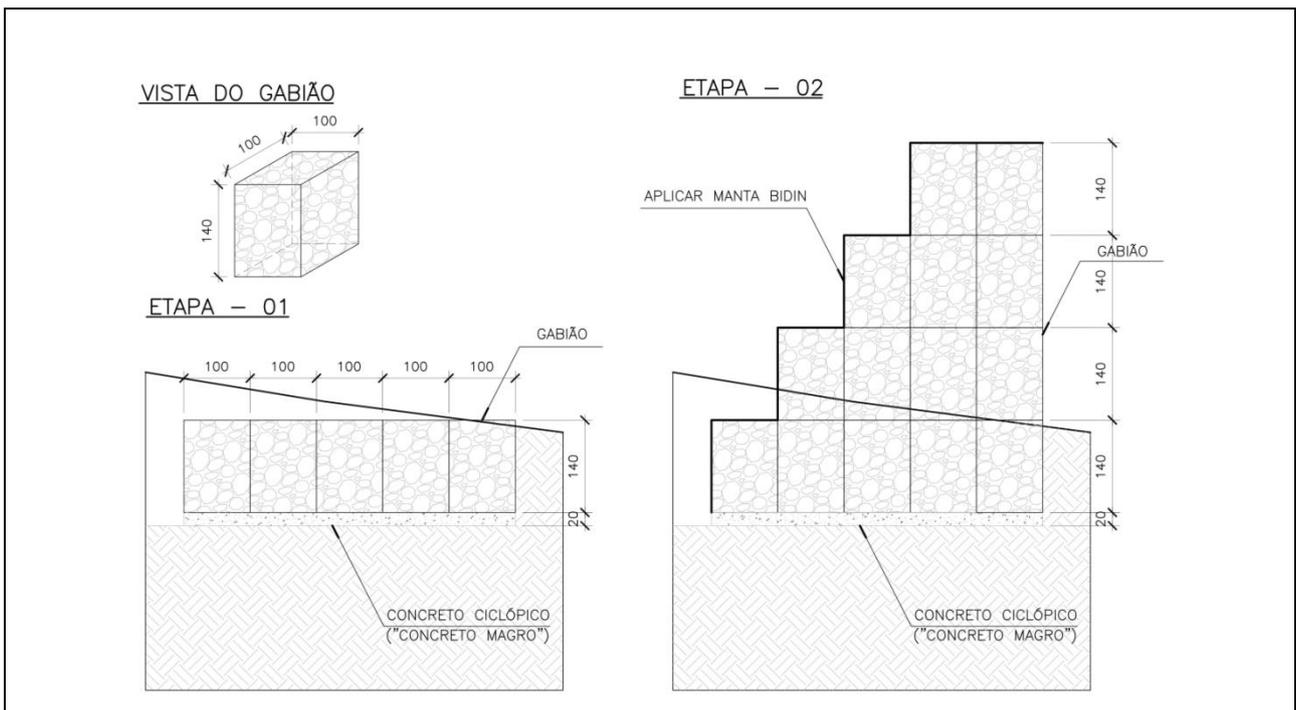


Figura 2 – Corte Longitudinal - Ponte Wall Ferraz I (Fonte: PCA ENGENHARIA, 2015)

Características Geométricas de Projeto dos Muros de Contenção

Em resumo, as características geométricas do muro de gabiões e do muro de arrimo do Projeto Executivo para as Obras de Implantação e Pavimentação da Avenida Marginal Poti Sul, trecho 2,9km, são ilustradas na Figura 3 e descritas a seguir:



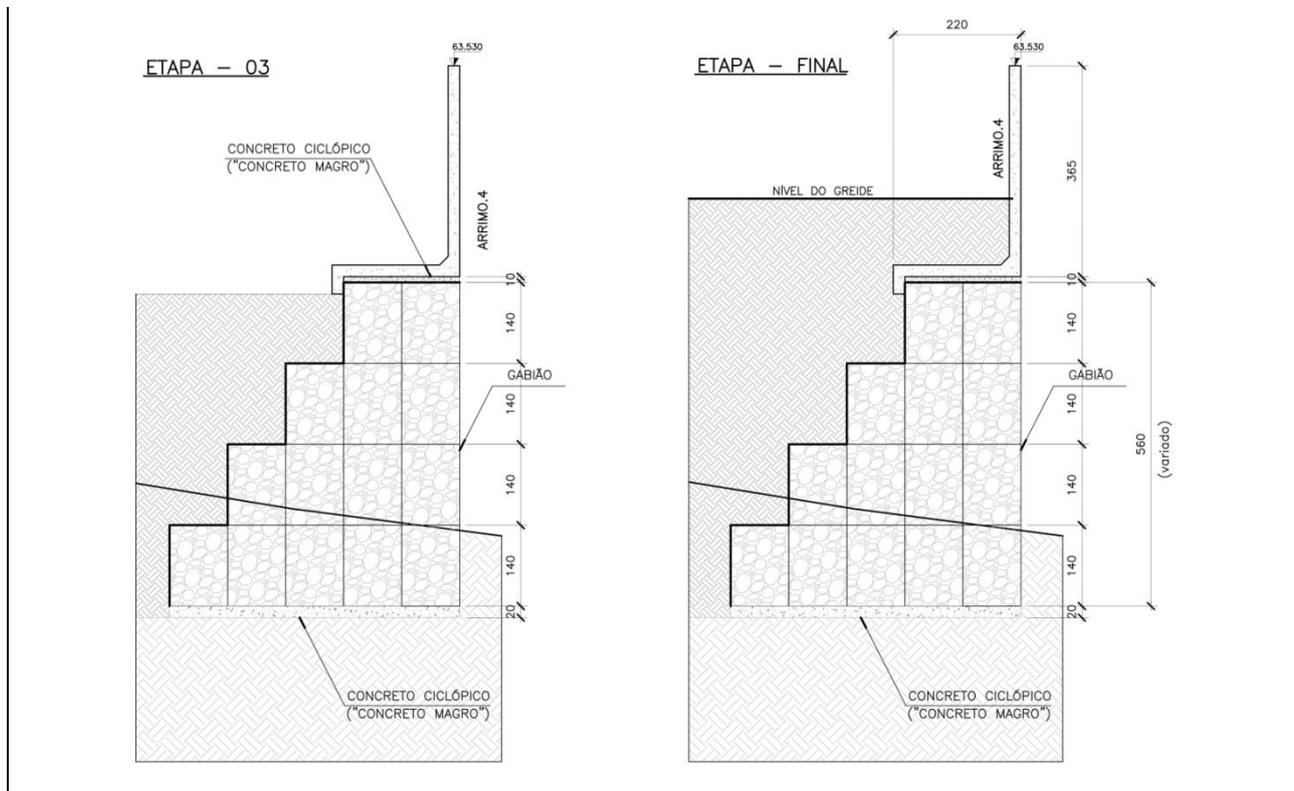


Figura 3 – Etapas de Construção do Muro de Gabiões (Fonte: PCA ENGENHARIA, 2015)

Observa-se na figura acima que, o muro de contenções é composto por gabões do tipo caixa com dimensão 1,40x1,00x1,00m e por um muro de arrimo em concreto armado, a ser implantado logo acima do muro de gabões, possuindo o formato “L” com base de 2,20m e altura de 3,65m. Ambos os muros estão projetados para serem assentados sobre camadas de concreto ciclópico, sendo a camada do muro de gabões de 20cm de espessura e a do muro de arrimo de 10cm de espessura. Indicou-se ainda no projeto a necessidade da aplicação de manta “*bidim*” para permitir a passagem de água (drenagem) sem o carreamento dos finos do solo, prezando assim pela estabilidade do muro e pela integridade do aterro que o muro deve conter.

Conforme ilustrado na Figura 1, existem subtrechos do muro de gabões e arrimo, variando-se as quantidades de camadas de gabões, existindo, inclusive, regiões com a previsão para implantar apenas o muro de arrimo sem a necessidade de gabões abaixo. As diferentes seções adotadas se justificam devido aos acentuados desníveis do perfil topográfico do solo existente. Para as regiões com necessidade de maior volume e altura aterro, projetou-se a implantação de até quatro camadas de caixas de gabões. Para análise mais precisa, analisaram-se os perfis transversais a cada 10m em todo o trecho que se estende o muro.



Execução dos Muros de Contenção da Avenida Marginal Poti Sul

A contratação para execução dos projetos do primeiro trecho da avenida se deu em 2015 e a execução efetiva das estruturas de contenção iniciou em 2016.

Embora bem caracterizadas as instruções para execução dos muros de contenção, existiram não conformidades quando da execução dos muros, desse modo, as características e premissas expressas no projeto não foram seguidas.

A Construtora adotou características de um projeto diferente do licitado para execução da obra, destaca-se que, durante o processo de execução realizado por volta de dezembro de 2016, era notório o desaprumo do muro, conforme pode ser visualizado na Figura 4. Com a chegada do período chuvoso do fim de ano, característico de Teresina, houve, ao final de 2016, o tombamento do muro.

Vale destacar que, em nenhum momento anterior ao tombamento, foi solicitada a visita, consulta ou orientação do calculista projetista das estruturas de contenções para análise das mudanças ocorridas no projeto, fator este decisivo para o ocorrido.





Figura 4 – Desaprumo do Muro no trecho que tombou (Fonte: Fiscalização da Obra, 2016)

Não conformidades da Execução dos Muros de Contenção e Causas do Tombamento

A primeira e principal não conformidade foi a mudança da geometria do muro de gabiões. O muro foi executado com caixas com dimensões de 1,00x1,00x1,00m, diferente do projetado. Trocou-se, por exemplo, quatro camadas de altura 1,40m por seis camadas de altura 1,00m. Tal mudança ocasiona um maior número de pontos propícios a ruptura na seção do muro. Além disso, foi verificado que a manta “*bidim*” adotada era de qualidade muito baixa, não impedindo a passagem dos grãos mais finos do solo como deveria, propiciando o surgimento de erosões.

Outra não conformidade observada foi a utilização de solo arenoso como aterro da via. Este tipo de solo tem grande capacidade de expansão quando saturado, condicionando, também, a ruptura do muro.



Figura 5 – Erosões ocasionadas pelas chuvas, em consequência da má qualidade da manta “*bidim*”
 (Fonte: Fiscalização da Obra, 2016)



Solos expansivos (que se dilatam) podem causar danos significativos a uma estrutura. Se um solo expansivo é encontrado no local de uma obra, devem-se tomar medidas preventivas para reduzir as pressões de expansão na fundação. (BUDHU, 2013)

Medidas após o Tombamento

Após o tombamento, a Construtora elaborou um projeto de restauração/reforço, apresentando duas novas soluções distintas, uma para o trecho de tombamento e outra para os trechos das imediações, a fim de evitar novos problemas. A empresa fiscalizadora da obra recorreu ao calculista em busca das orientações necessárias para aprovação do novo projeto. Entretanto, cabe destacar que, parte da reconstrução do muro, com a nova solução, foi colocada em prática antes mesmo da apreciação do calculista.

Frisa-se ainda que, sob a justificativa de não haver no mercado teresinense, a existência de caixas/gaiolas para os gabiões com as dimensões indicadas no projeto original, o novo projeto foi apresenta, ainda, com a adoção de caixas com dimensões de 1,00x1,00x1,00m. A seguir expõe-se o esboço da solução apresentada pela Construtora.

<p>MEMORIAL DESCRITIVO DO METODO DE RECUPERACAO DO MURO DE GABIOES AV. MARGINAL POTY SUL, ENTRE ESTACAS E-54+10 E E-57+10</p> <p>Para dar sequência aos serviços de construção do muro de gabiões que está sendo executado na Av. Marginal Poty Sul, no trecho em que houve um abatimento do solo suporte, provocando em curta extensão o tombamento do muro em execução, estabelecemos uma metodologia executiva a ser adotada na continuidade dos trabalhos.</p> <p>Estes serviços incluirão entre outros os descritos a seguir:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1- Criação de uma base estabilizada com a utilização da pedra utilizada no preenchimento dos gabiões. Esta base terá cerca de 10m de largura, sendo seu início a 3m contados a partir da face externa do muro na direção do Rio Poty. A base terá uma espessura variável, contando a espessura incorporada ao solo da camada compressível sob a base, até 1,0M acima da cota de assentamento originalmente prevista, 2- Sobre esta base, será executado um lastro de nivelamento em concreto ciclópico, com o objetivo de regularizar o assentamento das gaiolas, bem como de definir seu plano de assentamento na inclinação de projeto. 3- Serão então posicionadas as gaiolas com a inclinação de 6° com a vertical, contra o paramento interno, conforme projeto. 4- O alinhamento das gaiolas terá recuo de 10cm a cada linha de gaiola sempre para dentro do corpo do aterro. 	<ol style="list-style-type: none"> 5- Desta forma, neste trecho de 6,0 de altura, teremos descontando a espessura de 1,0m correspondente à base estabilizada, um conjunto formado em sua altura por 4 linhas, 3 linhas, 2 linhas e mais 2 linhas no coroamento. 6- Toda a face interna do paramento deverá ser revestida com manta geotêxtil (Bidim). 7- O reaterro será executado em camadas compactadas, sendo que nesta 1ª Etapa o mesmo devera atingir a altura de duas linhas a partir da base. 8- Com o andamento dos serviços de recuperação, será avaliada a necessidade ou não da utilização de enrocamento de pedra de mão, a ser aplicado sobre o trecho externo da base estabilizada que fica situado entre a face externa da parede e o Rio Poty. 9- A seguir apresentamos a memória de cálculo e o croqui executivo para a recuperação do gabião.
---	--

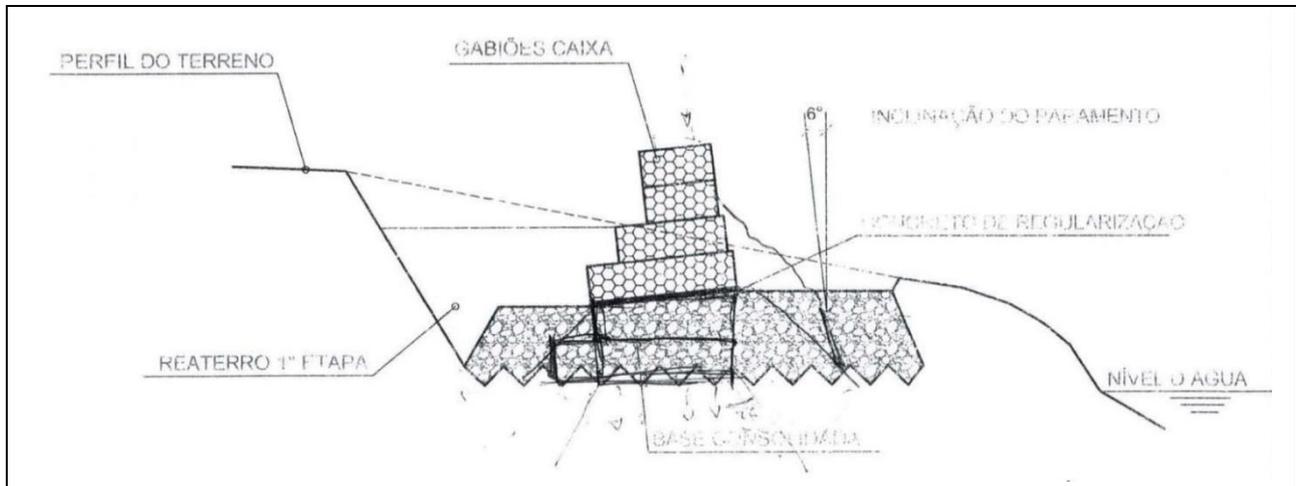


Figura 6 – Resumo do Memorial Descritivo do Metodo de recuperação do muro de gabões da Av.Marginal Poti Sul, entre EST.54+10,00 e EST.57+10,00 (Fonte: Construtora da Obra, 2017)

MEMORIAL DESCRITIVO DO METODO DE RECUPERACAO DO MURO DE GABIOES AV. MARGINAL POTY SUL, ENTRE ESTACAS E- 53 + 11 a E- 54+10 e da E-57+10 a E-61+19.

Para dar sequência aos serviços de reconstrução do muro de gabões que está sendo executado na Av. Marginal Poty Sul, no trecho em que o muro está executado e que com as chuvas mostrou a necessidade de um reforço e proteção da sua base no lado da margem do rio Poti, estabelecemos uma metodologia executiva a ser adotada na continuidade dos trabalhos.

Estes serviços incluirão entre outros os descritos a seguir:

- 1- Inicialmente será feito o preenchimento dos vazios causados por erosões próximo a face externa do muro gabião devido as chuvas. Esse preenchimento será feito com mistura de solo-cimento na proporção de 20:1 e com adensamento ou compactação manual.
- 2- Depois será criada uma base estabilizada com a utilização de pedra de mão. Esta base terá cerca de 3,00m de largura, a partir da face externa do muro na direção do Rio Poty. A base terá uma espessura variável, contando a espessura incorporada ao solo da camada compressível sob a base, até 1,0M acima da cota de assentamento originalmente prevista, devendo essa base ser compressível por equipamento de esteira para uma melhor estabilidade da mesma.

- 3- Após a conclusão desta base, será analisado a estabilidade in loco do novo conjunto formado pelo muro e a nova base para definição posterior de acréscimo ou não de mais elementos de proteção agora contra as cheias do Rio Poti.
- 4- A seguir apresentamos o croqui executivo para a proteção da base do muro gabião nas estacas acima citadas.

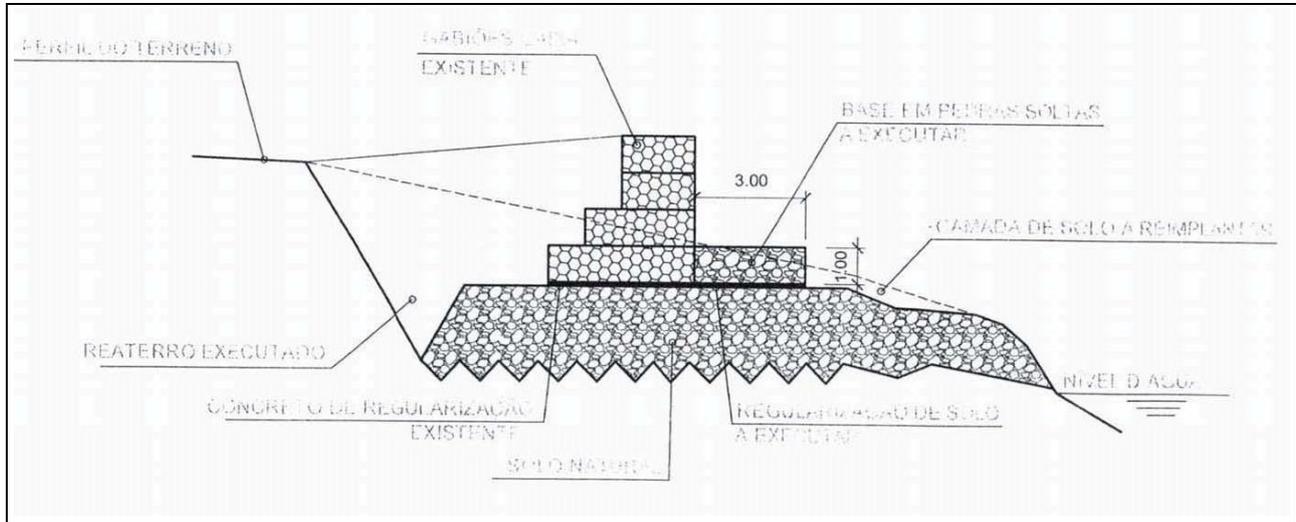


Figura 7 – Resumo do Memorial Descritivo do Metodo de recuperação do muro de gabiões da Av.Marginal Poti Sul, da EST.53+11,00 a EST.54+10,00 e da EST.57+10,00 a EST.61+19,00 (Fonte: Construtora da Obra, 2017)

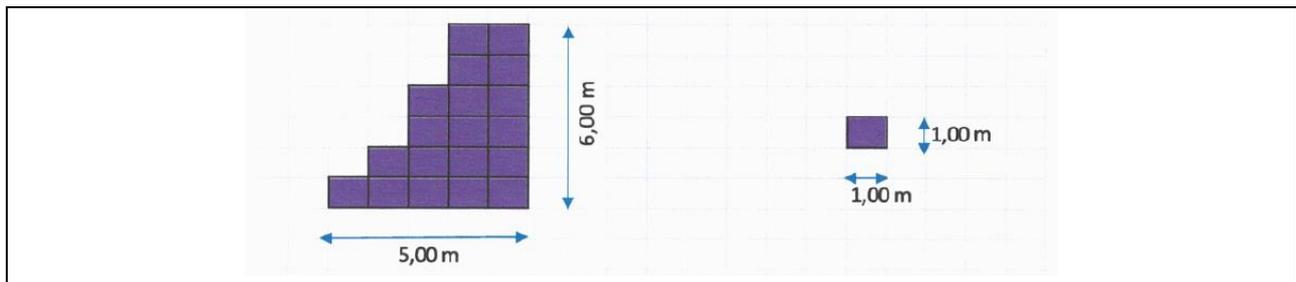


Figura 8 - Desenho esquemático da geometria adotada no novo projeto (Fonte: Fiscalização da Obra, 2017)

Conforme já mencionado, a solução de parte da reconstrução do muro já foi executada antes da apresentação do parecer solicitado ao calculista, trata-se da região localizada entre as estacas 54+10,00 a 57+10,00.

Expõe-se adiante algumas das imagens retiradas em visitas à obra realizadas pela PCA ENGENHARIA para registro do muro de gabião após reconstrução devido ao seu tombamento, como mostra a Figura 9.



Figura 9 - Fotos do muro de gabião após reconstrução (Fonte: Fiscalização da Obra, 2017)

Parecer Técnico do Calculista sobre as causas do tombamento

A empresa PCA ENGENHARIA, sob a responsabilidade técnica do Engenheiro Civil Hudson Chagas dos Santos, Doutor em Engenharia Civil, apresentou à fiscalizadora, em março de 2017, o Parecer Técnico a respeito da execução do muro de gabiões incluso no objeto do contrato para Implantação e Pavimentação da Avenida Marginal Poti Sul e seu acesso a pontes, zona sul de Teresina-PI.



Geometria do muro executado

Através das visitas de campo realizadas e dos registros fotográficos da fiscalizadora, o primeiro ponto observado e apresentado no Parecer foi a não conformidade com o Projeto Executivo apresentado pelo consórcio em época oportuna. Tal alteração compromete o comportamento estático, que considera a resistência ao tombamento, ao escorregamento e a estabilidade global, previsto no dimensionamento da estrutura. A norma DNIT 103/2009-ES de julho/2009 (Proteção do corpo estradal – estruturas de arrimo com gabião – especificação de serviço) preconiza o controle do posicionamento das gaiolas que deve consistir na verificação das medidas geométricas das caixas, admitindo-se variação de até 1,0% (um por cento), e do posicionamento das caixas em relação ao local previsto em projeto, admitindo-se uma variação de até 10cm. Para este caso, entretanto, a geometria de projeto não foi seguida, comprometendo assim a estabilidade prevista no dimensionamento.

Conforme supracitado, as rochas do muro de gabiões são envolvidas por caixões pré-fabricados de fios de aço ou polipropileno ou polietileno ou náilon. Se após vários anos de existência da estrutura do muro de gabiões começar a ocorrer a corrosão dos arames, segundo Moliterno (1994), pode-se aplicar um jateamento de argamassa de cimento e areia no local, transformando-se o maciço de alvenaria de pedra seca em concreto ciclópico.

Estabilidade do lastro de concreto ciclópico existente

Foi verificado que o lastro de concreto ciclópico, executado na base do muro de gabião, não apresentou qualquer tipo de alteração, essa camada de concreto tem como objetivo servir de base de assentamento para o muro, bem como servir de camada regularizadora e impedir o contato direto do solo existente com a base do muro. Vale ressaltar que o único elemento estrutural que seguiu as recomendações do Projeto Executivo apresentado pelo Consórcio foi este lastro, no entanto, devido à má colocação da manta geotêxtil e a péssima qualidade da mesma, o material pôde lixiviar por baixo do lastro em alguns pontos, conforme mostrado anteriormente nos registros da Fiscalizadora da obra.

Verificação da qualidade da manta aplicada e impactos ambientais

Conforme já destacado, a aplicação de uma manta geotêxtil (manta “*bidim*”) no tardo da estrutura permite a passagem do fluxo de água e evita o carreamento dos finos do solo por entre as pedras e a conseqüente erosão do talude. A utilização de uma manta inadequada permite que o fluxo de água em excesso provoque lixiviação do solo para o interior do muro, causando erosão e instabilidade à estrutura. Portanto, é notório que a manta deveria ter sido de melhor qualidade para que tivesse evitado fluxo de água e de materiais.

Quando da elaboração do projeto original, os possíveis impactos do empreendimento foram previstos no EIA/RIMA, porém devido às mudanças durante a fase de execução houve o acarretamento de impactos inesperados, conforme supracitado.



Verificação de solo utilizado como aterro nas proximidades do gabião

Foi realizada visita do técnico laboratorista da PCA ENGENHARIA na obra para orientação de recolhimento de amostras de areia e solo utilizados no aterro para a implantação e Pavimentação da Avenida Marginal Poti Sul. Fez-se uma cava de 1,00x1,00x1,00m, e a partir de 1 (um) metro de profundidade foram recolhidas amostras de solo para análise.

Sobre os ensaios de solos realizados, no que tange os limites de liquidez e de plasticidade de uma amostra, destaca-se que, segundo Budhu (2013), o teor de umidade para o qual o solo passa de um estado líquido para um estado plástico é denominado limite de liquidez (LL). À medida que o solo vai secando, abaixo do limite de liquidez, ele se comporta como material plástico – ele pode se moldado em qualquer formato, sem se romper – até que o estado semissólido é atingido. O teor de umidade para o qual o solo passado do estado plástico para o estado semissólido é denominado limite de plasticidade (LP).

Ressalta-se, ainda, que, os limites de liquidez e plasticidade devem atender ao exposto na norma ES-141/2010: “A fração que passa na peneira nº40 deve apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25%, e índice de plasticidade inferior ou igual a 6%; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deve ser maior que 30%. A porcentagem do material que passa na peneira nº200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira nº40”.

A amostra do solo existente ou natural (amostra 01) analisada não possui plasticidade, devido à quantidade de areia na sua estrutura, já a amostra de solo da jazida (amostra 02) analisada possui plasticidade, mas, ainda assim, ultrapassou o limite por norma, devido também à quantidade de areia na sua estrutura.

Logo, constatou-se, de acordo com os resultados apurados, que material de aterro deve ser substituído por um solo de melhor estrutura, recomendando-se, assim, um solo laterítico pelo menos na camada mais superior da terraplenagem. Solos lateríticos são solos residuais, cimentados com óxidos de ferro e encontrados em regiões tropicais. (BUDHU, 2013)

Na amostra 02, o material pedregulhoso analisado obedeceu aos parâmetros da norma de base estabilizada granulometricamente, de acordo com a faixa “D”, porém a parte fina da amostra que fica retida entre a peneira de Nº 40 e Nº 200 não obedeceram aos parâmetros da norma e ficou fora da faixa. Já a amostra 01 analisada não obedeceu aos parâmetros da norma de base estabilizada granulometricamente ficou fora de todas as faixas de classificação, logo, esta não é recomendada sua utilização para base.

Condições da reconstrução

Na execução do projeto de reconstituição do muro, após o desmoronamento, utilizaram em parte do aterro o solo do tipo argiloso. Observou-se que nessa parte onde foi realizado o reparo, o muro apresentou um melhor comportamento no sentido da estabilidade. É importante salientar que, nessa região (entre as estacas 54+10 a 57+10), o muro de gabião foi executado com 6° de inclinação para o lado oposto ao rio, conforme apresentado no Memorial Descritivo já exposto. Seguindo também o novo projeto, a Construtora adotou a colocação de pedras de enrocamento de grande diâmetro com o intuito de evitar um novo tombamento.



Mesmo com as novas medidas adotadas, o muro ainda se encontra em situação propícia a novo tombamento, devido principalmente ao solo impróprio ainda presente. Observou-se nas visitas realizadas o aumento da tendência de inclinação do muro para o lado do rio.



Figura 10 - Fotos do muro após a reconstrução e com indícios de novo tombamento.
 (Fonte: Fiscalização da Obra, 2017)

Conclusões

Como produto da avaliação de toda a situação acima descrita, a PCA ENGENHARIA elaborou o Parecer Técnico solicitado apresentando neste documento as considerações descritas, em resumo, a seguir.

Destacou-se que o projeto de restauração e reforço apresentado pela Construtora para os trechos que compreende as estacas 53+11 a 61+19 referente à implantação da Avenida Marginal Poti Sul, em Teresina, Piauí apresenta características que proporcionam condições de estabilidade, assim como o projeto executivo original apresentado pelo consórcio, observou-se que o trecho no qual já foi executada a solução de reforço (estacas 54+10 a 57+10), em primeiro momento, apresenta boa estabilidade, devendo-se, no entanto, realizar o procedimento de troca da camada mais superior do material utilizado como aterro abrangendo, desta vez, toda a largura da via compreendida no trecho se estende o muro, para garantir, assim, que a estabilidade se mantenha durante toda a vida útil dessa estrutura de contenção.

Para o trecho das estacas 53+10 a 54+10 e das estacas 57+10 a 61+19, recomendou-se proceder na mesma maneira recomendada no trecho já executado, realizando-se a troca do solo do aterro deste trecho, executando-se a solução do Projeto de Restauração e Reforço do muro de gabiões apresentada pela Construtora para essa região.

A troca do material se justifica pela não consonância das características do material frente aos parâmetros normativos, relato produzido a partir das análises do solo recolhido e tendo em vista que o solo a ser utilizado deve atender as características condizentes com os parâmetros normativos como um todo, uma vez que o atendimento de um critério ou outro de maneira isolada não permite avaliar se um material é ou não adequado para determinada



finalidade. Assim, ressalta-se que o material a ser utilizado deve atender a norma citada, e as porcentagens devem se encaixar em todos seus requisitos mencionados. Portanto, o solo mais recomendado é do tipo laterítico.

Em relação à manta, conforme já enfatizado, a utilização de um material inadequado permite que o fluxo de água em excesso provoque lixiviação do solo para o interior do muro, causando erosão e instabilidade à estrutura. Deste modo, a manta deveria ter sido de melhor qualidade para evitar o fluxo (vazão elevada) de água e de materiais. Recomendou-se que seja utilizada uma manta impermeável, no entanto e para tanto, devem-se prever dispositivos de drenagem durante a fase construtiva ao longo de todo esse trecho. Caso não seja possível a utilização desse tipo de manta impermeável, é crucial que o solo seja rigorosamente adequado, como já citado, com propriedades argilosas para dificultar o possível fluxo de água entre os meios (os dois lados do muro de gabião), se a opção adotada for a utilização da manta permeável, que esta seja de melhor qualidade.

Em síntese, utilizando-se por base a memória de cálculo fornecida pelo calculista da Construtora, a proposta de restauração e reforço do muro de gabião apresenta esforços de compressão (Tensão de compressão) abaixo do limite de Tensão admissível do solo local, portanto, o reforço apresentado foi considerado adequado sobre o ponto de vista da Resistência dos Materiais e do Estalo Limite Último de Ruptura do Solo. O documento apresentado pela Construtora, afirma, ainda, que a implantação do muro de gabiões deve transferir ao solo suporte tensões que poderão atingir até 16t/m^2 , baseando-se nessa informação, admite-se que a tensão transferida é inferior a pressão admissível resistida pelo solo arenoso medianamente compactado, demonstrando assim que o solo tem capacidade de resistir tais esforços solicitados.

De modo conclusivo, inferiu-se, tomando por base o memorial descritivo e de cálculo apresentado pela Construtora, que a solução de restauração e reforço pode ser adotada, sob a condição de que sejam realizados todos os procedimentos recomendados com relação à troca do material para o aterro. Aconselhou-se a utilização de solo retirado de outra jazida com as características recomendadas e que se fizesse compactação por etapas.

Após o recebimento das considerações aqui relatadas, a equipe técnica de engenharia da Superintendência de Desenvolvimento Urbano e Habitacional - Sul (SDU-Sul) da Prefeitura Municipal de Teresina, junto à equipe da empresa contratada pela PMT para fiscalizar a obra do Muro de Gabiões, está em processo de análise do Parecer Técnico, desde então a Construtora está sob a orientação de manter as obras paralisadas até segunda ordem. Essa medida foi tomada para que a partir do momento da retomada do processo executivo das obras estejam esclarecidas todas as dúvidas relacionadas às orientações recebidas e para que tudo caminhe sem maiores problemas até a conclusão das obras.



XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XIII Congreso Internacional sobre Patología y Rehabilitación de Estructuras
XIII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

7-9 September, 2017, Crato (Ceara), Brasil

Referências Bibliográficas

BUDHU, Muni. Fundações e estruturas de contenção. Rio de Janeiro: LTC, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 103/2009-ES: Proteção do corpo estradal – estruturas de arrimo com gabião – especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 141/2010-ES: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

MOLITERNO, Antonio. Caderno de Muros de Arrimo. 2. ed. São Paulo: Blucher, 1994.

Santos, H. C., PCA ENGENHARIA Ltda., Desenhos Técnicos e Memorial Descritivo para Elaboração dos Projetos Executivos de Engenharia para Implantação e Pavimentação da Avenida Marginal Poti Sul, trecho 2,9 Km, Teresina, 2015.

TÉCHNE (São Paulo). Gabiões. 2006. Elaborada por Bruno Loturco. Disponível em: <<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/108/artigo287069-1.aspx>>. Acesso em: 10 ago. 2017.



ANÁLISE DE GALPÃO EM ESTRUTURA METÁLICA: AVALIAÇÃO DAS AÇÕES DO VENTO TÍPICAS PARA AS DIVERSAS REGIÕES BRASILEIRAS

Analysis Of Shed In Metallic Structure: Evaluation Of Typical Wind Actions For Several Brazilian Regions

Loyane NUNES MARTINS CARVALHO¹, Rosanna DUARTE FERNANDES DUTRA²

¹Centro Universitário de Brasília, UniCEUB, Brasília/DF, Brasil, arq.loyanemartins@gmail.com

²Centro Universitário de Brasília, UniCEUB, Brasília/DF, Brasil, rosanna.dutra@uniceub.br

Resumo: A estabilidade e segurança estrutural em projetos de edificação podem ser colocadas em risco quando as ações do vento não são consideradas devidamente, podendo levar a estrutura ao colapso global ou parcial, ainda mais no que se refere às construções erguidas com materiais leves, a exemplo das estruturas metálicas, que são mais vulneráveis às ações do vento. Por essa razão, este trabalho teve como objetivo analisar comparativamente a estabilidade e segurança de algumas estruturas em aço comumente empregadas para galpões de uso geral, ponderando as diferentes ações do vento. Para tanto, foram utilizados como parâmetro os critérios de Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço, contidos na NBR 8800/2008, e as estruturas dos galpões foram analisadas com o auxílio do *Software* mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa *Stabile Engenharia* para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Nessa avaliação, foram considerados quatro tipos de galpões, cada qual com perfis de diferentes dimensões, analisados nas cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988, a saber: 30, 35, 40, 45 e 50 m/s. Dessa forma, sobre o ponto de vista estrutural, foi possível concluir que cada perfil analisado possui comportamento idêntico em três velocidades - 30, 35 e 40 m/s - o que compreende as ações das velocidades médias dos ventos de aproximadamente 90% do território brasileiro. Porém, nas análises com velocidades de ventos superiores a 40 m/s, que envolve a região sul do Brasil e partes da região centro-oeste e sudeste, os esforços das combinações das forças de vento foram predominantes. Em vista disso, ressalta-se a importância das ações de vento ao se projetar estruturas leves em tais regiões, cujos ventos intensos podem gerar instabilidade estrutural, colocando em risco o conforto e a segurança, e ser, portanto, a causa de sinistros nessas edificações.

Palavras-chave: Estrutura metálica. Ações de vento. mCalc3D. Stabile. Pórticos.

Abstract: The structural stability and safety in building projects can be put at risk when wind actions are not properly considered and can lead to global or partial collapse structure, even more so with respect to buildings erected with lightweight materials, such as Metal structures, which are more vulnerable to wind action. For this reason, this work aimed to comparatively analyze the stability and safety of some steel structures commonly used for general purpose sheds, considering the different wind actions. In order to do so, the Ultimate Limit State and State Limits of Service criteria, contained in NBR 8800/2008, were



used as parameters and the structures of the warehouses were analyzed with the aid of mCalc3D 4.0 Software, developed by the company Stabile Engenharia para Modeling, Analysis And Sizing of Metallic Structures. In this evaluation, four types of sheds, each with profiles of different dimensions, were analyzed in the five variations of the basic wind speeds of Brazil, established by NBR 6123/1988, namely: 30, 35, 40, 45 and 50 m /s. Thus, from the structural point of view, it was possible to conclude that each profile analyzed has the same behavior at three speeds - 30, 35 and 40 m / s - which includes the actions of average wind velocities of approximately 90% of the Brazilian territory . However, in the analyzes with velocities of winds higher than 40 m / s, which involves the southern region of Brazil and parts of the central-west and southeast region, the efforts of the combinations of the wind forces were predominant. In view of this, the importance of wind actions is emphasized when designing light structures in such regions, whose intense winds can generate structural instability, jeopardizing comfort and safety, and are therefore the cause of accidents in these buildings.

Keywords: Metallic structure. Wind actions. MCalc3D. Shed. Porches.

Introdução

No Brasil, não estamos suscetíveis com frequência a terremotos, neves, furacões ou grandes vendavais, o que leva a alguns construtores ou projetistas de estruturas não darem a devida importância para estes fenômenos naturais.

No entanto, a estabilidade e segurança estrutural em projetos de edificação podem ser colocadas em risco quando as ações do vento não são consideradas devidamente, podendo levar a estrutura ao colapso global ou parcial devido à composição de forças do vento internas e externas à edificação.

Segundo Marcelli (2007), autor do livro “Sinistro na Construção Civil”, os ventos têm sido a causa de muitos sinistros no Brasil, principalmente em algumas regiões onde eles ocorrem com maior intensidade. Na região Sul do país, os vendavais ocorrem com mais frequência e causam enormes danos às edificações, tendo em vista que a maioria dessas construções não foi projetada ou construída para resistir à ação do vento.

A Figura 1 mostra o colapso de um Galpão de uma Transportadora em Florianópolis – Santa Catarina, ocorrido em novembro de 2016. De acordo com o portal de notícias do jornal “Notícias do Dia”, Horostecki (2016), o Galpão veio abaixo após um vendaval, que na mesma região ocasionou destelhamentos em outras edificações.



Figura 11 - Galpão de transportadora derrubado pela força do vento no bairro Tijuca em Florianópolis – Santa Catarina, em novembro de 2016.
Fonte: Divulgação NDOonline. Notícias do Dia, 2016.



Figura 12 – Efeito do vendaval que desabou paredes e destelhou um galpão de uma lavanderia no noroeste do Paraná, em janeiro de 2015.
Fonte: Print screen de vídeo. Portal de notícias da Globo, 2015.

A Figura 2 retrata outro sinistro por efeito de um vendaval que desabou paredes e destelhou um galpão no noroeste do Paraná, em janeiro de 2015. No acidente uma pessoa morreu e dezessete ficaram feridas. Segundo o meteorologista Celso Oliveira entrevistado pelo Jornal G1, o fenômeno que ocorreu na região foi um pré-tornado e a velocidade dos ventos no momento do acidente, foi estimada entre 65 km/h e 115 km/h, o equivalente a aproximadamente 18m/s a 31m/s.

Como se verifica, os ventos podem ser a causa de muitos sinistros onde os vendavais acontecem com maior intensidade e onde a topografia ou as edificações próximas favorecem o aumento da velocidade das massas de ar. Nesse contexto, as edificações construídas com materiais leves, como madeira e metálica, são as mais sujeitas à ação do vento e o telhado é o componente mais vulnerável, principalmente quando possui baixas



inclinações. Além de prejuízos materiais, esses acidentes comprometem também a integridade humana.

Por isso, o presente estudo analisa comparativamente a estabilidade e segurança de algumas estruturas em aço comumente empregadas para galpões de uso geral, ponderando as diferentes ações do vento. Para tanto, serão utilizados como parâmetro os critérios de Estados Limites Últimos e Estados Limites de Serviço, contidos na NBR 8800/2008 que trata de projeto de estruturas de aço.

As estruturas dos galpões serão analisadas com o auxílio do *Software* mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa Stabile Engenharia, para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Nessa análise, serão considerados quatro tipos de galpões, cada qual com perfil de diferente dimensão, avaliados nas cinco variações das velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988 que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação do vento para efeito de cálculo de edifícios.

Segundo Yopanan (2007), os principais componentes de um galpão industrial são:

Estrutura principal: pórticos

Cobertura: terças e telhas

Fechamento: longarinas e elementos de vedação

Contraventamentos: horizontal e vertical

Os elementos que compõe o pórtico, vigas e pilares, podem ser de alma cheia, Vierendeel ou treliçados, dependendo dos vãos, das cargas e dos resultados estéticos pretendidos. As vigas de alma cheia em aço são comumente usadas para vãos de até 20m.

