



INCÊNDIO NO EDIFÍCIO DO AEROPORTO SANTOS DUMMONT

Rio de Janeiro, 6ª feira, 13/02/1998



Ronaldo C. Battista, Ph.D, Eng. Civil

***Prof. Titular do Instituto COPPE / UFRJ
Consultor da Fundação COPPETEC
Diretor da CONTROLLATO***



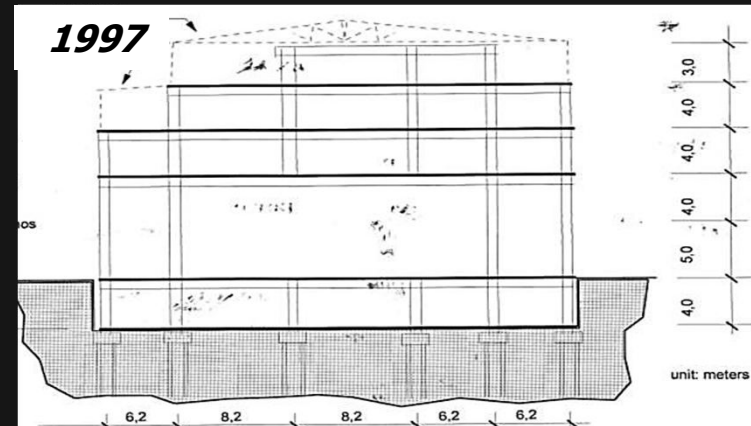
Rio de Janeiro, 13/03/2019



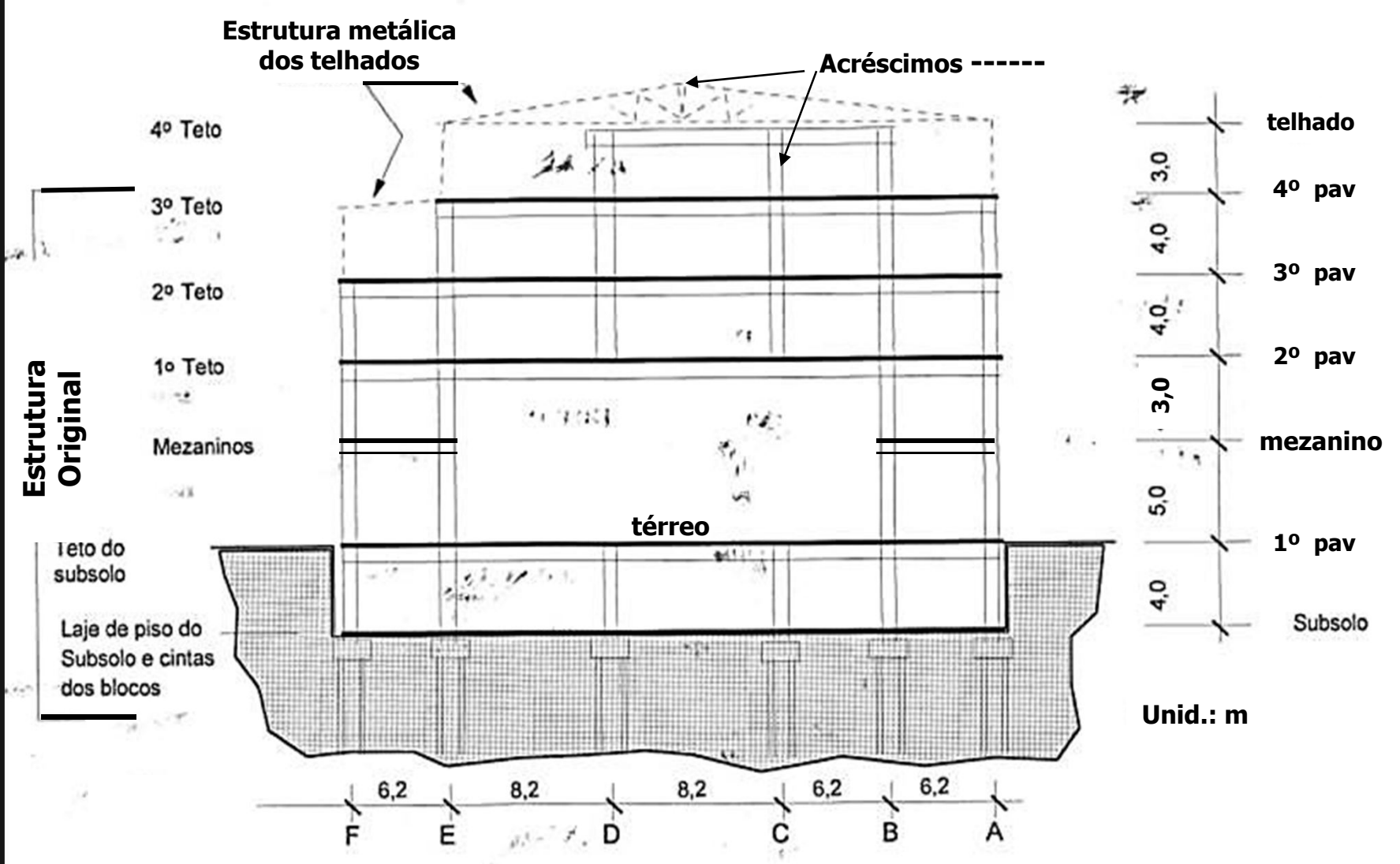
HISTÓRICO DA CONSTRUÇÃO DO TERMINAL DE PASSAGEIROS DO AEROPORTO SANTOS DUMMONT

- **Projeto de arquitetura dos irmãos Roberto, 1937.**
- **Projeto da estrutura de concreto armado do Eng. Glebe Zaharov, 1938.**
- **Projeto e execução das fundações em blocos sobre estacas de concreto armado, Estacas Franki.**
- **Construção iniciada em 1938, interrompida durante a 2ª guerra mundial e concluída em 1947, após várias alterações do projeto arquitetônico.**
- **Essas alterações, incluindo, anos mais tarde, a adição de mais um pavimento e terraço, resultaram no aumento das cargas nas fundações que, por isto, foram reforçadas.**

DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA ESTRUTURA -1997

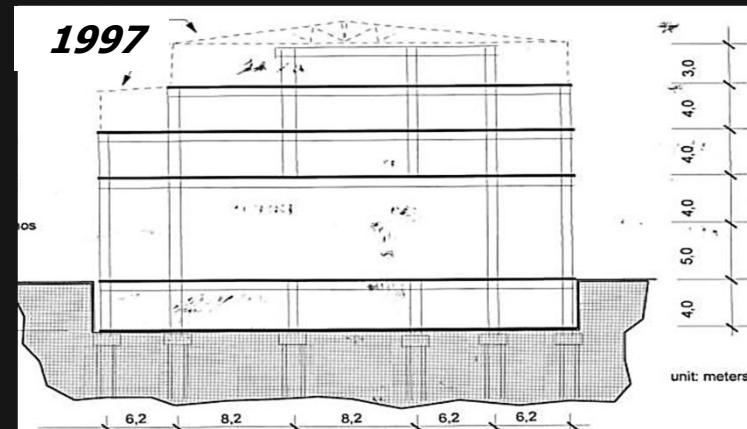


- Antes do incêndio, a estrutura de concreto armado era composta por: cintas dos blocos sobre estacas, laje do subsolo, teto do subsolo, mezaninos, teto do térreo, mais 3 tetos e estrutura metálica dos telhados.
- Dimensões em planta 35 m x 195 m, composta por 7 setores (incluindo o central, do saguão principal) separados por juntas de dilatação térmica.
- Em cada setor, pilares de todos os tetos com seção circular $D=65$ cm e altura $L=4,0$ m (exceto os do teto do térreo com $L=8,0$ m), espaçados de 6,20 m (dir. longitudinal) e 8,20 m (dir. transversal); exceto os do térreo no corredor central. Pilares e vigas principais dos tetos formam uma estrutura hiperestática tridimensional de quadros múltiplos.



***Corte Vertical da estrutura – Eixo 16
Setor do saguão principal***

DESCRIÇÃO SUMÁRIA DA ESTRUTURA (continuação)



- Todos os tetos com estrutura em grelha e painéis duplos de laje maciça; exceto o último teto, construído com painéis de laje pré-fabricadas.
- Projeto (1938) arrojado do teto do saguão principal. Estrutura bastante esbelta com grandes vãos livres ($20,0\text{ m} \times 28,0\text{ m}$) e um bordo livre. Vigas principais com seção $60 \times 90\text{ cm}$ e vigas secundárias de pequena largura, para maior leveza. Pilares de altura $L=8,0\text{ m}$ com seção circular $D=65\text{ cm}$.
- Das vigas principais da grelha do teto do saguão, com grandes vãos livres, nascem pilares de seção quadrada ($25 \times 25\text{ cm}$) e retangular ($15 \times 60\text{ cm}$) com a função de suportar as cargas oriundas dos tetos superiores.