Dessa forma, pretende-se obter análises conclusivas sobre o comportamento estrutural dos pórticos de galpões metálicos, submetidos às cinco variações de velocidades básicas do vento, típicas para as regiões do Brasil.

Metodologia

Tendo em vista o objetivo de se avaliar a estabilidade e segurança de estruturas em aço para galpões de uso geral considerando diferentes ações de vento e considerando que a estrutura desses edifícios é constituída pela repetição de pórticos planos transversais, a análise dos modelos restringiu-se na avaliação estrutural dos pórticos principais.

Para esta avaliação utilizou-se o auxílio do *Software* mCalc3D 4.0, desenvolvido pela empresa Stabile Engenharia para Modelagem, Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas.

Definição do modelo - características geométricas e estruturais

Para a definição das características geométricas dos modelos estruturais, toma-se como referência uma inclinação de 10% para a cobertura, o que é usual no caso de telhas metálicas. E admite-se que a ligação entre a coluna e a viga de cobertura em alma cheia é rígida, sendo as colunas rotuladas na base.



Nas Figuras 3, 5 e 6 apresenta-se o modelo de pórtico de alma cheia utilizado para este estudo, cujo vão livre é de 20 metros, altura dos pilares de 6 metros e altura máxima sobre terreno de 7 metros.

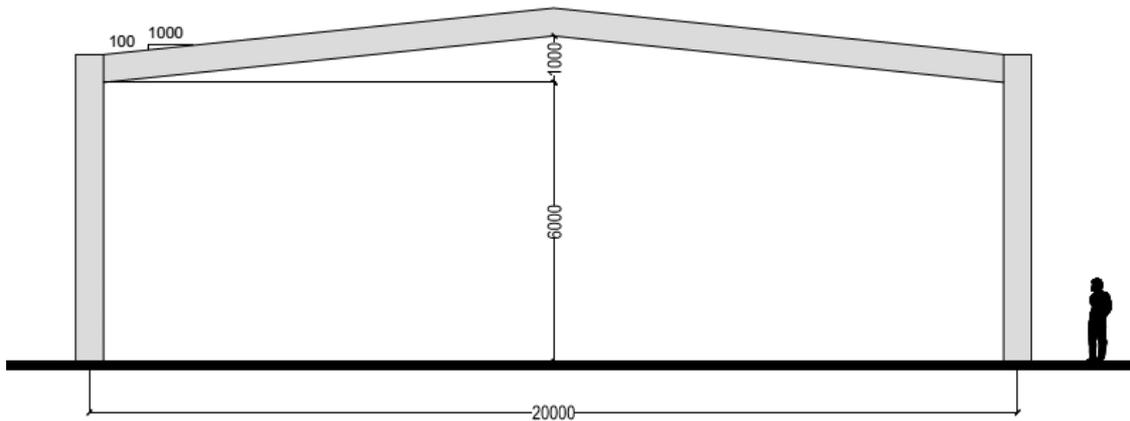


Figura 13 – Dimensões do pórtico - Vista Transversal Pórtico

Fonte: Elaborada pela autora.

Outras dimensões podem ser visualizadas na perspectiva esquemática apresentada pela Figura 4. O modelo do galpão possui comprimento longitudinal de 63 metros pela repetição de 8 pórticos com espaçamento entre si de 9 metros.

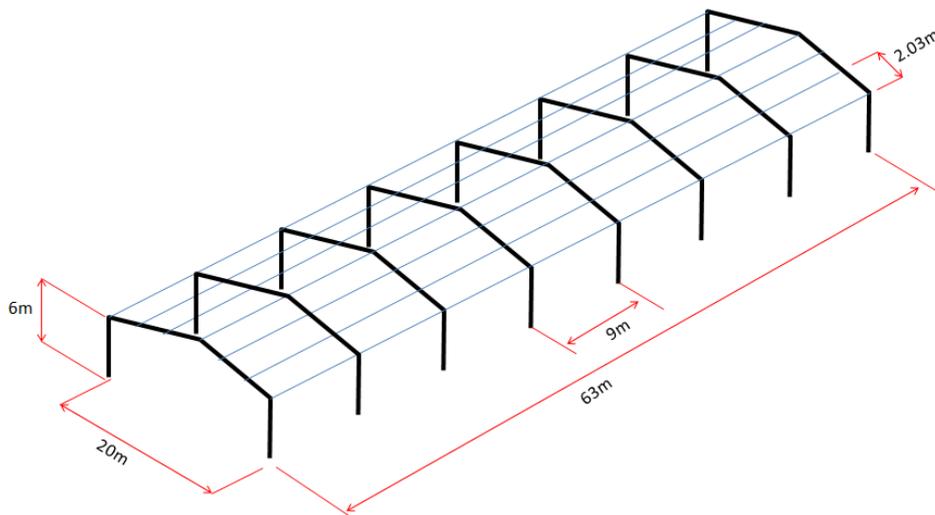


Figura 14 – Dimensões do pórtico – Desenho esquemático

Fonte: Elaborada pela autora.

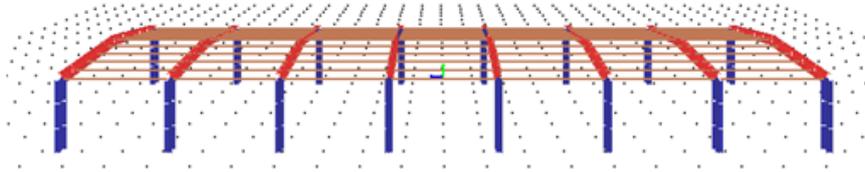


Figura 15 – Perspectiva Lateral
 Fonte: View 3D - Software MCalc 3D.

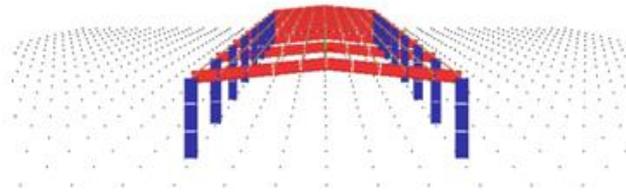


Figura 16 – Perspectiva Frontal
 Fonte: View 3D - Software MCalc 3D.

Pré-dimensionamento dos perfis

Apesar da grande utilização de perfis formados a frio nos galpões de uso geral e da disponibilidade de normas brasileira sobre projetos estruturais, o Brasil não dispõe de normas para o pré-dimensionamento de estruturas de aço. Gráficos e fórmulas empíricas para pré-dimensionamento são encontradas em bibliografias de projeto estrutural da arquitetura.

O Engenheiro Civil Yopanan Rebello, mestre e doutor pela Faculdade de Arquitetura de São Paulo, expõe em seu livro, Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura, fórmulas empíricas para o pré-dimensionamento de pórticos de aço.

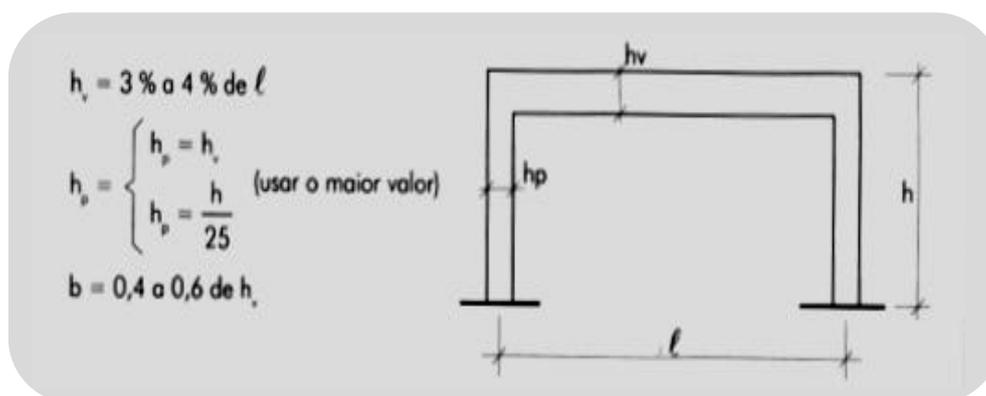


Figura 17 – Fórmula empírica - Pré-dimensionamento Pórticos de aço
 Fonte: Rebello, 2007, p.92.

A Figura 7 apresenta a fórmula mencionada e o desenho esquemático de pórticos de aço, em que os perfis usados nos pórticos são os mesmos usados para vigas e pilares.



Considerando o pré-dimensionamento apresentado pelo Yopanan, foram adotados quatro tipos de perfis de alma cheia, definidos pela fórmula empírica conforme a Figura 8, a saber:

Tipo 1 – PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75

Tipo 2 – PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75

Tipo 3 – PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75

Tipo 4 – PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75

A estrutura desses edifícios é marcada pela repetição de pórticos planos transversais em um único tipo de perfil, obtiveram-se assim, quatro modelos diferentes de galpões. A fórmula empírica não menciona o tipo de perfil e a espessura da chapa, por isso adotou-se o perfil de alma cheia, do tipo I, com valores usuais de espessura de chapa, sendo 6,35mm para a espessura da alma e 4,75 mm para a espessura da mesa.

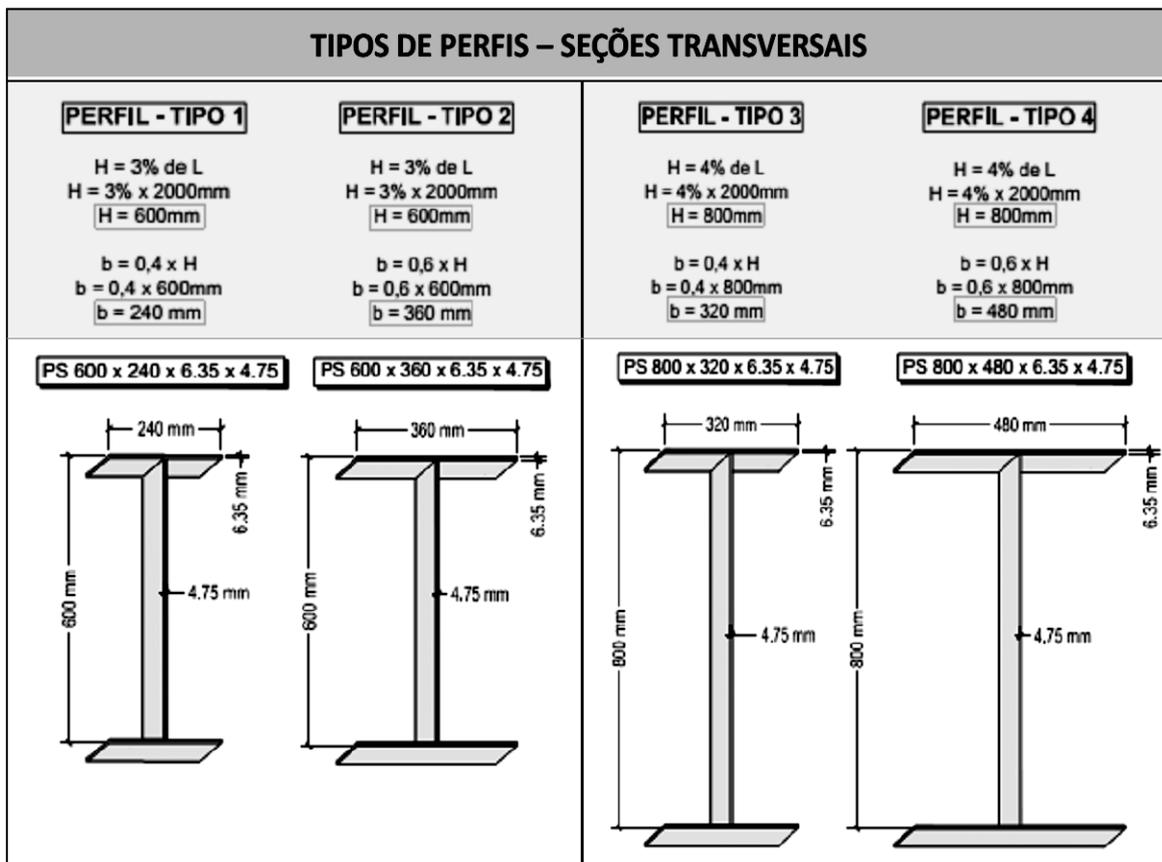


Figura 18 – Variação dos tipos de perfis conforme fórmula empírica de pré-dimensionamento

Fonte: Elaborada pela autora.



Aspectos aplicados no dimensionamento

- Ações atuantes nos modelos

As ações atuantes nos modelos foram determinadas de acordo com as recomendações do Anexo B da NBR 8800/2008 (ABNT, 2008) - ações causadas pelo uso e ocupação da edificação no dimensionamento de estruturas de aço. São elas: ações permanentes e ações variáveis, nessa considera-se a sobrecarga de cobertura e a ação dos ventos.

Para galpões industriais leves, as ações permanentes correspondem ao peso próprio dos elementos que compõem a estrutura e dos materiais ligados a ela. O peso próprio dos elementos estruturais do pórtico transversal é definido automaticamente pelo mCalc, enquanto as demais ações são informadas separadamente. Assim considerou-se uma ação permanente de $0,11 \text{ kN/m}^2$, ou seja, $11,2167 \text{ Kgf/m}^2$, levando-se em conta o peso próprio das telhas, terças e elementos secundários de cobertura.

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida útil da construção. Para galpões industriais leves, as ações variáveis a serem consideradas são a ação de sobrecarga de cobertura e a ação do vento.

De acordo com o Anexo B da NBR 8800/2008, para coberturas comuns, na ausência de especificação mais rigorosa, deve ser prevista uma sobrecarga característica mínima de $0,25 \text{ kN/m}^2$, que equivale a $25,4925 \text{ Kgf/m}^2$. Portanto, para sobrecarga de cobertura considerou-se este valor recomendado na norma.

A ação do vento nos galpões foi determinada segundo as recomendações da NBR 6123:1988 (ABNT, 1988).

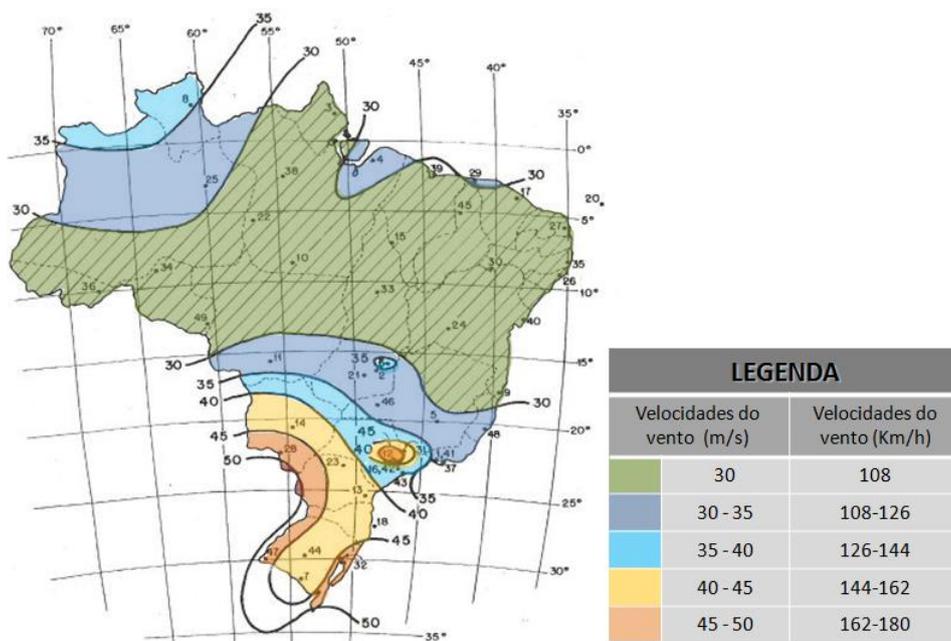


Figura 19 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

Fonte: NBR 6123, 1988, p.6. Adaptada pela autora.



Na Figura 9 as velocidades do vento são apresentadas por um gráfico de isopletas que correspondem a velocidade de uma rajada de três segundos de duração, a dez metros de altura, em campo aberto e plano, ultrapassada, em média, uma vez a cada 50 anos (NBR 6123/1988).

Para este estudo foram consideradas cinco velocidades básicas do vento, a saber: $V_0 = 30, 35, 40, 45$ e 50 m/s, as quais abrangem todas as regiões do território brasileiro. Além da velocidade básica do vento, considerou-se que os galpões de uso geral estão localizados em terrenos planos ou fracamente acidentados, abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas.

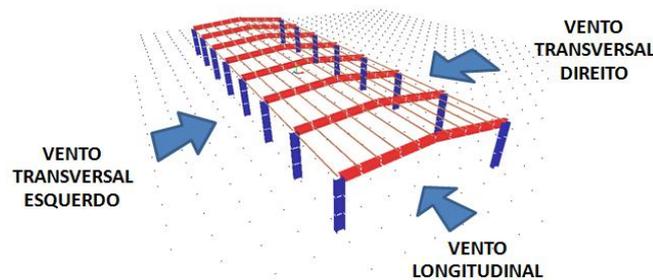


Figura 20 – Perspectiva – Direções de vento

Fonte: View 3D – Software MCalc 3D. Adaptada pela autora.

A ação do vento foi determinada para o edifício com planta retangular e cobertura em duas águas, comprimento longitudinal de 63 metros e espaçamento entre pórticos transversais igual a 9 metros. Em todos os modelos foi considerado o coeficiente de pressão interna, C_{pi} , igual a $-0,30$ ou 0 (entre o valor mais nocivo), admitindo-se que o galpão possui quatro faces igualmente permeáveis.

Os sentidos dos ventos estão ilustrados na Figura 10. O vento transversal direito e esquerdo se dá de forma perpendicular à cumeeira e o vento longitudinal é paralelo à cumeeira.

Os fatores e coeficientes determinados conforme a NBR 6123/1988 para a estrutura analisada estão descritos abaixo:

Fator topográfico (S1): Terreno plano ou fracamente acidentado.

Rugosidade do terreno (S2): Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. (Rugosidade II)

Dimensões da edificação (S2): Classe C: Toda a edificação ou parte de edificação para qual a maior dimensão (horizontal ou vertical) da superfície frontal for maior que 50 metros.

Fator Estatístico (S3): Grupo 3 – Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação.

Coeficiente de pressão interna: Quatro faces igualmente permeáveis. $C_{pi} = -0.30$ ou 0 (considerado o valor mais nocivo).

Após inserir dados sobre a geometria do galpão no MCalc3D, selecionam-se informações sobre a velocidade do vento e fatores do terreno, com isso o programa emite os cálculos da velocidade característica, e da pressão dinâmica, relacionados no Quadro 1.



Quadro 1 – Fatores determinados conforme a NBR 6123:1988.

Velocidades básicas do vento (v_0)	Fatores e Classificações	Velocidade característica do vento $V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$	Pressão Dinâmica
30 m/s	S1 = 1.00	$V_k = 26.13$ m/s	$P_{din} = 43$ kgf/m ²
35 m/s	S2 = 0.92	$V_k = 30.48$ m/s	$P_{din} = 58$ kgf/m ²
40 m/s	S3 = 0.95 Caso 1	$V_k = 34.84$ m/s	$P_{din} = 76$ kgf/m ²
45 m/s	Rugosidad e II	$V_k = 39.19$ m/s	$P_{din} = 96$ kgf/m ²
50 m/s	Classe C Z = 7,00 m Grupo 3	$V_k = 43.54$ m/s	$P_{din} = 119$ kgf/m ²

Fonte: Elaborado pela autora. Dados do Software MCalc 3D.

- Combinações de Ações

De acordo com a NBR 8800/2008, a combinação das ações - probabilidade de ocorrer carregamentos simultâneos num determinado período de tempo deve ser feita de forma que possam ser consideradas as situações mais críticas, ou seja, os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A norma supramencionada prescreve os seguintes valores de coeficientes de ações para estruturas metálicas, adotados nas combinações abaixo:

Combinação 01 → 1.25 (A.P) + 1.5 (S.C) + 1.25 (P.P)

Combinação 02 → 1.4 (V.T) + 1.4 (PI/VT) + 1.0 (P.P)

Combinação 03 → 1.4 (V.T.D) + 1.4 (PI/VT) + 1.0 (P.P)

Combinação 04 → 1.4 (V.L) + 1.4 (PI/VL) + 1.0 (P.P)

Nesta análise foram consideradas quatro combinações, sendo a primeira combinação somente dos coeficientes para as ações permanentes, ações de sobrecarga e ações de peso próprio. E nas demais combinações, além do peso próprio, somaram-se as ações variáveis do vento. Na combinação 2 considerou-se os ventos transversais esquerdos; na combinação 3, o vento transversal direito e, por fim, na combinação 4 foram considerados os ventos longitudinais.

Crítérios da análise estrutural

Conforme a NBR 8800/2008, o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações na estrutura de edificações, visando efetuar verificações de Estado Limite Últimos (ELU) e Estado Limite de Serviço (ELS). Os ELU estão relacionados com a segurança da estrutura submetida às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil da edificação. Já os ELS estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de utilização (ABNT, 2008).



Neste artigo, foram utilizados os critérios de Estado Limite Último (ELU), pelo qual os esforços resistentes devem ser maiores ou iguais aos esforços atuantes; e o critério de Estado-Limite de Serviço (ELS) de deslocamentos excessivos da estrutura, prescritos no Quadro C.1 do anexo C da NBR 8800/2008, que fornece os valores máximos para os deslocamentos verticais (flechas) e horizontais.

A NBR 8800/2008 também estabelece que, para as estruturas de pequena e média deslocabilidade, pode ser feita análise elástica de primeira ordem. Ao passo que, para as estruturas de grande deslocabilidade, devem ser considerados os efeitos globais e locais de segunda ordem (ABNT, 2008).

Tendo em vista que a estrutura do modelo de galpão analisado é formada por pórticos planos de um só pavimento, normalmente de pequena deslocabilidade lateral, optou-se pela realização de uma análise elástica e de primeira ordem. No entanto, uma avaliação dos efeitos de segunda ordem pode ser objeto de trabalhos futuros dentro dessa mesma linha de pesquisa.

RESULTADOS

Verificação dos modelos no Estado Limite Último

Na presente análise, foram utilizados perfis soldados da Série PS, cujo cálculo de dimensionamento realizado pelo *Software* MCalc3D foi feito em conformidade com a NBR 8800/2008 (ABNT, 2008).

Para melhor apresentação, o MCalc3D possibilita a visualização da relação de esforços em uma escala de cores, sendo representadas na cor vermelha as barras com valores maiores ou iguais a 1,00.



Figura 21 – Interface do Programa - Percentuais da relação de esforços das barras com perfil PS 800 X 480 X 6.35 X 4.75 dimensionadas para velocidade de vento de 45m/s.

Fonte: Print screen interface *Software* MCalc3D. Estrutura dimensionada pela autora.



A Figura 11 apresenta um exemplo de resultados da verificação de barras com perfil PS 800 X 480 X 6.35 X 4.75 considerando a velocidade de vento de 45m/s, os quais indicam a relação de tensão N_d/R_d para a combinação mais desfavorável em cada barra dos pórticos. Na imagem, podem ser observadas diversas barras na cor vermelha, com valores maiores que 1.00, as quais não satisfazem ao critério de Estado de Limite Último. Sendo que, os valores de N_d/R_d menores de 1,00 indicam que a barra atende ao critério de estado limite. Verificou-se, ainda, que os pórticos das extremidades foram menos solicitados que os pórticos internos devido à área de influência, pois receberam metade da carga recebida pelos pórticos internos.

Quadro 2 – Percentuais das relações de esforços das barras mais solicitadas de cada galpão conforme variações de perfis e as cinco velocidades básicas do vento do Brasil, estabelecidas pela NBR 6123/1988.

PERFIL PÓRTICOS	$V_0 = 30$ m/s $V_0 = 35$ m/s $V_0 = 40$ m/s	$V_0 = 45$ m/s	$V_0 = 50$ m/s
PS 600 x 240 x 6.35 x 4.75	0,81 0,85 OK	0,98 1 OK	1,23 1,26 1,09 FLA
PS 600 x 360 x 6.35 x 4.75	1,34 1,38 FLA	1,54 1,56 1,36 FLA	1,95 1,97 1,71 1,03 FLA
PS 800 x 320 x 6.35 x 4.75	0,89 0,93 OK	0,98 1 OK	1,26 1,28 1,11 FLM
PS 800 x 480 x 6.35 x 4.75	1,49 1,51 1,11 FLM	1,57 1,58 1,39 FLM	2,01 2,02 1,76 1,06 FLM

Fonte: Elaborado pela autora. Valores retirados da memória de cálculo do *Software* MCalc 3D.

Para melhor visualização dos resultados, uma seleção dos pórticos com os maiores percentuais da relação de esforços, para cada perfil e velocidades de vento em análise, foi apresentada no Quadro 2, por meio da qual é possível verificar que:

Quanto ao critério de Estado Limite Último, nenhum perfil pré-dimensionado está adequado para todas as cinco velocidades básicas do vento de 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.

Todos os perfis pré-dimensionados excederam a relação de esforços $N_d/R_d = 1,00$ nos cálculos para as velocidades de ventos de 50 m/s.

As relações de esforços para os ventos 30, 35 e 40 m/s foram as mesmas, ou seja, não apresentaram variações conforme o aumento das velocidades de vento. Isso significa que a combinação 1 foi a mais desfavorável (combinação da sobrecarga), pois não varia com alterações de velocidade dos ventos, como as combinações 2, 3 e 4.



Os dois perfis com altura de alma de 600 mm não foram aprovados nos cálculos de resistência à flexão do eixo Y, devido à Flambagem Local da Alma (FLA). Sendo que o perfil 600x240 flambou na alma para a velocidade de vento de 50m/s e o perfil 600x360 flambou na alma em todas as cinco velocidades de vento - 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.

Os dois perfis com altura da alma de 800 mm não passaram no cálculo de resistência à flexão do eixo Y, devido à Flambagem Local da Mesa (FLM). Sendo que o perfil 800x320 flambou na mesa para a velocidade de vento de 50m/s e o perfil 800x480 flambou na mesa em todas as cinco velocidades de vento - 30, 35, 40, 45 e 50 m/s.

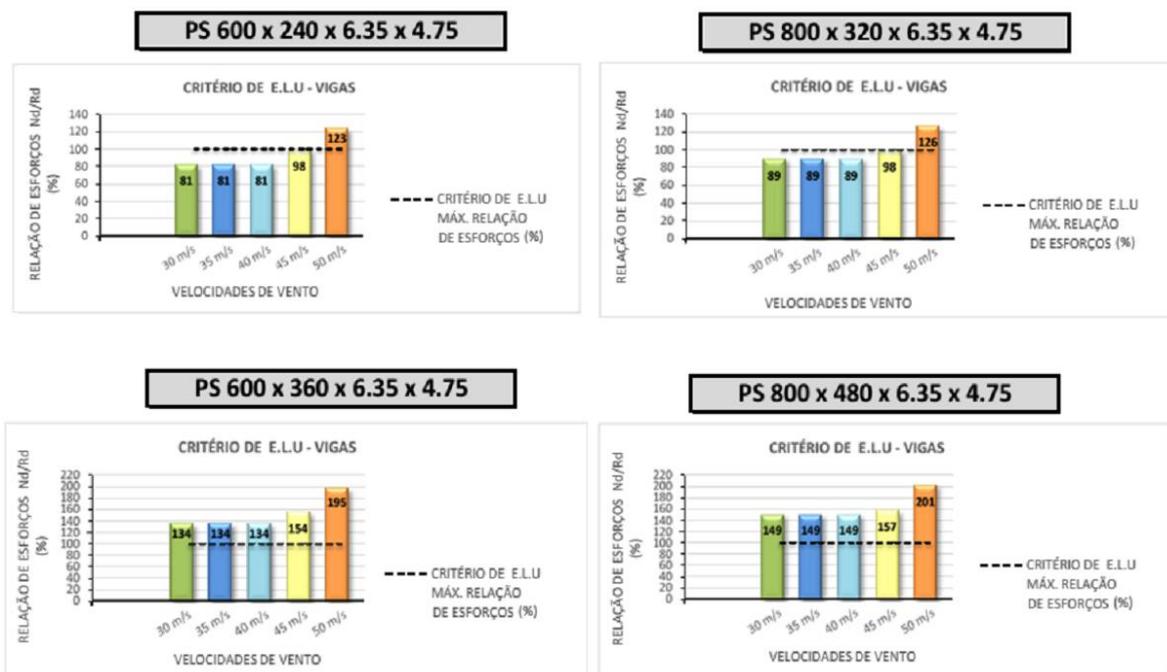


Figura 22 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U – Vigas.

Fonte: Elaborada pela autora. Valores retirados da memória de cálculo do *Software* MCalc 3D.

Ao se analisar a relação de esforços entre os perfis 800x320 e 800x480 com mesma espessura de chapa, constatou-se que o aumento da largura da mesa ocasionou o aumento do parâmetro de esbeltez da mesa, o que gerou a Flambagem Local da Mesa (FLM) nas barras das vigas e pilares submetidas aos esforços de flexão, conforme se verifica no Quadro 2.

Ao se comparar os resultados entre os perfis 600x240 e 600x360, notou-se que o aumento da largura das mesas, de 240mm para 360mm, fez com que as barras dos pilares e das vigas não atendessem ao critério de ELU, devido à flambagem local da alma (FLA). Isso ocorreu porque o aumento da largura da mesa gerou o aumento dos módulos resistente elástico (W) e resistente plástico (Z). Conseqüentemente, o Momento Fletor Correspondente ao Início do Escoamento (M_r) também se mostrou maior, reduzindo o Momento Fletor Resistente Característico (M_{Rk}) e o Momento Resistente de Cálculo



(MyRd), tornando este último parâmetro (MyRd) menor que o Momento Fletor Solicitado (MySd).

Nas Figuras 12 e 13, gráficos comparativos representam os máximos percentuais das relações de esforços dos perfis das vigas e dos pilares em cada vento analisado. Por meio de tais gráficos é possível notar que a ação da velocidade de vento de 50 m/s é a mais desfavorável em todos os casos, e que apenas dois perfis atenderam ao critério de ELU para as velocidades dos ventos de 30 a 45 m/s, a saber, PS 600x240 e PS 800x320.

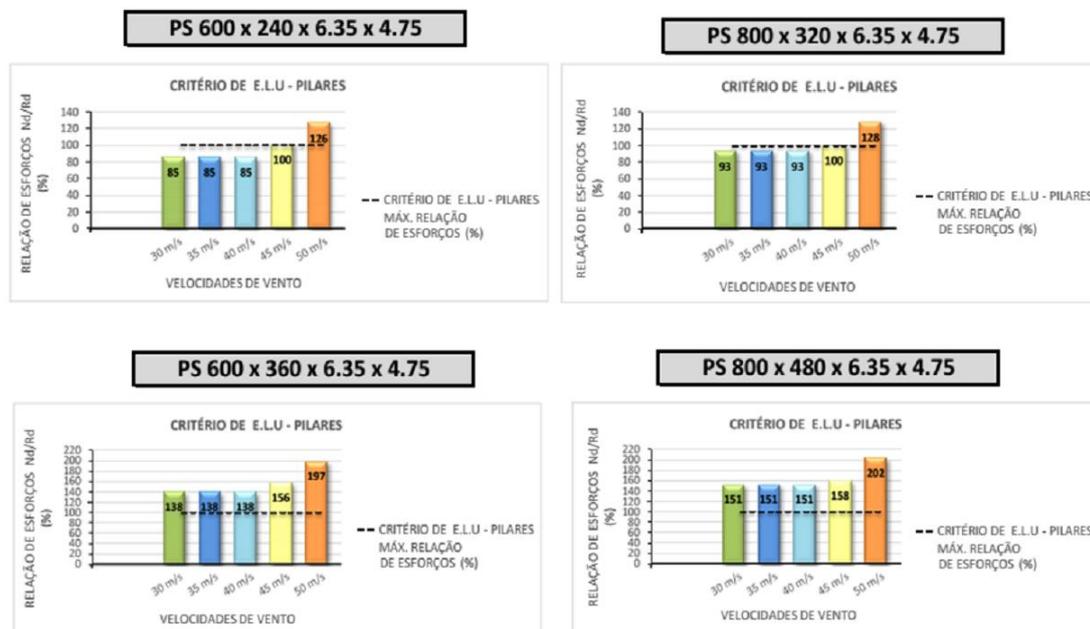


Figura 23 – Gráficos – Máximos percentuais da relação de esforços em função da velocidade de vento para cada perfil - Critério de E.L.U - Pilares

Fonte: Elaborada pela autora. Valores retirados da memória de cálculo do *Software* MCalc 3D.

Verificação dos modelos no Estado Limite de Serviço - Deslocamentos

Neste trabalho a verificação dos deslocamentos máximos verticais e horizontais foi feita com base no critério indicado no Anexo C da NBR 8800:2008. A qual diz que tais deslocamentos “devem ser entendidos como valores práticos a serem utilizados para verificação do estado-limite de serviço de deslocamentos excessivos da estrutura” (ABNT, 2008, p.115).

Os valores limites de deslocamentos máximos, verticais (flechas) e horizontais para os modelos de galpões analisados são apresentados no Quadro 3, conforme recomendações da NBR 8800/2008, em que L é o vão teórico entre apoios e H é a altura total do pilar (distância do topo à base).



Quadro 3 – Limites dos deslocamentos máximos verticais e horizontais para os modelos de galpões analisados, conforme NBR 8800/2008

DESCRIÇÃO	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS (δ) NBR8800/2008	DESLOCAMENTOS MÁXIMOS (δ) Modelos analisados
Deslocamento vertical em vigas de cobertura	$L/250$	Vão: 20 metros $2000/250 = 8\text{cm} = 80\text{mm}$
Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base para galpões em geral	$H/300$	Altura do pilar: 6 metros $600/300 = 2\text{cm} = 20\text{mm}$

Fonte: Elaborado pela autora.

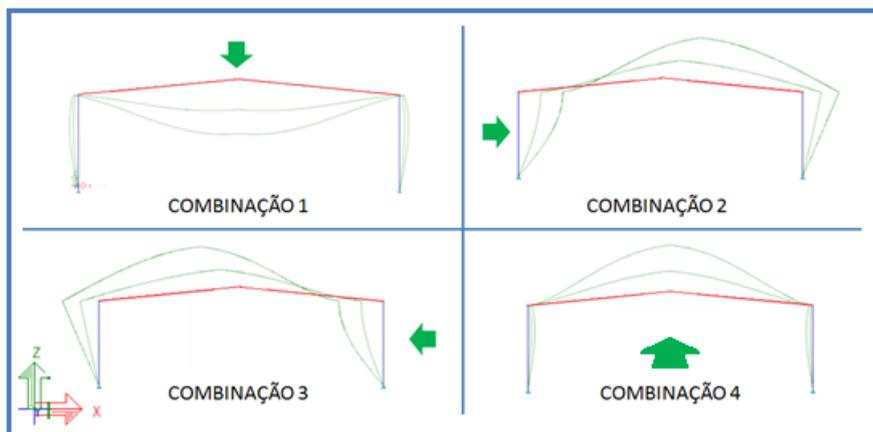


Figura 24 - Diagramas de deformações conforme Combinações

Fonte: Software MCalc 3D. Adaptado pela autora.

A Figura 14 apresenta os desenhos relativos às deformações das diversas combinações de ações, elaborados pelo Software MCalc3D. Nela, é possível observar que a Combinação 1 gerou deslocamentos verticais (eixo z) nas vigas, bem como deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) no nó de ligação entre as vigas e os pilares. Já as combinações 2 e 3 geraram deslocamentos horizontais e verticais nas vigas, e também deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) nos nós entre as vigas e os pilares, em função das cargas transversais do vento. No que diz respeito à 4ª combinação de ações, observa-se deslocamentos verticais (eixo z) nas vigas, bem como deslocamentos horizontais (predominantes no eixo x) nos nós entre as vigas e os pilares, devido às cargas longitudinais do vento.

Os valores máximos dos deslocamentos dos pilares gerados pela Combinação 2 foram praticamente iguais aos ocasionados pela Combinação 3. Por isso, na representação gráfica das Figuras 15 e 16, as combinações 2 e 3 foram apresentadas com o mesmo indicador.

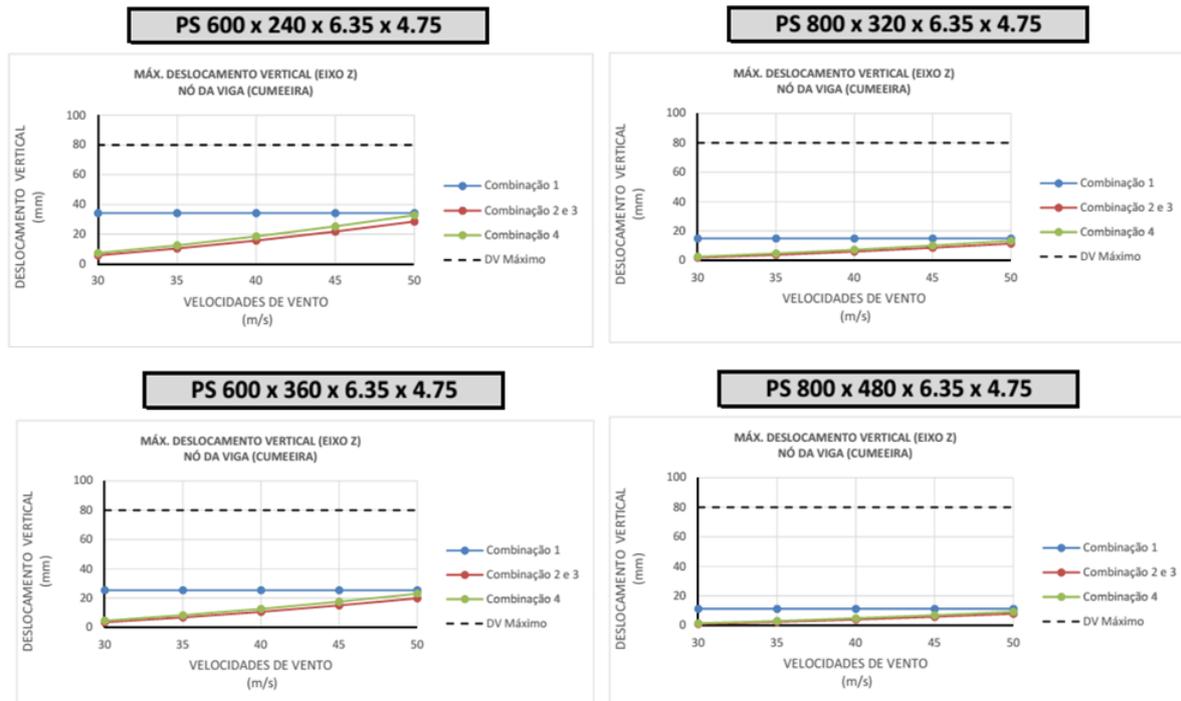


Figura 25 – Gráficos – Deslocamentos máximos verticais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.

Fonte: Elaborada pela autora. Valores retirados da memória de cálculo do *Software* MCalc 3D.

Nas Figuras 15 e 16, verifica-se que os deslocamentos máximos gerados pela combinação 1, em cada perfil avaliado, não variaram diante das alterações de velocidade do vento, pois a combinação 1 considera somente ações verticais, como a ação permanente, sobrecarga e peso próprio.

Ao analisar a representação gráfica dos deslocamentos máximos horizontais, apresentada na Figura 15, verifica-se que as combinações 2 e 3 (linhas vermelhas) foram as que ocasionaram os maiores deslocamentos horizontais nas estruturas avaliadas. Isto é, as ações dos ventos que atuam na direção transversal ao galpão são as responsáveis pelos maiores deslocamentos horizontais.

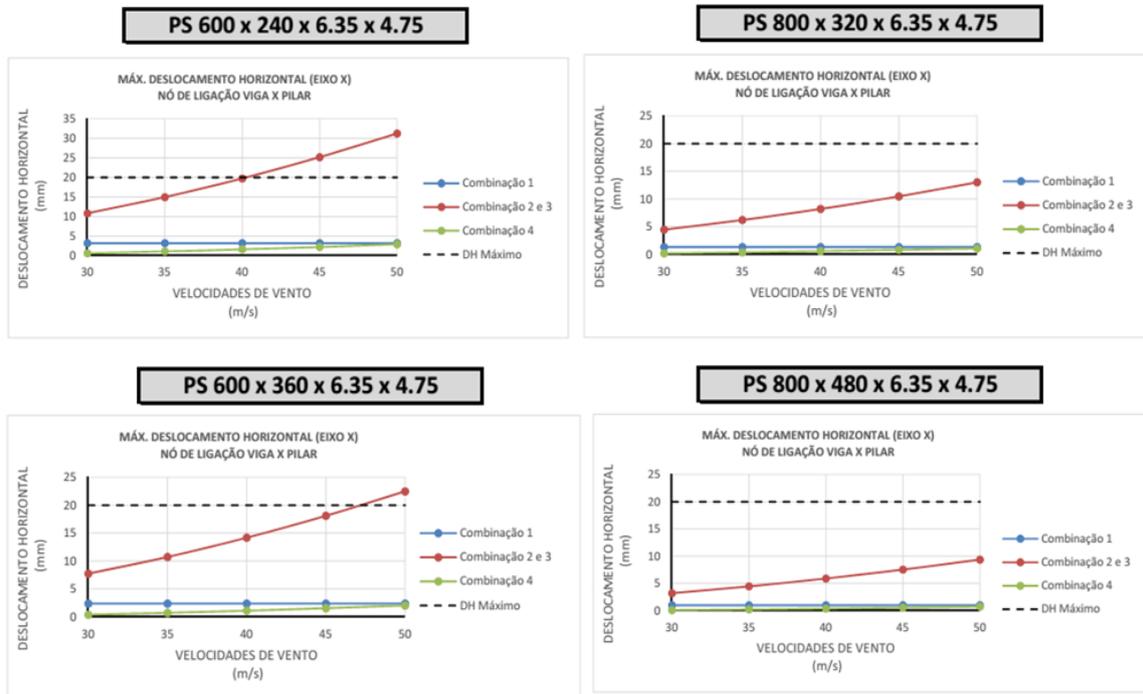


Figura 26 – Gráficos - Deslocamentos máximos horizontais em função das velocidades de vento, para cada perfil analisado.

Fonte: Elaborada pela autora. Valores retirados da memória de cálculo do *Software* MCalc 3D.

Quanto ao deslocamento vertical, é possível constatar, mediante os gráficos comparativos da Figura 15, que todos os modelos estruturais analisados atenderam ao ELS de deslocamentos excessivos da estrutura. Porém, ao se avaliar os deslocamentos horizontais nos gráficos da Figura 30, observa-se que os galpões formados pelos perfis 600X240 e 600x360 excederam ao limite de deslocamento horizontal estabelecido em norma, devido à atuação dos ventos de velocidade de 50 m/s. Sendo que, o perfil 600x240 também excedeu o limite de deslocamento horizontal na velocidade do vento de 45m/s.

CONCLUSÕES

Sob o ponto de vista estrutural, observou-se que nas velocidades de vento, 30, 35, 40 e 45 m/s, dos quatro perfis analisados, apenas dois obedecem ao critério de ELU nas vigas e nos pilares: os perfis 600x240 e 800x320. Porém, quanto aos limites de deslocamentos máximos verticais e horizontais, o perfil 600x240 foi aprovado somente para os ventos de velocidade 30m/s, 35m/s e 40m/s, e o perfil 800x320 foi aprovado para todas as velocidades de ventos.

Assim sendo, o perfil PS 800x320 foi o que teve melhor desempenho para a maior quantidade de velocidades de vento, já que atendeu aos critérios de ELU e ELS, analisados para os ventos de 30, 35, 40 e 45m/s, sendo válido, portanto, para uma estrutura principal de galpão de uso geral nas regiões Norte, Nordeste e parte das regiões Centro-Oeste e Sudeste.



Também foi possível concluir que cada perfil analisado nas cinco variações de vento possui comportamento idêntico em três velocidades - 30, 35 e 40 m/s - o que compreende as ações das velocidades médias dos ventos de aproximadamente 90% do território brasileiro.

Quanto às velocidades de ventos de 45 m/s e 50 m/s, que envolvem a região Sul do Brasil e partes da região Centro-Oeste e Sudeste, é necessário dar maior atenção aos esforços dos ventos, pois nessa análise, as combinações de ações que consideraram os ventos foram as mais desfavoráveis à segurança da estrutura, apresentando variações crescentes das relações de esforços, conforme o aumento das velocidades, o que nos faz compreender o grande número de sinistros por vendavais na região Sul do Brasil.

Nesse contexto, os resultados do presente estudo reforçam a importância das ações de vento ao se projetar estruturas leves, cujos ventos intensos podem gerar instabilidade estrutural, colocando em risco o conforto e a segurança, e podendo ser, portanto, a causa de sinistros nessas edificações.

No que diz respeito ao comportamento estrutural, em função das características geométricas dos perfis pré-dimensionados por fórmula empírica, observou-se que os perfis de maior altura flambaram na mesa e os perfis de menor altura flambaram na alma. Com isso, no que tange ao pré-dimensionamento dos perfis, notou-se que o aumento da largura da mesa pode diminuir a resistência das vigas e dos pilares, gerando instabilidade no comportamento estrutural por flambagem.

Assim, considerando as infinitas possibilidades de pré-dimensionamento, vários responsáveis técnicos por projetos de edificações, a exemplo de arquitetos e engenheiros, podem ser induzidos a considerar que o aumento da largura da mesa de um perfil "I" o tornará mais resistente. No entanto, isso pode gerar aumento do parâmetro de esbeltez da peça e redução do momento resistente da seção, apresentando instabilidade no comportamento estrutural por flambagem local, podendo resultar no colapso da peça ou do conjunto estrutural.

Dessa forma, ressalta-se a importância do conhecimento técnico para se realizar um dimensionamento por meio de análises numéricas, com as devidas avaliações dos esforços de tração, compressão e flexão, conforme as normas estabelecidas para segurança, conforto e estabilidade das estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estrutura Mistas de Aço e Concreto de Edifícios, Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro, 1988.

HOROSTECKI, M. NDOonline. Notícias do Dia, 2016. Disponível em: <<https://ndonline.com.br/florianopolis/noticias/vendaval-derruba-galpao-de-transportadora-em-tijucas>>. Acesso em: 21 junho 2017.



XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XIII Congreso Internacional sobre Patología y Rehabilitación de Estructuras
XIII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

7-9 September, 2017, Crato (Ceara), Brasil

MARCELLI, M. Sinistros na construção civil: causas e soluções para danos e prejuízos em obras. 1ª. ed. São Paulo: Pini, 2007.

PR, G. G1. Portal de notícias da Globo, 2015. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pr/norte-noroeste/noticia/2015/01/o-vento-foi-muito-forte-lembra-funcionario-de-lavanderia-destruida.html>>. Acesso em: 21 junho 2017.

REBELLO, Y. C. P. Bases para Projeto Estrutural na Arquitetura. São Paulo: Zigurate, 2007.



AVALIAÇÃO DINÂMICA E ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO PÓS-INCÊNDIO, VISANDO CONCEPÇÃO DE PROJETO DE REFORÇO

Dynamic And Structural Evaluation Of Building Post-Fire, Aiming Design Of Reinforcement Project

Adler SOUZA¹, Felipe SOUSA², Remo SOUZA³, Sergio BARICHELLO⁴, Eduardo TAGLIARINI⁵,
 Carlos ARAÚJO⁶, Victória REIS⁷, Felipe OLIVEIRA⁸

¹ Dynamis Techne/UFPA, Belém, Brasil, adler.souza@dyntech.com.br

² UFPA/Programa de Educação Tutorial, Belém, Brasil, ricardo897@gmail.com

³ Dynamis Techne/UFPA, Belém, Brasil, Remo@dyntech.com.br

⁴ Dynamis Techne/UFPA, Belém, Brasil, sergio.barichello@dyntech.com.br – Coautor

⁵ Dynamis Techne/UFPA, Belém, Brasil, Tagliarini@dyntech.com.br – Coautor

⁶ TRT8/UFPA, Belém, Brasil, carlos.araujo@trt8.jus.br – Coautor

⁷ UFPA, Belém, Brasil, reisvictoria.vdr@gmail.com – Coautor

⁸ UFPA/Programa de Educação Tutorial, Belém, Brasil, epileferamosoliveira@gmail.com – Coautor

Resumo: Um incêndio de grandes proporções atingiu um edifício comercial localizado no centro da cidade de Belém-PA, no ano de 2012. A despeito da incomcombustibilidade das estruturas de concreto armado, a exposição à elevadas temperaturas gera patologias decorrentes do aparecimento de tensões de expansão e retração térmica, além de alterações químicas deletérias como a desidratação de silicatos, que contribuem decisivamente para a resistência do concreto. Tal situação tornou inviável o uso do referido edifício, o qual abrigava órgãos públicos com grande circulação diária de pessoas.

Visando propor recomendações para a concepção projeto de reforço estrutural, cuja função será tornar a edificação novamente útil, foram realizados ensaios e testes, alguns dos quais executados em elementos íntegros (não afetados pelo sinistro) e danificados (afetados pelo sinistro), a título de comparação, além de modelagem numérica da estrutura através do método dos elementos finitos, visando a análise estática e modal da mesma; para determinar propriedades mecânicas dos elementos estruturais, comportamento dinâmico global da edificação, resistência residual e possível capacidade portante da estrutura restante do prédio; os ensaios consistiram em: ensaio de resistência superficial do concreto, ultrassom, tração no aço, compressão axial no concreto; além de provas de carga instrumentadas em vigas, análise de deformações residuais nos pilares e monitoramento dinâmico da estrutura.

De posse destes dados pôde-se concluir que os elementos estruturais expostos diretamente ao incêndio tiveram a capacidade de carga consideravelmente reduzida, tendo vigas e pilares capacidade de absorção de cargas vindouras somente dos pesos próprios dos elementos estruturais e, no caso dos pilares, uma parcela da carga devido ao vento; e lajes à beira do colapso estrutural, para os quais, pôde-se fornecer recomendações a concepção do projeto de reforço considerando a necessidade de absorver a totalidade de eventuais sobrecargas, as quais seriam originalmente redistribuídas para as vigas, lajes e pilares expostos ao fogo.



Palavras-chave: Reforço estrutural, incêndio, Manifestações Patológicas.

Abstract: A fire had hit a commercial building located in downtown in the city of Belém-PA, in 2012. Despite the incombustibility of the reinforced concrete structures, exposure to high temperatures generates pathologies due to the appearance of expansion and retraction thermal tensions, besides deleterious chemical alterations like the dehydration of silicates, that contribute decisively for the resistance of the concrete. This made it unfeasible to use this building, which housed public offices with a large daily circulation of people.

Aiming to propose recommendations for designing structural reinforcement project, whose function will be to make the building useful again, tests have been carried out, some of which executed on intact and damaged elements, by way of comparison, In addition to numerical modeling of the structure through the finite element method, aiming at the static and modal analysis of the Building;

To determine the mechanical properties of the structural elements, overall dynamic behavior of the building, residual strength and possible bearing capacity of the remaining structure of the construction; The tests consisted of: concrete surface strength test, ultrasonic, steel traction, axial compression in concrete; Besides load tests instrumented in beams, analysis of residual deformations in the pillars and dynamic monitoring of the structure.

From these data it was possible to conclude that the structural elements exposed directly to the fire had a considerably reduced load capacity, with beams and Pillars being able to absorb incoming loads only from the self-weights of the structural elements and, in the case of the pillars, a parcel Load due to wind; And slabs on the verge of structural collapse, for which, it was possible to provide recommendations to the reinforcement project considering the need to absorb the totality of eventual overloads, which would originally be redistributed to the beams, slabs and pillars exposed to fire.

Keywords: Structural reinforcement, Fire, Pathological manifestations.

1. Introdução

Um incêndio de grandes proporções atingiu um prédio localizado na travessa Gaspar Viana, Belém-PA, em 2012, como mostra a Figura 1, onde funcionava a sede do Ministério da Fazenda. O incêndio gerou diversos danos estruturais, a partir do 8º pavimento, afetando severamente lajes e vigas e, em menor grau, os pilares do Edifício. A edificação foi cedida ao Tribunal Regional do Trabalho da oitava Região (TRT8) em 31/10/2015, estando indisponível para uso do TRT8 até a data da confecção deste estudo, em função do sinistro ocorrido, uma vez que, embora a probabilidade seja pequena, devido a incombustibilidade natural do concreto armado, o colapso estrutural de edifícios de concreto armado em situação de incêndio não é incomum.



Figura 1 – Ocorrência do sinistro

A perda de bens materiais e de vidas humanas em situações de incêndio tem sido ao longo dos tempos uma preocupação crescente, promovendo assim o conceito de segurança contra incêndio e de diversos mecanismos associados à sua prevenção ou limitação dos danos causados (COELHO, 2010).

As estruturas de concreto são reconhecidas pela boa resistência ao incêndio em virtude das características térmicas do material, tais como incombustibilidade e baixa condutividade térmica, além do concreto não exalar gases tóxicos ao ser aquecido e suas peças apresentarem maior massa e volume se comparadas aos elementos metálicos. No entanto, o aumento da temperatura nos elementos de concreto causa redução na resistência característica e no módulo de elasticidade dos materiais; há perda de rigidez da estrutura e a heterogeneidade dos materiais constituintes do concreto (pasta, agregados, aço) conduz à degradação polifásica do concreto armado, podendo levar as peças estruturais à ruína (SILVA, 2013) conforme é mostrado parcialmente na Figura 2.



Figura 2 – Pavimento do Edifício severamente afetado pelo sinistro



A desagregação do concreto pode ser antecipada dependendo das características da própria pasta, como o grau de hidratação, teor de umidade e as adições para melhorar a resistência. Além desses fatores, acrescentam-se, também, a permeabilidade do concreto, as dimensões da peça, a taxa de crescimento da temperatura e o histórico de cargas (COSTA & SILVA, 2002; GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005; LIMA, 2005). A presença de grandes quantidades de água evaporável pode causar um problema. Se a taxa de aquecimento for alta e a permeabilidade da pasta de cimento for baixa, podem aparecer danos no concreto em forma de lascamento. O lascamento ocorre quando a pressão do vapor dentro do material aumenta a uma taxa maior do que o alívio de pressão pela dispersão do vapor na atmosfera. (MEHTA & MONTEIRO, 2008). De forma geral, os componentes da pasta de cimento se mostram bastante vulneráveis a temperaturas elevadas. Sob ação de um processo de aquecimento, os mesmos ficam sujeitos a transformações químicas, por exemplo, a temperaturas em torno de 450°C e 500°C, há a transformação de Ca(OH)_2 em CaO o que provoca uma retração na pasta, ocorrendo o aparecimento de microfissuras; simultaneamente à retração da pasta, os agregados expandem, a temperaturas de aproximadamente 300°C, provocando o surgimento de movimentações térmicas diferenciais as quais acabam por reduzir a capacidade portante da estrutura (GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005, LIMA, 2005).

No que tange a ação do fogo nas armaduras, o aço é um bom condutor térmico se comparado ao concreto, contribuindo, assim, para o aquecimento localizado nos elementos de concreto armado, em virtude de diferenças no cobrimento das armações, maior proximidade da face da peça de concreto com a fonte de calor e existência de vazios sob as barras. Desta forma, o calor espalha mais rapidamente sobre o as ferragens enquanto o concreto apresenta temperatura média mais baixa. A temperatura no aço aquecido rapidamente se torna uniforme e o mesmo dilata-se mais em relação ao concreto. Além disso, ocorre flambagem e compressão na zona de aderência concreto-aço, ocorrendo perda de ancoragem e aderência (QUIRÓS, 1996 *apud* PRADO, 1998). Segundo a NBR 15200:2012, a densidade do aço não muda em função da temperatura elevada e pode ser considerada constante, no valor de 7850 kg/m³. À medida que a temperatura aumenta, ocorre redução da resistência à tração e compressão, bem como ao escoamento e módulo de elasticidade, sendo a redução do módulo de elasticidade do aço a maior entre as citadas. Após o resfriamento, pode-se considerar que a armadura recupera toda sua resistência inicial desde que não tenha sido submetido a temperatura superior a 720 °C (SILVA *et al.*, 2006).

Este artigo tem por objetivo determinar as propriedades mecânicas, comportamento dinâmico global, resistência residual e possível capacidade portante da estrutura restante do edifício, a fim de embasar recomendações para concepção de projeto de reforço estrutural. Uma vez que é importante determinar as propriedades do concreto pós exposição a elevadas temperaturas tal como, resistência mecânica, para avaliar a capacidade de carga e reestabelecer os danos do fogo nas construções (ARIOZ, 2007; GEORGALI & TSAKIRIDIS, 2005).

Uma das grandes dificuldades encontradas durante esta pesquisa foi a perda dos projetos estruturais originais do edifício, os quais foram consumidos pelo incêndio. Para tal, inferiu-se, através de projetos de prédios semelhantes e do mesmo período de construção, na



década de 1970, que a resistência do concreto à compressão axial variava na faixa entre 13,5 e 15MPa e, realizou-se, previamente a este estudo, o cadastramento geométrico da estrutura existente, bem como o posicionamento e cobrimento das armaduras da mesma.

2. Metodologia

. A obtenção de parâmetros para a avaliação da segurança e integridade estrutural do edifício foi segmentada em etapas. Primeiramente, foram realizados ensaios não destrutivos e ensaios destrutivos para obtenção das propriedades mecânicas dos elementos componentes do sistema estrutural do prédio, em seguida, ocorreu a execução de provas de carga instrumentadas em vigas e monitoração da deformação nos pilares e, por fim, realizou-se a monitoração e análise das vibrações no edifício.

2.1 Ensaio de avaliação superficial do concreto

O ensaio de dureza superficial do concreto, ou esclerometria, emprega o equipamento denominado esclerômetro, o qual consiste em uma massa-martelo que, impulsionada por uma mola, se choca com a área de ensaio através de uma haste, resultando em valores de dureza superficial, também denominados de índices esclerométricos. O ensaio é executado de acordo com a NBR7584: 2012 e a obtenção dos valores de resistência à compressão por meio dos índices esclerométricos se dá através da utilização da equação mais conservadora indicada pelo fabricante do equipamento, utilizada também por Souza *et al* (2015).

Para execução dos ensaios foram selecionadas 20 (vinte) áreas, sendo duas áreas no 2º pavimento, o qual foi escolhido por estar íntegro (não afetado pelo incêndio), e as outras 18 áreas escolhidas foram distribuídas pelos pavimentos 8, 10, 11, 12, 13, os quais foram afetados pelo incêndio. A Figura 3 mostra a execução do ensaio em um pilar do Edifício.



Figura 3 – Ensaio de dureza superficial do concreto sendo executado.

2.2 Ensaio de avaliação do concreto através do ultrassom



Consistiu na avaliação das propriedades do concreto através da utilização de ultrassom, a partir da medição de velocidade de propagação de onda, visando estimar a resistência e módulo de elasticidade do concreto, a partir do método preconizado pela NBR 8802:2013. A estimativa da resistência à compressão foi feita de acordo com a correlação proposta por Turgut (2004) e a de valores para módulo de elasticidade através da norma britânica BS 1881:1986. Além disso, realizou-se uma relação entre a velocidade do pulso e a qualidade do concreto ensaiado, obtido conforme a norma IS 13311: 1992.

Foram realizados 13 (treze) ensaios com equipamento de ultrassom, sendo 2 (dois) ensaios no 2º pavimento, o qual não foi afetado pelo sinistro e o restante distribuídos nos pavimentos 8º, 10º, 11º e 13º, os quais foram afetados pelo incêndio. Os ensaios foram executados em vigas e pilares. A Figura 4 apresenta a execução do ensaio em um pilar do Edifício.



Figura 4 - Ensaio de ultrassom no pilar P8 pavimento 10º

2.3. Extração e Ensaio de Testemunhos de concreto

Ocorreu com a realização de identificação da disposição e diâmetro das armaduras presentes nos elementos estruturais através da utilização de um pacômetro para a determinação das regiões mais adequadas a extração de testemunhos, após, realizou-se esta extração e ensaios em laboratório, para determinação de resistência a compressão e módulo de elasticidade destes corpos-de-prova. A determinação das resistências à compressão dos testemunhos foi feita de acordo com a NBR 7680-1:2015 e os módulos de elasticidade, conforme NBR 8522:2008. Os testemunhos, no caso das vigas, foram retirados das áreas comprimidas, a qual apresenta maior integridade (menor fissuração) em consequência dos esforços devido à flexão.

Foram extraídos 6 (seis) testemunhos de diversos elementos estruturais do Edifício, sendo todos os pavimentos dos locais de extração tendo sido afetados pelo incêndio. Os testemunhos que puderam ser aproveitados foram então cortados para regularização das suas superfícies, adequação as dimensões preconizadas pela NBR 7680-1:2015 e remoção de falhas devidos as trincas presentes nos elementos estruturais. Após, foram ensaiados conforme procedimentos das normas supracitadas. As Figuras 5 e 6 apresentam o processo de identificação da disposição das armaduras e extração de testemunhos de concreto.



Figura 5 – Verificação da disposição das armaduras (esquerda) e extração do testemunho CP-02 (Direita; Viga, 8º pavimento)



Figura 6 – Furo referente ao CP-02 mostrando as trincas na seção (esquerda) e CP-02 fragmentado pelas fissuras que atravessam a seção da viga (direita)

2.4 Ensaios de tração das armaduras

Consistiu na extração de amostras das armaduras de um pilar e de uma viga, para realização de ensaios de tração em uma máquina universal, com o objetivo de se determinar a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do material.

Foram ensaiadas duas amostras de armadura com 20 mm de diâmetro, sendo uma amostra referente à armadura de uma viga localizada no 8º Pavimento e a outra de um pilar localizado no 10º pavimento, ambos afetados diretamente pelo sinistro. A Figura 7 mostra o processo de ensaio das amostras de aço e a Figura 8 apresenta as amostras rompidas após os ensaios, na qual a amostra superior é uma barra do tipo CA 50, laminada com deformações superficiais e a amostra inferior sendo também do tipo CA 50, laminada e posteriormente encruada por torção, de acordo com a classificação da norma NBR EB-3/67.



Figura 7 – Máquina universal de ensaios servo controlada TIME (esquerda) e Testemunho rompido após ensaio(direita)



Figura 8 – Corpos de prova após a ruptura na máquina de ensaios.

2.5 Execução de provas de carga instrumentadas

Deu-se com a execução de duas provas de carga nas vigas principais do edifício, com intuito de avaliar a perda de rigidez à flexão das vigas associada aos danos causados pelo incêndio. Para tal, foi feita uma prova de carga em uma viga íntegra no piso do 4º pavimento, doravante denominada “viga íntegra”, e a viga aparentemente mais danificada no piso do 9º pavimento, doravante denominada “viga danificada”, correspondendo ao teto do 8º pavimento, que foi o andar mais afetado pelo incêndio e então, comparou-se a perda de rigidez a flexão no meio do vão e global das vigas ensaiadas.

Nas provas de carga, se optou por aplicar uma carga concentrada no vão, em estágios crescentes de carregamento, até a obtenção da carga máxima de ensaio, por intermédio de um cilindro hidráulico (macaco) alimentado por uma bomba hidráulica. O sistema de reação foi composto por viga de reação, tirantes e chapas de ancoragens. Para monitoramento do elemento estrutural, foram utilizados transdutores (sensores) de deslocamentos para e extensômetros de resistência elétrica, ambos ligados a um sistema de aquisição de dados do tipo ADS 2000. A carga foi monitorada através de uma célula de carga posicionada sobre o macaco hidráulico e através do manômetro da bomba hidráulica. As Figuras 9 à 11 apresentam imagens referentes às provas de carga executadas nas vigas.



Figura 9 – Vista frontal (esquerda) e lateral (direita) dos dispositivos empregados na prova de carga realizada.



Figura 10 – Vista dos tirantes no 3º pavimento (esquerda) e ancoragem dos tirantes no 3º pavimento (direita).



Figura 11 – Transdutores de deslocamento para medição das flechas.

A Figura 12 apresenta o croqui de localização dos extensômetros instalados para a viga íntegra e a viga danificada, no qual foram instalados extensômetros aos



pares ([NA1 e NA2], [CA1 e CA2], e [PA1 e PA2]), em seção transversal distanciada de 90 cm em relação ao meio do vão da viga ensaiada, para proporcionar redundância ao ensaio no que diz respeito à análise de deformações. A Figura 13 apresenta o croqui de localização dos transdutores de deslocamento (T0, T1 e T2) para ambas as vigas, os quais foram posicionados ao longo do eixo da face inferior das vigas ensaiadas.

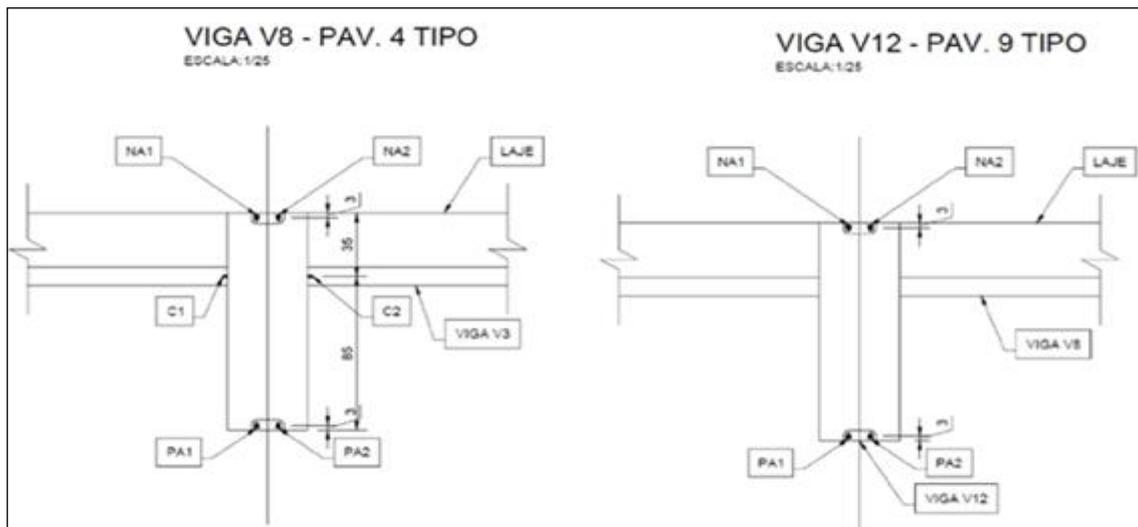


Figura 12 – Croqui de localização dos extensômetros afixados na viga íntegra (esquerda) e viga danificada (direita)

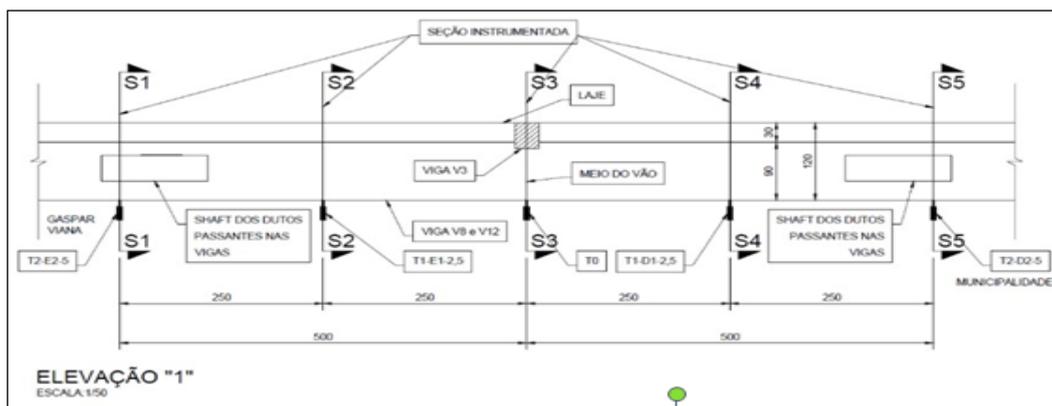


Figura 13 – Croqui de localização dos transdutores de deslocamento afixados nas vigas ensaiadas.

2.6. Análise das deformações dos pilares

Para os pilares foi realizada uma instrumentação visando a determinação das tensões permanentes, a partir de técnicas de alívio de tensões no concreto. A metodologia empregada foi desenvolvida e testada pela Dynamis Techne, e consiste na execução de instalação de sensores de deformação (*strain gages*) nas arestas do pilar, e posterior extração das mesmas, a fim de medir a descompressão do concreto, revelando assim o estado pré-existente de tensões.



Foram analisados dois pilares no 8º pavimento, o qual foi afetado diretamente pela ação do incêndio e um pilar no pavimento térreo, o qual não teve exposição direta ao fogo. As Figuras 14 e 15 apresentam os extensômetros instalados na aresta dos pilares e o processo de corte das arestas para obtenção das deformações residuais.



Figura 14 – Extensômetros instalados nas arestas dos pilares.

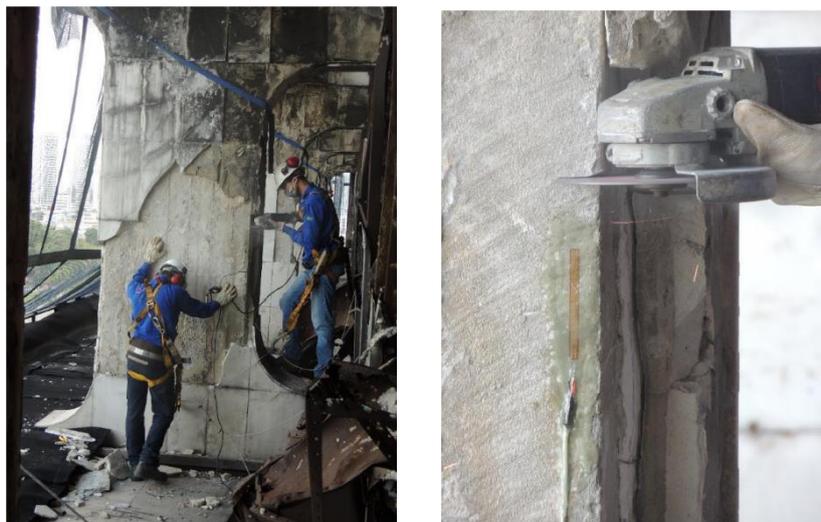


Figura 15 – Processo de corte da aresta do Pilar.

2.7. Elaboração de modelo computacional e Monitoração e Análise de Vibrações

Esta atividade abrangeu a idealização (modelagem) computacional da estrutura utilizando o Método dos Elementos Finitos, com o software SAP2000, visando análise linear estática e modal da mesma. A análise linear permitiu a determinação de esforços internos, deslocamentos e reações de apoio da estrutura, com ênfase a variação de temperaturas em valores extremos.

Para a monitoração e análise de vibrações, foi executada a instalação de acelerômetros sísmicos do tipo piezo-resistivos da marca Geosig, de altíssima precisão, dispostos em arranjos na estrutura para realização das medições de aceleração para determinação de



níveis de vibração, e frequências naturais e correspondentes modos de vibração e verificação do atendimento a limites normativos da NBR15307:2005.

Além disso, foi realizada a identificação estrutural (determinação experimental das propriedades modais da estrutura), através do método de subespaços estocásticos SSI-DATA. Para tal, foram realizados dois tipos de ensaios, quais sejam, vibração ambiente e vibração por impactos aleatórios. Para a identificação estrutural, foram utilizados para a estimação dos parâmetros modais, apenas os ensaios de vibração livre e de vibração ambiente (com impactos aleatórios). Para representação gráfica das formas modais experimentais, utilizou-se o modelo em elementos finitos da estrutura por meio da introdução dos autos vetores estimados. Por fim, fez-se a análise dos efeitos dinâmicos devidos à turbulência atmosférica, de acordo com a NBR6123:1988.

A Figura 16 mostra os acelerômetros utilizados nos ensaios de monitoramento dinâmico do edifício e a Figura 17 apresenta, a título de ilustração, a primeira forma modal obtida graficamente através do modelo numérico em elementos finitos da estrutura do edifício.



Figura 16 – Acelerômetro Uniaxial (esquerda) e Triaxial (direita) instalados no Pavimento Térreo.

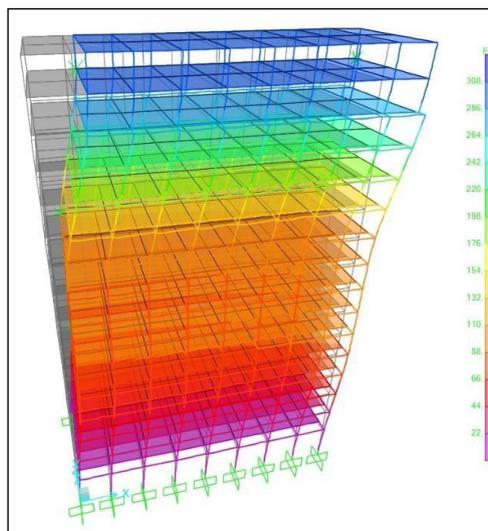


Figura 17 – Modelo Numérico da Estrutura - 1º Forma modal com frequência de 0,60Hz apresentando modo de flexão no plano longitudinal (x, z).

3. Resultados e Discussão



3.1. Resultados da avaliação superficial do concreto

Através da esclerometria, foi obtida uma resistência média de 21,49MPa para o concreto para as regiões íntegras do edifício (2º pavimento). Já para as regiões danificadas foi encontrada uma resistência média de 16,01MPa, indicando uma possível queda de resistência do concreto devido ao incêndio e a heterogeneidade dos concretos analisados. Cabe ressaltar que, apesar da utilização da equação mais conservadora indicada pelo fabricante, as resistências médias obtidas ficaram acima do esperado, levando-se em conta que na época da construção do edifício (década de 1970) era comum o emprego de concretos com resistências na faixa de 13,5 a 15MPa. Pode-se inferir, a partir destes resultados, que o concreto empregado na construção do edifício era de boa qualidade, e que também deve ter ocorrido um ganho de resistência com o tempo.

Contudo, ressalta-se que o ensaio com esclerômetro leva em conta apenas a dureza superficial do concreto, no qual, as fissuras internas que o mesmo possa apresentar não afetam, teoricamente, as estimativas de resistência à compressão, uma vez que os elementos estruturais dos ensaios nos pavimentos afetados pelo fogo encontram-se bastante fissurados e que os resultados do ensaio de esclerometria sofrem influência de diversos fatores, conforme citado no anexo C da NBR 7584:2012, dentre os quais pode-se destacar a influência da idade e de superfícies calcinadas por altas temperaturas (incêndio), tendo como principal resultado deste ensaio a verificação da heterogeneidade entre o concreto afetado diretamente pela ação do fogo e o não exposto a tal situação deletéria.

3.2. Resultados da avaliação do concreto através do ultrassom

Os resultados obtidos indicam um concreto de boa qualidade (com velocidade de pulso superior a 3500m/s) apenas no 2º pavimento, o qual não foi atingido pelo incêndio. Para o ensaio, com medida direta de velocidade de pulso, tem-se uma velocidade de 4556m/s, que corresponderia a um $f_{ck}=38,26$ MPa, empregando-se a equação proposta por Turgut (2004); um módulo de Elasticidade de 15GPa, empregando-se norma britânica BS 1881:1986; e um concreto de excelente qualidade de acordo com os critérios da norma a norma IS 13311: 1992.

Entretanto, para o concreto dos pavimentos afetados pelo incêndio, a velocidade de pulso obtida é bem menor, com valores chegando a 476m/s no 8ª pavimento, o que corresponderia, empregando a equação proposta por Turgut (2004), a um $f_{ck}=1,65$ MPa (extremamente baixo) e um concreto de qualidade duvidosa, de acordo com a norma IS 13311: 1992. Todavia, há que se considerar a correlação entre velocidade de pulso e resistência a compressão com reservas para o concreto danificado pelo incêndio, em função do estado de fissuração severa observada. Observou-se também que a velocidade de pulso no concreto dos pilares é superior aos das vigas, o que também é corroborado pelo fato do concreto das vigas ter sido mais severamente danificado pelo incêndio.



3.3. Resultados dos Ensaios de Testemunhos de concreto

Através dos ensaios realizados nos testemunhos de concreto, obteve-se uma resistência à compressão média 30,09 MPa e um valor para módulo de elasticidade médio de 28,36 GPa, descartando-se, para ambos os resultados, os valores espúrios obtidos. Valores estes considerados acima do esperado, visto que na época da construção do Edifício (1970), o f_{ck} usual de projeto para edifícios em Belém era de 13,5 a 15 MPa. Cabe ressaltar que o valor de módulo de elasticidade médio obtido está abaixo do valor do módulo de elasticidade teórico calculado conforme a NBR 6118:2014, em função da resistência à compressão média obtida.

Entretanto, Deve-se ter cuidado ao analisar estes resultados, pois os elementos estruturais do Edifício (vigas e pilares) apresentam-se bastante fissurados, devido a sua exposição a altas temperaturas durante o incêndio ocorrido no edifício.

3.4. Resultados dos Ensaios de tração das barras de aço

No que diz respeito à resistência das barras de aço ensaiadas, foram observadas tensões de escoamento de 450 MPa e 460 MPa, para as barras localizadas no 8° e 10° pavimentos, respectivamente. Tais valores são inferiores ao valor esperado de 500MPa, para um aço CA-50, de acordo com os valores de referência da NBR EB-3/67. No que diz respeito ao módulo de elasticidade, obteve-se valores de 130GPa e 97GPa, respectivamente, para as barras localizadas no 8° e 10° pavimentos, estando estes valores muito abaixo do valor usual para o aço que é de 210GPa, de acordo com a NBR NB-1/60, ambas as normas vigentes durante o período de projeto e construção do edifício. Estes resultados indicam que estas armaduras devem ter sofrido danos no material devido às elevadas temperaturas atingidas durante o incêndio, nos quais pode-se verificar uma redução maior nos valores de módulo de elasticidade em relação a resistência a tração. A redução do módulo de elasticidade das barras de aço também causa perda de rigidez nos elementos estruturais (vigas e pilares).

3.5. Resultados das provas de carga instrumentadas

As cargas máximas de ensaio obtidas durante o procedimento foram de 30tf e 23,8tf, para as vigas íntegra e danificada, respectivamente.

A Figura 18 apresenta a comparação das curvas carga versus deslocamento máximo (flecha, no meio do vão) para as duas vigas, utilizada para a avaliação da perda de rigidez à flexão global das vigas.

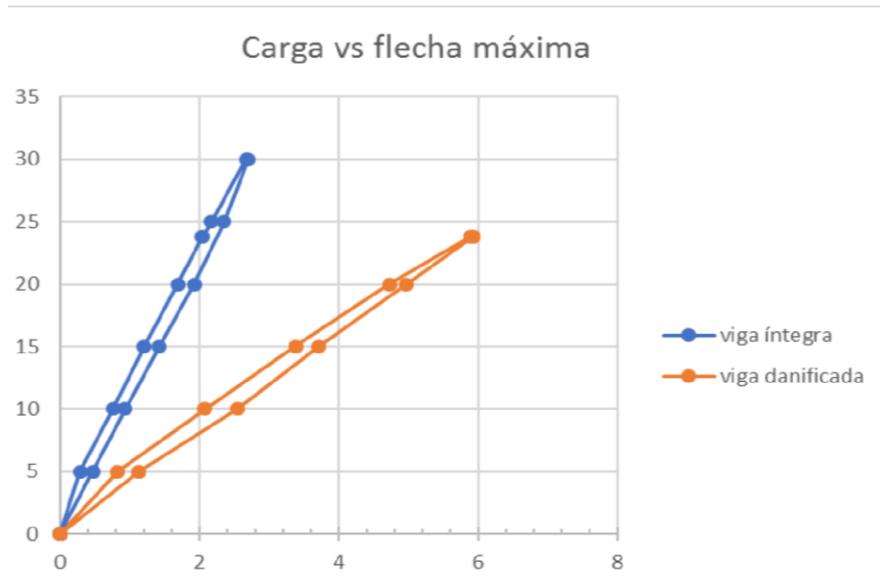


Figura 18 – Comparação entre os gráficos carga (Tf) vs deslocamento máximo (mm) para as vigas íntegra e danificada.

O Quadro 1 apresenta uma avaliação de perda de rigidez global da viga, no que diz respeito a aumento de deslocamentos (flecha máxima no meio do vão), de acordo com as fases de carregamento (aplicação de carga) do gráfico da Figura 19. Observa-se que a rigidez global da viga danificada é apenas 35% da rigidez da viga íntegra. Ou seja, a viga danificada perdeu 64% de rigidez em relação à viga íntegra.

Quadro 1 – Avaliação de perda de rigidez global das vigas

Carga (Tf)	Deslocamento meio do vão (mm)		Rigidez Relativa
	Viga íntegra	Viga Danificada	
5	0,29	0,83	0,35
10	0,76	2,08	0,37
15	1,2	3,38	0,36
20	1,69	4,73	0,36
23,8	2,04	5,9	0,35
25	2,17	-	-
30	2,67	-	-
Rigidez Relativa média			0,35

A Figura 19 apresenta a comparação das curvas carga versus curvatura para as duas vigas, utilizada para a avaliação da perda de rigidez à flexão da seção do meio do vão das vigas.

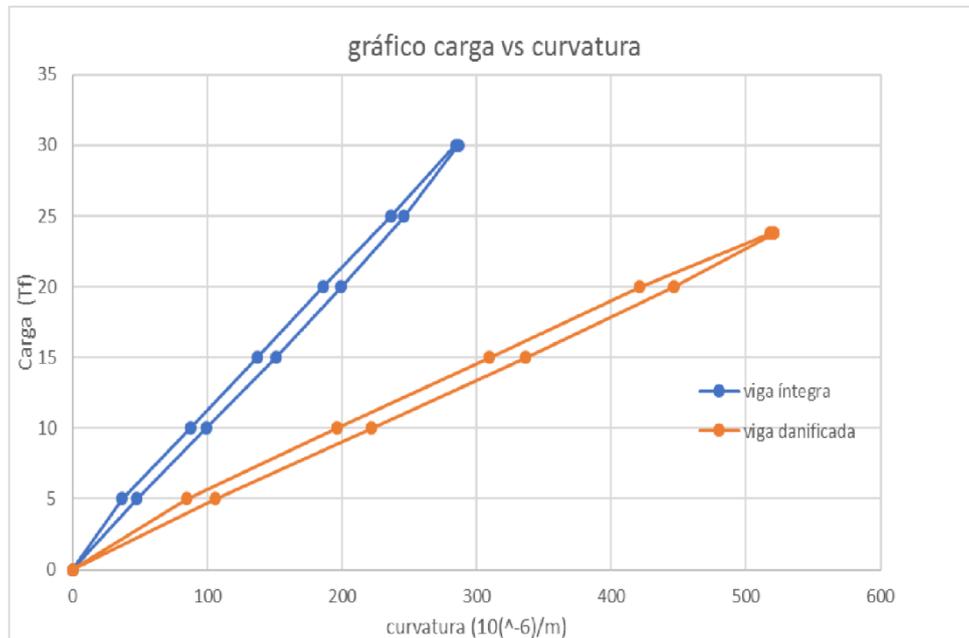


Figura 19 – Comparação entre os gráficos carga vs curvatura para as vigas íntegra e danificada.