***INCÊNDIO INICIADO
NA MADRUGADA
DO DIA 13/02/1998
(6ª feira)***

Vista aérea

**Fachada principal do
prédio durante incêndio,
vista da praça**



O incêndio iniciou a ~1:30 h e teve duração de cerca de 8 horas.

Em ~ 4 horas, e com vento, o fogo se estendeu por todos pavimentos.

Área danificada: ~ 2/3 da área construída, cerca de 25 mil m²

**AÇÃO PROLONGADA DO FOGO
NA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO
Rio de Janeiro – 6ª feira, 13/02/1998**



**Hidrantes sem abastacimeno d'água
e consequente atraso do início da ação dos bombeiros**

AÇÃO DO FOGO EM ESTRUTURAS

Tópicos principais

- 1. Sistemas eficientes / inteligentes para extinguir incêndios num curto intervalo de tempo**
- 2. Sistemas e materiais de proteção ao fogo para a estrutura e componentes**
- 3. Resistência ao fogo dos materiais de construção**
- 4. Projeto de estruturas resistentes ao fogo e com efetiva proteção contra incêndios**

Tópicos abordados nesta palestra

- 5. Avaliação de estruturas danificadas pelo fogo**
- 6. Reabilitação de estruturas danificadas pelo fogo**

ESCOPO DESTA APRESENTAÇÃO

ETAPAS EXECUTADAS PARA REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

- 1. Levantamento dos danos na estrutura de concreto armado causados pela ação intensa e prolongada (~ 8 horas) do fogo.**
- 2. Avaliação da estrutura danificada pelo incêndio; Providências para estabilização emergencial da estrutura.**
- 3. Determinação das propriedades dos materiais. Amostras extraídas de partes íntegras e danificadas da estrutura.**
- 4. Modelagem computacional 3D para simulação e análise da estrutura original e danificada. Estudos para reabilitação.**
- 5. Projeto de recuperação e reforço da estrutura; Detalhes do reforço estrutural executado.**
- 6. Testes de cargas estática e dinâmica de lajes do 1º teto, para nova destinação do prédio do antigo terminal de embarque.**

LEVANTAMENTO DOS DANOS E AVALIAÇÃO DO GRAU DE PERDA DE INTEGRIDADE ESTRUTURAL

- **A inspeção dos danos no interior do prédio, no dia seguinte ao incêndio, foi muito dificultada pela grande quantidade de escombros ainda muito quentes e pela condição (julgada naquele momento) de alto risco de colapsos localizados.**
- **Aplicação de metodologias e técnicas usuais para levantamento dos danos e das temperaturas alcançadas em distintas regiões do prédio.**
- **Caracterização das propriedades físicas dos materiais (concreto e aço) por meio de ensaios de CP's preparados de amostras extraídas de componentes íntegros e danificados da estrutura .**
- **Análise da estabilidade estrutural com base no conhecimento do sistema estrutural original e modelagem numérico-computacional 3D, tanto da estrutura íntegra quanto da estrutura com os danos mais severos.**

***LEVANTAMENTO EXTERNO DOS DANOS
NA ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO***



Vista da fachada principal durante operação de rescaldo do prédio, no dia 14/02/98



Vista da fachada; 2º e 3º pavimentos severamente danificados. Pilares frontais do térreo, o relógio e os painéis pintados em 1951 em homenagem a Santos Dumont, restaram íntegros; e o teto esfumaçado.



**Vista da fachada traseira, na região do saguão de desembarque.
Não houve incêndio no pavimento térreo na área do saguão principal.
Todos os pavimentos superiores foram severamente danificados.**



**Vistas mais próximas da fachada traseira.
Notam-se os danos severos na estrutura e elementos
construtivos causados pela ação prolongada do fogo intenso.**

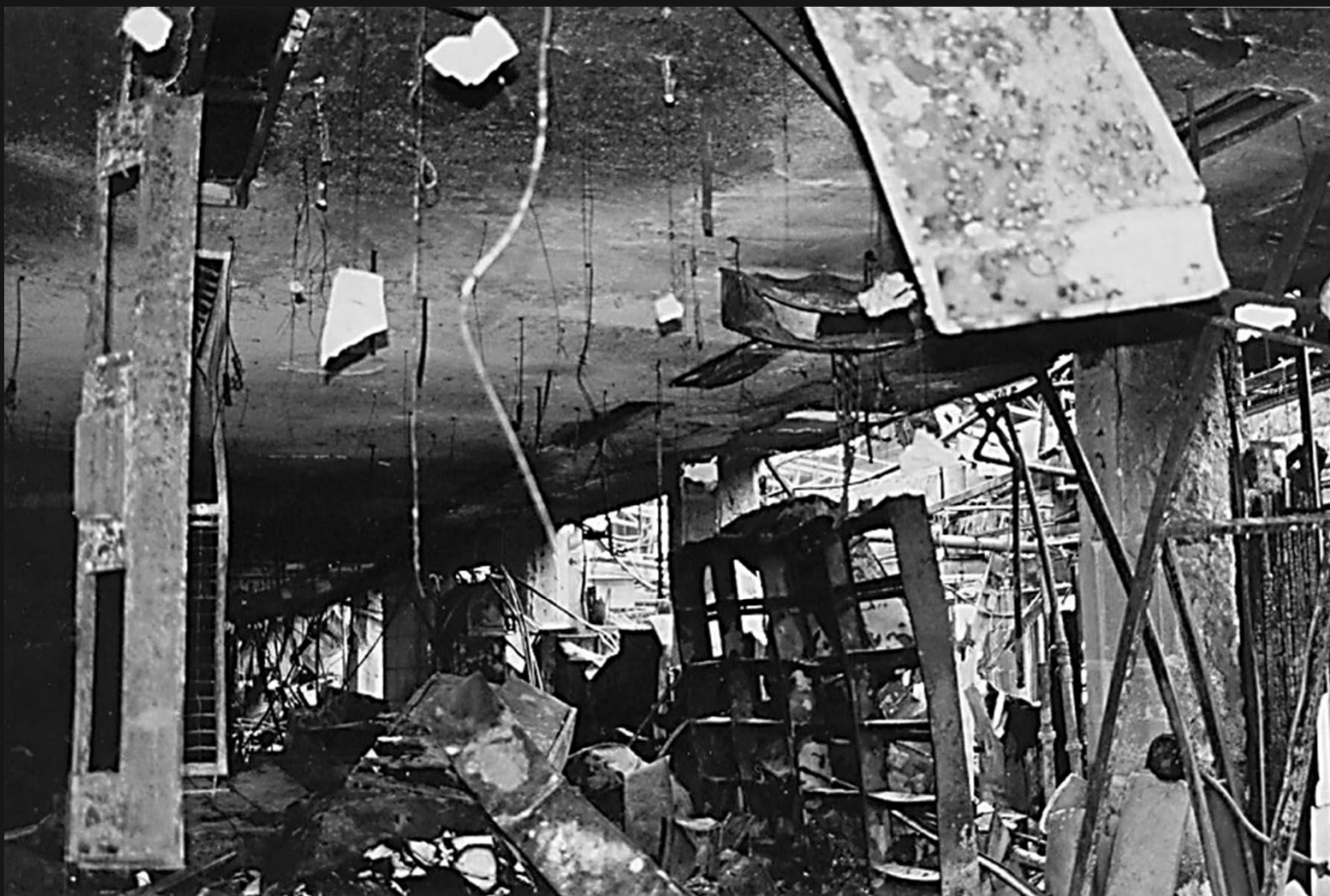


**Vista lateral da fachada
principal do prédio
na manhã de 15/02/98**

**Vista da fachada norte
do prédio após o incêndio
Brize-soleils danificados**



***LEVANTAMENTO INTERNO
DO
ESTADO DA ESTRUTURA E COMPONENTES***



Escombros no 2º pavimento e vista da laje de forro do teto danificada.