O Quadro 2 apresenta uma avaliação de perda de rigidez da seção do meio do vão, no que diz respeito a aumento de curvatura, de acordo com as fases de carregamento (aplicação de carga) do gráfico da Figura 20. Observa-se que a rigidez da seção central da viga danificada é apenas 44% da rigidez da seção da viga íntegra. Ou seja, a seção da viga danificada perdeu 56% de rigidez em relação à seção da viga íntegra.

Quadro 2 – Avaliação de perda de rigidez da seção do meio do vão das vigas

Carga (Tf)	Curvatura (10 ⁻⁶ /m)		Rigidez Relativa
	Viga íntegra	Viga Danificada	
5	36,56	84,98	0,43
10	87,48	196,16	0,45
15	136,97	309,34	0,44
20	185,85	421,03	0,44
23,8	-	517,97	-
25	236,11	-	-
30	284,2	-	-
Rigidez Relativa média			0,44

Estas perdas de rigidez, observadas nas provas de carga, se devem, indubitavelmente, aos danos causados pelo incêndio, os quais ficaram evidentes nos ensaios de caracterização dos materiais concreto e aço, onde se observou a perda de rigidez do concreto e do aço.



Ressalta-se que esta perda de rigidez observada se deve também a perda parcial de aderência que deve ter ocorrido entre o concreto e o aço devido às diferenças nos coeficientes de dilatação térmica do concreto e do aço em elevadas temperaturas, como ressaltou William *et al* (2009).

3.6. Resultados da análise das deformações dos pilares

Os resultados obtidos para as deformações dos pilares instrumentados variaram na faixa de 140 $\mu\text{m/m}$ e 330 $\mu\text{m/m}$, se encontrando, portanto, em uma faixa razoável de deformação, distantes das deformações máximas às quais o concreto pode ser submetido. Ressalta-se, porém, a preocupação com o fato dos pilares dos pavimentos atingidos pelo incêndio apresentarem fissuras significativas que atravessam toda a seção.

3.7. Resultado da análise linear estática e monitoração e análise de vibrações

Quanto a análise linear estática, foi possível a determinação numérica dos esforços solicitantes nos elementos estruturais do Prédio.

No que diz respeito a avaliação das vibrações segundo a NBR15307:2006, obteve-se em toda a extensão dos espectros dos sensores instalados índices de vibração abaixo do limite de $V=10$, ou seja, conclui-se, baseado nas diretrizes da norma NBR15307:2006, que não há danos associados aos níveis de vibração ambiente registrados. Em outras palavras, de acordo com esta norma, pode-se dizer que a estrutura não apresenta amplitudes de vibração acentuadas, que poderiam estar associadas a danos na mesma.

No que diz respeito à análise modal experimental, observa-se que a estrutura apresenta uma frequência fundamental de vibração de 0,60Hz, que corresponde a um período de 1,66s, o qual, de acordo com a NBR6123, uma edificação com período maior do que 1s pode apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio.

Empregando a expressão apresentada na NBR6123 para o cálculo do período, considerando a altura do edifício $h=65\text{m}$, chega-se aos seguintes valores, respectivamente, para período e frequência: $T=1,025$ e $f=0,95$ Hz. Ou seja, interpretando-se esta fórmula como produzindo valores médios para edifícios de uma determinada altura, desprende-se que o valor da frequência fundamental do edifício em questão medida experimentalmente ($f=0,60\text{Hz}$) é baixa.

4. Conclusões

Os resultados obtidos puderam fundamentar recomendações para a concepção do projeto de reforço estrutural do prédio. Pôde-se verificar que os elementos estruturais dos pavimentos afetados diretamente pela ação do fogo apresentaram propriedades mecânicas, rigidez e integridade estrutural bastante inferiores em relação aos pavimentos íntegros (não afetados diretamente pela ação do sinistro).

Para o projeto de reforço estrutural, recomenda-se considerar que as vigas danificadas pelo incêndio, em sua condição atual, têm a capacidade resistente apropriada para suportar o peso próprio das vigas e lajes existentes, com coeficiente de segurança igual a 1(um) e os pilares afetados pelo incêndio, em sua condição atual, têm a capacidade resistente para



suportar o peso próprio da estrutura existente com coeficiente de segurança igual a 1 (um), e uma parcela parcela do efeito do vento (assumida aqui como 50%). Assim, recomenda-se projetar o reforço das vigas para absorver toda a sobrecarga, peso das divisórias e revestimentos e mais 30% do peso próprio das vigas e lajes existentes e o reforço dos pilares deve ser projetado para suportar 50% das cargas de vento, toda a sobrecarga, todo o peso de divisórias e revestimentos, e 30% do peso próprio da estrutura de concreto armado (das vigas, lajes e pilares). Deve-se, também, providenciar a demolição e reconstrução das lajes existentes, empregando-se material de enchimento leve (isopor). O projeto de reforço deverá levar em conta os resultados das análises e ensaios apresentados no presente trabalho.

Aconselha-se, também, a utilização de revestimentos do piso leve, e divisórias leves, evitando-se a utilização de alvenaria interna. Além disso, deve-se conceber o projeto de reforço considerando um tratamento das manifestações patológicas observadas, em especial as fissuras e trincas constatadas nas vigas e pilares. O projeto executivo de reforço deverá ser validado de acordo preconizado na norma NBR6118:2014, no que se refere a Avaliação de Conformidade de Projeto.

Referências Bibliográficas

ARIOZ, O. Effects of elevated temperatures on properties of concrete. Fire Safety Journal. Eskisehir, Turquia, v.42, p . 516-522, 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1960). NB-1 — Cálculo e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro.

_____ (1967). EB-3 — Barras e fios de aço destinados a armadura de peças de concreto armado. Rio de Janeiro.

_____ (1988). NBR6123 — Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro.

_____ (2005). NBR15307 — Ensaio não destrutivo - Provas de cargas dinâmicas em grandes estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro.

_____ (2008). NBR8522 — Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro.

_____ (2012). NBR15200 — Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro.

_____ (2012). NBR15200 — Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro.

_____ (2013). NBR8802 — Concreto endurecido — Determinação da velocidade de propagação de onda ultrassônica. Rio de Janeiro.



_____ (2014). NBR6118 — Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro.

_____ (2015). NBR7680-1 — Concreto - Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto - Parte 1: Resistência à compressão axial. Rio de Janeiro.

_____ (2012). NBR7584 — Concreto endurecido — Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão — Método de ensaio. Rio de Janeiro.

BRITISH STANDARD INSTITUTE (1986). BS 1881:1986 — Testing concrete. Recommendations for measurement of velocity of ultrasonic pulses in concrete. London, United Kingdom.

COELHO, A. L. Incêndios em edifícios. Editora Orion, primeira edição – outubro de 2010.

COSTA, C.N; SILVA, V.P Estruturas de concreto armado em situação de incêndio. XXX Jornadas Sul Americanas de Engenharia Estrutural, 21p.2002.

GEORGALI, B; TSAKIRIDIS, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study. Cement & Concrete Composites. Atenas, Grécia, v. 27, p. 255-259, 2005.

INDIAN STANDARD (1992). IS 13311-1 — Method of Non-destructive testing of concret, Part 1: Ultrasonic pulse velocity. Nova Delhi, Indian.

LIMA, R.C.A. Investigação do comportamento de concretos em temperaturas elevadas. 257p.Tese(Doutorado)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005.

METHA, P.K; MONTEIRO, P.J.M. Concreto: microestrutura, propriedades e materiais. 3 ed. São Paulo: IBRACON, 2008.

PRADO, E. P. “Intervenções em estruturas de concreto” Dissertação (Mestrado) – Departamento de Engenharia de Estruturas da Escola politécnica da USP. São Paulo, 1998.

SILVA, J.S. Estudo de Concretos de Diferentes resistências á Compressão Submetidos a Altas Temperaturas Sem e Com Incorporação de Fibras de Politereftalato de Etileno (PET). Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2013.

SILVA, V.P., FAKURY, R. H., RODRIGUES, F. C., PANONNI, F. D. “A real fire in small apartamento: a case study”. SIF’06 INTERNATIONAL WORKSHOP STRUCTURES IN FIRES. Aveiro, 2006.

SOUZA, D. J., DE LA TORRE, E. M., KOSLOSKI, F., SILVESTRO, L., LEME, L. B. P., MEDEIROS, M. H. F., “Obtenção da Resistência à Compressão do Concreto de Viadutos Localizados na Região de Curitiba por Métodos de Ensaio Não Destrutíveis: Esclerometria e Ultrassom”. 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, ISSN 1807-5568, Foz do Iguaçu, 2015.



XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XIII Congreso Internacional sobre Patología y Rehabilitación de Estructuras
XIII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

7-9 September, 2017, Crato (Ceara), Brasil

TURGUT, P. "Research into the correlation between concrete strength and UPV values", NDT.net, The e-journal of Nondestructive Testing, Vol. 9, No. 12, 2004.

WILLAM, K.; Xi, Y.; Lee, K; Kim, B., "Thermal response of reinforced concrete structures in nuclear power plants", SESM N.o 02-2009, University of Colorado at Boulder.



CARGAS DINÂMIAS NAS ESTRUTURAS NO NORDESTE DO BRASIL: ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AÇÕES SÍSMICAS E AÇÕES DE VENTO

Dynamic Loads In Structures In Northeast Brazil: Comparative Analysis Of Seismic Actions And Wind Actions

Roberto de Castro AGUIAR¹, Camila dos Santos CAVALCANTI², Romilde Almeida de OLIVEIRA³

¹ Mestrando em Eng. Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Rua do Príncipe, 526, Boa Vista. CEP 50050-900, Recife-PE, Brasil, jarsonguilherme@yahoo.com.br

² Mestrando em Eng. Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Rua do Príncipe, 526, Boa Vista. CEP 50050-900, Recife-PE, Brasil, camilasantos.eng@gmail.com

³ Professor Doutor em Eng. Civil, Universidade Católica de Pernambuco, Rua do Príncipe, 526, Boa Vista. CEP 50050-900, Recife-PE, Brasil, romildealmeida@gmail.com

Resumo: O presente artigo alerta para a necessidade da proteção das edificações quanto às cargas dinâmicas provocadas por abalos sísmicos no território brasileiro, em especial no Nordeste do Brasil. Consiste de um breve histórico da atividade sísmica nesta região, na utilização da NBR-15421/2006 para se obter os valores das ações sísmicas e finaliza com um exemplo prático de um edifício de 38 pavimentos, onde é feita uma comparação entre os resultados das ações relativas ao vento com as ações relativas aos sismos. Conclui-se que dependendo de fatores como altura, carregamentos, geometria, disposição geográfica, uma ação dinâmica sobressai-se à outra, fazendo-se imprescindível para a segurança estrutural, a verificação das forças sísmicas.

Palavras-chave: sismos no Nordeste, cargas dinâmicas, NBR-15421, ações sísmicas, ações de vento.

Abstract: This article warns of the need to protect buildings in relation to the dynamic loads caused by earthquakes in Brazilian territory, especially in Northeast Brazil. It consists of a brief history of seismic activity in this region, the use of NBR-15421/2006 to obtain the values of the seismic actions and ends with a practical example of a 38-storey building, where a comparison is made between the results of the actions Relative to the wind with the actions related to earthquakes. It is concluded that depending on factors such as height, loads, geometry, geographic arrangement, one dynamic action stands out to the other, making it essential for structural safety, the verification of seismic forces.

Keywords: seismic in the Northeast, dynamic loads, NBR-15421, seismic actions, wind actions.



1. Introdução

Os abalos sísmicos não são uma preocupação constante no Brasil, por causa disso, apenas obras de grande porte ou de altíssimas exigências de segurança, como barragens, usinas atômicas, pontes, túneis, etc., costumam levar em consideração os efeitos de possíveis sismos. Comumente, edificações em gerais, incluindo edifícios altos, tendem a não serem avaliadas para a possibilidade de um sismo. Para enfatizar a importância da verificação da segurança estrutural dessas edificações em relação aos sismos, que foi lançada a primeira norma brasileira a esse respeito, a NBR-15421/2006, Norma Brasileira de Estruturas Resistentes a Sismo. Seu objetivo é estabelecer critérios aos projetistas de estruturas para salvaguardar a vida dos ocupantes e usuários de edificações durante e após essas serem atingidas por um abalo sísmico. (ABNT, 2006; LIMA, 2008).

O Brasil se localiza no centro da placa tectônica sul-americana, região geologicamente mais estável e menos propensa a sismos que as regiões do contorno entre placas. Mesmo assim, o Brasil é atingido por diversos pequenos abalos sísmicos, anualmente um desses abalos chega a 3 graus de magnitude na escala Richter. Além disso, em média a cada cinco anos o Brasil também é atingido por um abalo de magnitude 4 ou maior. Isso se deve pelo fato que todas as placas tectônicas possuem pequenas fraturas internas de dimensões variadas mais conhecidas como falhas geológicas, sendo que no Brasil, a maioria dessas falhas geológicas se localiza no Sudeste e Nordeste do país. (Figura 1).

A Região Nordeste é onde se concentra a maior parte das atividades sísmicas do Brasil, com magnitudes médias de 3,5 graus na escala de Richter. Em especial nos estados do Rio Grande do Norte, do Ceará e de Pernambuco, ocorre uma combinação entre atividades sísmicas e geologias. As forças sísmicas advindas do interior da Terra além de atuarem nas várias falhas geológicas, são favorecidas pela pouca profundidade média do solo da região, entre três a vinte metros de profundidade, e visíveis afloramentos de rochas em diversos locais. Duas importantes falhas geológicas são encontradas no Rio Grande do Norte, a falha de Poço Branco e a falha de Samambaia. A falha de Samambaia possui 4 km de largura por 30 km de extensão, e por se localizar próxima a cidade de João Câmara é também conhecida como falha de João Câmara. Essa falha foi responsável pelo terremoto 1986, o de maior intensidade do Brasil, onde cerca de 4 mil imóveis foram danificados ou ruíram totalmente. Também na região de João Câmara, no ano de 1989, houve um “enxame” sísmico que causou apreensão em varias cidades do Rio Grande do Norte. Num período dez anos de monitoramento dessa região foram captados mais 60 mil abalos, dos só percebidos por sismógrafos aos abalos de magnitude 5 na escala de Richter. (BERROCAL, 1984).

No norte do Ceará, mas precisamente na cidade de Sobral e municípios adjacentes, existem mais duas falhas geológicas. Elas estão causando uma grande quantidade de pequenos sismos, tendo sido registrados mais de 700 abalos só no período entre Janeiro a Abril de 2008. Em quatro de Abril desse mesmo ano, tanto o Laboratório de Sismologia da Universidade Federal do Rio Grande do Norte, quanto o Observatório Sismológico da Universidade de Brasília verificaram dois grandes abalos. O primeiro, de maior magnitude registrada nessa região, atingiu 4,3 graus na escala de Richter, e o segundo abalo com magnitude um pouco menor, alcançou 3,9 graus na escala de Richter. Esses dois abalos,



apesar de não ocasionarem vítimas, puderam ser percebidos até por moradores de cidades distantes, como na cidade de Fortaleza a 230 km do epicentro.

Em Pernambuco a maior concentração da atividade sísmica se localiza no Agreste do estado. A Universidade Federal do Rio Grande do Norte montou uma rede composta de nove estações sismológicas em seis cidades dessa região. As estações possuem sismógrafos digitais com banda larga e conseguem registrar terremotos de magnitude cinco ou superior em todo globo terrestre. Em Maio de 2006, as cidades de Caruaru, São Caetano, Brejo da Madre de Deus e municípios vizinhos, foram atingidas por um tremor de 4 graus na escala de Richter. Esse tremor foi o de maior magnitude registrado em Pernambuco e teve seu epicentro na cidade de São Caetano, distante 153 km de Recife, capital do estado. Os dados coletados pelas estações sismológicas apontam a cidade de Caruaru como a que mais sofre tremores em Pernambuco. Apenas entre os meses de Junho a Setembro de 2007, foram registrados nela 1.218 sismos. Entre os dias 3 a 9 de Março de 2010, na cidade de Alagoinha, distante 227 km da cidade do Recife, foram registrados 50 tremores de terra tendo o maior chegado a 3,2 graus na escala de Richter.

Essas e as demais ocorrências de abalos ocorridos nas várias cidades do estado são provocadas por uma falha geológica denominada de Lineamento Pernambuco. O Lineamento Pernambuco se inicia na cadeia de montanhas submersas da Dorsal Atlântica, no meio do Oceano Atlântico, adentra o continente pela cidade do Recife, “rasgando” o estado por uma extensão de 700 km e a uma profundidade de 30 m, terminando no Sertão do Araripe, próximo a divisa com o estado do Piauí. (VELOSO, 2012).

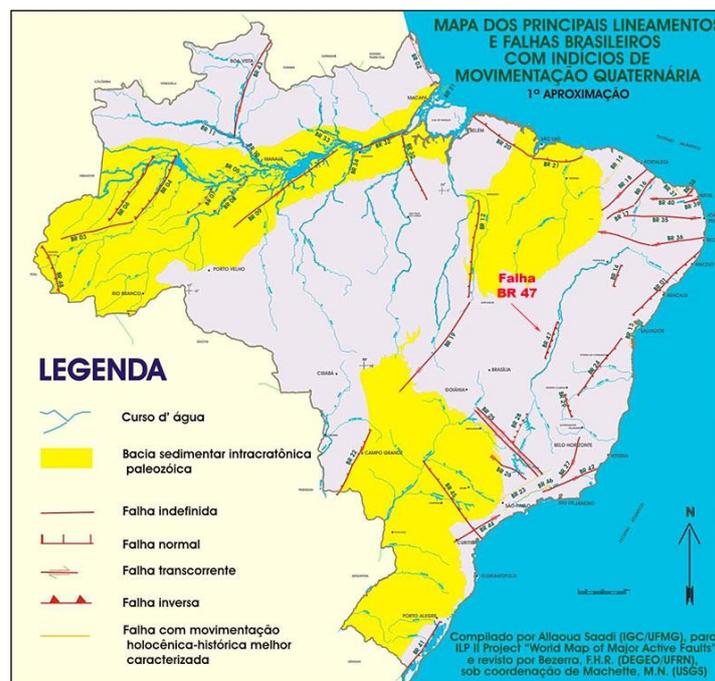


Figura 1 – Mapa dos Principais Lineamentos e Falhas Brasileiras.

Fonte – Apolo11, 2017.



2. Prescrições da NBR 15421: Norma Brasileira de Estruturas Resistentes a Sismos

2.1. Método de Análise Sísmica para Estruturas de Edifícios de Acordo com a NBR 15421

2.1.1 - Definição da classe do terreno

O terreno de fundação deve ser categorizado em uma das classes definidas na Tabela 1 mostrada abaixo, associadas aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 m superiores do terreno.

Tabela 1 - Classe do Terreno

Classe do terreno	Designação da Classe do terreno	Propriedades médias para os 30 m superiores do terreno	
		\bar{v}_s	\bar{N}
A	Rocha sã	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s	(não aplicável)
B	Rocha	$1500 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 760$ m/s	(não aplicável)
C	Rocha alterada ou solo muito rígido	$760 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 370$ m/s	$\bar{N} \geq 50$
D	Solo rígido	$370 \text{ m/s} \geq \bar{v}_s \geq 180$ m/s $\bar{v}_s \leq 180$ m/s	$50 \geq \bar{N} \geq 15$ $\bar{N} \leq 15$
E	Solo mole	Qualquer perfil incluindo camada com mais de 3 m de argila mole Solo exigindo avaliação específica, como:	
F	-	Solos vulneráveis à ação sísmica, como solos liquefazíveis, argilas muito sensíveis e solos colapsíveis fracamente cimentados; Turfa ou argilas muito orgânicas; Argilas muito plásticas; Estratos muito espessos (≥ 35 m) de argila mole ou média.	

Aqui \bar{v}_s é a velocidade média de propagação de ondas de cisalhamento e \bar{N} é o número médio de golpes no ensaio SPT, em ensaio realizado de acordo com a NBR 6484.

Onde a velocidade de propagação de ondas de cisalhamento não for conhecida, é permitida a classificação do terreno a partir do número médio de golpes no ensaio SPT \bar{N} , conforme explicitado na tabela acima.



2.1.2 - Zoneamento sísmico brasileiro

Para efeito da definição das ações sísmicas a serem consideradas no projeto, deve ser considerado o zoneamento sísmico da Figura 2 mostrada abaixo.

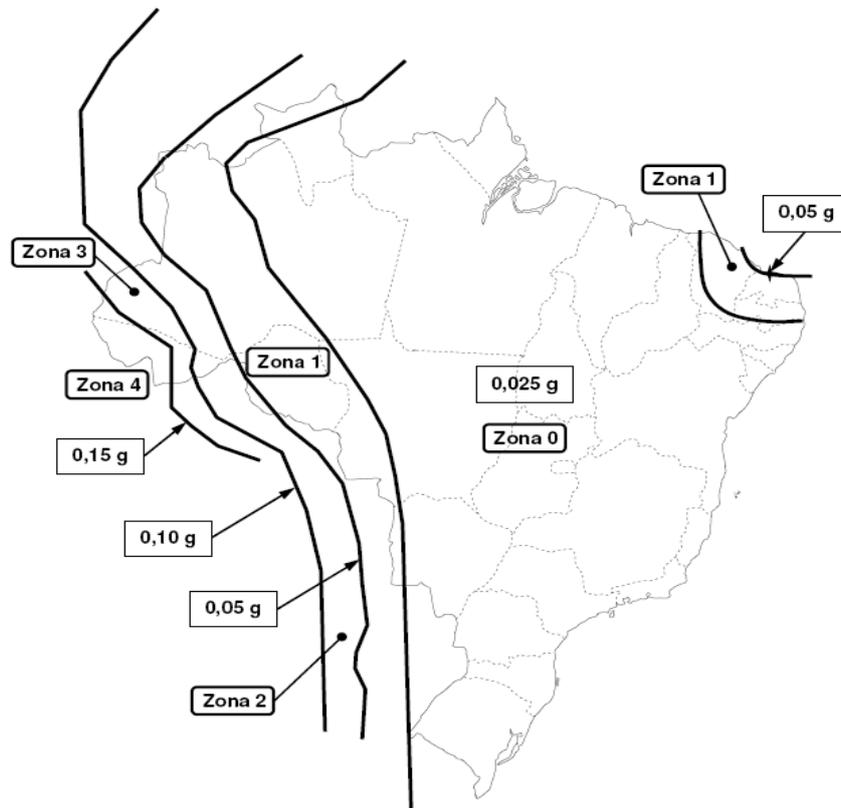


Figura 2 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil para terrenos da classe B.

Cinco zonas sísmicas são definidas nesta figura, considerando a variação da aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da Classe B – “Rocha” – (ag). Para cada estrutura é definida uma categoria sísmica, em função de sua zona sísmica, conforme definido na Tabela 2.

Tabela 2 - Zona Sísmica

Zona sísmica	Valores de ag	Categoria
Zona 0	$ag = 0,025g$	A
Zona 1	$0,025g \leq ag \leq 0,05g$	B
Zona 2	$0,05g \leq ag \leq 0,10g$	C
Zona 3	$0,10g \leq ag \leq 0,15g$	
Zona 4	$ag = 0,15g$	



2.1.3 Requisitos de análise para a categoria sísmica A

Para as estruturas localizadas na zona sísmica 0, nenhum requisito de resistência anti-sísmica é exigido. No entanto, as estruturas localizadas na zona sísmica 1, devem apresentar sistemas estruturais resistentes a forças sísmicas horizontais em duas direções ortogonais, inclusive com um mecanismo de resistência a esforços de torção. Devem resistir a cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos, e independentemente em cada uma de duas direções ortogonais, com valor numérico calculado através da Equação 1:

$$F_x = 0,01 \cdot w_x \quad \text{Equação (1)}$$

onde F_x é a força sísmica de projeto correspondente ao piso x e w_x é o peso total da estrutura correspondente ao piso x , incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, este peso deve incluir 25% da carga acidental.

2.1.4 - Requisitos de análise para as categorias Sísmicas B e C

As estruturas de categoria sísmica *B* e *C* podem ser analisadas pelo método das forças horizontais equivalentes ou por um processo mais rigoroso.

2.1.4.1 - Análise sísmica pelo método das forças horizontais equivalentes

2.1.4.1.1- Força horizontal total

A força horizontal total na base da estrutura, em uma dada direção, é determinada de acordo com a Equação 2:

$$H = C_s \cdot W \quad \text{Equação (2)}$$

onde W é o peso total da estrutura e C_s é o coeficiente de resposta sísmica, conforme definido conforme Equação 3:

Aqui os pesos a serem considerados nas análises, devem considerar as cargas permanentes atuantes, incluindo o peso operacional de todos os equipamentos fixados na estrutura e dos reservatórios de água. Nas áreas de armazenamento e estacionamento, dever-se-á incluir 25% da carga acidental.

$$C_s = \frac{2,5 \cdot (a_{gs0}/g)}{(R/I)} \quad \text{Equação (3)}$$

A grandeza a_{gs0} , representa a aceleração espectral para o período de 0,0 segundo, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo, na Equação 4, g é a aceleração da



gravidade, I é o fator de importância de utilização definido na Tabela 4 e R é o coeficiente de modificação de resposta, com valores definidos na Tabela 5.

$$a_{gs0} = C_a \cdot a_g \quad \text{Equação (4)}$$

Aqui, C_a é o fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 0,0 segundo em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno, conforme Tabela 3 mostra abaixo.

Tabela 3 - Fatores de amplificação sísmica no solo.

Classe do terreno	C_a		C_v	
	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$	$a_g \leq 0,10g$	$a_g = 0,15g$
A	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1,0	1,0	1,0	1,0
C	1,2	1,2	1,7	1,7
D	1,6	1,5	2,4	2,2
E	2,5	2,1	3,5	3,4

Para valores de $0,10g \leq a_g \leq 0,15g$ os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear. Para a classe do terreno F , um estudo específico de amplificação no solo deve ser desenvolvido.

Tabela 4 - Definição das categorias de utilização (Cat.) e dos fatores de importância de utilização (I).

Cat.	Natureza da ocupação	Fator I
I	Todas as estruturas não classificadas como de categoria II ou III Estruturas de importância substancial para a preservação da vida humana no caso de ruptura, incluindo, mas não estando limitadas às seguintes: Estruturas em que haja reunião de mais de 300 pessoas em uma única área Estruturas para educação pré-escolar com capacidade superior a 150 ocupantes Estruturas para escolas primárias ou secundárias com mais de 250 ocupantes	1,0
II	Estruturas para escolas superiores ou de adultos com mais de 500 ocupantes Instituições de saúde para mais de 50 pacientes, mas sem instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias. Instituições penitenciárias Quaisquer outras estruturas com mais de 5 000 ocupantes Instalações de geração de energia, de tratamento de água potável e de esgotos e outras instalações de utilidade pública não classificadas como de categoria III.	1,25



Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas cujo extravasamento possa ser perigoso para a população, não classificadas como de categoria III.

Estruturas definidas como essenciais, incluindo, mas não estando limitadas, às seguintes:

Instituições de saúde com instalações de tratamento de emergência ou para cirurgias

Prédios de bombeiros, de instituições de salvamento e policiais e garagens para veículos de emergência.

Centros de coordenação, comunicação e operação de emergência e outras instalações necessárias para a resposta em emergência.

- III Instalações de geração de energia e outras instalações necessárias para a manutenção em funcionamento das estruturas classificadas como de categoria III 1,50
- Torres de controle de aeroportos, centros de controle de tráfego aéreo e hangares de aviões de emergência.
- Estações de tratamento de água necessárias para a manutenção de fornecimento de água para o combate ao fogo.
- Estruturas com funções críticas para a Defesa Nacional
- Instalações contendo substâncias químicas ou tóxicas consideradas como altamente perigosas, conforme classificação de autoridade governamental designada para tal.

Tabela 5 - Coeficientes de modificação da resposta (R) – resistentes.

Sistema básico sismo-resistente	R
Pilares-parede de concreto com detalhamento especial	5
Pilares-parede de concreto com detalhamento usual	4
Pórticos de concreto com detalhamento especial	8
Pórticos de concreto com detalhamento intermediário	5
Pórticos de concreto com detalhamento usual	3
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento especial	8
Pórticos de aço momento-resistentes detalhamento intermediário	4,5
Pórticos de aço momento-resistentes com detalhamento usual	3,5
Pórticos de aço contraventados em treliça, detalhamento especial.	6
Pórticos de aço contraventados em treliça, detalhamento usual.	3,25
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento especial.	7



Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com detalhamento usual.	6
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pórticos de aço contraventados em treliça detalhamento especial.	7
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto detalhamento especial.	6,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto detalhamento usual.	5,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com detalhamento usual.	4,5
Estruturas tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5

O coeficiente de resposta sísmica não precisa ser maior que o valor limite definido de acordo com a Equação 5 abaixo:

$$(C_s) \lim = \frac{(a_{gs1} / g)}{T(R / I)} \quad \text{Equação (5)}$$

onde a grandeza a_{gs1} representa a aceleração espectral para o período de 1,0 segundo, já considerando o efeito da amplificação sísmica no solo e T é o período natural da estrutura.

$$a_{gs1} = C_v \cdot a_g \quad \text{Equação (6)}$$

Aqui, C_v é o fator de amplificação sísmica no solo, para o período de 1,0 segundo, conforme tabela de fatores de amplificação sísmica no solo, em função da aceleração característica de projeto a_g e da classe do terreno. O período natural da estrutura (T) pode ser obtido por um processo de extração modal, que leve em conta as características mecânicas e de massa da estrutura. O período avaliado desta forma não pode ser maior do que o produto do coeficiente de limitação do período C_{up} , definido na Tabela 6 em função da zona sísmica à qual a estrutura em questão pertence, pelo período natural aproximado da estrutura T_a , obtido através da Equação 7 abaixo:

$$T_a = C_T \cdot h_n^x \quad \text{Equação (7)}$$

aqui, h_n é a altura, em metros, da estrutura acima da base e os coeficientes C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são definidos por:



Quadro 1. Parâmetros C_T e x para a Equação 7.

$C_T = 0,0724$ e $x = 0,8$	Estruturas onde as forças sísmicas são 100% resistidas por pórticos de aço momento-resistentes, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;
$C_T = 0,0466$ e $x = 0,9$	Estruturas nas quais as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica;
$C_T = 0,0731$ e $x = 0,75$	Estruturas nas quais as forças sísmicas horizontais são resistidas em parte por pórticos de aço contraventados com treliças;
$C_T = 0,0488$ e $x = 0,75$	Todas as outras estruturas.

Tabela 6 - Coeficiente de limitação do período (C_{up})

Zona sísmica	(C_{up})
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Como alternativa à determinação analítica de T , é permitido utilizar diretamente o período natural aproximado da estrutura T_a .

$$(T)_{\text{lim}} = C_{up} \cdot T_a \quad \text{Equação (8)}$$

O valor mínimo para C_s é dado por:

$$C_s \text{ min} = 0,01 \quad \text{Equação (9)}$$

2.1.4.1.2 Distribuição vertical das forças sísmicas

A força horizontal total na base H é distribuída verticalmente entre as várias elevações da estrutura de forma que, em cada elevação x , seja aplicada uma força F_x definida de acordo com a Equação 10:

$$F_x = C_{vx} \cdot H \quad \text{Equação (10)}$$



Aqui o coeficiente de distribuição vertical (C_{vx}) é definido conforme a Equação 11:

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} \quad \text{Equação (11)}$$

aqui, w_i e w_x são as parcelas do peso efetivo total e h_i e h_x são as alturas entre a base e as elevações i ou x , respectivamente; k é o expoente de distribuição, relacionado ao período natural da estrutura T , com os seguintes valores:

Para estruturas com período inferior a 0,5 s, $k = 1$;

Para estruturas com períodos entre 0,5 s e 2,5 s, $k = (T + 1,5)/2$;

Para estruturas com período superior a 2,5 s, $k = 2$.

3. Aplicação Prática para a obtenção das Ações Sísmicas e Ações de Vento

3.1 Avaliação do Comportamento Estrutural de um Edifício Submetido ao Efeito de Sismo de Acordo com a NBR – 15421/2006

3.1.1 - Descrição do Objeto da Análise

Trata-se de um Edifício hipotético de 38 pavimentos (Figura 3) localizado na cidade de João Pessoa, estado da Paraíba. Essa cidade foi escolhida por estar localizada na Zona Sísmica 1 do zoneamento sísmico brasileiro. Com características semelhantes aos que são atualmente construídos nas grandes cidades do país, o edifício tem sistema estrutural formado por conjunto de pórticos planos dispostos segundo duas direções ortogonais.

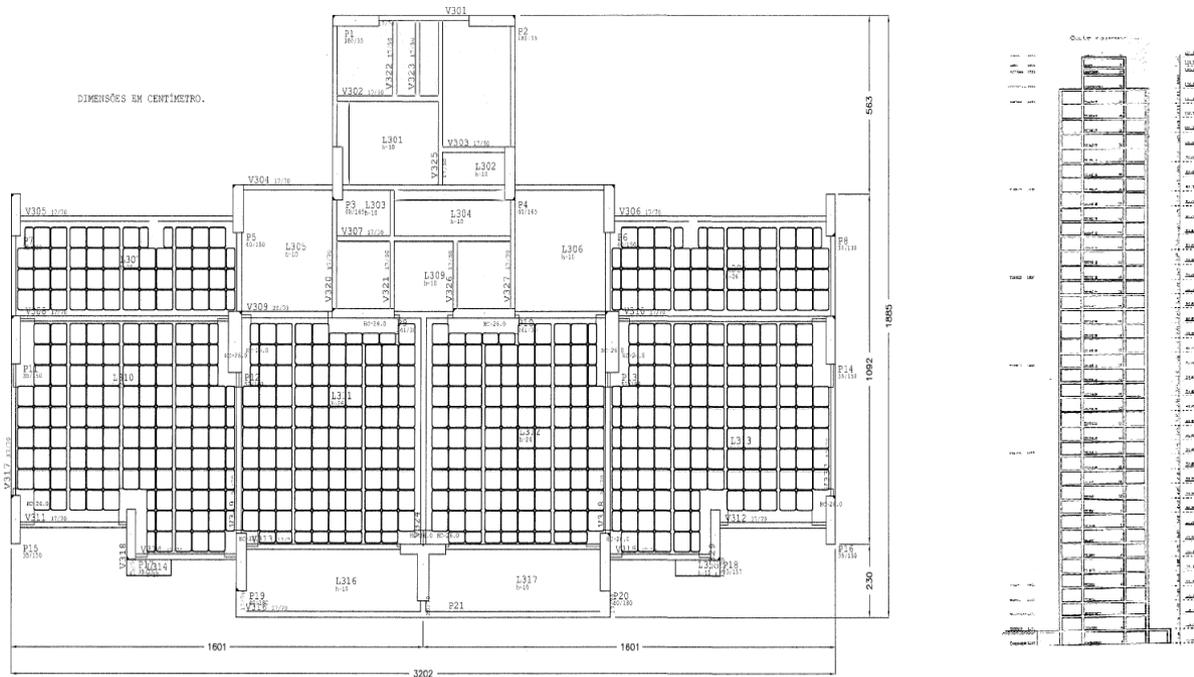


Figura 3 – Detalhe do Edifício em Planta e Corte.

O conjunto é admitido trabalhar como pórtico espacial contraventado pelas lajes em cada pavimento. Na discretização as lajes são admitidas como diafragmas. Parte da rigidez da laje à flexão é incorporada à análise através da consideração de seções tipo T para as vigas. São ainda considerados elementos rígidos links na ligação de vigas aos pilares. São considerados os seguintes casos de carregamento:

Carga Permanente g ;

Carregamento variável sobrecarga vertical q ;

Carregamento variável ação do vento;

Carregamento excepcional ação de sismo.

3.1.2 Metodologia da Análise

Os cálculos das ações horizontais, relativas a efeito do vento e ao efeito de sismo, foram realizados usando o sistema computacional Edifício, Software de modelagem de pórtico (FONTE, 1994). A ação do vento foi calculada a partir das especificações da NBR-6123/87. A Figura seguinte ilustra a direção da incidência dos ventos no edifício.

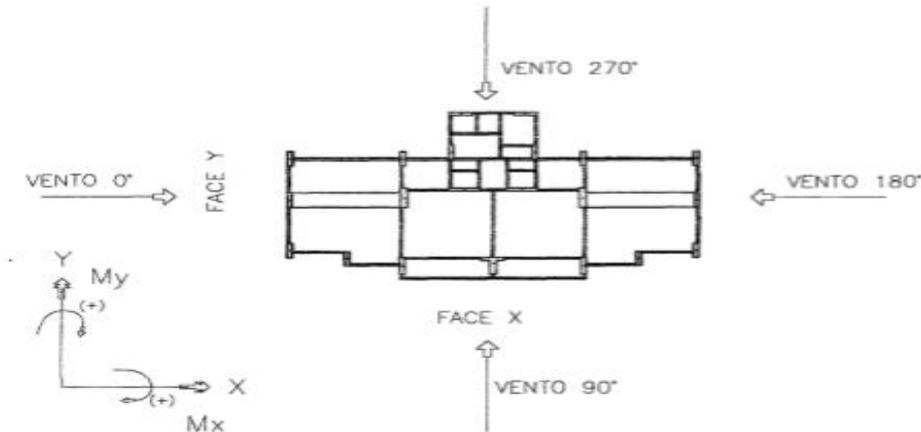


Figura 4 - Ventos incidentes nas faces X e Y.

Os dados de entrada do *Software* são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7 - Dados Gerais de Entrada da Estrutura

Dados	Valores
Altura Total Acima do Terreno	144,0 m
Distância, Nível do Terreno ao nível da Fundação	1,0 m
Comprimento Característico	18,85 m
Velocidade Básica	30,0 m/s
Fator Topográfico	1,0
Fator Estatístico	1,0
Coefficiente de Arrasto	1,1
Número de Andares	38
Distância da Resultante à Origem	-9,34
Parâmetro Meteorológico B	0,930
Parâmetro Meteorológico P	0,115
Fator da Rajada Fr	0,950

Em relação às ações de sismo, dois métodos foram adotados. O primeiro, através de método direto, recomendado para a zona sísmica A. O segundo foi a aplicação do método das forças horizontais equivalentes, ambos de acordo com a NBR - 15421/2006. As ações sísmicas dos dois métodos são comparadas com as ações do vento, incidentes no referido edifício, em duas direções ortogonais (Gráficos: 1, 2, 3 e 4).

4. Resultados Obtidos

O gráfico 1, mostra os valores característicos das forças horizontais, segundo a direção X, relativas à ação do vento e as ações dos sismos. Observa-se que até o 18º andar a ação



do vento apresenta valores superiores ao sismo calculado pelo método II. Em comparação com o método I a ação do vento apresenta valores inferiores até o 31º andar. Quanto aos métodos para cálculo das ações do sismo o método I apresenta valores superiores até o 22º pavimento e o método II a partir deste até o 38º pavimento. Como era de se esperar, ambos os métodos apresentaram a mesma resultante na base. A ação do vento segundo X apresenta resultado na base igual a 1.382,55 kN e o efeito do sismo 1.951,60 kN.

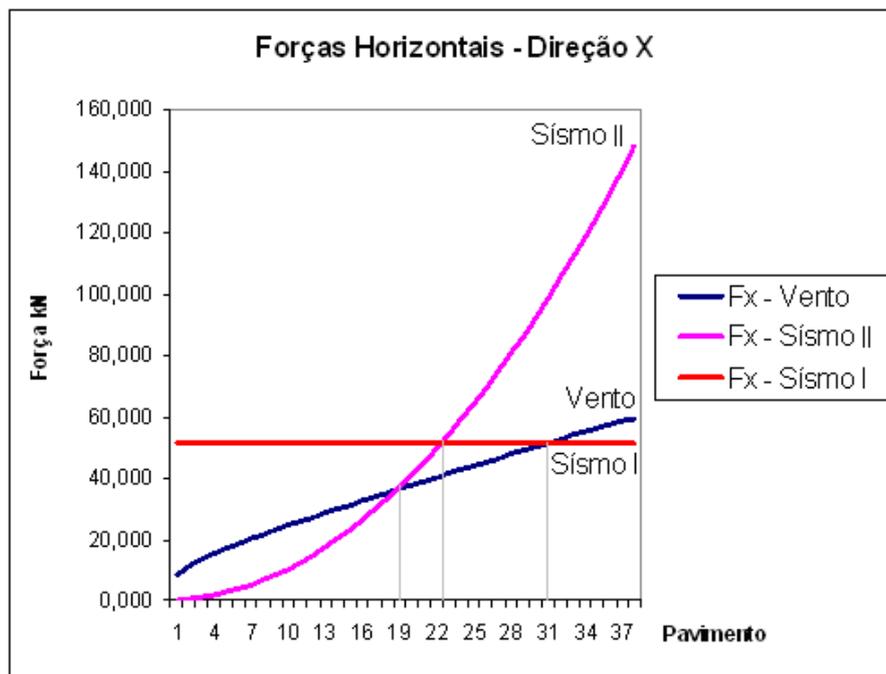


Gráfico 1 – Valores Característicos das Forças Horizontais

O gráfico 2, mostra os valores dos momentos de tombamentos, segundo a direção X, relativas à ação do vento e as ações dos sismos. No que se refere ao tombamento na base, o efeito do vento apresenta valor M_y igual a 100.380,83 kN.m, o efeito do sismo pelo método I apresenta M_y igual 114.162,608 kN.m e o efeito do sismo pelo método II apresenta M_y 169.025,888 kN.m. Conclui-se portanto, que o efeito do sismo é preponderante em relação ao vento para a direção X.

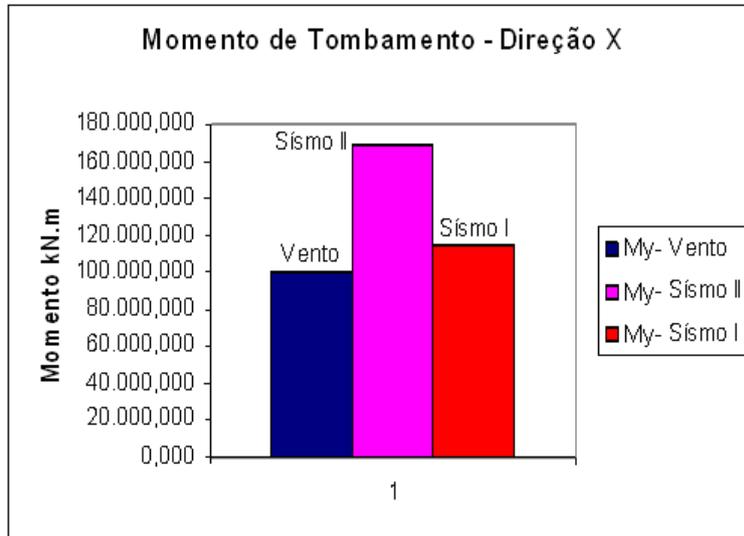


Gráfico 2 – Momento de Tombamento Relativo às Ações Características

O gráfico 3, mostra os valores das forças horizontais, segundo a direção Y, relativas à ação do vento e as ações dos sismos. Comparando-se a ação do vento com o sismo pelo método I que até o 9º andar o sismo é superior, e a partir daí, predomina o vento. Comparando o efeito do vento com o sismo pelo método II até o 33º andar o vento é superior e a partir daí prevalece o sismo. Quanto à resultante na base, o vento apresenta (F_x) base igual 2.985,25 kN, os sismos pelos métodos I e II, (F_x I) base e (F_x II) base são iguais a 1.951,566 kN.

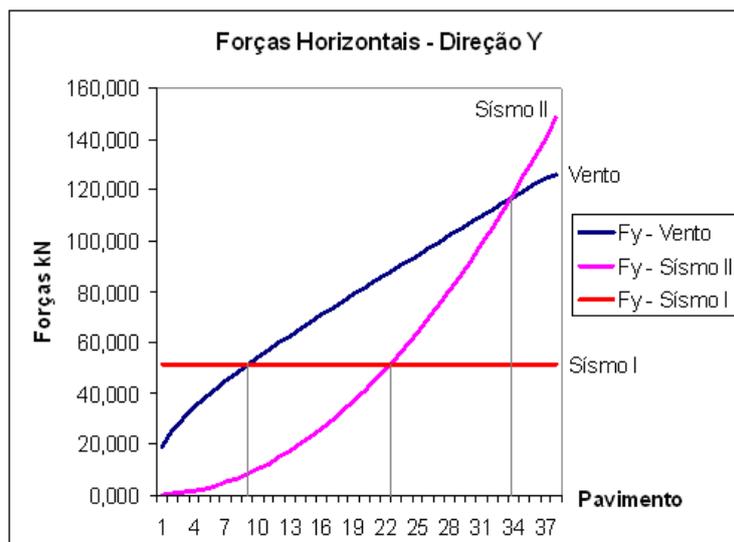


Gráfico 3 – Valores Característicos das Forças Horizontais



O gráfico 4, mostra os valores dos momentos de tombamentos, segundo a direção Y, relativas à ação do vento e as ações dos sismos. No que concerne aos momentos de tombamentos, tem-se:

- (Mx) vento igual a 215.429,61 kN.m;
- (Mx) sismo I igual a 114.166,608 kN.m;
- (Mx) sismo II igual a 169.025,888 kN.m.

O efeito do vento é, pois, superior ao efeito do sismo. É importante observar que todas as observações aqui apresentadas se referem aos valores característicos da ação do vento e dos sismos.

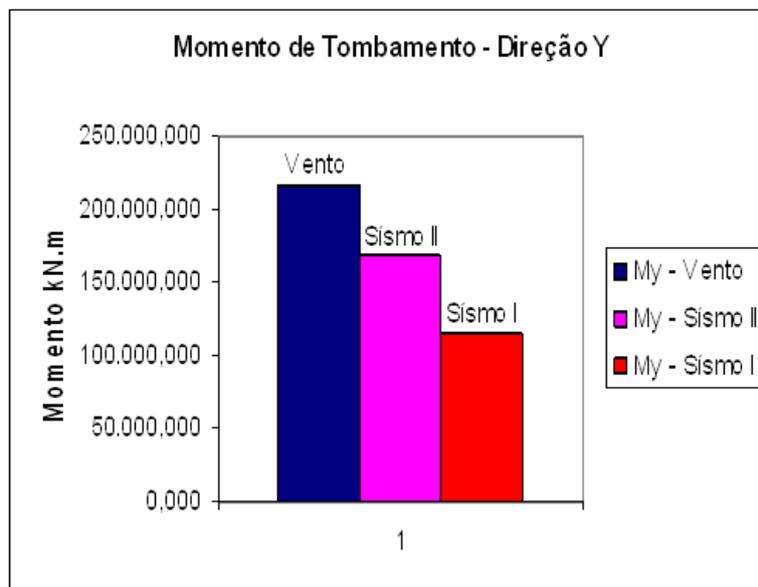


Gráfico 4 – Momento de Tombamento Relativo às Ações Características

5. Considerações Finais

Verificou-se que mesmo o Brasil usufruindo de aparente tranquilidade sísmica, nenhuma de suas regiões é imune a terremotos e aos seus possíveis efeitos. Principalmente no Nordeste brasileiro que possuem cidades densamente povoadas dentro da zona sísmica 1, existe a necessidade da verificação das ações sísmicas pelos engenheiros projetistas de estruturas. Dependendo de fatores que vão dêis do peso total da estrutura, configuração geométrica e altura do edifício, zona sísmica e classe do terreno onde se localiza o prédio, as ações relativas a sismos podem sim ultrapassar os valores das ações relativas ao vento. Confirmando a importância da norma NBR-15421/2006 no que diz respeito a estabilidade e a segurança estrutural das edificações e a preservação das vidas de seus usuários.



Agradecimentos

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco por toda estrutura e apoio oferecido aos alunos e pesquisadores. Ao Professor Dr. Antônio Oscar Cavalcanti da Fonte pela análise computacional através do Sistema Edifício. A Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pelo importantíssimo incentivo a capacitação de novos docentes de nível superior.

Referências Bibliográficas

Apolo11. Mapa dos Principais Lineamentos e Falhas Brasileiras. Disponível em: <http://www.apolo11.com/curiosidades.php?posic=dat_20071211-092620.inc>. Acesso em: 26 de Julho de 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15421. Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos – Procedimentos. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123. Forças Devidas ao Vento em Edificações. Rio de Janeiro, 1987.

Berrocal, J. Sismicidade no Brasil, 1984.

Fonte, A.O.C. Análise Estrutural de Edifícios Altos por computador – Sistema Computacional Edifício. XV Congresso Ibero-Latino Americano de Métodos Computacionais na Engenharia, 1994, Belo Horizonte. Anais, volume 2, p. 919,927.

Lima, S. S.; Santos, S. H. C. Análise Dinâmica das Estruturas. Editora Ciência Moderna Ltda, Rio de Janeiro, Brasil, 2008.

Veloso, J. A. V. O Terremoto que Mexeu com o Brasil. Ed. Thesaurus. Brasília, 2012.



Anexos

Tabela 8 - Ações nas Fundações

Ele m.	Cas o 1	Vento (1)			Vento (2)			Vento (3)			Vento (4)		
		Fz	Fy	Mx	Fz	Fy	Mx	Fz	Fx	My	Fz	Fx	My
P1	576. 8	257. 7	3.3	-8.0	-	-	8.0	-	12.	78.6	68.	-	-
					257. 7	3.3		68.1	6		1	12. 6	78. 6
P2	582. 7	257. 2	3.3	-7.9	-	-	7.9	66.1	13.	80.2	-	-	-
					257. 2	3.3			8		66. 1	13. 8	80. 2
P3	982. 2	193. 0	16.	-	-	-	102.	-	4.3	8.8	29.	-4.3	-8.8
				102. 1	193. 0	16. 9	1	29.6			6		
P4	106 3.2	177. 7	16.	-	-	-	100.	29.0	4.2	8.7	-	-4.2	-8.7
				100. 6	177. 7	16. 5	6				29. 0		
P5	764. 4	264. 4	17.	-	-	-	99.6	-	3.1	6.1	72.	-3.1	-6.1
				99.6	264. 4	17. 1		72.1			1		
P6	766. 7	264. 4	16.	-	-	-	96.4	72.1	3.0	6.0	-	-3.0	-6.0
				96.4	264. 4	16. 3					72. 1		
P7	641. 6	323. 6	16.	-	-	-	99.7	-	2.5	6.9	21.	-2.5	-6.9
				99.7	323. 6	16. 6		21.3			3		
P8	655. 0	322. 8	15.	-	-	-	92.2	19.8	2.8	7.0	-	-2.8	-7.0
				92.2	322. 8	15. 3					19. 8		
P9	957. 5	- 142. 9	3.9	-7.8	142. 9	- 3.9	7.8	-	17.	139.	89.	-	-
								89.1	1	9	1	17. 1	139 .9
P10	934. 0	- 138. 7	3.7	-7.6	138. 7	- 3.7	7.6	91.7	16.	139.	-	-	-
									7	4	91. 7	16. 7	139 .4
P11	790. 4	- 62.6	18.	-	62.6	-	113.	-	2.1	5.3	40.	-2.1	-5.3
				113. 5			18. 7	5	40.9		9		



P12	149 2.7	- 246. 8	20. 4	- 180. 7	246. 8	- 20. 4	180. 7	- 150. 0	6.4	16.8	150 .0	-6.4	- 16. 8	
P13	148 8.8	- 246. 1	19. 5	- 175. 1	246. 1	- 19. 5	175. 1	149. 0	6.4	16.6	- 149 .0	-6.4	- 16. 6	
P14	782. 3	- 62.0	17. 3	- 105. 2	62.0	- 17. 3	105. 2	40.9	2.1	5.3	- 40. 9	-2.1	-5.3	
P15	567. 4	- 208. 6	18. 6	- 170. 0	208. 6	- 18. 6	170. 0	74.3	3.2	8.3	74. 3	-3.2	-8.3	
P16	580. 2	- 208. 4	16. 8	- 158. 4	208. 4	- 16. 8	158. 4	73.7	3.4	8.4	- 73. 7	-3.4	-8.4	
P17	878. 3	- 71.4	15. 1	- 83.0	71.4	- 15. 1	83.0	11.9	3.1	5.7	11. 9	-3.1	-5.7	
P18	874. 3	- 70.9	14. 0	- 78.7	70.9	- 14. 0	78.7	14.	19.7	3.0	5.6	- 19. 7	-3.0	-5.6
P19	112 2.2	- 231. 1	24. 4	- 164. 3	231. 1	- 24. 4	164. 3	13.8	4.1	9.5	13. 8	-4.1	-9.5	
P20	111 8.9	- 230. 7	23. 4	- 159. 3	230. 7	- 23. 4	159. 3	7.1	4.1	9.4	-7.1	-4.1	-9.4	
P21	189 4.8	- 128. 0	19. 3	- 203. 0	128. 0	- 19. 3	203. 0	-2.1	12. 5	73.5	2.1	- 12. 5	- 73. 5	

Observações: Esforços com valores característicos; Forças em tf; Momentos em tfm; Sistema de coordenadas GLOBAL; CA é a cota de arrasamento/ assentamento da fundação.



CONSOLIDAÇÃO DAS COLUNAS DA TORRE EPÍSTOLA DA BASÍLICA DA PENHA – RECIFE

Consolidation Of The Columns Of The Tower Epistola Of The Basilica Of Penha – Recife

Carlos Weligton SOBRINHO ¹, Cláudia NASCIMENTO ², Josinaldo SOUZA ³

¹ Instituto de Tecnologia de Pernambuco, Recife-PE, Brasil, carlos@itep.br

² Universidade de Pernambuco, Recife-PE, Brasil, claurafaela@hotmail.com

³ Policonsult, Recife-PE, Brasil, josinaldoleandro@hotmail.com

Resumo: A Basílica de Nossa Senhora da Penha é um patrimônio histórico cuja construção data do século XIX, localizada no polígono de proteção federal que legisla sobre a circunvizinhança dos monumentos nacionais tombados, possui estilo peculiar de arquitetura de influências diversas (neorenascimento, neobarroco e o ecletismo) e apresentava graves problemas estruturais. A Basílica passou por estudos e recuperação em 2006 e anos seguintes, com a implantação dos Planos de Gestão da Conservação para a Basílica Nossa Senhora da Penha, restando apenas as Torres Sineiras da Epístola e do Evangelho a serem recuperadas. Em 2014, foi elaborado um projeto de reforço e recuperação estrutural para a edificação. Este artigo apresenta técnicas de consolidação das colunas da Torre Epístola, estruturadas em alvenaria de tijolos cerâmicos maciços e argamassa a base de cal, bastante fissuradas e danificadas, utilizando injeção de pasta de cimento para reestabelecimento da integridade das colunas e como preparativo para a realização de reforços estruturais nas torres que apresentavam processo de ruína. São explicitados os estudos de dosagem, os materiais utilizados e as técnicas de injeção utilizadas na consolidação das colunas. A solução usada para a consolidação se mostrou bastante eficiente durante o período de execução, e pretende contribuir para reforçar outras edificações que apresentem problemas estruturais semelhantes.

Palavras-chave: Basílica da Penha; Alvenaria de tijolos; Injeção Pasta de Cimento; Monumento Histórico; Consolidação de Colunas.

Abstract: The Basilica of Our Lady of the Penha is a historical patrimony whose construction dates from the nineteenth century, located in the polygon of federal protection that legislates on the surrounding of the national monuments, has peculiar style of architecture of diverse influences (neorenascimento, neo-baroque and eclecticism) And presented serious structural problems. The Basilica underwent studies and recovery in 2006 and following years, with the implementation of Conservation Management Plans for the of Our Lady of the Penha, leaving only the Towers of the Epistle and the Gospel to be recovered. In 2014, research was developed that foundations the elaboration of a project of reinforcement and structural recovery for the building. This paper presents techniques of consolidation of the columns of the Tower of the Epistles, structured in masonry of massive ceramic bricks and



mortar based on lime, very cracked and damaged, using cement paste injection to restore the integrity of the columns and as a preparation for the realization of Structural reinforcements in towers that were in the process of ruin. The dosage studies, the materials used and the injection techniques used in the consolidation of the columns are explained. The solution used for the consolidation proved to be very efficient during the execution period, and it intends to contribute to reinforce other buildings that present similar structural problems.

Keywords: Basilica of Penha; Brick Masonry; Injection Cement Paste; Historical Monument; Column Consolidation.

1. Introdução

Na cidade do Recife existem inúmeras construções de valores históricos e que exibem manifestações patológicas colocando em risco a estética e principalmente a segurança estrutural. Estudos sobre a preservação do Patrimônio Histórico têm sido intensificados nos últimos anos, isso se justifica, pois além do valor histórico, essas construções fazem parte da comunidade em que estão inseridas, sendo de grande importância cultural e política para a sociedade. Nesse contexto de patrimônio histórico com problemas patológicos está inserida a Basílica de Nossa Senhora da Penha.

A construção da Basílica data do ano de 1655 e seu término de cerca de 200 anos depois, possuindo grande importância histórica e estilo peculiar de arquitetura, de esculturas e de entalhes por serem de origens diversas, tais como o neorenascimento, neobarroco e o ecletismo. A Basílica apresentava problemas graves, onde a sua maior parte foram resolvidos a partir do ano de 2006 com a implantação dos Planos de Gestão da Conservação para a Basílica Nossa Senhora da Penha, restando apenas as Torres Sineiras (Epístola e do Evangelho) para recuperação.

Em 2014 foi desenvolvido um projeto de reforço e recuperação estrutural para estas duas torres, este projeto foi apresentado em Sobrinho e Costa (2016), tendo sido embasado em inspeções, investigações e modelagem numérica. As técnicas de reforço apresentadas como viabilizadoras das soluções propostas foram detalhadas tecnicamente no projeto, porém como de praxe, na implantação das propostas surgem alguns questionamentos e idéias práticas para sua efetiva aplicação, principalmente quando as proposições tem caracter inovador.

Este trabalho pretende mostrar a situação em que se encontravam as colunas e explicitar os procedimentos desenvolvidos para a consolidação da Torre Epístola. Optou-se por consolidar as colunas usando-se injeção de calda de cimento para preenchimentos de fissuras, trincas e rachaduras encontradas, como etapa de consolidação das colunas de alvenaria, preparatória para a execução de reforço conforme detalhado em projeto.

2. Referencial Teórico

Segundo a Téchne (2010) as fissuras são um tipo comum de patologia que podem interferir na estética, na durabilidade e nas características estruturais tanto em concreto quanto nas



alvenarias. Isso acontece quando a solicitação é maior que a capacidade de resistência do material e as fissuras tendem a aliviar as tensões geradas. Quanto maiores forem as restrições impostas aos materiais, maior será a intensidade das fissuras.

As fissuras podem ter origens internas e externas. As de origens internas estão ligadas a retração dos produtos à base de cimento e as alterações químicas dos materiais. As de origens externas são causadas por movimentações térmicas, higroscópicas, sobrecargas, deformações de elementos de concreto armado e recalques diferenciais. (TÉCHNE, 2010)

Para Helene *apud* IBDA (2017) trincas e rachaduras se enquadram no termo técnico fissura, onde as ativas e progressivas (aberturas maiores que 0,3 milímetros) devem ser tratadas como graves.

O IBDA tem definições distintas para fissuras, trincas e rachaduras. São elas:

Fissuras são aberturas finas e alongadas na superfície do material e não implicam na diminuição da segurança;

Trincas podem diminuir a segurança estrutural, pois compreendem na separação em partes dos componentes;

Rachaduras são aberturas que ocasionam interferências indesejáveis (entrada de vento e água da chuva, por exemplo).

É importante, neste instante, se introduzir o conceito de reparo, reforço e recuperação. Entende-se por reforço a intervenção que tem por objetivo aumentar a capacidade de resistir às solicitações da estrutura. O reforço pode ser necessário quando há um aumento de carga solicitante na estrutura ou quando há falha de projetos. Já a recuperação é a necessidade de se reestabelecer a integridade. Por fim o reparo é a correção de um defeito pontual. (TÉCHNE, 2009)

No caso da Torre Epístola, foram necessários reparos, reforços e recuperação para garantir a segurança estrutural. Neste trabalho, serão explicadas as técnicas usadas para a consolidação das colunas, onde serão mostradas as técnicas de preenchimento com injeção de calda de cimento aditivada preparativos com graute tix e bicos purgadores para possibilitar o preenchimento dos vazios existentes.

2.1 Injeção de Calda de Cimento

Segundo a NBR 7681-1(2013) a calda (pasta) de injeção é o material obtido pela mistura de cimento, água e, eventualmente aditivos e/ou adições minerais.

A calda de cimento pode ser usada para preenchimentos de fissuras, trincas e rachaduras desde que apresente características adequadas, sendo elas:

Viscosidade adequada ao preenchimento;

Boa trabalhabilidade dentro dos limites exigidos para o preenchimento;

Estabilidade da mistura dos componentes;

Pequena retração volumétrica devida às reações da mistura;

Boa aderência;

Boa resistência;



Os componentes devem ser muito bem misturados, com aparelhagem adequada, para que não sedimentem ou se separem dentro da fissura. (THOMAZ, 2017)

Alem disso a calda de cimento a ser empregado deve atender aos critérios determinados pela NBR 7681-1 (2013), são eles:

Teor de cloro proveniente de cloretos de no máximo igual a 0,10%;

Teor de enxofre proveniente de sulfetos de no máximo igual a 0,20%;

Temperatura máxima para aplicação de 40°C;

Relação água/cimento deve ser igual ou inferior a 0,40.

2.2 Aparelhamento com Graute Tix para inserção de purgadores

O Graute tixotrópico é uma argamassa composta de cimento Portland, areia de quartzo de granulometria selecionada e aditivos especiais convenientemente dosados. (SIKAGROUT, 2017)

O Graute tix possui como propriedades:

Excelente adesividade e trabalhabilidade;

Não contém cloretos;

Retração compensada;

Excelente resistência à carbonatação;

Possui elevada resistência à compressão;

Tixotrópico, ou seja, pode ser aplicado manualmente em superfícies verticais e horizontais sem uso de fôrmas;

Possui versatilidade de uso devido ao alto desempenho;

Comercialmente vendido em sacos de 25kg. (SIKAGROUT, 2017)

3. Descrição da Torre Epístola

3.1 Características da Torre

A torre Epístola apresenta altura total de 41,61m e possui oito colunas em alvenaria de tijolos cerâmicos maciços e argamassa a base de cal que vão dos níveis +22,21m ao +31,23m. Os trabalhos que serão explicados neste artigo, foram os realizados no trecho entre os níveis +22,21m a +27,81m. As figuras 1 e 2 mostram em planta as colunas e detalhe ampliado destas.

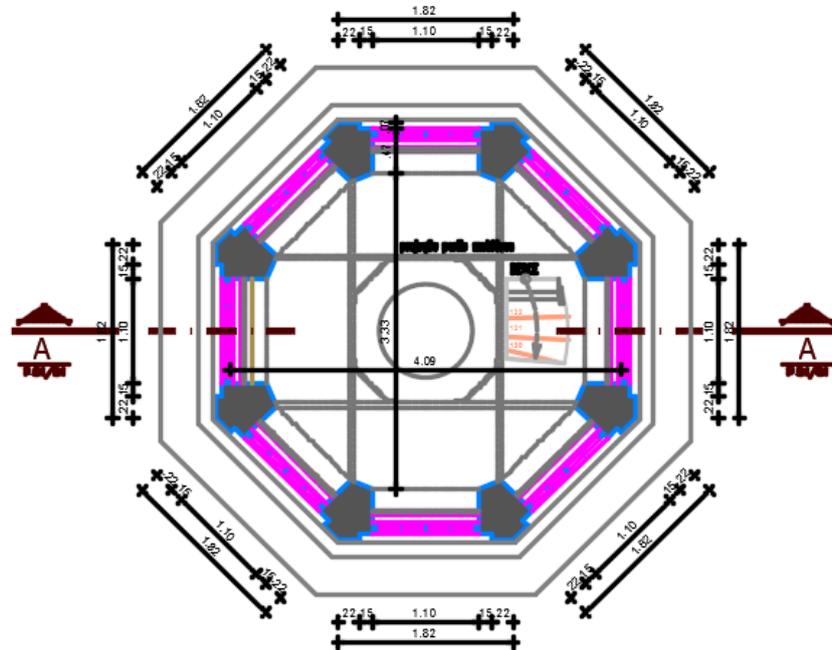


Figura 1 – Planta Baixa das Colunas (Cota +22,21m). Fonte: Tinoco, 2006.

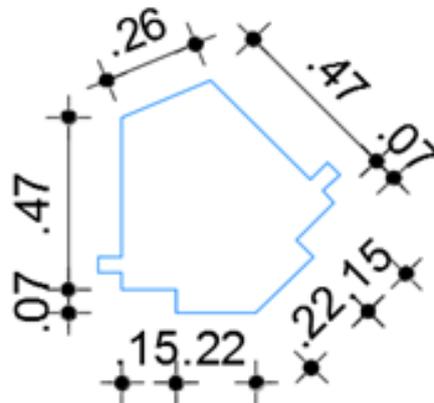


Figura 2 – Detalhe das Oito Colunas do Nível 3. Fonte: Tinoco, 2006.

3.2 Manifestações Patológicas nas Colunas

Nas colunas existiam fissuras, trincas e rachaduras que podem ter as seguintes origens:

Presença de água causando aumento de volumes dos tijolos ou dissolvendo algum de seus componentes;

Oxidação das barras de aço causando aumento na seção, gerando expansão e abrindo rachaduras.



A figura 3 mostra as rachaduras nas colunas, onde as maiores dimensões mediam cerca de 7cm de espessura. Dentro das colunas haviam barras de aço, que datam possivelmente da época da construção, que estavam oxidadas como se pode ver na figura 4.



Figura 3 – Rachaduras em uma das Colunas da Torre Epístola. Fonte: Autor, 2017.



Figura 4 – Barra de Aço Dentro da Coluna da Torre Epístola. Fonte: Autor, 2017.

4. Consolidação das Colunas

4.1 Estudos de dosagem da calda de cimento

Objetivando reestabelecer a integridade das colunas de alvenaria, bastante fissuradas em decorrência da oxidação das armaduras inseridas, da ação de raízes de arbustos e da própria movimentação estrutural, foram injetadas calda de cimento através de bomba manual (graxeiro de 5 litros).

Os estudos de dosagem da calda de cimento teve como princípio a fluidez determinado através de cone de Marsh e as características de exsudação após o preenchimento de CPs cilíndricos. Neste estudo foram testadas várias reações água/cimento e a incorporação de adições (cal e metacaulim) e de aditivo plastificante.

O quadro 1 apresenta os resultados dos testes realizados em misturas experimentais.



Quadro 1 - Estudo de viscosidade de misturas experimentais de calda de cimento

amostra	Cimento	água	adição	aditivo	tempo marsh	observações no preenchimento dos CPs
1	1000	1000			8:15	Muito abatimento, vazio interior
2	1500	750			27:26	medio abatimeto, aspecto denso
3	800	800	400	rejunte	11:50	pouco abtimento aspecto compacto
4	600	600	600	rejunte	36:37	pouco abtimento aspecto compacto
5	700	1050	350	cal-CHII	9:10	muito abatimento, vazio interior
6	800	800	200	cal-CHII	10:88	medio abatimeto, aspecto preenchedor
7	1400	700		40 cemix	08:30	pouco abatimento, aspecto denso
8	1400	700	350	cal	40 cemix	pouco abtimento aspecto compacto
9	1400	700	140	metacalim	40 cemix	pouco abtimento aspecto compacto

A calda representada pela amostra 7 foi tomada como referência para ser utilizada na obra, considerando a facilidade da mistura e os resultados obtidos, fluidez de 8min e 30s para vaziar 1,0litros no cone marsh e baixa exsudação. A figura 5 apresenta uma composição de fotos que mostram as etapas dos testes em laboratório.



a) Preparação cone



b) Medição tempo fluidez



c) Aspecto do preenchimento CP

Figura 5- Etapas do estudo de viscosidade das caldas. Fonte: Autor, 2016.

4.2 Execução da injeção

As etapas de injeção da calda nas fissuras consistiram inicialmente de retirar os revestimentos existentes em cada coluna, uma a uma, e proceder a limpeza dos resíduos utilizando compressor de ar, seguido da fase de colmatação das arestas externas das fissuras com graute tix, inserindo purgadores de plástico com diâmetro 5/16" (~8mm) de 15 cm de comprimento e instalados a cada 30cm ao longo das fissuras.

Na sequência a calda era impulsionada pela bomba injetora (graxeiro) e canalizada por tubulação de polipropileno até os purgadores, sendo selecionados os de nível mais baixo até verificar o vazamento pelo purgador mais próximo. A figura 6 apresenta uma sequencia de fotos que mostram as etapas de injeção.



a) Fixação de bicos b) Mistura manual calda c) Injeção da calda com graxeiro purgadores

Figura 6- Etapas de injeção nas colunas da torre da Epístola. Fonte: autor, 2017.

Testes de verificação da eficácia da injeção foram obtidas através de extração de testemunhos com serra copo, onde a pasta preenche todo espaço vazio criado pela fissura. Ver figura 7.



Perfuração com serra copo na linha da fissura Furo na linha da fissura colmatada c) Amostras mostrando eficácia da injeção

Figura 7- Verificação da eficácia da injeção das fissuras. Fonte: autor, 2017.

5. Conclusões

Estudar e recuperar patrimônios históricos significa preservar a estética e a sua estrutura. A Basílica Nossa Senhora da Penha é um dos patrimônios mais importantes da cidade do Recife devido a sua riqueza arquitetônica e sua religiosidade, a missa de São Felix todas as sextas é o melhor exemplo disso.



O objetivo desse trabalho foi o de mostrar a situação em que se encontravam as colunas e explicitar os procedimentos para sua consolidação na Torre Sineira da Basílica.

A solução para preenchimentos das fissuras, trincas e rachaduras usando injeção de calda de cimento mostrou ser eficiente na consolidação das alvenarias de tijolos cerâmicos.

A consolidação das colunas se constituiu como etapa preliminar para a execução do projeto de reforço e recuperação estrutural das torres da Basílica.

A metodologia de consolidação empregadas neste trabalho constitui a base de uma técnica inovadora de recuperação de elementos de alvenaria, constituindo-se assim em uma linha de trabalho e pesquisa em monumentos históricos.

A solução utilizada nas Torre Sineira Epístola poderá ser usada em outras estruturas históricas ou em empreendimentos de características semelhantes.

Com o intuito de dar continuidade a estudos de estruturas em alvenaria argamassada, sugere-se pesquisas nas seguintes linhas:

Otimizar o traço da pasta de cimento para injeções em colunas de alvenaria argamassadas;

Realizar ensaios a compressão e verificar a resistencia caracteristica do sistema alvenaria argamassada x pasta de cimento x graute.

Agradecimentos

A FUNDARPE –Fundação do Patrimônio Histórico e Artístico de Pernambuco, a Prefeitura da Cidade do Recife e a Província da Penha pelo financiamento da obra de reforço em curso.

Referências

Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7681-1. Norma Brasileira de Calda de Cimento para Injeção parte 1: Requisitos. 2013.

Comercial Antonio Carvalho (2016) – Ficha Técnica SikaGrout Tix. (Visita site 2017)
<http://www.cacarvalho.com.br/common/pdf/fichaTecnica/con-sikagrout-tix.pdf>.

IBDA, 2017. Trincas, fissuras, fendas e rachaduras exigem cuidado. (Visita site 2017).

<http://www.forumdaconstrucao.com.br/conteudo.php?a=17&Cod=1579>

Sobrinho, C.W.A. P., Costa, A. C. (2016), Histórico, situação e reforço das torres Sineiras da Basílica da Penha-Recife-Brasil. Revista ALCONPAT, Volumen 6, Número 3, Páginas 200 – 213.

Téchne, 2009. Reparo, reforço e recuperação de concreto. (Visita site 2017).
<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/146/artigo285462-1.aspx>

Téchne, 2010. Não é concreto nem argamassa. (Visita site 2017).
<http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/107/artigo285013-1.aspx>



XIII Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas
XIII Congreso Internacional sobre Patología y Rehabilitación de Estructuras
XIII International Conference on Structural Repair and Rehabilitation

7-9 September, 2017, Crato (Ceara), Brasil

_____. Trinca ou Fissura? (Visita site 2017). <http://techne.pini.com.br/engenharia-civil/160/trinca-ou-fissura-como-se-originam-quais-os-tipos-285488-1.aspx>

Thomaz, E. (2017) - Materiais para preenchimento de fissuras no concreto. (Visita site 2017) - <http://aquarius.ime.eb.br/~webde2/prof/ethomaz/fissuracao/exemplo150.pdf>

Solotrat (2017) – Manual Injeção de Consolidação. (Visita site 2017)
http://www.solotrat.com.br/dados/pt_ManInjecaoDeConsolidacao.pdf



AVALIAÇÃO, ANÁLISE E REFORÇO DA ESTRUTURA DE EDIFICAÇÃO EM CONCRETO ARMADO: ESTUDO DE CASO EM BRASÍLIA.

Evaluation, Analysis And Structural Reinforcement Of A Concrete Building: Case Study In Brasília.

Jocinez Nogueira LIMA¹, Matheus Nunes REIS², Thiago Araujo MACEDO³

¹ Centro Universitário de Brasília, DF, Brasil, Jocinez.lima@uniceub.br

² Centro Universitário de Brasília, DF, Brasil, matheusnreis95@gmail.com

³ Universidade de Brasília, DF, Brasil, thiagoaramac@gmail.com

Resumo: Neste trabalho foi feita análise estrutural da edificação presente no Clube Monte Líbano, localizado em Brasília, para verificar o desempenho estrutural do edifício, visto que o intuito é realizar a construção de um novo pavimento sobre esta edificação. A metodologia consistiu em ensaios não destrutivos (esclerometria e avaliação de penetração de carbonatação com fenolftaleína); na elaboração do projeto arquitetônico as built e do projeto estrutural, visto que o clube não possui nenhum registro de projetos estruturais. Além destes foram executadas inspeções visuais e verificações *in loco* da estrutura identificando as principais manifestações patológicas encontradas no edifício, e ainda a análise e dimensionamento da estrutura com o auxílio dos softwares Eberick V10, SAP2000 V17 e o Visual Metal. As lajes, vigas e pilares demonstraram deformações compatíveis e armaduras suficientes para resistir aos esforços solicitantes. Porém ao acrescentar o pavimento superior verificou-se a necessidade de reforço em diversos elementos. Para alívio de cargas foi escolhida estrutura metálica e cobertura com telha termoacústica, eliminando a necessidade de reforços mais sofisticados. Em acréscimo, são apresentados os projetos arquitetônicos, os projetos de reforço estrutural da edificação e os projetos de estruturas metálicas do novo pavimento proposto. Ademais, são citadas algumas medidas corretivas necessárias para o restabelecimento do desempenho adequado das áreas afetadas.

Palavras-chave: Avaliação, Análise, Reforço, Concreto Armado

Abstract: In this paper was done a structural analysis of the “Monte Líbano” club, located in Brasília, aiming to verify the structural performance of the building, once the owner wants to build a new floor above the existing one. The methodology consisted in non-destructives tests (esclerometry and carbon penetration with phenolphthalein); in the elaboration of architectural and structural as built. In addition, visual inspections and on-site verification of the structure were carried out, identifying the main pathological manifestations found in the building, as well as the analysis and design of the structure with the help of Eberick V10, SAP2000 V17 and Visual Metal software. The slabs, beams and pillars demonstrated compatible deformations and armor sufficient to withstand the applicant efforts. However, when adding the upper deck, it was verified the need of reinforcement in several elements.



For load relief was chosen metal structure and roof with thermoacoustic tile, eliminating the need for more sophisticated reinforcements. In addition, the architectural projects, the structural reinforcement projects of the building and the metal structures projects of the proposed new pavement are presented. In addition, some corrective measures are necessary to restore the adequate performance of the affected areas.

Keywords: Evaluation, Analysis, Reinforcement, Reinforced Concrete

1. Introdução

Tomar nota das condições estruturais de uma edificação é imprescindível na prevenção de acidentes e de maiores danos, os quais podem levar parte ou conjunto de elementos à instabilidade e até possível ruptura, como pode ocorrer no caso recorrente de adições de novos pavimentos numa estrutura pré-existente.

A edificação estudada no Clube Monte Líbano é mais um exemplo que mostra a importância da inspeção, análise e diagnóstico antes de qualquer alteração a ser realizada na concepção estrutural. Segundo Helene (1988) é possível avaliar sem dificuldades as manifestações patológicas devido ao maior conhecimento de mecanismos agressivos aos materiais e à tecnologia desenvolvida na atualidade.

2. Descrição da Edificação

A edificação em estudo é um prédio de uso comercial, localizado na SCES Trecho 2, SHCS, Brasília – DF, com as seguintes coordenadas geográficas: latitude 15°49'9.65"S e longitude 47°50'45.77"O.

O edifício localizado no Clube Monte Líbano é constituído de um único pavimento, com uso comercial, que atualmente é utilizado para depósito de materiais.

A Figura 01 apresenta uma vista geral da fachada lateral esquerda do prédio.



Figura 01 – Vista da edificação avaliada no Clube Monte Líbano. (Fonte: autores)

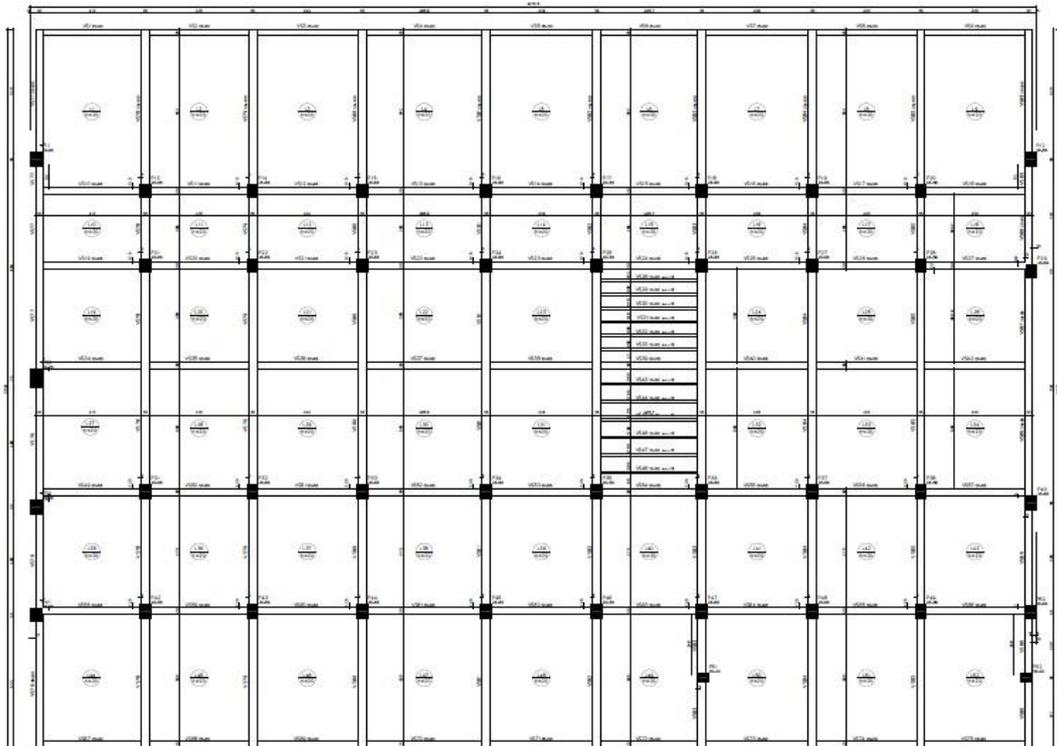


Figura 02 –Planta de forma do pavimento superior da edificação. (Fonte:ECTA engenharia)

Dados da edificação em análise no Clube Monte Líbano:

- Tipo do Imóvel: Comercial;
- Tipo da Edificação: Térrea;
- Estrutura: Concreto armado;
- Alvenaria de Vedação da Fachada: Blocos cerâmicos;
- Revestimento das Fachadas: emboço em argamassa mista, com acabamento em pintura (textura).

3. Manifestações Patológicas

Cabe ressaltar que o levantamento *in loco* foi utilizado para identificar as características gerais e específicas da edificação. As manifestações patológicas foram identificadas através de inspeções visuais executadas. Em seguida, como metodologia de estudo, as áreas comuns foram desmembradas em regiões para facilitar o levantamento técnico do edifício, através de avaliação, identificação e documentação de manifestações patológicas e falhas construtivas existentes.



As principais manifestações patológicas encontradas nas dependências das edificações foram sinais de infiltrações, trincas/fissuras, lixiviação, deslocamento e carbonatação do concreto, como também armaduras expostas ocasionando a corrosão do aço. As figuras 03 à 11 mostram as principais patologias encontradas.



Figura 03 –Trincas na laje de piso. (Fonte: autores)





Figura 04 –Armadura exposta e corroída na platibanda. (Fonte: autores)



Figura 05 –Junta de dilatação deteriorada na platibanda. (Fonte: autores)



Figura 06 –Fissuras na fachada lateral esquerda da edificação. (Fonte: autores)



Figura 07 –Mancha de infiltração na laje e no pilar. (Fonte: autores)



Figura 08 –Ligação de pilar metálico com viga. (Fonte: autores)





Figura 09 –Deslocamento de revestimento argamassado. (Fonte: autores)



Figura 10 –Rachadura na junção da viga com parede de alvenaria e com o pilar. (Fonte: autores)



Figura 11 –Laje com eflorescência. (Fonte: autores)



4. Ensaios Não Destrutivos

Para complementação da avaliação também foram realizados ensaios não destrutivos, como a esclerometria e a avaliação de penetração de carbonatação com fenolftaleína. Importante ressaltar que todos os ensaios foram realizados de acordo com as normas nacionais e internacionais. Para o trabalho no Clube Monte Líbano foram realizados 2 ensaios de esclerometria nos pilares P14 e P28 para estimar a qualidade do concreto endurecido. A localização destes elementos estruturais pode ser consultada na forma do pavimento superior em anexo. Os resultados de ambos ensaios são apresentados na tabela 01.