As peças metálicas retorcidas (esquadrias, tubos, calhas, suportes do forro falso, ...) indicam que nesta região a temperatura ultrapassou 800°C

AEROPORTO SANTOS DUMONT - RIO DE JANEIRO

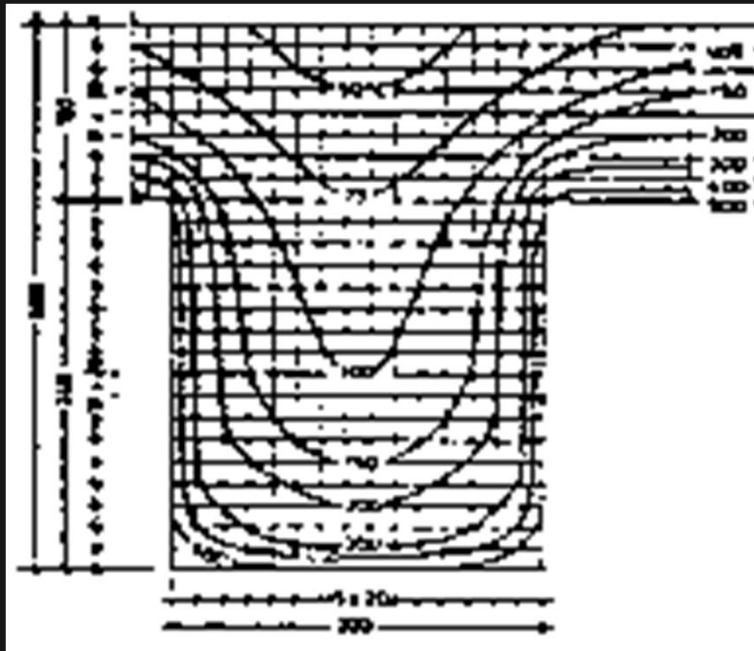
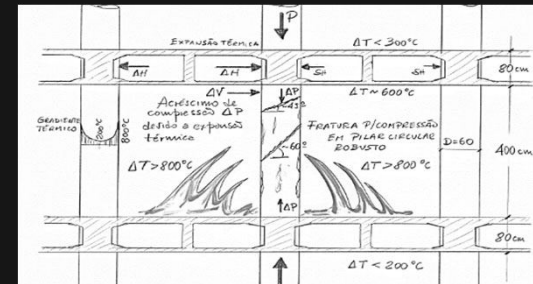
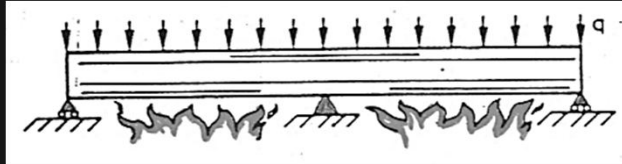
AMOSTRA DE VIDRO DERRETIDO A $\sim 800^{\circ}\text{C}$
DURANTE O INCÊNDIO OCORRIDO NA MADRUGADA
DO DIA 13 (6^o Feira) de Fevereiro de 1998



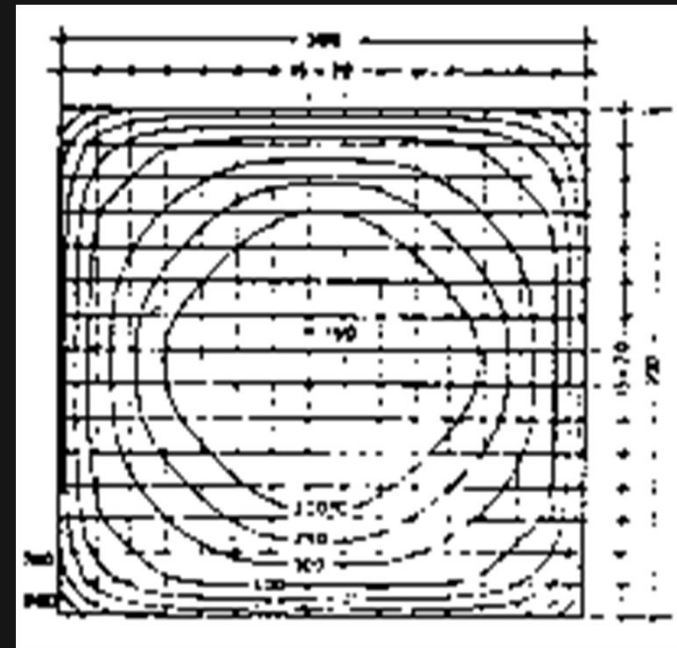
Amostra de vidro recolhida dos escombros do 3^o pavimento.

**A fusão de pedaços de vidro das janelas e luminárias
indica que a temperatura alcançou cerca de 800°C a 900°C**

Gradientes de temperatura ilustrando a redução desde a superfície externa exposta ao fogo até o núcleo de um pilar de seção quadrada ou a face superior não exposta de uma viga T



Viga com Seção T



Pilar com Seção quadrada

A temperatura no interior da massa de concreto foi bastante atenuada pela espessa camada de reboco e por revestimentos fixados para acabamento (placas de mármore e pastilhas de cerâmica)

ELEMENTOS COM CAMADAS DE MATERIAL DE PROTEÇÃO AO FOGO

As temperaturas na superfície de concreto de elementos com camada de proteção e nas armaduras de aço podem ser estimadas por meio de Modelos Matemáticos da Teoria Termodinâmica

TRANSFERÊNCIA DE CALOR

1ª Lei da Termodinâmica: $\Delta E = Q + W$

ΔE = variação de energia interna

Q = quantidade de calor

W = trabalho das forças externas ($W=0$)

$\therefore Q \rightarrow \Delta E$

MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR ENTRE DOIS CORPOS COM DISTINTAS TEMPERATURAS

- **Radiação** - $q_{rd} = h_r \cdot \Delta T$; entre corpos
- **Convecção** - $q_{cv} = h_c \cdot \Delta T$; através de fluidos (líquidos ou gasosos)
- **Condução** - $q_{cn} = k \frac{\Delta T}{\Delta x}$; $q_{cn} = q_{rd} + q_{cv}$

q = fluxo de calor / unidade de área

**h_r ; h_c = coeficientes de transferência por radiação e
por convecção (funções de vários parâmetros)**

ΔT = gradiente de temperatura ($T_e - T_a$)

**k = coeficiente de condutividade térmica do material
da camada de proteção**

Δx = espessura da camada de material de proteção

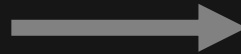
EFEITOS COMBINADOS DOS MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CALOR

$$q_{cn} = q_{rd} + q_{cv}$$

q = fluxo de calor por
unidade de área

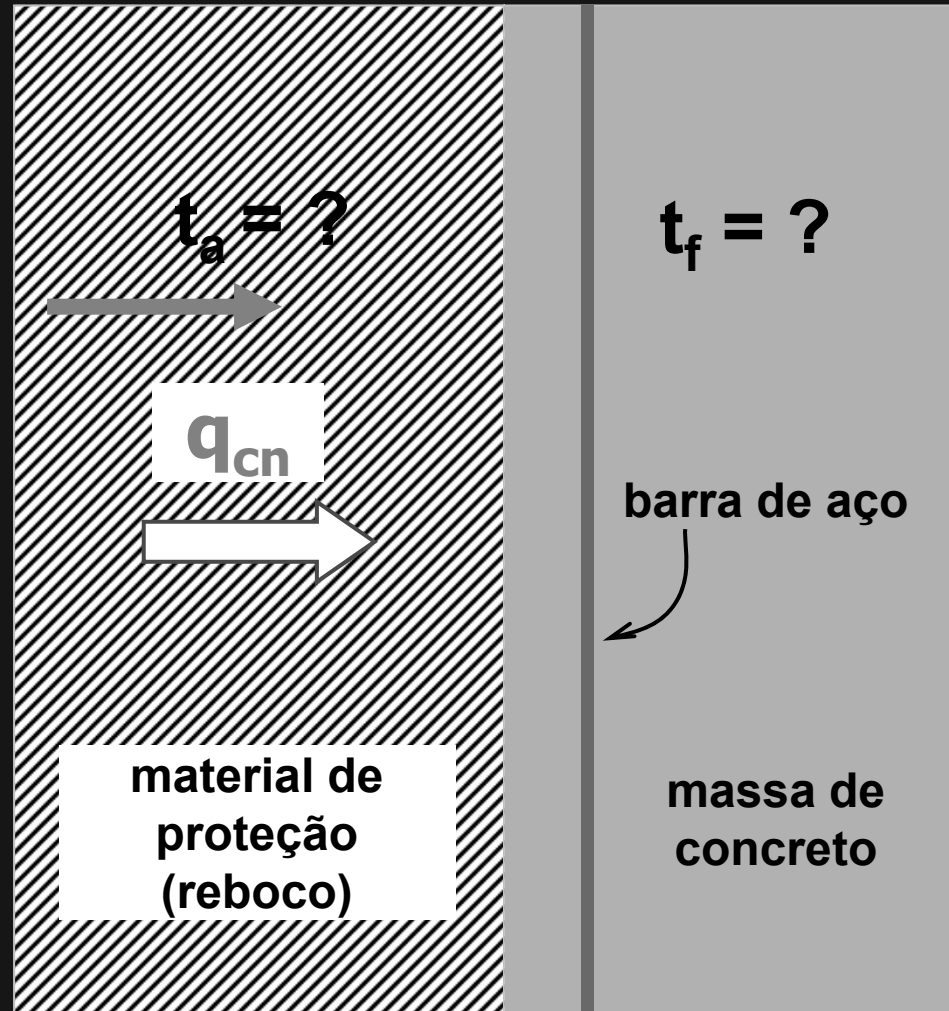
Temperatura
dos gases

$$t_{ext} = 800 \text{ } ^\circ\text{C}$$



q_{cv}

q_{rd}



material de
proteção
(reboco)