Empresa / Projeto		Clube Monte Líbano														Obra:		Clube Monte Líbano				Esclerômetro:		Controls, model 53-C0181/N,	
Data do Ensaio:		27/04/2017														Localização:		Diversos				serial n°		13006635, $\alpha = 0^\circ$	
ÍNDICES ESCLEROMÉTRICOS																RESISTÊNCIAS À COMPRESSÃO (MPa)									
LOCAL ENSAIADO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	IE(*1)médio	IEmédio x K(*2)	Resistência Média	Dispersão do Esclerômetr	Resistência Mínima	Resistência Máxima			
Pilar - P14	22	17	23	25	24	24	24	24	23	22	22	24	26	23	20	24	23	22	24,0	6,0	18,0	30,0			
Pilar - P28	30	31	32	32	30	28	34	32	27	31	30	29	30	30	28	30	30	29	30,0	6,5	23,5	36,5			
Observações:	(*1) IEmédio = Índice esclerométrico médio.																								
	(*2) k = Coeficiente de correção do índice esclerométrico (k=0,95).																								
	(*3) Índices Esclerométricos com o asterisco foram descartados pois diferem em + 10% quando comparados ao IEmédio (NBR 7584).																								
	Para a correlação entre o Índice Esclerométrico e a Resistência à Compressão do Concreto foi utilizada a correlação do próprio equipamento.																								

Tabela 01 – Resultados dos ensaios de esclerometria. (Fonte: autores)

Analisando os resultados pôde-se observar que de acordo com o ensaio de esclerometria os concretos da edificação analisada apresentam boa dureza superficial. Porém quando esses resultados são comparados com os resultados da avaliação da penetração de carbonatação com fenolftaleína em que houve a carbonatação do concreto de toda a superfície aplicada esses resultados não podem ser levados em consideração. Segundo a NBR 7584/2012, a influência da carbonatação na dureza da superficial do concreto é significativa e promove a superestimação da resistência.

Ao correlacionar estes resultados, os autores aconselharam a utilização de resistência de 15 Mpa para a edificação. Este valor de Resistência à compressão do concreto foi utilizado somente na elaboração do projeto estrutural para a verificação da construção de um novo pavimento, e não para o projeto de reforço estrutural.

A carbonatação do concreto é o termo utilizado para a penetração de dióxido de carbono em elementos de concreto. Esta penetração passa a ser preocupante quando ultrapassa os limites de cobrimento das armaduras, pois pode causar a corrosão destas armaduras, deixando a estrutura vulnerável.

Para medir a alteração do ph do concreto faz-se a aspersão de um indicador de ph. No caso do Clube Monte Líbano foi utilizada uma solução de fenolftaleína. Ao aplicar fenolftaleína nos pilares a região de concreto não carbonatada (ph entre 8,3 e 9,5) assume uma coloração rosa. Já a região carbonatada não apresenta alteração de coloração (ph inferior a 8,3).



As figuras 12 e 13 apresentam a realização de aspersão de fenolftaleína nos pilares P14 e P50 da edificação em estudo.



Figura 12 – P14 antes da aplicação da fenolftaleína (esquerda) e após aplicação (direita) (Fonte: autores)



Figura 13 – P50 antes da aplicação da fenolftaleína (esquerda) e após aplicação (direita) (Fonte: autores)

Cabe enfatizar que os ensaios foram realizados nos pilares sem o emboço, direto no concreto. Após a avaliação da penetração de carbonatação do concreto nos pilares pode-se observar que no pilar P14 existe a presença de alguns pontos de cor rosa clara, porém toda a sua superfície está carbonatada. Assim como no pilar P50, em que após a aplicação da substância continuou incolor o que também indica a carbonatação do concreto. Dessa



forma chegou-se à conclusão de que houve carbonatação do concreto em toda a superfície em que se aplicou a fenolftaleína.

5. Análise do Projeto Estrutural e Reforço

A análise estrutural se baseia nas normas NBR 6118-2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimentos e NBR 6120-2000 (corrigida) – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Esta análise foi feita com base nos dados coletados nos levantamentos *in loco*, nas inspeções visuais, na elaboração do projeto arquitetônico as built, bem como nos ensaios de esclerometria e avaliação da carbonatação do concreto. Dessa forma foi possível fazer o projeto estrutural com o auxílio do software Eberick V10, de dimensionamento e análise estrutural.

De acordo com a análise computacional, as dimensões das vigas, as armaduras, as fissuras e as flechas, estão de acordo com a NBR 6118-2014, atendendo aos Estados Limites Último e de Serviço. Porém quando se acrescenta o pavimento superior observa-se que algumas vigas e lajes não atendem os estados limites de serviço e Último.

Assim conclui-se que a estrutura projetada não suporta a implantação de um novo pavimento, sendo necessário um plano de recuperação com reforço estrutural de vigas, pilares e lajes. Dessa forma o projeto de reforço estrutural foi proposto neste estudo, assim como o projeto estrutural do novo pavimento. Os materiais e carregamentos estão de acordo com as especificações do projeto estrutura original coletados *in loco*.

Para a modelação do projeto estrutural do novo pavimento foi utilizado o software SAP2000 V17 com o Método dos Elementos Finitos, para a análise e dimensionamento da estrutura em uma análise estática linear, e o software Visual Metal. Deste modo, optou-se por uma estrutura metálica e a cobertura com telha termoacústica, por ter o peso próprio menor é mais leve que o concreto armado, facilitando o transporte e a montagem, assim como ter menor sobrecarga sobre a estrutura existente podendo reduzir o custo do reforço estrutural. Além de ter alta resistência e conseguir vencer grande vãos, podem ser produzidas com aços resistentes à corrosão e assim aumentar a vida útil da edificação.

Nas figuras 14, 15, 16, 17 e 18 são apresentados a planta baixa do projeto arquitetônico, a imagem em 3D do projeto estrutural as built, a forma do pavimento superior do projeto de reforço estrutural da edificação, o projeto de estruturas metálicas do novo pavimento proposto e a imagem em 3D do projeto de estruturas metálicas.

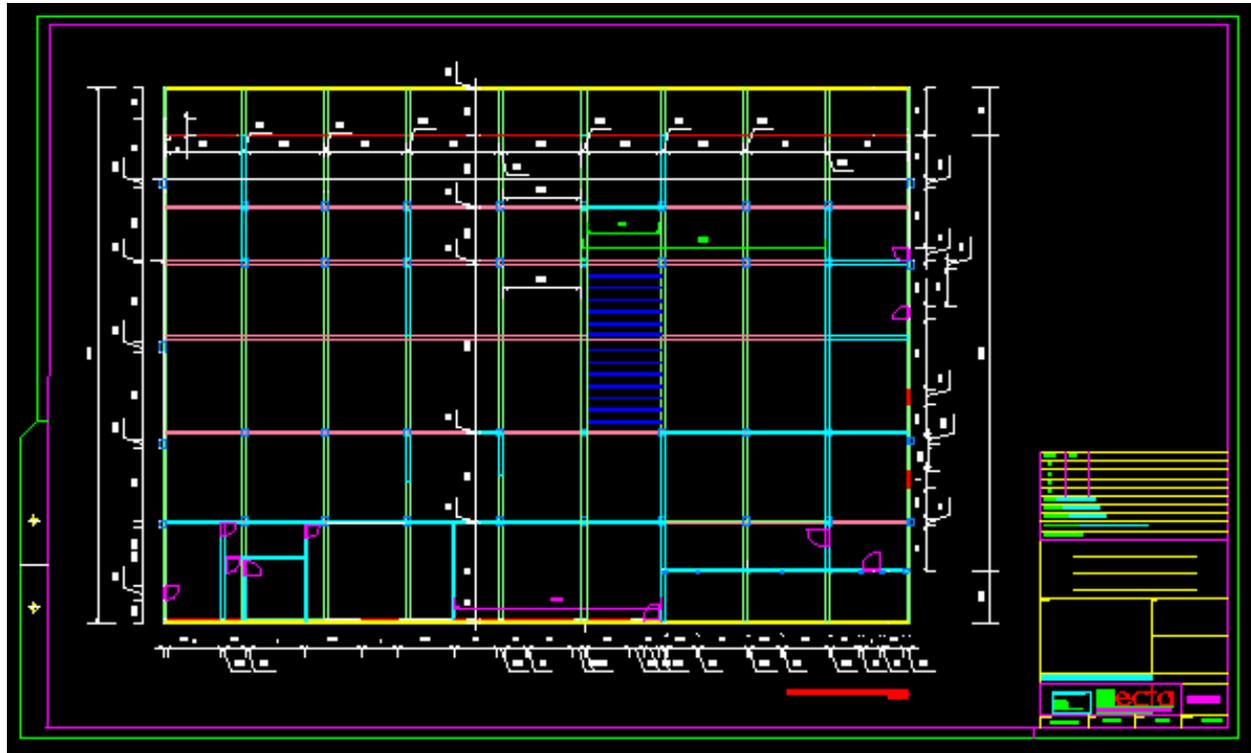


Figura 14 –Planta baixa do projeto arquitetônico *as built*. (Fonte: ECTA engenharia)

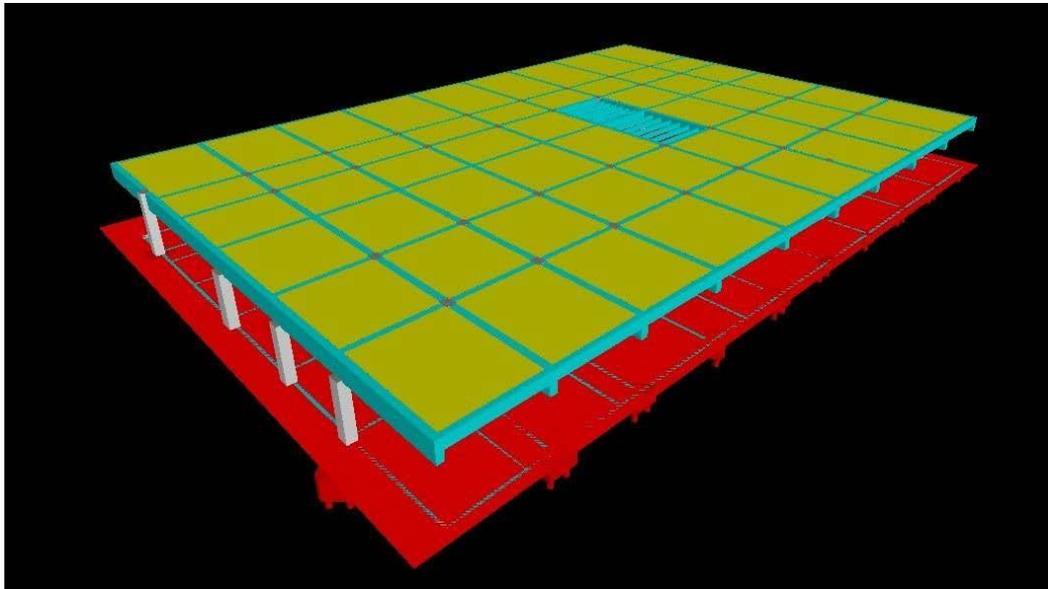


Figura 15 –Imagem em 3D do projeto estrutural *as built* (Eberick). (Fonte: Autor)

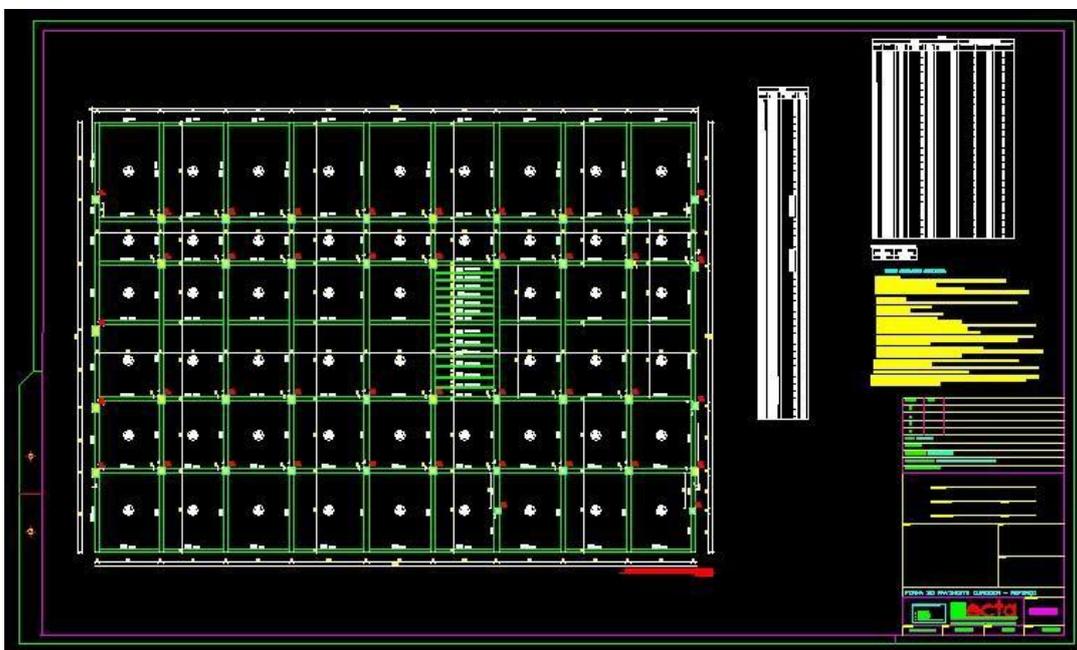


Figura 16 –Forma do pavimento superior do projeto de reforço estrutural da edificação (Eberick). (Fonte: Autor)

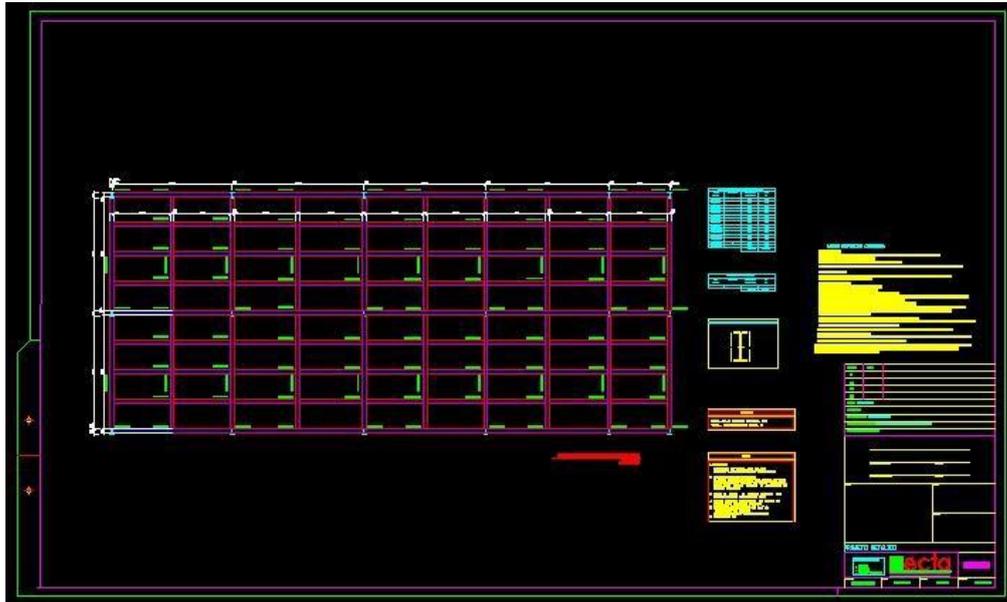


Figura 17 –Forma do pavimento superior do projeto de estruturas metálicas do novo pavimento proposto (Eberick). (Fonte: Autor)

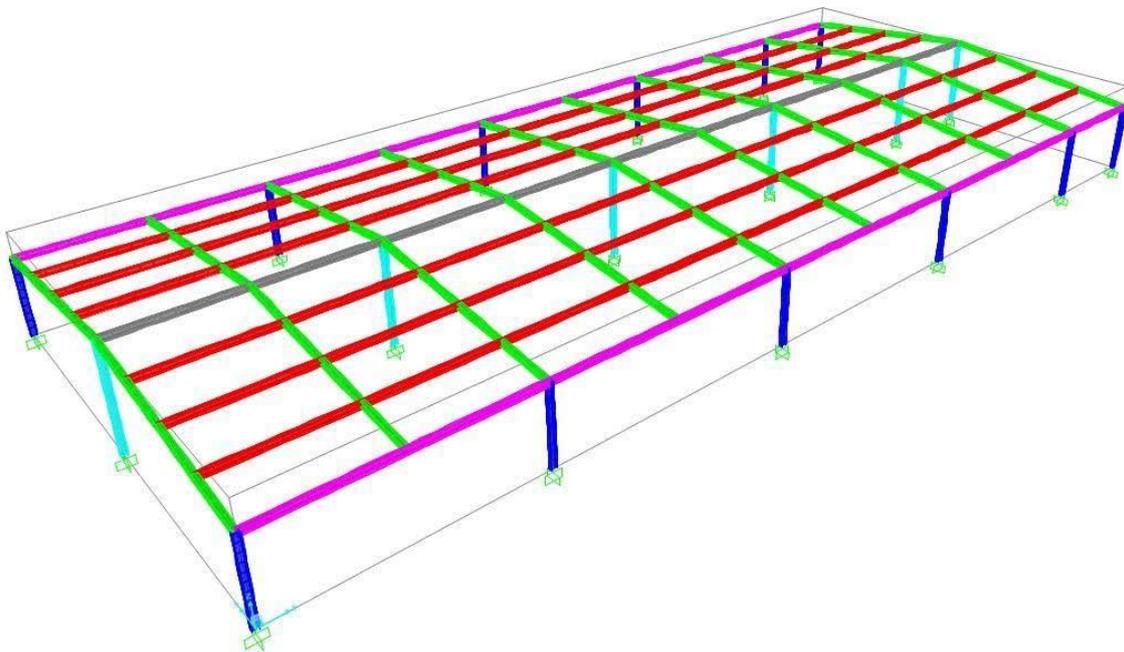


Figura 18 –Imagem 3D da estrutura metálica do novo pavimento (SAP 2000). (Fonte: Autor)

Não se dispõe de dados acerca do controle tecnológico do concreto e dos materiais: dosagens utilizadas, tipo de cimento e do agregado, relação a/c, resultados dos ensaios de compressão do concreto, de tração e dobramento do aço, etc. Também não foram localizadas informações referentes à elaboração da mistura do concreto, que indicassem se a trabalhabilidade estava adequada às dimensões das peças e à taxa de armadura, dados sobre o adensamento e cura do concreto, etc. Por isso foram realizados ensaios não



destrutíveis do concreto, verificações *in loco* e inspeções visuais na edificação localizada no Clube Monte Líbano.

Recomenda-se um estudo do solo para conhecer a fundação dessa edificação, para a determinação dos tipos de solo, se este possui o desempenho adequado e suporta as cargas atuantes na estrutura atual, se suportaria as novas cargas provenientes da construção de um novo pavimento, como também a necessidade de reforço estrutural das fundações.

6. Conclusões

Deve-se dar uma atenção especial às estruturas de concretos quando se é observado armaduras expostas, rachaduras, trincas/fissuras e infiltrações, pois podem se propagar e diminuir a vida útil da estrutura.

Nesta edificação as manifestações patológicas mais graves são a corrosão das armaduras expostas, o possível recalque do solo, gerando movimentação da estrutura, a carência de impermeabilização adequada, assim como, a falta de manutenção periódica do edifício como um todo, o que ocasionou o surgimento de rachaduras, fissuras/trincas, e dessa forma originaram-se as infiltrações na estrutura.

De acordo com a análise computacional, as lajes, vigas e pilares possuem deformações compatíveis e armaduras suficientes para resistir aos esforços solicitantes. Porém ao acrescentar o pavimento superior verifica-se a necessidade de reforço em diversos elementos, e ainda se recomenda a realização de uma prova de carga, para verificarmos os estados limites de utilização e as flechas admissíveis.

Sendo assim, de uma maneira geral, o agravamento dessas patologias pode ser atribuído a problemas executivos, à falta de um plano de manutenção preventiva eficiente e ao desgaste natural dos elementos estruturais.

Diante do apresentado neste estudo de caso fica evidente a importância de estudos preliminares das condições estruturais a fim de evitar maiores danos ou até mesmo acidentes devido à má utilização de edificações e/ou construções de novos pavimentos. Além disso, reforça-se a relevância da existência de registros de projetos estruturais.

Referências Bibliográficas

ABNT NBR 6118 (2014). *Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ABNT NBR 7584: *Concreto Endurecido – Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão*. Rio de Janeiro, 2012.

ABNT NBR 6120 – 2000 (Corrigida) – *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, 1980.

HELENE, P. R. L. Manual prático para reparo e reforço de estruturas de concreto. 1.Ed. São Paulo, Pini, 1988.



REFORÇO ESTRUTURAL EM EDIFÍCIO DE CONCRETO PROTENDIDO DEVIDO A MUDANÇA ARQUITETÔNICA

Structural Strengthening On Prestressed Concrete Building By Architectonical Change

Brenda DE ALMEIDA GABRIEL¹, Brenda LACERDA DEL PIERO², Bruno CEOTTO SOBRINHO³

¹ Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Vila Velha, Espírito Santo, Brasil,
brenda.gabriel@hotmail.com

² Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Vila Velha, Espírito Santo, Brasil, b.lacerdadp@gmail.com

³ Professor Mestre em Engenharia Civil, Universidade Vila Velha, Espírito Santo, Brasil,
bruno.sobrinho@uvv.br

Resumo:

O reforço estrutural constitui-se num importante recurso utilizado no campo da Engenharia Diagnóstica, sendo indicado para situações que envolvam mudanças de uso com acréscimos de carga, erros de execução ou mesmo alterações ou erros de projeto. A demanda por esse tipo de intervenção vem aumentando com o passar dos anos em decorrência do surgimento de obras executadas com baixa qualidade, em desacordo com as recomendações normativas e, em muitos casos, relacionadas a prazos inadequados, aliados a problemas de execução, que, a seu tempo, cobram o seu preço, como por exemplo, mediante a execução de obras de reforço estrutural. No presente artigo foi apresentado, inicialmente, um breve resumo envolvendo algumas técnicas utilizadas no ramo de reforço estrutural, e a recomendação dessas técnicas para algumas situações específicas. Em seguida, realizou-se um estudo de caso envolvendo o reforço estrutural de um edifício residencial para o qual, após seis anos de paralisação, foram propostas algumas mudanças arquitetônicas. De forma complementar, na estrutura do edifício em questão, também foram observados problemas patológicos decorrentes da sua exposição às intempéries ao longo do período de paralisação de suas obras. Devido a isso, além do reforço estrutural demandado pela mudança no projeto arquitetônico, outras providências tiveram que ser tomadas mediante algumas constatações obtidas por meio de ensaios e de parecer técnico elaborado por empresa especializada.

Palavras-chave: Técnicas de reforço, engenharia diagnóstica, estrutura exposta, intervenção estrutural, recuperação estrutural.

Abstract:

Structural reinforcement is an important resource used in Diagnostic Engineering field, and is indicated to situations that involve changes of use with load increases, errors of execution or even alterations or design errors. Demand for this kind of intervention has been increasing over the years due to occurrence of works performed with low quality, in disagreement with normative recommendations and, in many cases, related to inadequate deadlines, together with problems of execution, which, in due course, may charge their price, for example through execution of structural reinforcement works. In present article, a brief summary was



presented, involving some techniques used in structural reinforcement field, and the recommendation of these techniques for some specific situations. Next, a case study was carried out involving the structural strengthening of a residential building for which, after six years of downtime, some architectural changes were proposed. Complementarily, in the structure of the building in study, pathological problems were also observed due to its exposure to bad weather during the period of its works' standstill. Due to this, besides the structural reinforcement demanded by the change in the architectural design, other measures had to be taken through some evidence obtained through trials and technical opinion prepared by a specialized company.

Keywords: Strengthening techniques, diagnostic engineering, exposed structure, structural intervention, structural recovery

1. Introdução

No decorrer dos últimos anos, a indústria da construção civil brasileira tem apresentado um crescimento significativo na demanda por serviços de recuperação e reforço estrutural. Tal demanda tem despertado o interesse de inúmeras empresas prestadoras de serviço de engenharia, assim como de profissionais, que estão se especializando neste ramo de atividades para melhor atender a este nicho de mercado. Esta demanda abrange desde serviços de pequenas reformas até aqueles envolvendo obras de maior vulto, como as obras de arte especiais (OAEs). A origem da necessidade de execução dos trabalhos de recuperação e reforço em estruturas, normalmente está associada ao atendimento de determinadas necessidades específicas, que, de uma maneira geral, podem ser motivadas por fatores diversos, tais com: mudança de uso, reformas e retrofits, acidentes de diversas origens, deficiência de manutenção e uso, erros de projeto e erros de execução.

Em todos os casos mencionados, o objetivo almejado é a garantia da segurança da estrutura em relação à finalidade para a qual foi projetada. Normalmente os serviços de recuperação estrutural visam o restabelecimento das condições de segurança do projeto original, já os serviços de reforço estrutural visam o aumento da capacidade portante dos elementos estruturais a fim de tornar a estrutura existente segura. Embora estes serviços apresentem características próprias, ambos compartilham técnicas e procedimentos semelhantes.

Em ambos os casos, as especificações a serem adotadas nos serviços de recuperação e reforço estrutural são definidas a partir do conhecimento e análise das causas que motivaram estas demandas, incluindo o estudo detalhado dos efeitos a serem produzidos na estrutura após a realização destes serviços. Após estas análises preliminares, passa-se então à escolha da técnica a ser adotada, que inclui a cuidadosa seleção dos materiais, equipamentos e metodologia a serem empregados na execução destas intervenções.

Atualmente existem diversos tipos de recursos e técnicas disponíveis para o dimensionamento dos reforços estruturais. Dentre essas técnicas destacam-se, de maneira mais recorrente, o uso de argamassas ou concretos especiais destinados à recuperação ou acréscimos em elementos estruturais, o emprego de sistemas protendidos, o encamisamento de elementos estruturais, o reforço por adição de fibra de carbono ou ainda por meio de chapas e perfis metálicos.



2. Técnicas de Reforço Estrutural

2.1 Protensão Externa

O reforço estrutural com protensão externa é um recurso largamente empregado em obras de grande porte, sendo caracterizado pelo custo elevado e por causar interferências arquitetônicas. É comumente utilizado na forma de tirantes, como um suporte adicional, especialmente no caso de pontes e viadutos. Contudo, também pode ser empregado como agente neutralizador de trincas e fissuras, introduzindo uma deformação contrária ao sentido de alargamento da abertura; como sistema inibidor de deformações, redistribuindo os esforços para outros elementos próximos que sejam capazes de suportar as tensões adicionais; como recurso para promover o acréscimo da capacidade de carga de elementos estruturais; e como correção de conexões pré-moldadas ou para auxiliar na distribuição de cargas entre vigas de uma ponte.

Ao ser empregada como sistema de reforço, a protensão externa visa promover o aumento da capacidade portante original da estrutura, trabalhando em conjunto com o concreto armado, a fim de promover a compensação das tensões internas. Com este recurso, não é necessário descarregar total ou parcial o elemento estrutural, pois o sistema atua nos elementos deformados e nas cargas de serviço.

Existem diferentes formas de se projetar reforços com protensão externa, conforme ilustrados na Figura 1. Deve-se levar em consideração a disposição dos cabos (retos ou com ângulos variados), a peça e o tipo de ancoragem; e o uso ou não de desviadores.

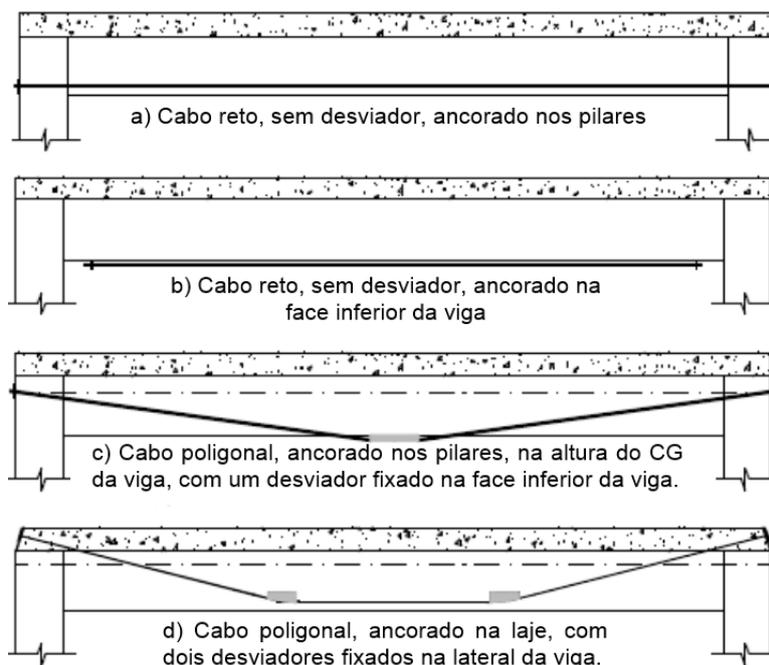


Figura 1 - Geometria dos cabos de protensão externa para reforço em viga de concreto armado (Almeida, 2001)

No Brasil, o uso desse sistema vem crescendo ao longo dos últimos anos, principalmente nas obras de reforço e alargamentos de pontes antigas, em decorrência das vantagens



inerentes a esse sistema, tais como: diminuição de fissuração, aumento de rigidez da estrutura, menores perdas por atrito em comparação ao uso de cabos internos, melhoria na resistência ao cisalhamento, facilidade de manutenção e, em muitos casos, não há a necessidade da interrupção do tráfego. Apesar dos diversos benefícios, os cabos externos estão vulneráveis à corrosão, ao impacto, à ação do fogo e ao vandalismo. A fim de resolver essa desvantagem, pode ser utilizada uma cobertura de concreto com o encamisamento das cordoalhas, conforme o exemplo ilustrado da Figura 2.

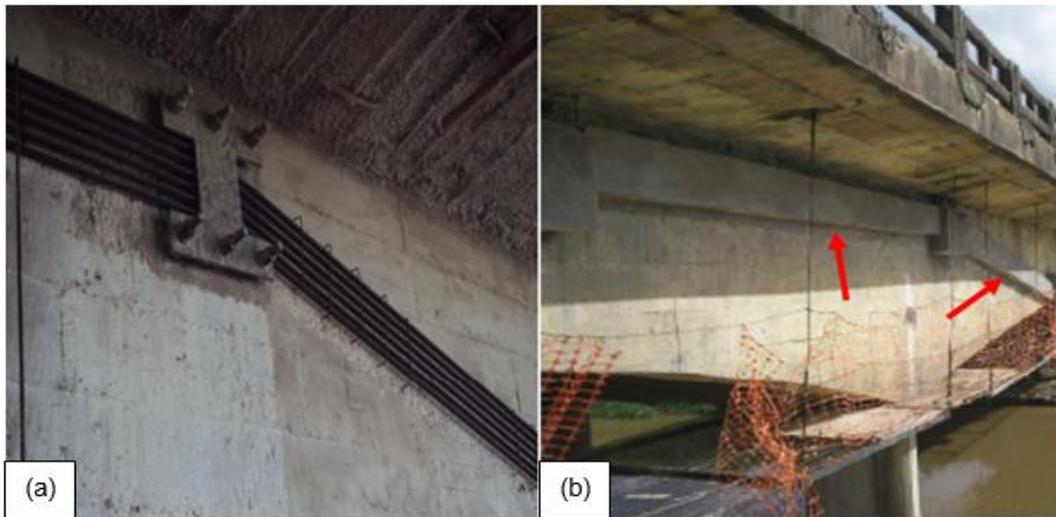


Figura 2 – (a) Cordoalhas expostas, (b) Encamisamento (cobertura) das cordoalhas
 (Vitório e Barros, 2011)

Esta técnica, porém, exige cuidados na execução, principalmente a garantia na ancoragem da protensão externa à estrutura.

2.2 Encamisamento com Concreto

O encamisamento é uma técnica que consiste no aumento da seção transversal do elemento, com o objetivo de permitir que o mesmo suporte cargas superiores, não previstas no projeto original. Este sistema pode ser projetado com diversos tipos de materiais, permitindo uma maior compatibilidade entre as superfícies de contato do sistema de reforço e o elemento estrutural.

Para acréscimos com o uso de concreto, existe a possibilidade de se adicionar armaduras que poderão ser ancoradas na armação principal, obtendo assim um elemento monolítico que trabalha em conjunto para o aumento da resistência e rigidez da estrutura, como pode ser observado na Figura 3. Entretanto esse tipo de encamisamento pode, em alguns casos, apresentar como desvantagens a alta densidade do material e as dificuldades na execução da ponte de aderência do concreto novo ao velho.

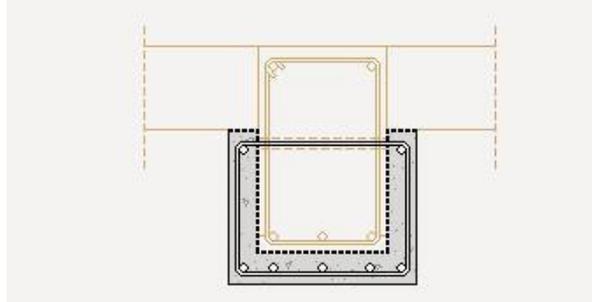


Figura 3 – Encamisamento de viga em concreto armado (Tejedor, 2013)

2.2.1 – Materiais Utilizados

Este tipo de reforço pode ser feito com concreto armado, com micro concreto de cimento polimérico ou com argamassa fluida de cimento polimérico (Tejedor, 2013). A diferença entre eles está disposta no Quadro 1.

Quadro 1 – Características dos materiais para encamisamento de concreto (Adaptado de Tejedor, 2013)

Material	Espessura - e (cm)	Mistura	Armadura
Concreto Armado	$e > 7$	Concreto Convencional	Possui armadura
Micro Concreto	$3 < e < 7$	Argamassa polimérica e areia	Pode ser armado ou não
Argamassa Fluida	$1 < e < 3$	Argamassa polimérica	Não costuma ser armado

Para as juntas de concretagem são aplicadas resinas epóxi, a fim de estabelecer aderência na união dos concretos ou argamassas. Em relação às armaduras, podem ser utilizados vergalhões de aço (CA25, CA50 e CA60), ou malhas eletrosoldadas.

2.2.2 – Procedimentos de Execução

A princípio o adesivo epoxídico deve ser aplicado, preferencialmente com broxa e/ou espátula, de forma que toda a superfície da peça fique completamente revestida. Caso na solução adotada utilize-se armadura, está deverá ser executada e integrada ao elemento original por meio de chumbamento com adesivo epoxídico.

Em seguida as fôrmas são posicionadas para a injeção do concreto ou argamassa, que devem receber aspersão de água limpa pelo menos durante as primeiras 24 horas após contato com o meio ambiente.



2.3 Adição de Fibra de Carbono

Os polímeros reforçados com fibras (“FiberReinforced Polymer” – FRP) são produtos compostos por dois ou mais materiais de características mecânicas diferentes, que em conjunto apresentam propriedades superiores à de cada material separadamente. São constituídos pelas fibras e pela matriz, na qual as fibras estão inseridas, como esquematizado na Figura 4. Uma das funções da matriz polimérica é dar proteção às fibras, formando uma camada protetora a ambientes agressivos. Ela transmite as solicitações externas para as fibras, mantendo-as posicionadas corretamente para evitar propagação de fissuras e conseqüente ruptura do compósito.

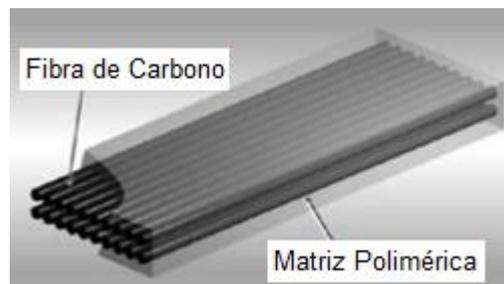


Figura 4 – Sistema de envoltória das fibras pela matriz polimérica (Manual Viapol)

Na construção civil, são utilizadas as fibras de carbono, aramida ou vidro (Figura 5), e se apresentam de várias formas no mercado, como, barras de armadura, cabos de protensão, lâminas, mantas ou folhas flexíveis de FRP (Juvandes, 2002).

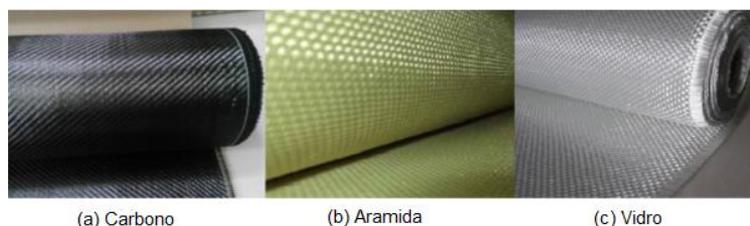


Figura 5 – Aspecto visual dos tipos de fibras mais utilizados para reforço (Zucchi, 2015)

2.3.1 – Caracterização do Material

Dentre as fibras mais utilizadas destacam-se as fibras de carbono que resultam do tratamento térmico (carbonização) de fibras de polímeros orgânicos, que são obtidas a partir de processamentos a elevadas temperaturas (variando de 1.000°C a 1.500°C), apresentando ótimas características mecânicas. Quanto maior a temperatura utilizada no processo, maior será seu módulo de elasticidade e maior então o custo do material, fator determinante no processo de escolha.

Em relação aos outros materiais, as fibras de carbono se sobressaem por apresentar alto módulo de elasticidade, baixo coeficiente de dilatação térmica, extrema leveza e alta resistência mecânica. Aliadas a essas fibras, utilizam-se as resinas que podem ser epoxídicas e ou de poliuretano. A resistência e a rigidez dos compósitos poliméricos



reforçados com fibras (PRF) dependem, basicamente, do tipo de fibra, da matriz polimérica e da interface entre as duas.

Outra característica a se destacar é a leveza do material, que devido ao baixo peso específico do sistema, cerca de cinco vezes menor do que o do aço estrutural, possibilita que seu peso próprio possa até ser desprezado no cálculo do reforço. No Quadro 2 são apresentadas as faixas de valores para algumas propriedades físicas relevantes de alguns tipos de fibra de carbono disponíveis no mercado.

Quadro 2 – Apresentação dos valores de propriedades físicas de algumas fibras de carbono disponíveis no mercado (Manual Viapol)

Tipo de Fibra de Carbono	Módulo de Elasticidade (Gpa)	Resistência Máxima de Tração (Mpa)	Deformação de Ruptura (%)
De uso geral	220 - 235	< 3.790	> 1,2
Alta resistência	220 - 235	3.790 - 4.825	> 1,4
Ultra alta resistência	220 - 235	4.825 - 6.200	> 1,5
Alto módulo	345 - 515	> 3.100	> 0,5
Ultra alto módulo	515 - 690	> 2.410	> 0,2

Observa-se no gráfico da Figura 6 que os compósitos poliméricos reforçados com fibras apresentam comportamento elástico linear, porém, apresentando comportamento frágil.

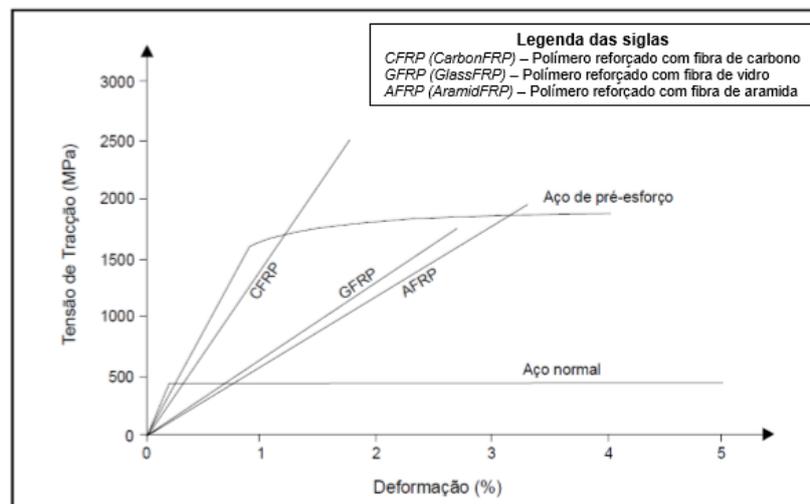


Figura 6 – Gráfico comparativo da tensão x deformação de sistemas de fibras e aços estruturais (Juvandes, 2002)

Entretanto, em comparação a outros materiais estruturais, os compósitos, particularmente o de fibra de carbono, possuem vantagens relevantes para outras propriedades físicas (Figura 7).