barra de aço

massa de
concreto

ELEVAÇÃO DE TEMPERATURA NO CONCRETO DE ELEMENTOS COM PROTEÇÃO AO FOGO

$$\Delta t = \left[\Delta \theta_{c,t} + (e^{\zeta/10} - 1) \Delta \theta_{g,t} \right] \frac{t_m c_a \rho_a}{\lambda_m (U_m/A)} \frac{1 + \zeta/3}{(\theta_{g,t} - \theta_{c,t})}$$

onde: $\zeta = \frac{c_m \rho_m}{c_c \rho_c} t_m (U_m/A)$

u_m / A = fator de massividade; u_m = perímetro; A = área da seção

c_c = calor específico do concreto (J/kg°C)

c_m = calor específico do material de proteção (J/kg°C)

t_m = espessura do material de proteção (m)

$\Theta_{c,t}$ = temperatura do concreto no instante t (°C)

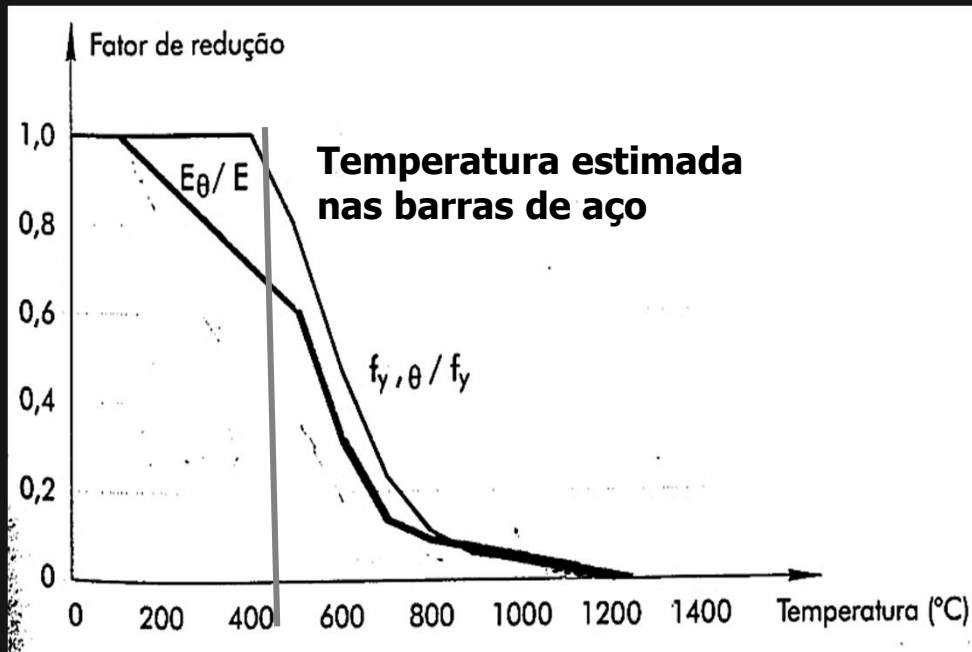
$\Theta_{g,t}$ = temperatura dos gases no instante t (°C)

λ_m = condutividade térmica do material de proteção (W/m °C)

ρ_c = massa específica do concreto (kg/m³)

ρ_m = massa específica do material de proteção (kg/m³)

Δt = intervalo de tempo (s)

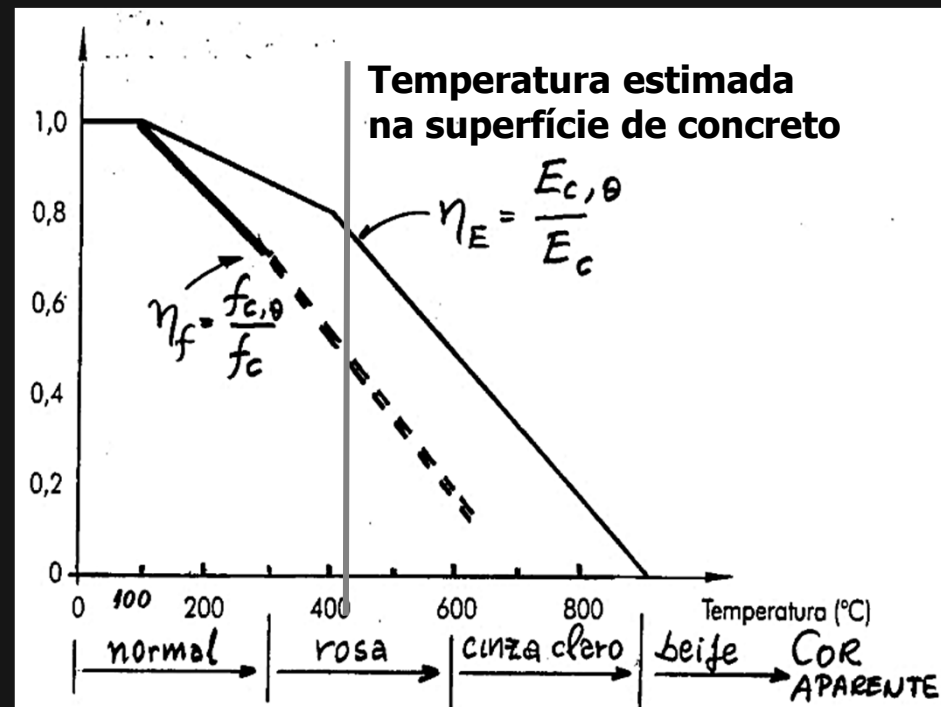


AÇO DAS ARMADURAS

Fatores de redução do módulo de elasticidade, $E_{a\theta}$ e da resistência a compressão, f_{ye} do aço, com o aumento da temperatura ($^{\circ}\text{C}$).

CONCRETO DOS ELEMENTOS

Fatores de redução do módulo de elasticidade, E_c e da resistência a compressão, f_c do concreto, com o aumento da temperatura ($^{\circ}\text{C}$).





**Aspecto geral das lajes de forro do 3º teto, após remoção de escombros.
Forro rebaixado em gesso conferiu a essas lajes alguma proteção ao fogo.**



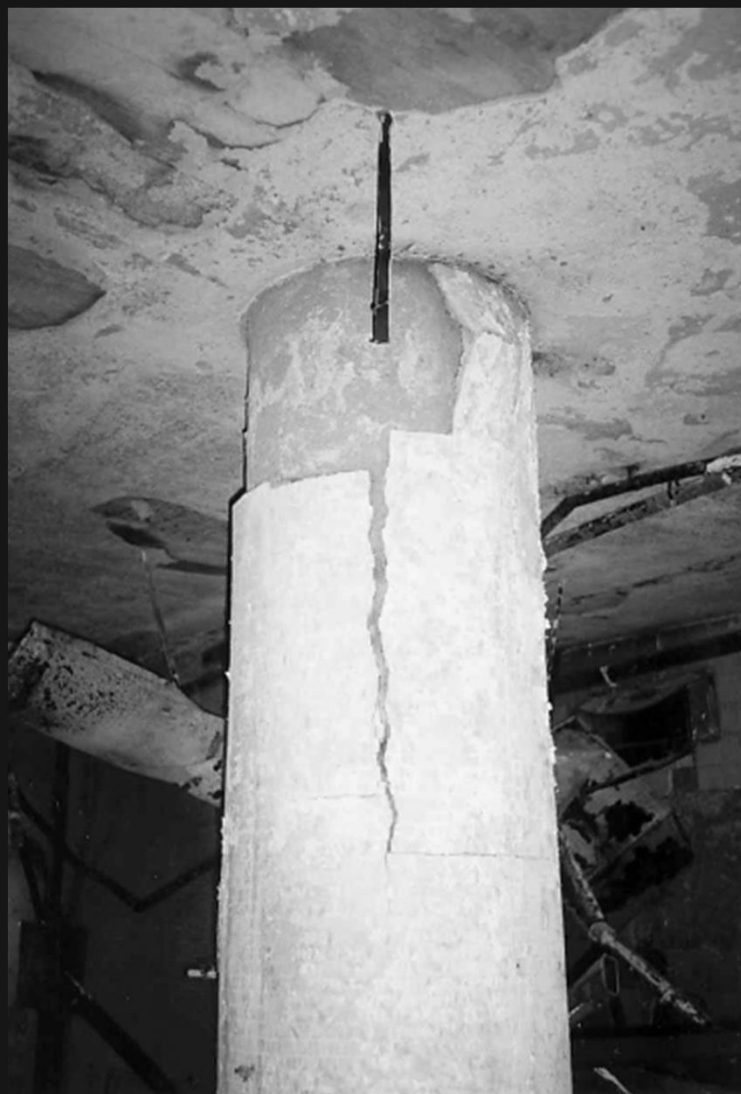
“Delaminação” do concreto dos pilares do 2º teto deixando a armadura parcialmente exposta. A coloração rosada do concreto indica que a superfície de concreto atingiu a temperatura estimada de $\sim 400^{\circ}$



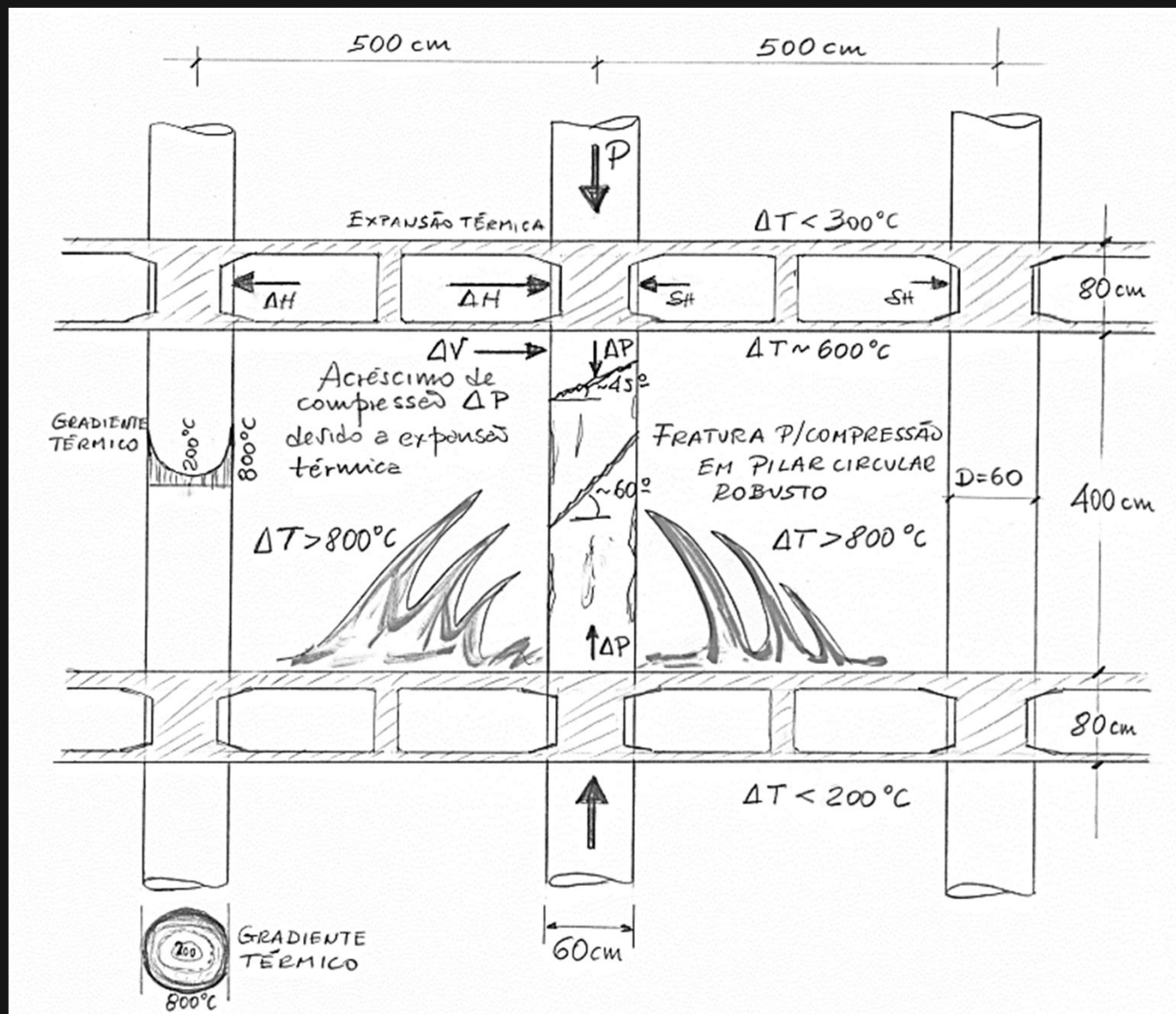
Perda de seção por "lascamento" em pilares do 2º teto.



Grande "lascamento" do concreto na aresta de pilar retangular do 2º teto, localizado na área de projeção do saguão principal



Pilar do 2º teto protegido pelo revestimento em pastilhas vitrificadas. Funcionou como camada de material refratário na proteção contra o fogo. Outros pilares sem essa proteção, na mesma área em torno, foram severamente danificados pela ação prolongada do fogo.



Mecanismo de ruptura em pilar entrepisos sob ação combinada das cargas de gravidade e forças adicionais de compressão e cortante resultantes das deformações impostas pela ação do fogo



Ruptura de um pilar do 2º teto



Ruptura de um pilar do 3º teto



Ruptura de um pilar do 3º teto
Nota-se a ruptura do reboco e das placas de revestimento

Parecer técnico dado após Vistoria e Avaliação dos Danos



AVALIAÇÃO DOS ESTADOS DE INTEGRIDADE E DE SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DO PRÉDIO DO AEROPORTO SANTOS DUMONT

RELATÓRIO TÉCNICO DE VISTORIAS E AVALIAÇÕES, CONTENDO PARECER FINAL E RECOMENDAÇÕES DE REPAROS, RECUPERAÇÕES E REFORÇOS PARA REABILITAÇÃO ESTRUTURAL

Responsáveis Técnicos: Ronaldo Carvalho Batista
Ph.D., Prof. Titular Eng. Estrutural
Eng.º Civil, CREA-RJ 90.1721-D

Eduardo de Miranda Batista
D.Sc., Prof. Adjunto Eng. Estrutural
Eng.º Civil, CREA-RJ 74.369

Interessado: INFRAERO - Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária.
Superintendência Regional do Rio de Janeiro

Março 1998

ET - 150801

COPPETEC
Consultoria, Projetos
& Estudos Tecnológicos

VIII. PARECER TÉCNICO FINAL

O incêndio ocorrido em 13/02/98 no prédio da Estação Central de Passageiros do Aeroporto Santos Dumont, provocou danos estruturais, devido à ação intensa e prolongada do fogo sobre a estrutura de concreto armado.

Os serviços de remoção dos escombros e limpeza das estruturas, e os de prospecção com a retirada de amostras e de material desagregado, revelaram falhas executivas na estrutura original, em particular vazios de concretagem e ninhos de brita.

A análise da estrutura no estado em que se encontrava após o incêndio, levou às Recomendações para Recuperação e Reforço Estrutural contidas na seção VII do presente Relatório Técnico. Tais recomendações, se observadas e executadas, darão garantias de estabilidade e segurança ao prédio, tornando-o apto a receber as sobrecargas de ocupação previstas (carga acidental, instalações, pisos, divisórias leves e forros).

Quanto ao comportamento da estrutura do prédio para ações de cargas dinâmicas produzidas por atividades humanas caso o novo projeto de arquitetura preveja o trânsito de multidão sobre o 1º teto (3º pavimento), na região do saguão principal, avaliações estruturais especiais deverão ser realizadas.

A carga acidental prescrita é de 350 kgf/m^2 ($3,5 \text{ kN/m}^2$). Qualquer intenção de acréscimo além desse valor deverá ser acompanhada de estudos visando reforço extensivo. Dúvidas sobre a capacidade portante ulterior deverão ser dirimidas, por meio de provas de carga estática e ensaios dinâmicos, tais como recomendados no item 3 da seção VII.