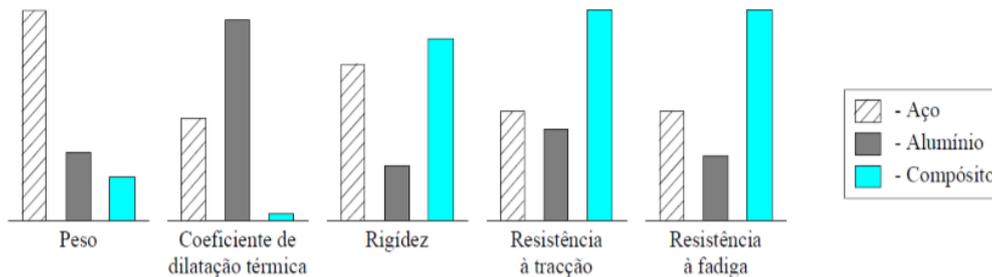


Figura 7- Comparação de algumas propriedades físicas entre o aço, o alumínio e material compósito de PRF (Juvandes, 2002)

2.3.2 – Sistema de Aplicação

A aplicação desse sistema visa absorver os esforços cortantes e também os esforços de tração, provenientes dos momentos fletores positivos e negativos das vigas e lajes; e nos pilares, promove o confinamento dos mesmos (Figura 8).

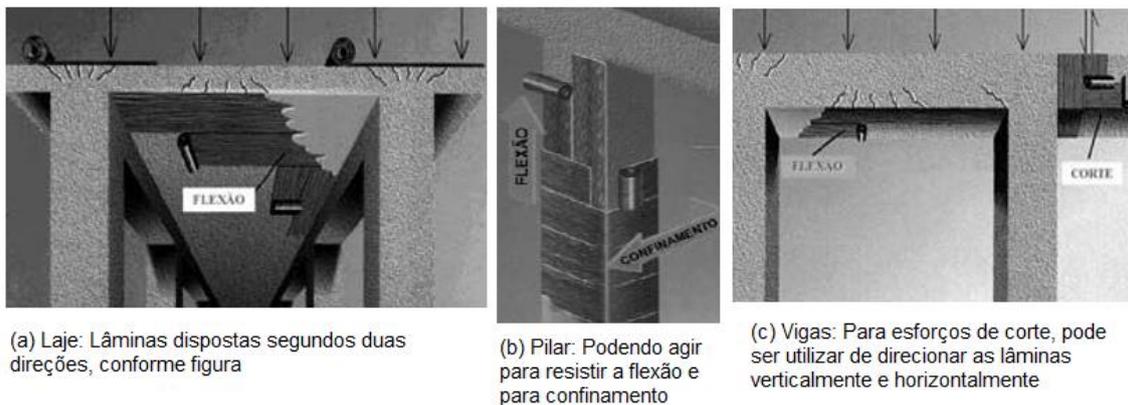


Figura 8 – Métodos de aplicação das lâminas de fibra de carbono nos elementos estruturais (Adaptado do Manual Viapol)

Para o sistema funcionar com as propriedades requeridas, os elementos envolvidos, tanto a fibra de carbono quanto a superfície de concreto necessitam estar preparados para esta fixação, portanto, o processo divide-se basicamente em duas etapas: a preparação da superfície receptora (concreto) e a aplicação do compósito.

2.3.2.1 – Preparação da Superfície Receptora

Na etapa de preparação da superfície, é aplicado o *primer* epoxídico ou imprimador primário, que tem como principal função penetrar nos poros do concreto para uniformizar a aderência da película da fibra. Após esta camada é utilizada uma pasta regularizadora de superfície, com o propósito de reduzir a quantidade de material consumido com a diminuição das irregularidades. A imprimação da fibra poderá sofrer dois tipos de saturação: via seca, onde o produto é aplicado diretamente na peça de concreto; e via úmida, no qual adota-se a pré-saturação do material que é feita sobre uma bancada antes da sua



aplicação, para depois ser transportada para a peça. Este último é o método mais utilizado por facilitar o manuseio da fibra.

Após um período de aproximadamente uma hora, posterior a aplicação do *primer*, deverá ser aplicada a resina de colagem com alto teor de sólidos, que servirá para impregnar a lâmina de fibra de carbono e aderi-la à superfície de concreto. Tal processo precisa ser feito com cuidado a fim de não se utilizar muita resina, que pode causar uma menor resistência final em caso de excesso.

2.3.2.2 – Aplicação da Lâmina

Em seguida são colocadas as folhas flexíveis de fibra de carbono, e eliminadas possíveis bolhas de ar. É importante destacar o tempo de secagem da resina saturante (*pot-life*), que varia de 25 a 30 minutos, podendo nesse intervalo, serem corrigidos alinhamentos e prumo. Para finalizar, aplica-se, após 30 minutos, uma segunda camada de resina para recobrimento das fibras e dando-se o acabamento final na matriz epoxídica que envelopa o sistema (Figura 9).

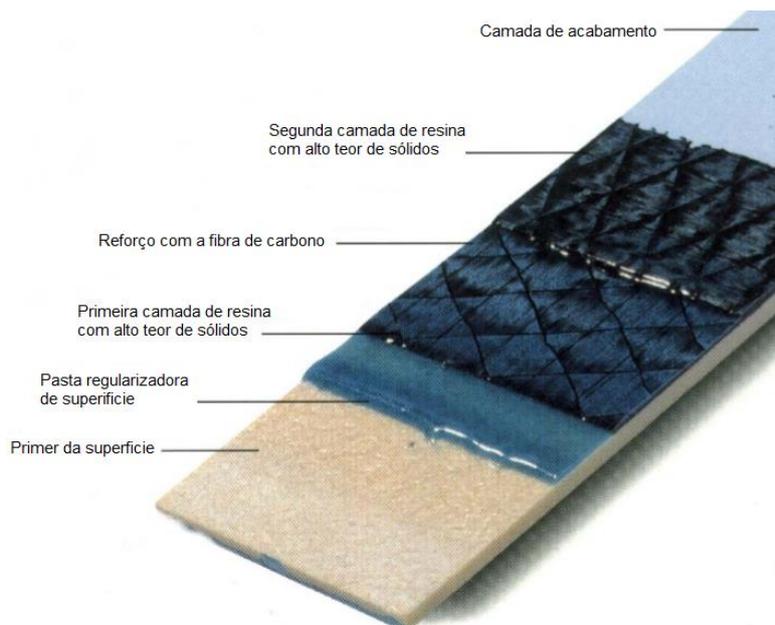


Figura 9– Sistema de aplicação do sistema de folhas flexíveis pré-impregnadas (Catálogo MBrace)

2.4. Adição de Chapas de Aço

Considerada a técnica mais antiga de reforço em estruturas, a prática de aplicação do aço tem inúmeras possibilidades de utilização e permite soluções de diversos problemas em estruturas de concreto, madeira e aço.



2.4.1 – Características do Material

São inúmeras as vantagens da utilização das chapas de aço em sistemas de reforço, sendo elas: melhoria significativa da capacidade resistente do elemento; manutenção da seção geométrica do local de aplicação; intervenção sem causar interrupção no uso da estrutura; evita demolições, conseqüentemente, diminui a quantidade de pó e ruído gerado, além de permitir uma rápida execução dos serviços.

Outras características, no entanto, fazem com que o material se torne impróprio em algumas circunstâncias, sendo uma de suas principais desvantagens a sensibilidade a agentes atmosféricos tais como a umidade aliada à presença de sais e à temperatura, que a partir de 60°C age na deterioração da cola epóxi (Branco, 2012). Outro aspecto é a possibilidade de desprendimento da placa na extremidade da peça caso ocorra uma má execução. Uma observação a esse método é o cuidado total com a superfície em questão, pois a mesma após a colagem da chapa será impossibilitada de ser vista, uma vez que se possuir manifestações patológicas, o avanço ocorrerá atrás das chapas, tornando a visualização e o tratamento dificultados. A fixação das chapas nas superfícies de concreto pode ser realizada de algumas maneiras conforme Figura 10.

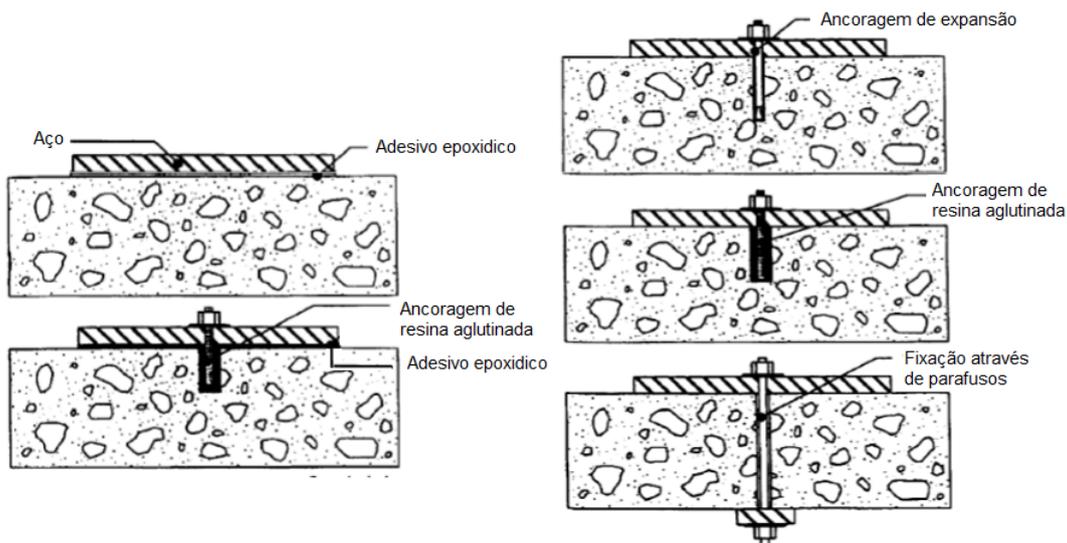


Figura 10– Métodos de fixação das chapas metálicas na superfície de concreto
 (Adaptado de Branco, 2012)

De acordo com Souza e Ripper (1998) seguem algumas considerações para o reforço com chapas coladas:

Espessura máxima de cola: 1,5 mm

Espessura máxima das chapas de 3 mm, salvo quando utilizados dispositivos especiais de ancoragem, como parafusos parabolt.

Não superar em 50% o incremento nos reforços resistentes, comparada à situação anterior ao reforço.

Deve-se ressaltar que as chapas deverão ser protegidas contra a ação do fogo através de barreiras de proteção ou pinturas que garantam proteção.



Na Figura 11 apresentam-se algumas disposições que Appleton e Gomes (1997) julgam importantes.

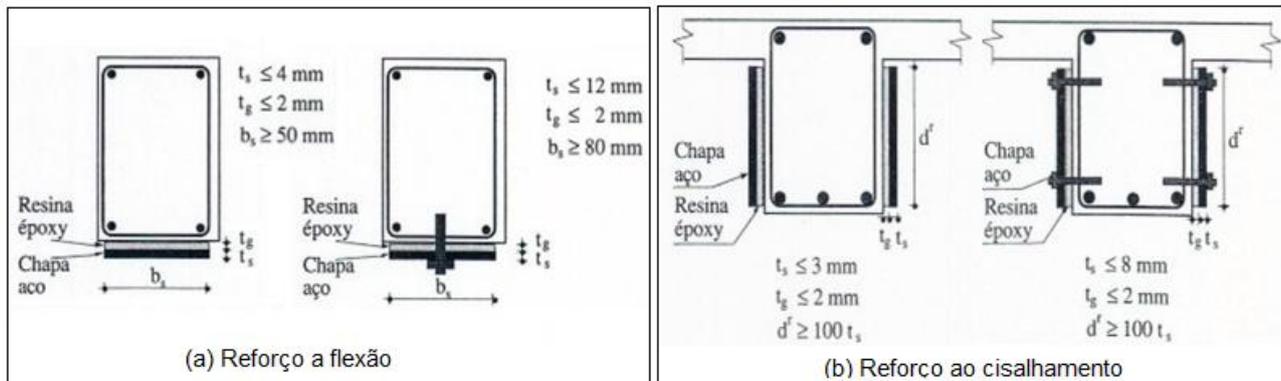


Figura 11 – (a) reforço a flexão, (b) reforço ao cisalhamento. Sem e com a utilização de *parabolt* (Adaptado de Appleton e Gomes, 1997)

2.4.2 – Etapas de Execução

A preparação da superfície é de extrema importância, observando que a mesma deve apresentar um grau de rugosidade desejável, a fim de promover a adequada aderência química entre as partes. Segundo Souza e Ripper (1998), a existência de elevada rugosidade pode provocar a descontinuidade na película de cola, causando a formação de bolhas de ar que posteriormente poderão resultar no desprendimento da resina. Para a obtenção de uma rugosidade uniforme, pode-se utilizar a aplicação de jatos de areia ou o apicoamento moderado provocado por martelos ou agulhas. Para garantir uma melhor aderência sugere-se uma limpeza com jatos de água sob pressão e posterior secagem com jatos de ar comprimido.

Para a colagem das chapas devem ser utilizados adesivos epoxídicos que apresentem aderência a diferentes tipos de suporte, alta resistência mecânica, resistência a corrosão e que possuam uma rápida cura.

2.5 Adição de Perfis Metálicos

O dimensionamento dos sistemas de reforços utilizando perfis metálicos se baseia nas recomendações estabelecidas na NBR 8800:2008. Além de poder trabalhar em conjunto com outros materiais, o aço constitui-se numa alternativa eficiente para o reforço de fundações, vigas, lajes e pilares.

Esta técnica permite aliar tanto o aumento da resistência como o aumento da rigidez dos elementos reforçados. Em diversos casos, este sistema pode evitar a necessidade de se reforçar as fundações. A sua execução, porém, exige mão-de-obra especializada, equipamentos para elevar os perfis e sistemas apropriados de proteção contra incêndio e corrosão.

2.5.1 - Tipos de Perfis

Existem diversos tipos de perfis utilizados na execução de serviços de reforço estrutural. Para o reforço de pilares, por exemplo, é bastante comum o uso de perfis tipo cantoneira,



porém, o perfil tipo “U” também é uma opção para estes casos. Já para vigas e lajes, os perfis tipo “I” são os que se destacam na escolha dos projetistas.

Os perfis estruturais podem ser classificados de acordo com o tipo de fabricação, podendo ser laminados, conforme indicado na Figura 12, ou soldados de acordo com a Figura 13.

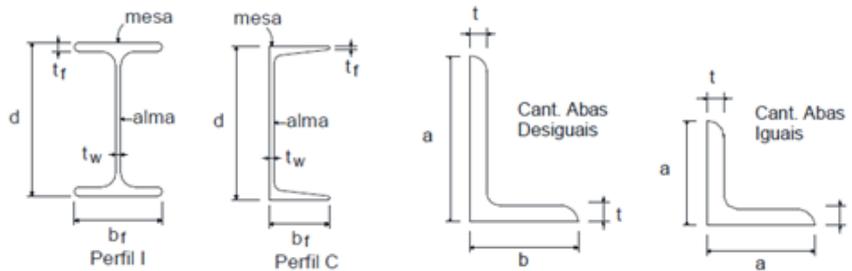


Figura 12 – Aço laminado, perfis e cantoneiras (Andrade, 1994).

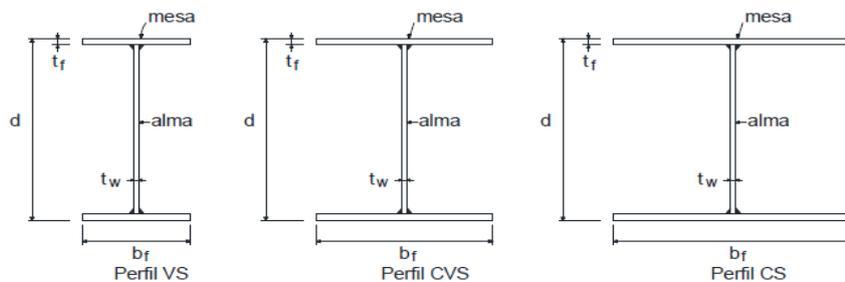


Figura 13 – Perfis soldados (Andrade, 1994).

2.5.2 – Aplicação nos Elementos Estruturais

Geralmente o reforço de pilares de concreto armado com o uso de perfis metálicos é realizado com a colocação de cantoneiras nas extremidades do pilar, presas por parafusos ou chumbadas, conforme Figura 14. Nestes casos, no entanto, deve-se atentar para que as opções escolhidas não coincidam com as armaduras da seção de concreto. Este tipo de aplicação aumenta a resistência tanto à compressão quanto à flexão.



Figura 14– Ligações em pilares, (a) Cantoneiras chumbadas, (b) Cantoneiras parafusadas com *parabolt* (Appleton e Gomes, 1997)

É importante salientar que os reforços de vigas e lajes seguem basicamente o mesmo princípio, sendo possível utilizar o perfil metálico como complemento de uma viga existente ou mesmo como uma nova viga. Pode ser aplicado tanto sob a viga, como ao lado da viga, assim como na Figura 15; e em conjunto com chapas metálicas para combate ao cisalhamento, conforme exemplos apresentados na Figura 16.

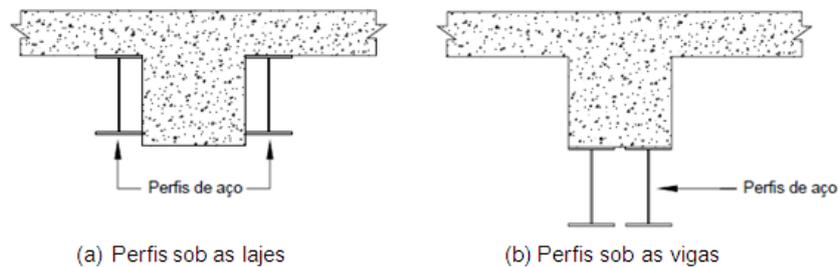


Figura 15 – Localização dos perfis metálicos em relação aos elementos estruturais (Campos, 2006)

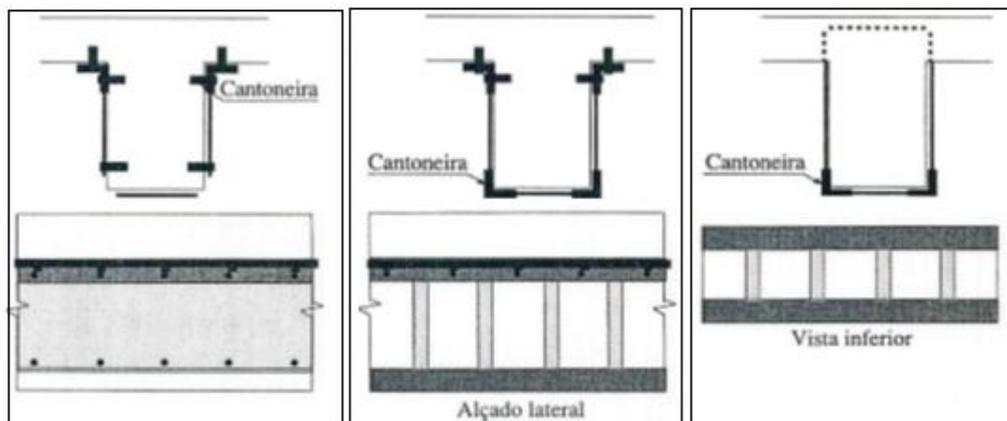


Figura 16 – Alternativas para reforço ao cisalhamento, adição de cantoneiras e chapas metálicas (Adaptado de Appleton e Gomes, 1997)

Assim como se dá com as chapas de aço, a ligação dos perfis metálicos ao elemento a ser reforçado, é feita por meio de adesivo epóxi ou parafusos com chumbadores, onde a resina é injetada com a finalidade única de preencher os vazios entre as peças. Antes de se realizar o reforço, a estrutura deverá ser descarregada e, caso exista algum tipo de deterioração do concreto, este deve ser previamente reparado.

Na conexão realizada com parafusos chumbados, primeiramente são executados os furos no concreto, e em seguida, os perfis são posicionados e os parafusos devidamente chumbados. É utilizado adesivo epóxi para vedação no contorno da face metálica unida ao elemento de concreto, tendo o cuidado de se deixar pequenos espaços para posterior injeção de resina de baixa viscosidade.

3. Estudo de Caso

O presente estudo de caso refere-se ao projeto de reforço estrutural elaborado para um edifício residencial localizado no município de Vila Velha - ES, em região de forte agressividade ambiental (CAA III), e que permaneceu inativo por um período de seis anos, até ser adquirido por uma nova empresa. Por solicitação dos proprietários, tanto o empreendimento quanto a própria empresa que o adquiriu não serão aqui identificados, sendo apresentados, respectivamente, como *Edifício 1* e *Construtora A*. A obra em questão encontrava-se paralisada desde a conclusão de sua estrutura, período em que ficou exposta a intempéries, que provocaram a ocorrência de diversas manifestações patológicas



na mesma. Após o referido período de paralisação, um estudo detalhado sobre os danos causados à sua estrutura foi realizado por uma empresa especializada em projeto de estruturas, que neste trabalho será identificada como *Empresa B*.

Ao adquirir o imóvel, a *Construtora A* decidiu realizar algumas modificações no projeto arquitetônico original, relativas aos apartamentos duplex de cobertura, que acarretaram alterações no carregamento atuante sobre a estrutura original. Tais mudanças demandaram a realização de uma análise estrutural a fim de se elaborar um projeto de reforço para o pavimento em questão, identificado na Figura 17.

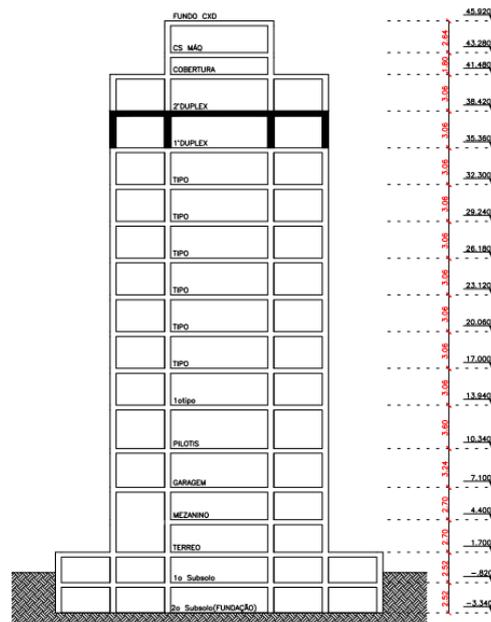


Figura 17 – Esquema vertical do empreendimento com destaque para o pavimento onde se analisara a viabilidade do reforço.

Originalmente, o projeto arquitetônico possuía quatro unidades duplex de cobertura, identificadas como: unidade duplex 01, 02, 03, e 04. Na proposta de modificação decidiu-se converter a área do 1º piso duplex, correspondente aos apartamentos duplex 01 e 02, em dois apartamentos tipo convencionais, e a área do 2º piso duplex, correspondente aos apartamentos duplex 01 e 02, transformando-se em um único apartamento de cobertura. No projeto de modificação, a fim de se minimizar os novos esforços solicitantes na laje, optou-se por executar algumas vedações em *Drywall*, por constituir-se numa alternativa mais leve (Figura 18).

LEGENDA			
	PAREDE DE LAJOTA ATÉ LAJE 9 x 19 x 19 cm		DRYWALL ST – ÁREA SECA
	PAREDE DE BLOCO 14 x 19 x 39 cm		BLOCO CONCRETO (CALAFETADO) 9 x 19 x 39 cm

Figura 18 – Legenda das alvenarias utilizadas nos projetos original e de modificação.



As Figuras 19 e 20, a seguir, apresentam os projetos arquitetônicos do 2º piso dos apartamentos duplex de cobertura, original e modificado, respectivamente.

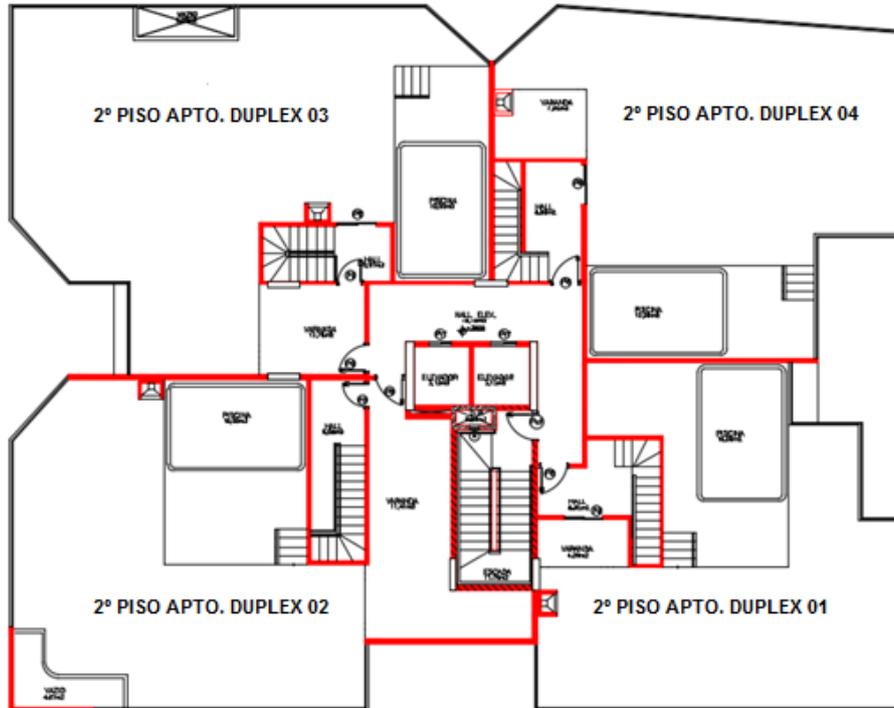


Figura 19 – Arquitetura original do 2º piso dos apartamentos duplex de cobertura

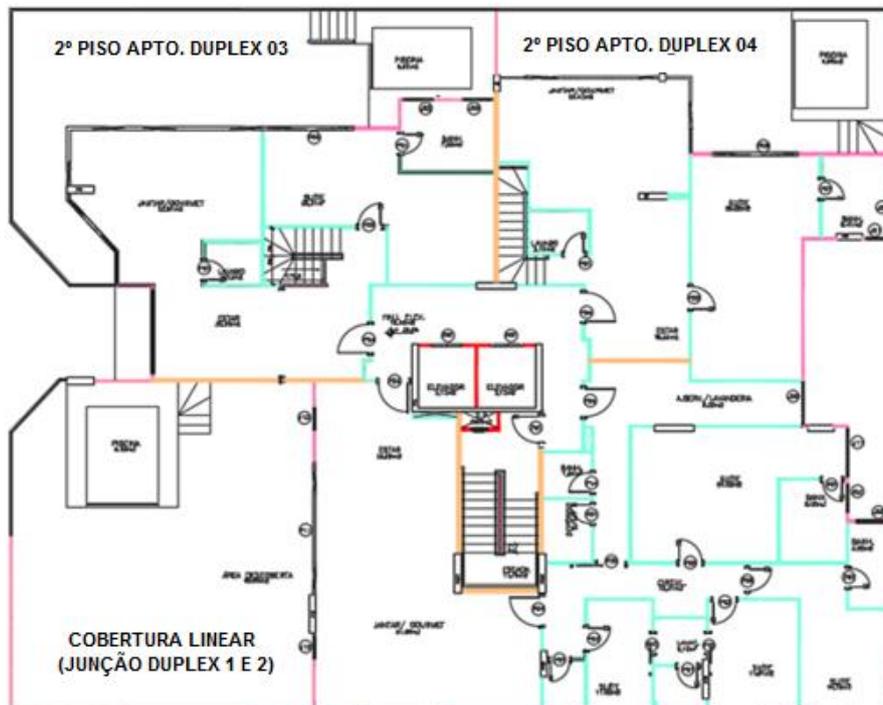


Figura 20 – Arquitetura modificada do 2º piso dos apartamentos duplex de cobertura



De início, após a identificação das manifestações patológicas e os seus prognósticos sobre a estrutura do *Edifício 1*, a situação que trouxe maior preocupação foi o estado crítico em que se encontrava o sistema de protensão de lajes, no qual dois fatores foram determinantes para a realização de análises mais detalhadas nesses elementos. Mediante a realização dos estudos iniciais sobre as manifestações patológicas sobre a obra, notou-se que as os cabos de protensão das lajes não haviam sido cortados e chumbados em seus nichos de ancoragem. Tal situação trouxe uma exposição excessiva das cunhas de travamento, provocando a sua elevada corrosão, causando assim o comprometimento da integridade da cordoalha e conseqüentemente de todo o sistema protendido. A Figura 21 apresenta a situação descrita acima.



Figura 21 – Cabos de protensão expostos

A *Construtora A* optou, então, por realizar dois ensaios para avaliar a possível condição de corrosão das cordoalhas. No presente trabalho, em virtude de o pavimento em estudo referir-se ao 2º pavimento duplex de cobertura, o artigo abordará os ensaios realizados neste pavimento. Um dos ensaios foi feito pelo LAMAC (Laboratório de Materiais de Construção - UFES), seguindo a norma ASTM C-876. Por meio desse ensaio, verificou-se que alguns cabos ensaiados nesse local apresentaram 90% de chance de desenvolver corrosão, além disso, identificou-se que em algumas partes da sua extensão já haviam pontos de corrosão como apresentado no Quadro 3.

Quadro 3 – Resultado obtido com o 1º ensaio utilizando eletrodo.

Cabo nº	Potencial de corrosão - Ecorr (mV)	Probabilidade de corrosão
2º Duplex U33,3	-0,468	Maior que 90%



Já o segundo ensaio de corrosão adotado foi o sistema RIMT (*Reflectometric Impulse Measurement Technique*), que emite pulsos elétricos de curtíssima duração, com formato de onda e amplitude conhecida, que funciona conectando-se o equipamento na ponta do cabo. Na captação do seu retorno no aparelho emissor o sinal é analisado. O resultado obtido é classificado em seis níveis ou graus de corrosão, variando de 1 a 6, sendo que quanto maior o nível, pior é a situação do cabo. Analisando-se os resultados apresentados nos Quadros 4 e 5, no entanto, nota-se que eles não podem ser considerados como conclusivos, pois para se obter uma tendência, é preciso a realização de ensaios periódicos a fim de se observar a evolução da anomalia com o tempo.

Quadro 4 – Resultado obtido com o 2º ensaio.

Cabo nº	Comp. Teórico (m)	Comp. Medido (m)	Corrosão		
			De (m)	A (m)	Grau
Duplex U02	9.10	9.3	0.0	1.9	2
			2.7	3.7	1
			4.9	6.0	2
			7.4	9.3	2
Duplex U15	10.10	10.1	0.0	2.0	2
			2.8	3.6	2
			5.4	6.4	2
			7.7	10.1	2
Duplex U45	11.40	11.3	0.0	1.8	2
			3.3	4.3	3
			5.3	6.5	1
			8.2	11.3	2

Quadro 5 – Explicação do grau (1 a 3) de corrosão pelo método RIMT.

Atribuições ao cabo testado	Graduação qualitativa	Possíveis intervenções
Perda da superfície protetora com presença de oxidação muito superficial e difusa.	Grau 1: Anomalia irrelevante, sem alguma redução de secção útil.	Nenhuma intervenção aplicável
Presença de leve oxidação localizada, com formação de pequenos pontos de corrosão em zonas esparsas.	Grau 2: Anomalia leve, com formação camada de óxido superficial	Verificar evolução com intervalos de em média 1 a 2 anos
Presença de pontos de oxidação mais relevantes, seja em profundidade tanto quanto em extensão.	Grau 3: Anomalia média, com uma discreta redução da secção do aço	Verificar eventual evolução com reexames periódicos, a cada 6 ou 12 meses



A partir dos resultados referentes aos ensaios de corrosão, a *Empresa B* sugeriu substituir todas as cunhas do empreendimento como mostrado na Figura 22. Durante esse processo alguns cabos não suportaram e foram substituídos por novos.



Figura 22 - Situação dos nichos de ancoragem e as cunhas que foram retiradas de alguns dos cabos

Outra situação que também envolveu problemas com os cabos de protensão, ocorreu em duas áreas específicas localizadas na laje do 2º piso dos apartamentos duplex 03 e 04, como exibido na Figura 23. Observou-se que, durante o período de paralisação da obra, dois trechos da laje que não haviam sido concretados corretamente, tiveram suas bainhas e cordoalhas apresentando desgastes provocados pelas intempéries (umidade e calor). Nestes dois locais foram realizados serviços de reparo, onde 14 cabos de protensão foram substituídos, como observado na Figura 24.

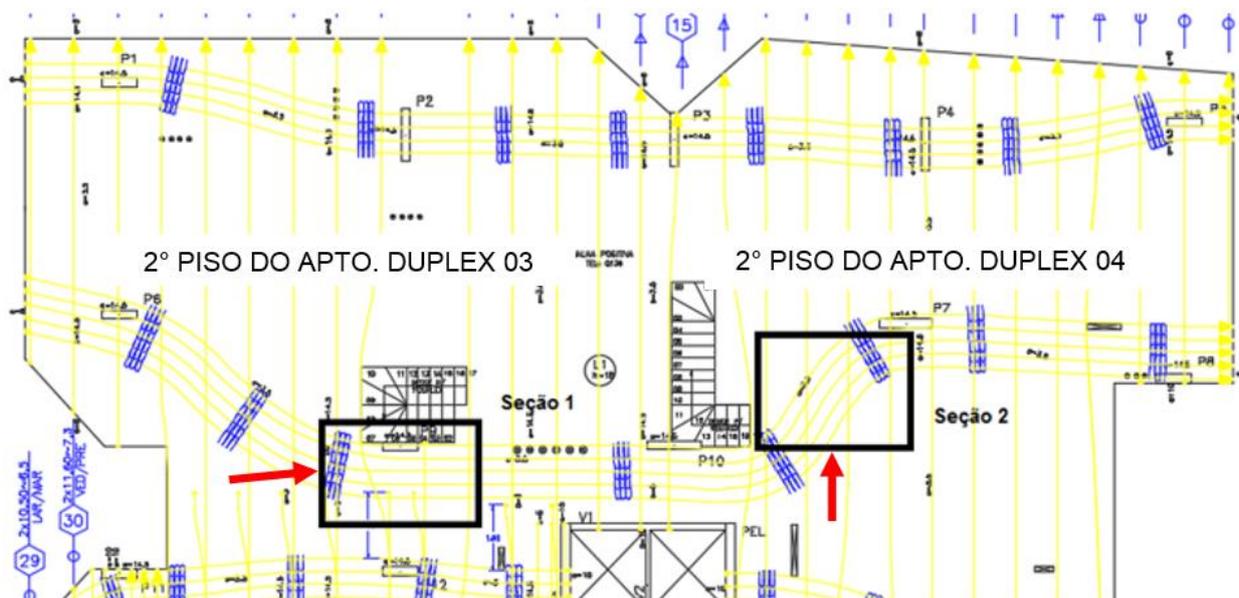


Figura 23 – Indicação das áreas onde houve a substituição dos cabos



(a) Situação anterior

(b) Reparo das cordoalhas afetadas, substituindo suas bainhas

Figura 24 – Situação das cordoalhas antes e depois de reparadas e trocadas

Para a realização dos estudos do referido projeto de reforço estrutural, também foram extraídos testemunhos para a determinação do $f_{ci,ext}$ do concreto das lajes do 2º pavimento duplex de cobertura, como exibido na Figura 25. Os resultados obtidos nos ensaios encontram-se apresentados no Quadro 6, no qual se observa que um dos testemunhos extraídos apresentou como resultado corrigido de sua resistência a compressão axial, após correção pelos coeficientes k1 a k4, um $f_{ci,ext}$ de 17,8 MPa, sendo que o valor estabelecido para o f_{ck} de projeto foi de 30 MPa. A simbologia apresentada no quadro 6 referem-se aos resultados obtidos nos ensaios de resistência à compressão axial dos testemunhos extraídos, conforme recomendações estabelecidas na NBR 7680.



Figura 25– Retirada de corpos de prova para ensaio



Quadro 6 – Resultado do ensaio de resistência a compressão de cada testemunho extraído

Corp o de Prova	Data do ensaio	Elemento concretado	Altura (mm)	Diâmetro (mm)	Seção (mm ²)	Carga de ruptura (N)	Resistência à compressão (MPa)	
							fci,ext,inicial	fci,ext
01	26/08/2016	Laje Duplex	171,6	104,2	8533	227400	26,6	26,1
02	26/08/2016	Laje Duplex	171,1	101,1	8022	145700	18,2	17,8
03	26/08/2016	Laje Duplex	184,2	101,4	8070	237600	29,4	29,1

Na Figura 26 também podem ser observados armaduras expostas e corroídas em pilar do 1º piso do pavimento duplex de cobertura, e furos na laje do teto do mesmo pavimento.



Figura 26 – Manifestações patológicas identificadas em elementos pertencentes ao 1º piso do pavimento duplex de cobertura

A partir dos dados obtidos por intermédio dos ensaios realizados, e da análise das manifestações patológicas encontradas, foi encomendado um projeto de reforço estrutural à própria *Empresa B*, a fim de serem viabilizadas as modificações arquitetônicas definidas no 2º piso duplex de cobertura, assim como demais intervenções que não fizeram parte do escopo deste trabalho. Na Figura 27 é apresentado o esquema de reforço metálico (em azul) sob a laje do 2º piso do pavimento duplex de cobertura. Destacam-se as alterações no posicionamento das piscinas, o reforço do perímetro dos vãos da escada dos antigos apartamentos duplex 01 e 02, e a criação de três acréscimos de laje na área deste pavimento, criados com o objetivo de alinhar a estrutura que originalmente possuía recortes na fachada.

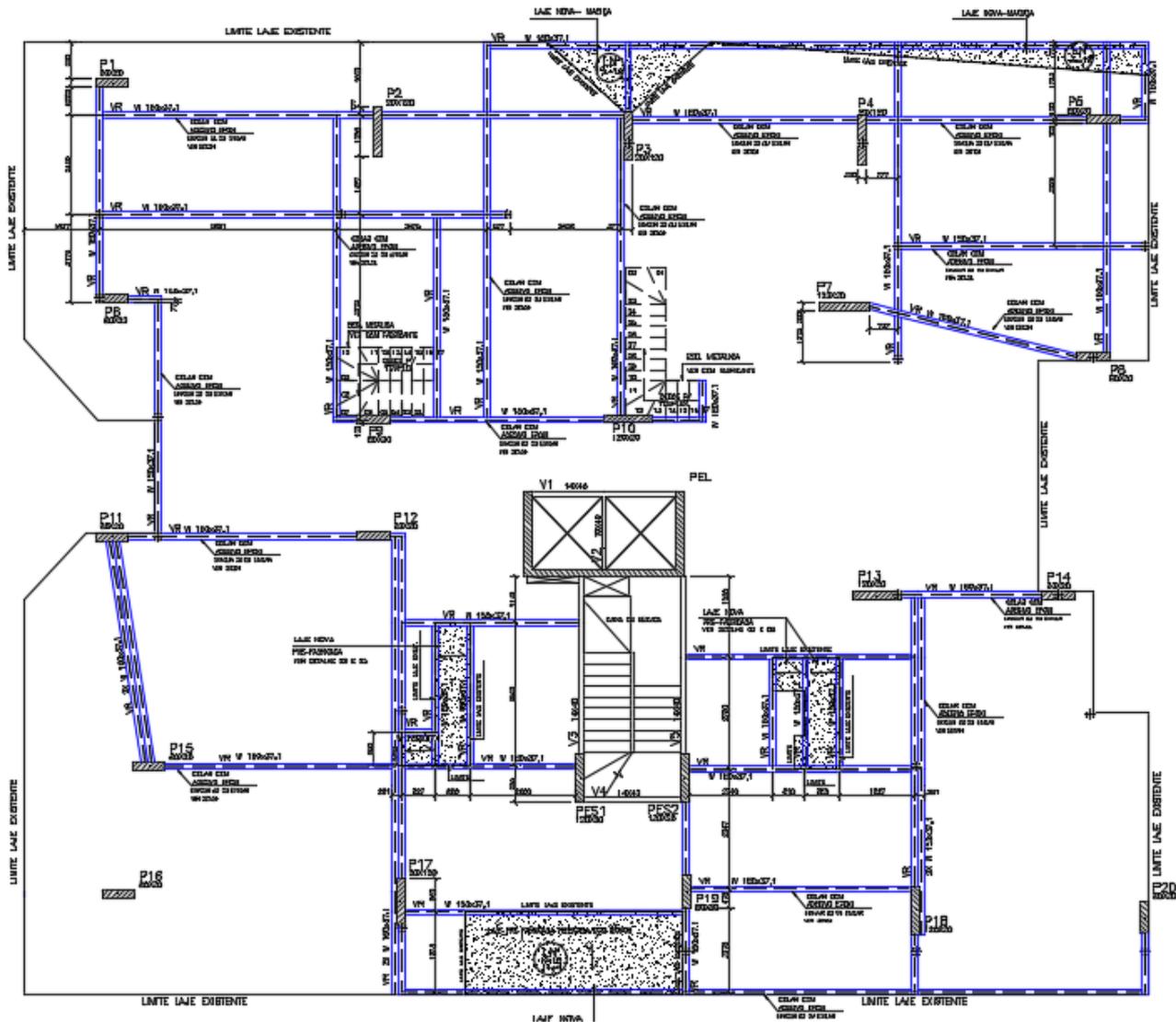


Figura 27– Esquema de reforço metálico (em azul) sob a laje do 2º piso dos apartamentos duplex de cobertura.