Rio de Janeiro, março/1998
Ronaldo C. Batista

***MEDIDAS EMERGENCIAIS PARA ESTABILIZAÇÃO
DA ESTRUTURA DANIFICADA PELA
AÇÃO PROLONGADA E INTENSA DO FOGO***

MEDIDAS EMERGENCIAIS EXECUTADAS

- 1. Escoramento metálico entre estruturas em grelha dos pavimentos, especialmente em torno dos pilares**
- 2. Reforço emergencial dos vários pilares rompidos, por meio de cintamento com anéis de chapa de aço**
- 3. Retirada de todo o espesso contrapiso existente nos 3º e 4º pavimentos, para alívio da carga permanente e posterior inspeção das lajes de piso**
- 4. Retirada de todos os painéis danificados de laje de forro das estruturas em grelha com laje dupla dos 2º e 3º tetos**
- 5. Demolição das lajes pré-fabricadas da área norte do 3º teto; demolição total do 4º teto e pilares e, também, dos "brize-soleil" das fachadas, bastante danificados pelo fogo**
- 6. Demolição total da estrutura metálica do telhado.**



**Escoramento entre pisos em torno de pilares do 2º teto.
Nota-se a pequena taxa de armadura ($\sim 1\%$)
exposta pela retirada da camada de cobrimento desagregada.**



Escoramento entre pisos em torno de um pilar rompido do 3º teto.

**Carotagens
executadas
para extração
de amostras de
pilar danificado**



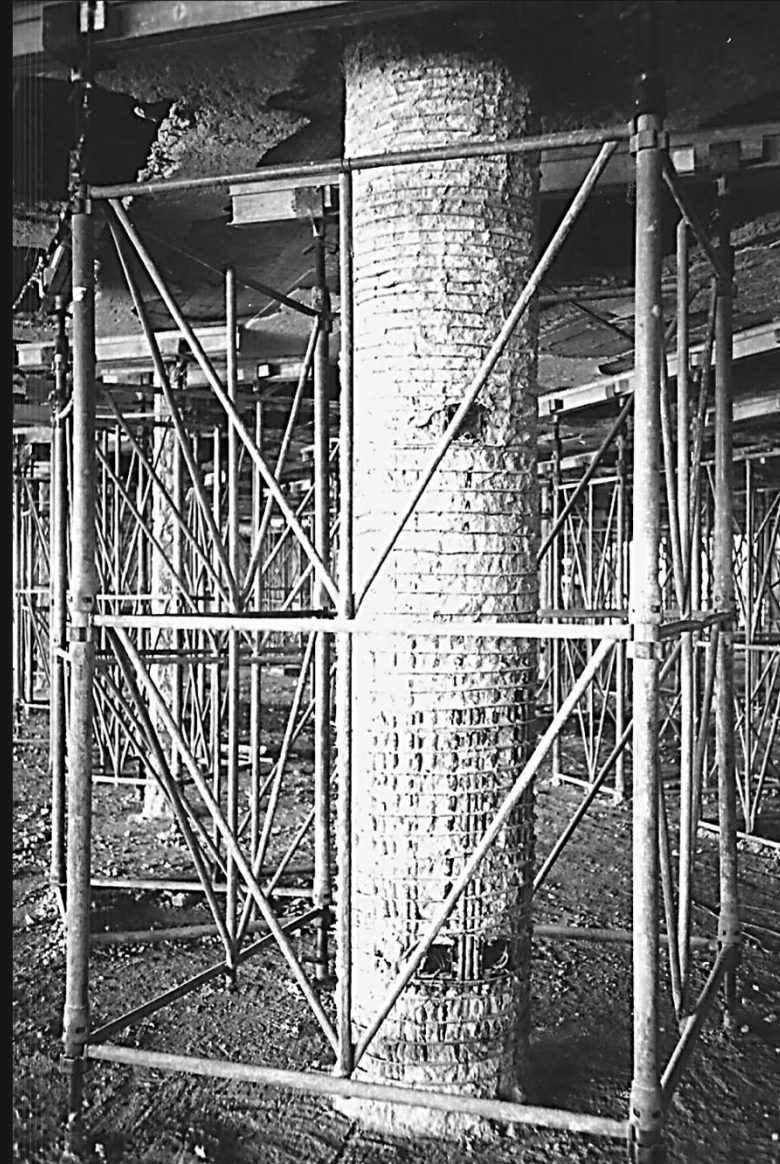
**Grande perda de seção
notada após retirada do
concreto desagregado**

**Nota-se a pequena taxa
de armadura (< 1%)
exposta pela retirada do
concreto desagregado
do cobrimento**

Escoramento entre pisos em torno de um pilar do 2º teto.

**Pilar do 2º teto cintado por
estribos pouco espaçados e
grande número de barras de
armadura longitudinal**

**Pilares continuação dos
pilares cintados do 1º teto
(teto do saguão principal)**



Pilar dentro de escoramento entre pisos



Linha de pilares de seção circular do 2º teto dentro dos escoramentos entre pisos. Painéis de laje de forro bastante danificados



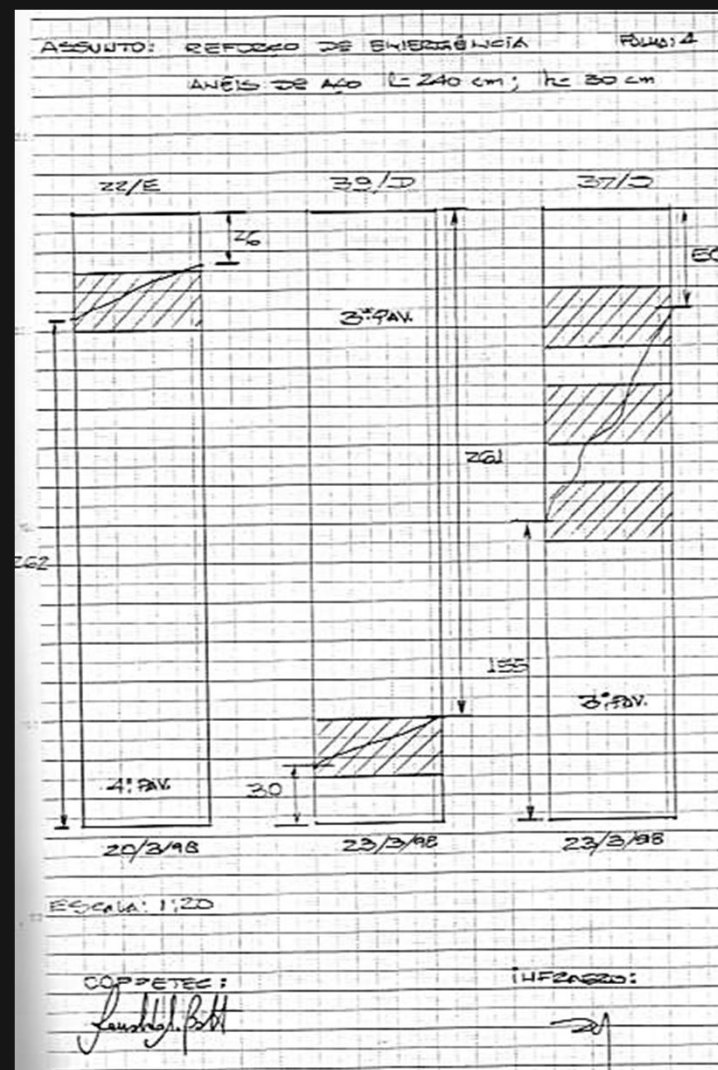
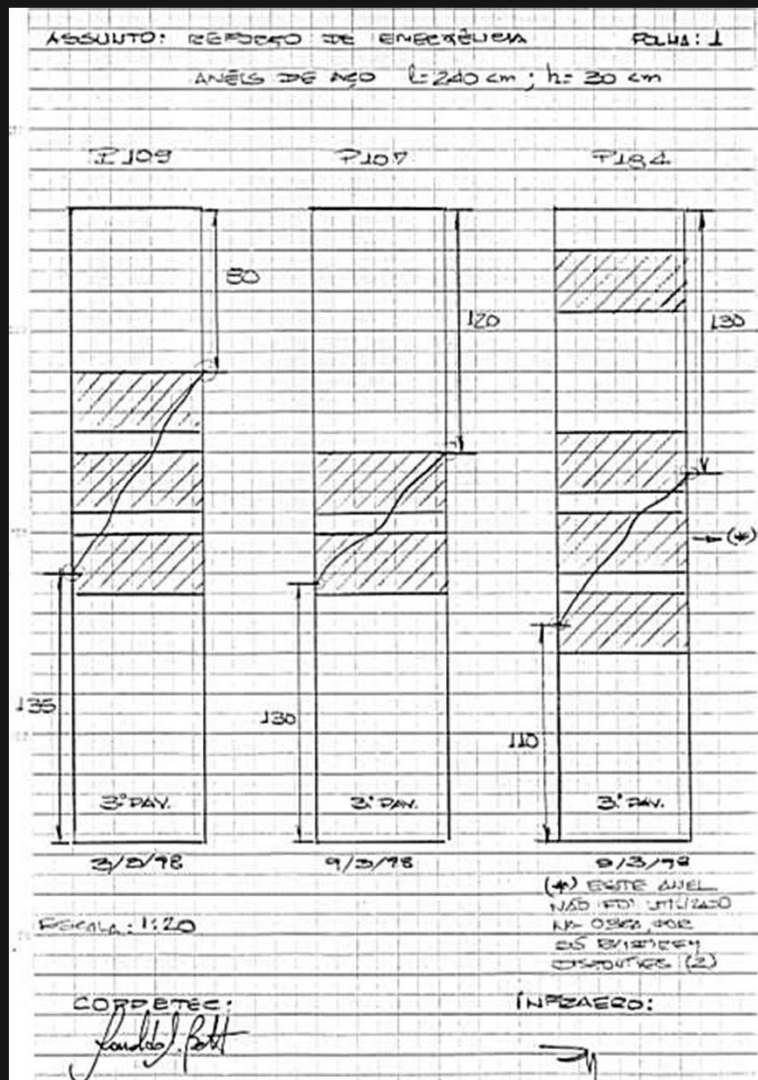
Pilar de seção retangular do 2º teto dentro de escoramento entre pisos.