A partir dos levantamentos realizados e dos resultados obtidos, a solução adotada pela *Empresa B*, foi a utilização de perfil metálicos, devido à sua leveza, rapidez de execução, e ausência da necessidade de demolição de elementos originais, observando que por se tratar de laje protendida, quanto menor for a interferência, melhor.

No presente projeto de reforço foram utilizados os seguintes parafusos e perfis metálicos: Parafusos de ligações principais e secundários: ASTM A325N e ASTM A307, respectivamente.

Perfis laminados tipo “W”: ASTM A572 Gr. 50;

Perfis laminados I, U e L: ASTM A36;

Perfis modular tipo Z: ZAR-345;

Perfis tubulares: VMB-350 ($F_y=3,5t_f/cm$);



Chapas e barras redondas: ASTM A36.

Algumas indicações relacionadas à metodologia de execução dos serviços também foram recomendadas, conforme apresentado a seguir:

Preparação da superfície com jato abrasivo quase branco Sa 2.1/2;

O sistema de pintura será realizado com 2 demãos com espessura de 120 μm cada, sendo a primeira o fundo aplicado com primer epoxidico e a segunda demão sendo aplicado um esmalte epoxidico;

A fabricação e a montagem devem seguir as prescrições da ABNT NBR-8800/2008, e complementadas pela AISC e AWS.

A seguir, na Figura 28, são apresentadas as plantas de alvenaria de ambos os projetos, original e modificado, a fim de se comparar as mudanças promovidas entre os dois projetos. Nota-se que o projeto novo (azul) possui um expressivo aumento de novas alvenarias em relação ao projeto antigo (vermelho).

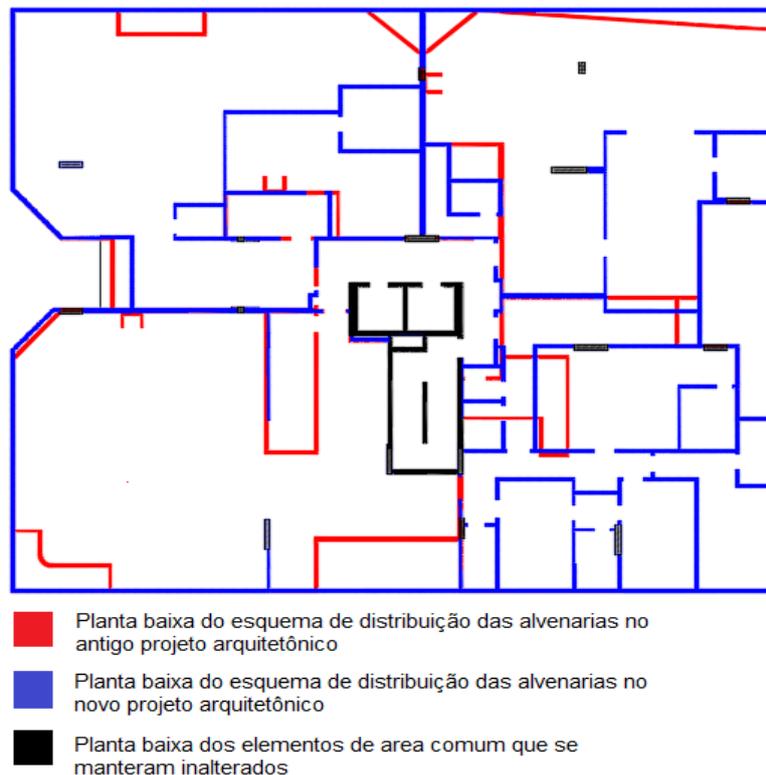


Figura 28– Posicionamento dos dois projetos em um mesmo plano para análise

5. Conclusão

Após a apresentação de algumas das principais técnicas utilizadas no ramo de reforço estrutural, no presente artigo apresentou-se um exemplo de reforço estrutural projetado para atender a modificações arquitetônicas, relativas ao 2º piso duplex de cobertura de um edifício residencial, cujas obras estiveram paralisadas por um período de seis anos, desde a conclusão de sua estrutura. A obra em questão, teve suas atividades reiniciadas



recentemente, e os serviços de reforço metálico encontram-se atualmente em fase de orçamentação. Devido ao longo período de paralisação e por estar localizado em região de forte agressividade ambiental (CAA III), além do reforço estrutural demandado pela mudança no projeto arquitetônico, outras providências tiveram que ser tomadas mediante algumas constatações obtidas por meio de ensaios e de parecer técnico elaborado por empresa especializada. Para o atendimento às modificações de projeto, utilizou-se a técnica de reforço por meio de perfis metálicos, devido à sua leveza, facilidade e rapidez de execução, além de se evitar a demolição de elementos estruturais originais, que envolviam a presença de lajes protendidas. Por meio da solução adotada foi possível viabilizar a modificação arquitetônica proposta, destacando que a escolha de reforço com o uso de perfis metálicos, neste caso, mostrou-se viável e eficiente, pois mesmo com o aumento de área construída não foi preciso nenhum reforço em vigas ou pilares existentes.

Referências Bibliográficas

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 7680: Concreto – Extração, preparo, ensaio e análise de testemunhos de estruturas de concreto. ABNT, 2015.

Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 8800: Projetos de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. ABNT, 2008.

Almeida, T.G.M. (2001). Reforço de Vigas de Concreto Armado por meio de Cabos Externos Protendidos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo.

Andrade, P.B. de. (1994). Curso Básico de Estruturas de Aço. 2 ed. Belo Horizonte.

Appleton, J., Gomes, A. (1997). Reforço de Estruturas de Betão Armado por Adição de Armaduras Exteriores. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas (RPEE), Série I, nº 41, 15-20.

Branco, F.G. (2012). Reabilitação e Reforço de Estruturas: Reforço por colagem de chapas de aço. Instituto Superior Técnico.

Campos, L.E.T. (2006). Técnicas de Recuperação e Reforço Estrutural com Estruturas de Aço. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Juvandes, L.F.P. (2002). Materiais compósitos reforçados com fibras, FRP. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Portugal.

Machado, A.P. (2007). Reforço de estruturas de concreto com fibras de carbono. Revista Técnica, nº 125.



_____. (2010). Manual de Reforço das Estruturas de Concreto Armado com Fibras de Carbono – VIAPOL.

Souza, V., Ripper, T. (1998). Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. 1 ed. São Paulo.

Tejedor, C.M. (2013). Patologias, Recuperação e Reforço com Protensão Externa em Estruturas de Pontes. Projeto de Graduação. Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Vitório, J.A.P., Barros, R.C. de. (2011). Reforço e Alargamento de Pontes Rodoviárias com a Utilização de Protensão Externa. Congresso Internacional sobre Patologia e Reabilitação de Estruturas – CINPAR 2011, Fortaleza, Brasil; junho 2011.

Zucchi, F.L. (2015). Técnicas para o reforço de elementos estruturais. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul.



ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO EM SITUAÇÃO DE INCÊNDIO SEGUNDO O MÉTODO SIMPLIFICADO DE HERTZ.

Analysis Of Reinforced Concrete Beams Under Fire Situation According To Simplified Hertz Method.

DIOGO RANIERE RAMOS E SILVA¹, MARIA DE LOURDES TEIXEIRA MOREIRA²,
 FELIPE DAVILON ALVES BARROS³

¹UFPI, Teresina, Brasil, diogorramos2@gmail.com¹

²UFPI, Teresina, Brasil, mmoreira@ufpi.edu.br²

³UFPI, Teresina, Brasil, felipedavilon15@hotmail.com³

Resumo: O concreto armado é um dos materiais mais utilizados na construção civil, e como tal todas as suas características e propriedades precisam ser conhecidas e estudadas. Um dos campos de estudo que ainda necessita de conhecimento técnico é o de estruturas de concreto em situação de incêndio, pois, embora já se saiba que o concreto e o aço perdem algumas de suas propriedades mecânicas à medida que a temperatura aumenta, precisa-se entender e melhorar, no intuito de garantir a segurança à vida humana e de bens, os métodos de verificação de incêndio objetivando evitar rupturas locais que podem causar colapso sucessivo. Devido à importância desse assunto o presente trabalho visa abordar detalhadamente como as propriedades mecânicas do concreto são reduzidas quando o mesmo é exposto ao fogo, analisando vigas de concreto armado pelo método de Hertz, uma solução simplificada permitida pela NBR 15200: 2012 e explicada no EUROCODE 2, parte 1-2.

Palavras-chave: concreto armado, incêndio, método de hertz

Abstract: Reinforced concrete is one of the most used materials in construction, therefore all its characteristics and properties must to be known and studied. One of the fields of study that still requires technical knowledge is concrete structures when exposed to fire. Although it is well known that concrete and steel lose some of their mechanical properties as the temperature increases, engineers have agreed that in order to ensure the safety of human life and property, the design methods of concrete under fire effects should be improved aiming to avoid local rupture which can cause successive collapse. Due to the importance of this subject, these papers aim to explain in details how concrete mechanical properties might reduce when exposed to fire, analyzing reinforced concrete beams according to Hertz method which is a simplified solution allowed by ABNT NBR 15200: 2012 and explained in EUROCODE, part 1-2.

Keywords: reinforced concrete, fire, Hertz method



1. Introdução

O processo de criação de medidas de segurança contra incêndio deve-se à ocorrência de grandes catástrofes que levaram à perda de vidas e de bens. Podem-se citar, por exemplo, os incêndios da Roma antiga, Londres e Chicago que, devido ao estilo arquitetônico da época, levaram boa parte destas cidades à destruição. Em tempos mais recentes os grandes incêndios estão mais restritos às grandes edificações, podendo ser citados os incêndios do teatro Iroquois em Chicago, edifício Joelma em São Paulo, entre outros. Estes incidentes incentivaram pesquisas nesta área e hoje se tem um vasto conhecimento sobre precauções a serem tomadas a respeito de prevenção de incêndios. Vale ressaltar que embora já se tenha uma boa compreensão a respeito do assunto, este ainda é um campo a ser explorado e existe muito ainda a ser aprendido (SILVA, 2012).

Essas tragédias motivaram estudos relacionados à prevenção de incêndios e adoção de normas responsáveis por auxiliar no dimensionamento e verificação a situações de incêndio. No Brasil a adoção de códigos no sentido de garantir segurança frente a incêndios acidentais é relativamente recente. Em 2004 surgiu a primeira norma referente a proteção passiva para concreto armado, essa norma foi atualizada em 2012 e permite três níveis de soluções:

Nível 1: apresenta dados tabelados com as dimensões mínimas dos elementos estruturais para determinado TRRF, solução de aplicação imediata e de fácil entendimento (COSTA e SILVA, 2003).

Nível 2: engloba os métodos simplificados de verificação a incêndio, esses procedimentos realizam a análise por elementos estruturais e não considera a integração global da estrutura.

Nível 3: analise o efeito conjunto de diferentes elementos expostos ao incêndio, geralmente requer mão de obra muito especializada e software que demandam alto investimento.

O presente trabalho considera o método de Hertz para análise de vigas de acordo com diferentes tempos requeridos de resistência ao fogo (TRRF), avaliando como ocorre a redução de resistência no concreto, bem como perda da capacidade estrutural de uma zona danificada (a_z). Esse método faz parte do nível 2 de solução. Esse procedimento consiste na subdivisão da seção de concreto em 3 ou mais faixas de igual espessura, para cada uma das quais é calculada a temperatura no centro de cada faixa, bem como a correspondente resistência à compressão média, $f_{cd, \theta M}$ no centro da seção transversal que considera a perda de resistência. Também é necessário desconsiderar uma faixa de espessura a_z , zona danificada, devido à perda das propriedades mecânicas (EUROCODE 2, PART 1-2: 2004).

2. Método de Hertz – Metodologia

A exposição do concreto armado à situação de incêndio causa alterações tanto na microestrutura, como na macroestrutura do concreto e do aço, essas alterações causaram mudanças das propriedades mecânicas dos materiais, por exemplo o concreto e o aço apresentam queda de resistência (COSTA, 2008). Portanto, o efeito da ação térmica sobre as propriedades materiais deve ser considerado no projeto das estruturas de concreto, visando a segurança estrutural em situação de incêndio.



O método de Hertz é um dos procedimentos que permitem avaliar o comportamento do concreto quando exposto a altas temperaturas, a mudança da capacidade portante é devida à perda de resistência do concreto e do aço, bem como a desconsideração de uma camada que já sofreu a ação do fogo e que não tem mais capacidade estrutural. O método de Hertz seguiu o passo a passo a seguir.

CÁLCULO DA ZONA DANIFICADA

As vigas foram subdivididas em três faixas de igual espessura no intuito de obter a temperatura no centro de cada faixa, e em seguida obter os coeficientes de redução de resistência para o concreto em cada zona, bem como a espessura danificada. As equações utilizadas nesse processo foram as equações (1) e (2).

$$K_{c,m} = ((1 - 0,2/n)/n) \times \sum_{i=1}^n K_c(\theta_i) \quad (1)$$

Onde:

$K_c(\theta_i)$: Coeficiente de redução de resistência para a seção considerada;

n: Número de zonas paralelas na largura w;

w: Largura considerada;

m: Número da zona.

$$a_z = w \left[1 - \frac{K_{c,m}}{K_c(\theta_m)} \right] \quad (2)$$

Onde:

w: Largura considerada;

$K_{c,m}$: Coeficiente de redução médio de resistência;

$K_c(\theta_m)$: Coeficiente de redução de resistência, no meio da seção, a temperatura θ .

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO E DO AÇO

Outro fator importante do método das zonas é a consideração do decréscimo da resistência tanto para concreto quanto para o aço à medida que a temperatura se eleva gradualmente, essa redução de resistência é devida a consideração dos fatores K_c e K_s .

Para o concreto considerou-se o k_c obtido no ponto M, ponto médio da seção, e o K_s , levou em consideração a posição do centro de massa da armação. As temperaturas no centro de cada zona e no CG da armação foram obtidas por meio de perfis de temperatura presentes no EUROCODE 2, parte 1-2, anexo A. As equações utilizadas na determinação das resistências do concreto e do aço quando expostos a altas temperaturas foram as expressões (3) e (4), respectivamente.

$$f_{cd,\theta} = K_{c,\theta} \times (f_{c,k} \div \gamma_c) \quad (3)$$



Onde:

$f_{ck, \theta}$: resistência característica, à temperatura θ ;

$f_{cd, \theta}$: resistência de cálculo, à temperatura θ ;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto à temperatura ambiente;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto à temperatura ambiente;

$K_{s, \theta}$: fator de redução da resistência do concreto na temperatura θ ;

γ_c : coeficiente de ponderação da resistência.

$$f_{y, \theta} = K_{s, \theta} \times f_{yk} / \gamma_s \quad (4)$$

Onde:

f_{yk} : resistência característica do aço de armadura passiva à temperatura ambiente;

$K_{s, \theta}$: fator de redução da resistência do aço na temperatura θ .

CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE POSITIVO

O cálculo do momento resistente é baseado no equilíbrio de forças que agem nas zonas comprimida e tracionada. Primeiramente é necessário calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto, em seguida pode-se calcular o momento resistente para as regiões onde a armadura está tracionada (COSTA, 2008). Podem-se calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto e o momento resistente pelas equações (5) e (6), respectivamente.

$$a_f i = \frac{f_{yd, \theta} * A_s}{\alpha_{cc} * f_{cd, \theta} * b} \quad (5)$$

$$M_r, f_i = A_s * f_{yd, \theta} * \left(d - \frac{a_f i}{2}\right) \quad (6)$$

CÁLCULO DO MOMENTO RESISTENTE NEGATIVO

A verificação relativa aos momentos negativos segue o mesmo processo realizado para os momentos positivos, ou seja, é realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo e os momentos atuantes. Para o cálculo do momento resistente é necessária a determinação da profundidade do bloco de concreto comprimido. Pode-se calcular a profundidade do bloco comprimido de concreto pela equação (5).

Nas regiões de momento negativo assume-se que as armaduras não sofrerão ação considerável do fogo, essa suposição é baseada na ideia de que o elemento só estará exposto às altas temperaturas na região inferior e como a condutividade do concreto é baixa, assume-se que a armadura negativa não sofrerá ação da variação térmica (ALBUQUERQUE, 2012). Pode-se calcular o momento resistente pela equação (7).



$$M_r, f_i = A_s * f_{yd} * (d - a_z - \frac{a_{f_i}}{2}) \quad (7)$$

VERIFICAÇÃO DA RUPTURA FRÁGIL

A verificação do risco de ruptura frágil não é realizada para as regiões sujeitas a momentos positivos, pois se supõe que a verificação realizada para situações usuais de dimensionamento é suficiente. No entanto, para regiões de momento negativo será necessário realizar esse procedimento, pois a zona comprimida de concreto estará exposta ao fogo e a mesma perderá resistência, conseqüentemente a profundidade da linha neutra aumenta (COSTA, 2008).

A verificação da ruptura frágil foi desenvolvida a partir da premissa que o concreto deve estar no domínio 2 de deformação, ou seja, a relação altura do bloco comprimido d_{ef} e altura efetiva não poderá ser superior a 35%. No caso de incêndio a altura útil será reduzida pela zona danificada (a_z), esse risco é avaliado pela equação (8).

$$ruptura.frágil = \frac{a, f_i}{d, ef} \quad (8)$$

Onde:

a_{f_i} : altura do bloco comprimido de concreto;

d_{ef} : altura efetiva da seção (altura útil menos zona danificada).

3. Estudo de caso:

Foram selecionadas as vigas do pavimento tipo de uma edificação e supos-se que as mesmas sofreram a ação de um incêndio acidental, na análise do incêndio foi usada a curva padrão ISO 834 e analisou-se a estrutura para os TRRFs de 30, 60, 90 e 120 minutos.

Analisou-se os resultados da variação das propriedades mecânicas e o seu reflexo no momento resistente.

3.1 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR 6118

Primeiramente foi necessário realizar o dimensionamento estrutural segundo os princípios da NBR 6118, dimensionamento à temperatura ambiente. Esse procedimento foi realizado com auxílio do software Eberick, versão V8 gold. No cálculo das ações foram usadas as combinações normais para estado limite último, segundo a NBR 8681: 2003.

Para a realização do estudo de caso foi escolhido um edifício de escritórios modelo. D1, a edificação é composta por um pavimento térreo e três andares de pavimentos tipos. A altura do pavimento cobertura é de 13.20 metros, o pé direito considerado foi de 3,30 metros. A planta de forma do pavimento térreo está representada na figura a seguir.

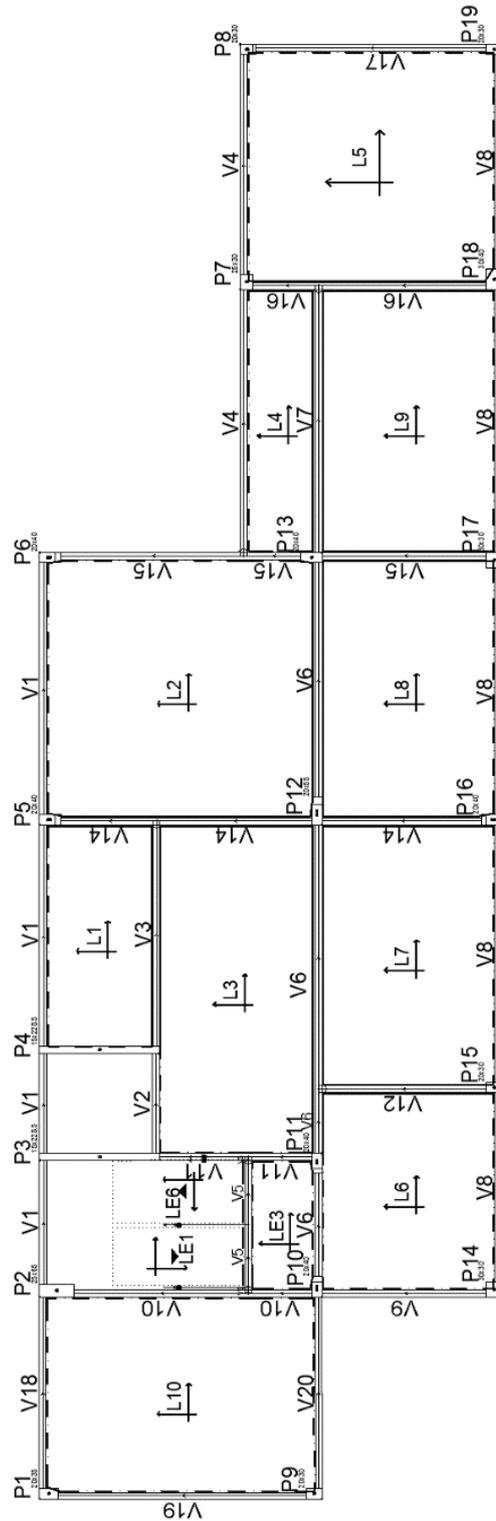


Figura 27 - planta de forma



Tabela 1 - Dimensionamento segundo a NBR 6118

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
V1	28.67	4 ø 6.3		-44.70	7 ø 6.3	
	22.84	4 ø 6.3		-18.18	4 ø 6.3	
	38.82	4 ø 8.0		-65.68	6 ø 8.0	
				-55.44	3 ø 10.0	
				-32.82	2 ø 10.0	
V2	2.90	2 ø 6.3		-2.89	2 ø 8.0	
				-10.20	2 ø 8.0	
V3	25.03	3 ø 8.0		-89.07	8 ø 10.0	
V4	26.85	3 ø 8.0		-53.76	4 ø 10.0	
	25.04	4 ø 6.3		-28.30	2 ø 10.0	
V5	15.89	4 ø 6.3				
V6	15.20	3 ø 8.0		-60.37	2 ø 12.5	
	90.85	3 ø 12.5		-141.96	3 ø 16.0	
	39.79	2 ø 10.0		-147.79	2 ø 20.0	
				-109.95	6 ø 10.0	
V7	48.09	4 ø 8.0		-111.28	4 ø 12.5	
V8	18.51	4 ø 6.3		-36.59	2 ø 10.0	
	29.65	4 ø 6.3		-38.03	2 ø 10.0	
	24.25	4 ø 6.3		-53.16	5 ø 8.0	
	26.51	4 ø 6.3		-57.34	5 ø 8.0	
	26.93	4 ø 6.3		-60.46	9 ø 6.3	
				-25.10	4 ø 6.3	
V9	7.26	2 ø 8.0		-20.25	2 ø 12.5	
				-23.31	2 ø 12.5	
V10	42.01	4 ø 8.0		-49.55	2 ø 12.5	
				-70.72	3 ø 12.5	
V11	19.58	2 ø 10.0		-26.13	6 ø 6.3	
				-49.68	5 ø 10.0	
V12	16.94	3 ø 8.0		-47.63	2 ø 16.0	
V14	25.37	4 ø 6.3		-80.21	2 ø 16.0	
	61.50	4 ø 10.0		-82.79	2 ø 16.0	
				-114.99	3 ø 16.0	
V15	62.64	4 ø 10.0		-109.33	5 ø 12.5	
	47.70	3 ø 10.0		-104.88	5 ø 12.5	
				-13.38	4 ø 6.3	
				-118.94	2 ø 20.0	



V16	95.56	2 ø 16.0		-171.76 -89.38	4 ø 16.0 3 ø 12.5	
V17	53.26	3 ø 12.5		-101.12 -103.85	3 ø 16.0 3 ø 16.0	
V18	13.15	3 ø 6.3		-15.23 -25.01	2 ø 8.0 4 ø 8.0	
V19	26.81	3 ø 8.0		-30.38 -32.92	6 ø 6.3 6 ø 6.3	
V20	14.57	2 ø 8.0		-17.86 -20.90	3 ø 8.0 3 ø 8.0	

3.2 CÁLCULO DA ESPESSURA DANIFICADA

Um dos princípios do método das zonas é desprezar a espessura danificada pelo fogo para o cálculo do momento resistente. O projeto apresenta vigas com espessura de 12 cm e vigas de espessura igual a 14 cm. As tabelas 2 e 3, mostram a largura da zona danificada para as vigas de 12 cm e 14 cm, respectivamente.

Tabela 2 - Largura da zona danificada (vigas de 12 cm)

VIGAS DE b = 12 cm								
	H	W	W/2	Zonas	Temp (°C)	Kc	Kc,m	az (cm)
TRRF 30	>25	12	6	zona 1	500	0.6	0.782	1.311
				zona 2	230	0.92		
				zona 3	115	0.992		
				PONTO M	<100	1		
TRRF 60	>25	12	6	zona 1	695	0.3075	0.617	2.145
				zona 2	400	0.75		
				zona 3	225	0.925		
				PONTO M	180	0.96		
TRRF 90	>25	12	6	zona 1	750	0.15	0.495	2.665
				zona 2	500	0.6		
				zona 3	310	0.84		
				PONTO M	260	0.89		
TRRF 120	>25	12	6	zona 1	820	0.136	0.451	2.813
				zona 2	550	0.525		
				zona 3	360	0.79		
				ponto M	300	0.85		



Tabela 3 - Largura da zona danificada (vigas de 14 cm)

VIGAS DE b =14 cm								
	H	W	W/2	Zonas	Temp (°C)	Kc	Kc,m	az (cm)
TRRF 30	>25	14	7	zona 1	490	0.615	0.798	1.414
				zona 2	200	0.95		
				zona 3	<100	1		
				PONTO M	<100	1		
TRRF 60	>25	14	7	zona 1	680	0.33	0.644	2.388
				zona 2	360	0.79		
				zona 3	200	0.95		
				PONTO M	145	0.9775		
TRRF 90	>25	14	7	zona 1	710	0.285	0.569	2.805
				zona 2	450	0.675		
				zona 3	280	0.87		
				PONTO M	200	0.95		
TRRF 120	>25	14	7	zona 1	800	0.15	0.498	3.128
				zona 2	500	0.6		
				zona 3	300	0.85		
				ponto M	250	0.9		

Fonte: AUTOR (2017)

Observou-se um aumento exponencial dos valores de temperatura no centro de cada zona à medida que os valores de tempo requeridos de resistência ao fogo crescem. Notou-se que a temperatura e o coeficiente redutor de resistência são inversamente proporcionais e que a espessura da zona danificada é diretamente proporcional ao TRRF e a temperatura no centro de cada zona.

3.3 – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS POSITIVOS

Essa verificação foi realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo e os momentos atuantes e obtiveram-se os seguintes resultados:

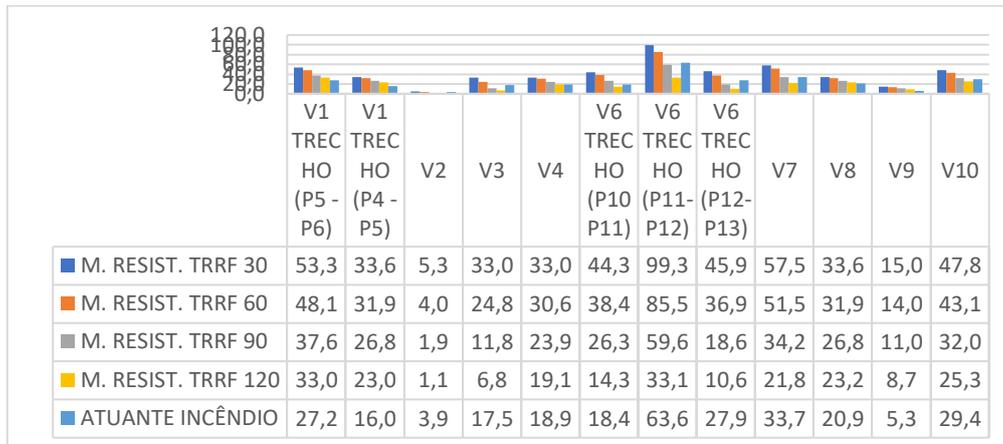


Figura 28 - Momento positivo (vigas V1 a V10)

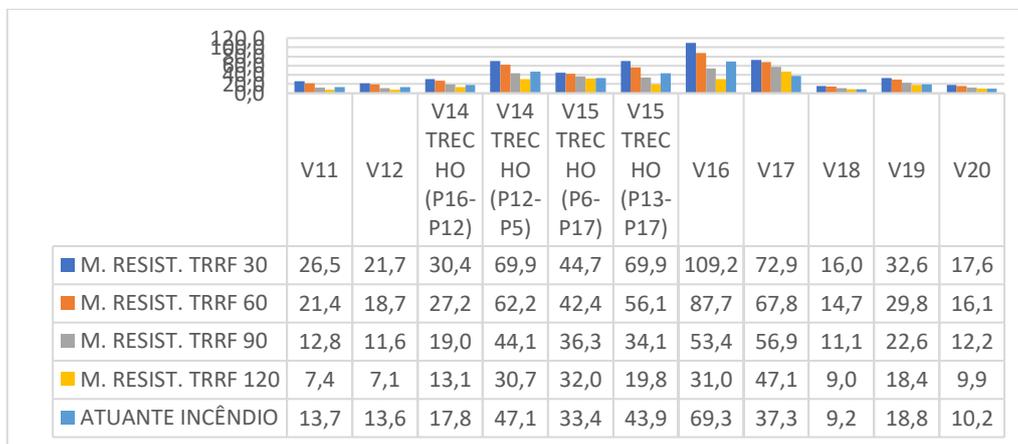


Figura 29 - Momento positivo (vigas V11 a V20)

Notou-se que a zona danificada não teve grande influência no cálculo do momento resistente positivo, pois, em regiões sujeitas a momentos positivos, considera-se que o aço é o elemento que irá resistir aos esforços e despreza-se a contribuição do concreto.

Portanto a diminuição dos esforços resistentes em regiões sujeitas ao momento positivo deve-se apenas à diminuição da resistência do aço dada pelo fator K_s .

Observou-se, também, que a queda percentual de momento resistente comparando os TRRFs de 30 e 120 varia de 28% a 79%.

3.4 – VERIFICAÇÃO DOS MOMENTOS NEGATIVOS

A verificação relativa aos momentos negativos segue o mesmo processo realizado para os momentos positivos, ou seja, é realizada com base na comparação entre os momentos resistentes de cálculo e os momentos atuantes e obtiveram-se os seguintes resultados:

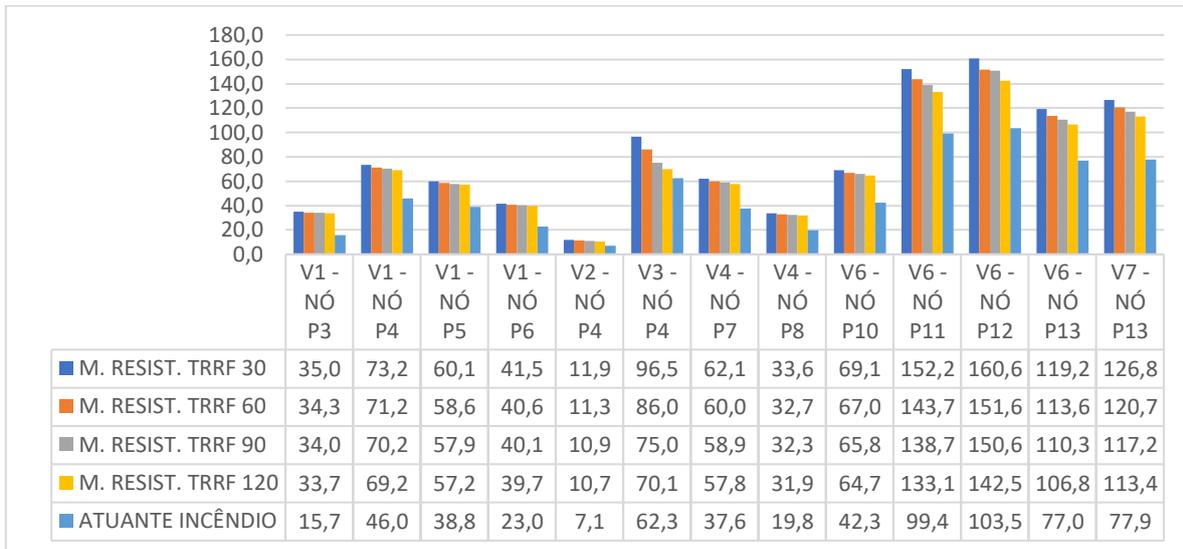


Figura 30 - Momento negativo (vigas V1 a V7)

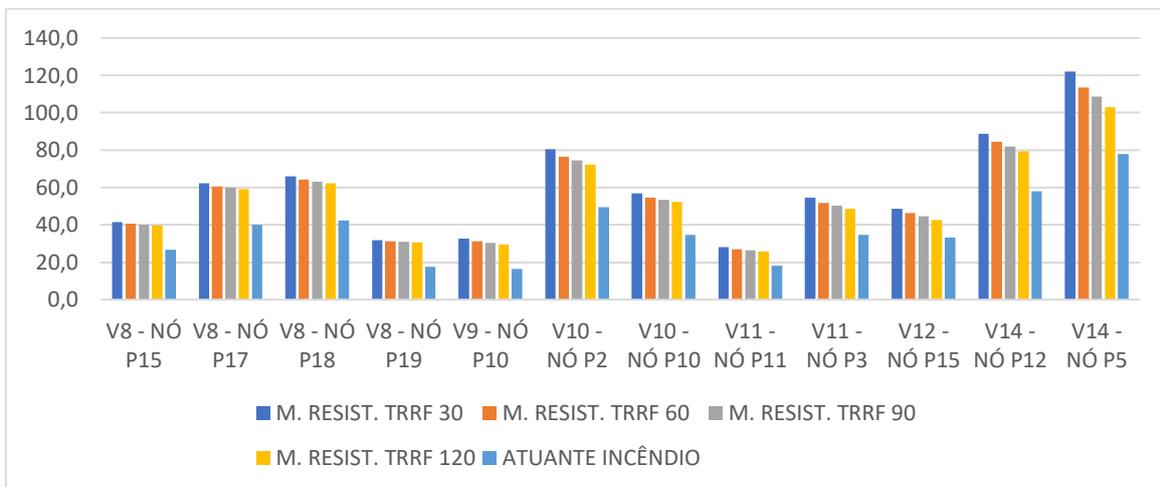


Figura 31 - Momento negativo (vigas V8 a V14)

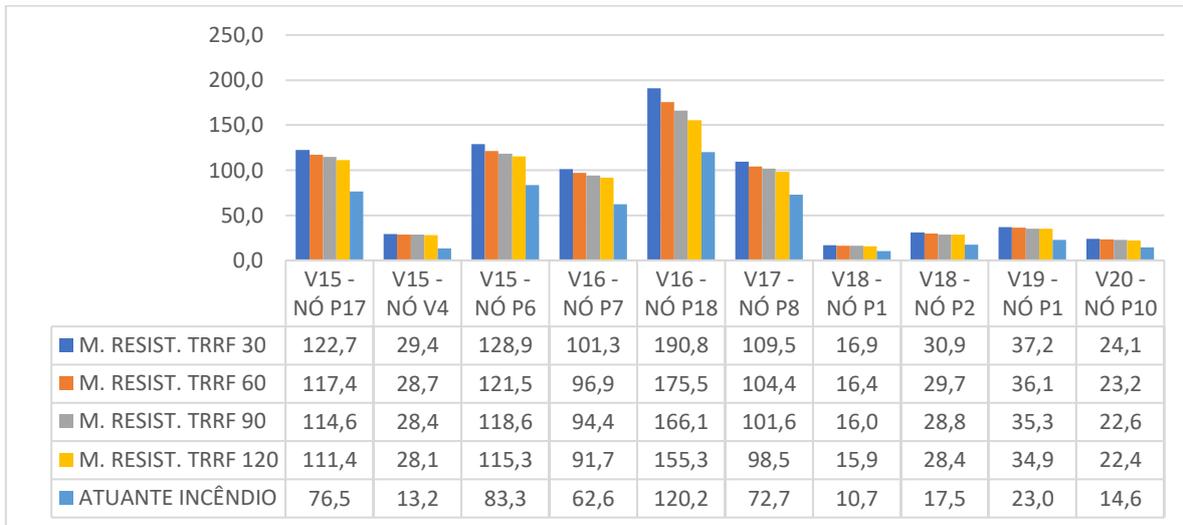


Figura 32 - Momento negativo (vigas v14 a v20)

Notou-se que a queda do momento resistente negativo se deve tanto pela redução de resistência do concreto que pela diminuição da espessura útil das vigas.

Observou-se, também, que a queda percentual de momento resistente comparando os TRRFs de 30 e 120 variou muito pouco em comparação a variação dos momentos resistentes. As variações extremas foram de 3.8% a 27.4%.

3.5 – VERIFICAÇÃO DA RUPTURA FRÁGIL

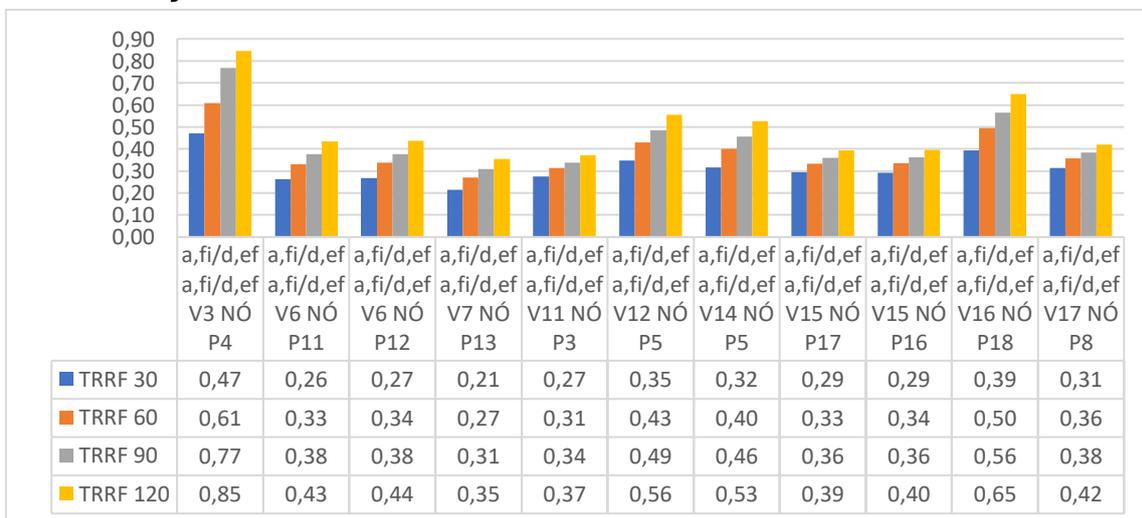


Figura 33 - Risco de ruptura fragil

O risco de ruptura frágil está presente principalmente em algumas vigas da estrutura, em situação de incêndio, em regiões sujeitas a momento negativo, a zona danificada é reduzida do cálculo da altura útil, logo o decréscimo da seção resulta no crescimento da relação



altura do bloco comprimido por altura efetiva, pois a espessura do concreto sofre considerável decréscimo quando exposta ao incêndio.

As vigas não representadas na figura 7 não apresentaram risco de ruptura frágil.

5. Conclusões

O método das zonas em vigas mostrou que a ruptura irá ocorrer provavelmente devido ao escoamento da armadura positiva. Isso é verificado comparando o momento atuante com o resistente, realizando-se essa comparação observa-se que algumas vigas apresentam ruptura local para o TRRF de 90 e 120.

As regiões que sofrem ação de momento negativo não apresentaram ruptura para nenhuma viga, isso demonstra que dificilmente a ruptura irá ocorrer por esmagamento do concreto, pois a redução percentual do momento resistente foi muito baixa. No entanto pela análise do risco de ruptura frágil algumas vigas dos pavimentos intermediários apresentaram o risco de ruptura frágil, ou seja, não dará avisos caso ocorra ruptura.

Observou-se, também, que nem todas as vigas apresentaram risco de ruptura frágil. Em incêndio, isso é mais comum em vigas, pois a espessura da zona danificada comparada com a altura da viga não causaram uma diminuição relativa tão grande quanto a que ocorre em lajes.

Agradecimentos

À professora Maria de Lourdes por me apoiar nessa pesquisa.

Referências Bibliográficas

ALBUQUERQUE, G. B. M.L. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio 2012. 231 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14432: Exigências de resistência ao fogo de elementos construtivos de edificações - procedimento. Rio de Janeiro, 2001.

_____.NBR 5628: Componentes Construtivos estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo. Rio de Janeiro, 2001.

_____. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____.NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004.

_____. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.

COSTA, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. 2008. 401 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.



COSTA, C. N. Estruturas de concreto em situação de incêndio. 2002. 241 p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002.

COSTA, C. N.; SILVA, V. P. Dimensionamento de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Métodos tabulares apresentados em normas internacionais. V Simpósio Epusp sobre estruturas de concreto. 2003.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1991-2-2: Eurocode 1: actions on structures - part 1.2: general actions - actions on structures exposed to fire. Brussels: CEN, 2002. 59 p.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN 1992-1-2: Eurocode 2: design of concrete structures - part 1.2: general rules - structural fire design. Brussel: CEN, 2004. 97 p.

SILVA, Valdir Pignatta. Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio. v. 1. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2012.