Vista após retirada de escombros e limpeza do concreto desagregado.

ESTABILIZAÇÃO DE PILARES ROMPIDOS

POR MEIO DE CINTAMENTO COM ANÉIS DE AÇO ASTM A36

Chapas calandradas c/ largura 30 cm e espessura 5 mm (3/16")

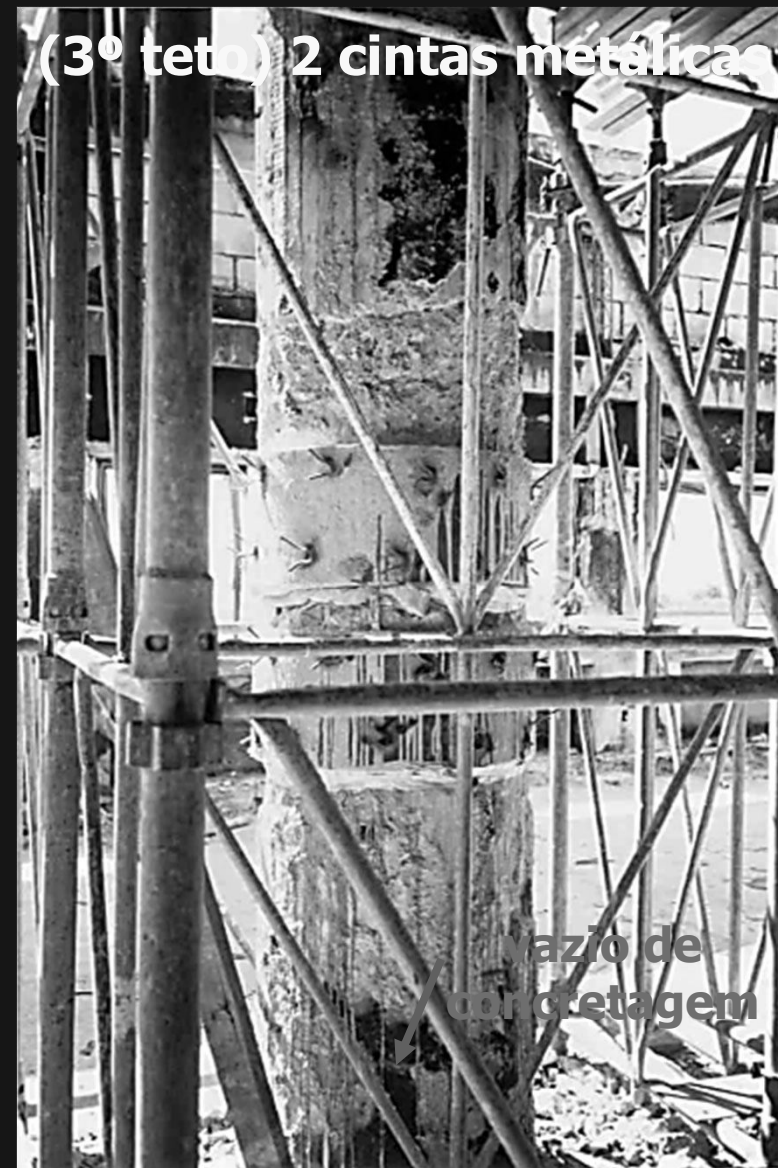
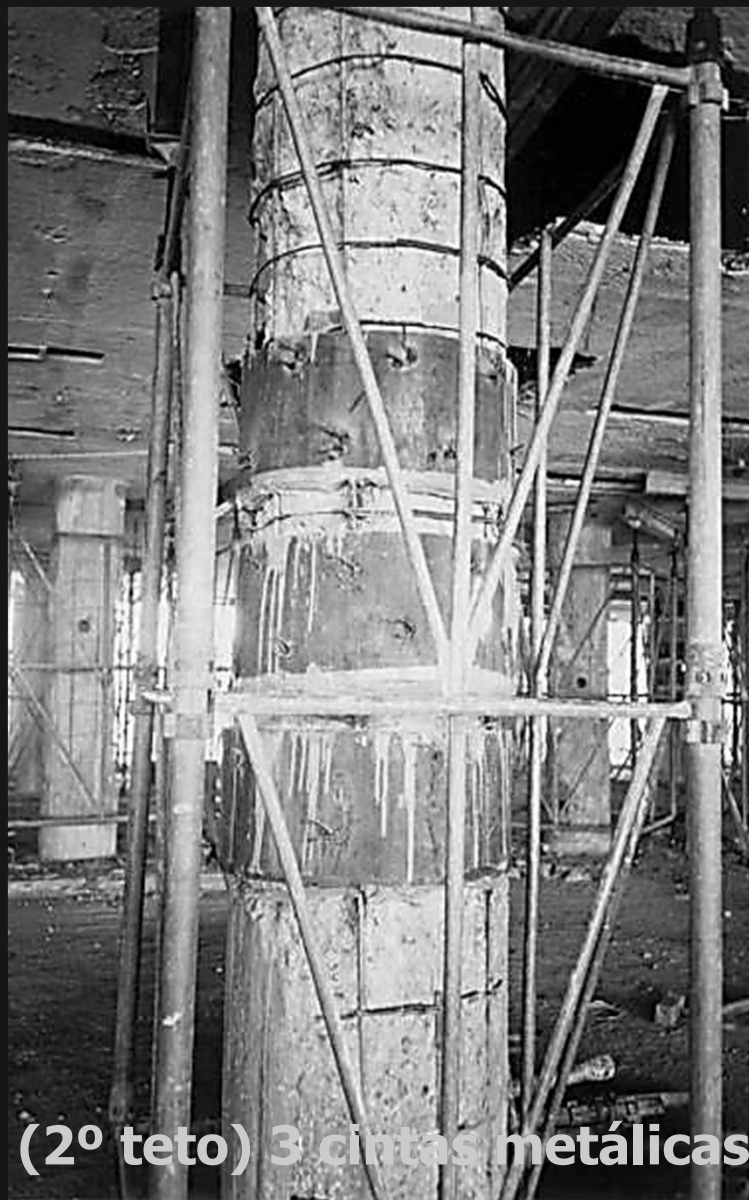




Cintamento de pilar rompido sendo executado com anéis de aço $b = 30 \text{ cm}$ e $e = 5 \text{ mm}$ ($3/16''$), formados por chapas calandradas



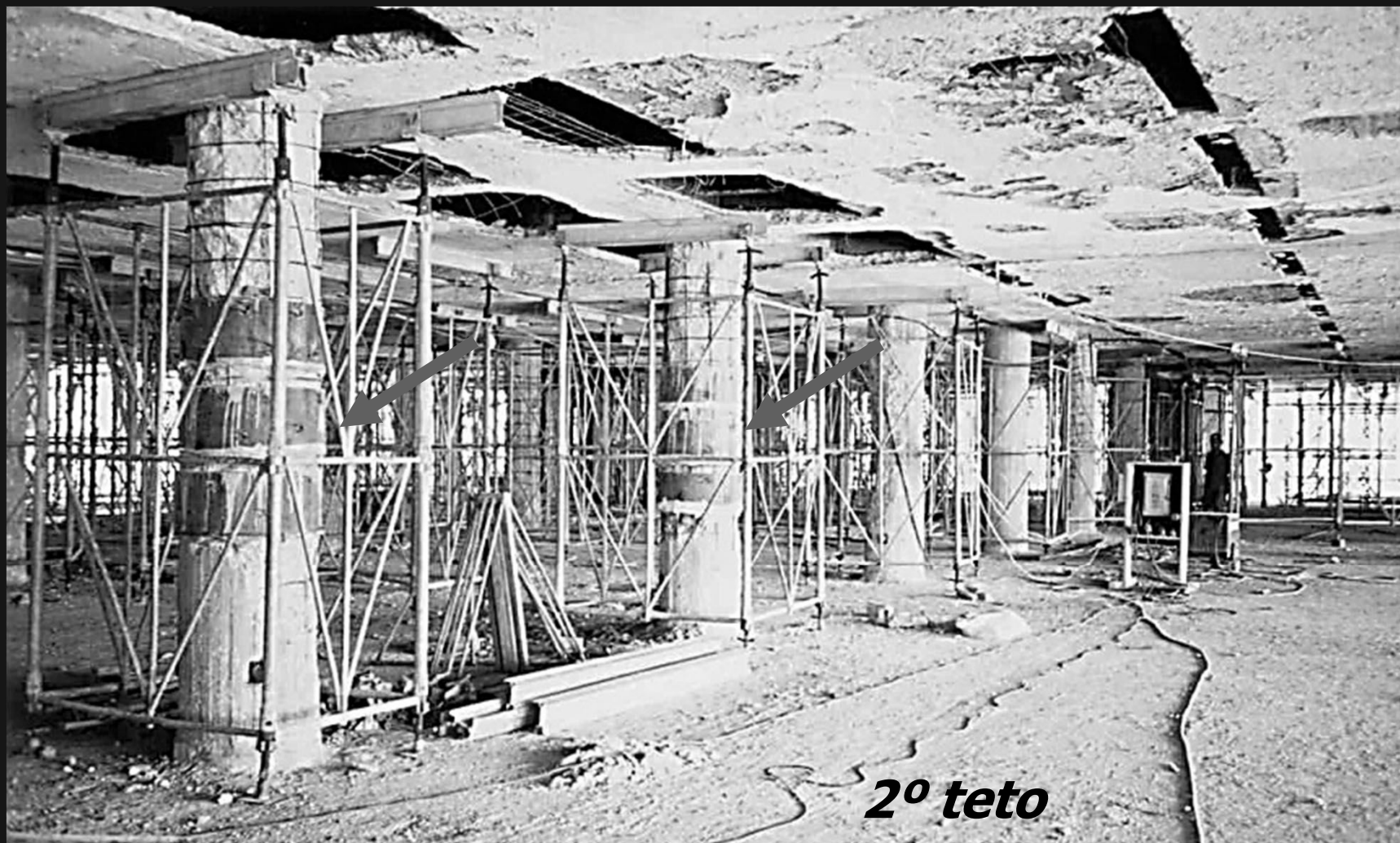
**Reforço emergencial por meio de cintamento.
Detalhe do grauteamento executado entre a cinta metálica e a
superfície preparada do pilar, cobrindo a armadura existente.**



**Pilares rompidos (2º e 3º tetos) com cintamento
concluído dentro de escoramento entre pisos**



Pilares rompidos (3º teto) com cintamento já executado



**Pilares estabilizados por meio do escoramento
entre pisos e cintamento com anéis de chapa de aço
Painéis de laje de forro ($e = 5 \text{ cm}$) severamente danificados**



**Retirada de todos os painéis danificados de laje fina de forro.
Perda de seção das vigas da estrutura do teto em laje dupla**



**Retirada dos espessos contra-pisos dos 2º, 3º e 4º pavimentos
(espessuras variadas de 15 cm a cerca de 30 cm no 4º pavimento)**

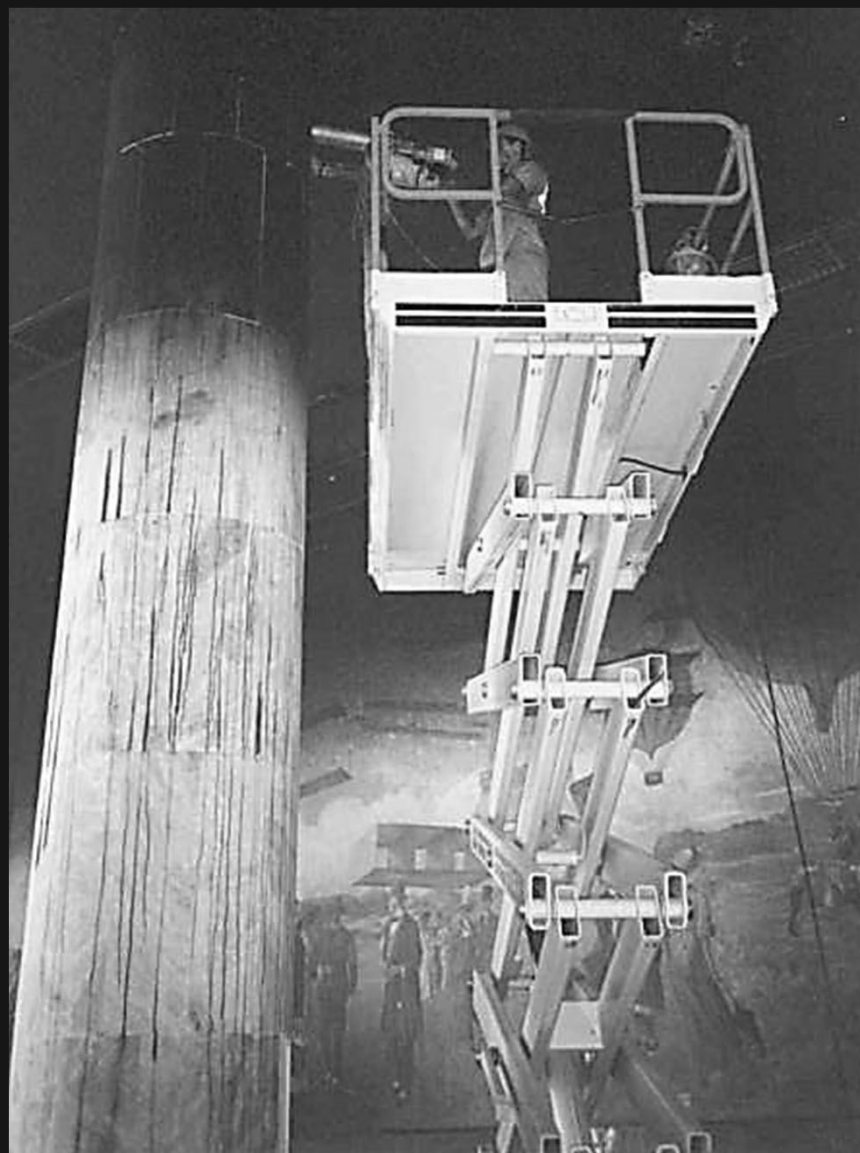
ENSAIOS DE AMOSTRAS DO CONCRETO

RETIRADAS DE ELEMENTOS

ÍNTEGROS E DANIFICADOS



Extração de amostras do concreto de pilares íntegros do saguão



Equipamento usado para extração de amostras do concreto do topo de pilares com 8,0 m de altura



**Amostra de concreto extraída
de pilar danificado do 2º teto**



barra de aço
**Detalhe do ôco cilíndrico
deixado pela carotagem.**

**Nota-se a ausência de
barras de aço em pilar com
diminuta taxa de armadura**

**Extração de amostras do concreto
de pilares bastante danificados externamente**

AMOSTRAS DE CONCRETO EXTRAÍDAS DE PILARES ÍNTEGROS E DANIFICADOS

Amostras sem barras de armadura

Concreto com agregado graúdo

Amostras 01 e 02 – trincadas apenas na ponta correspondente a superfície do pilar

Amostra 03 - com várias trincas

Amostra 04 – curta mas OK!

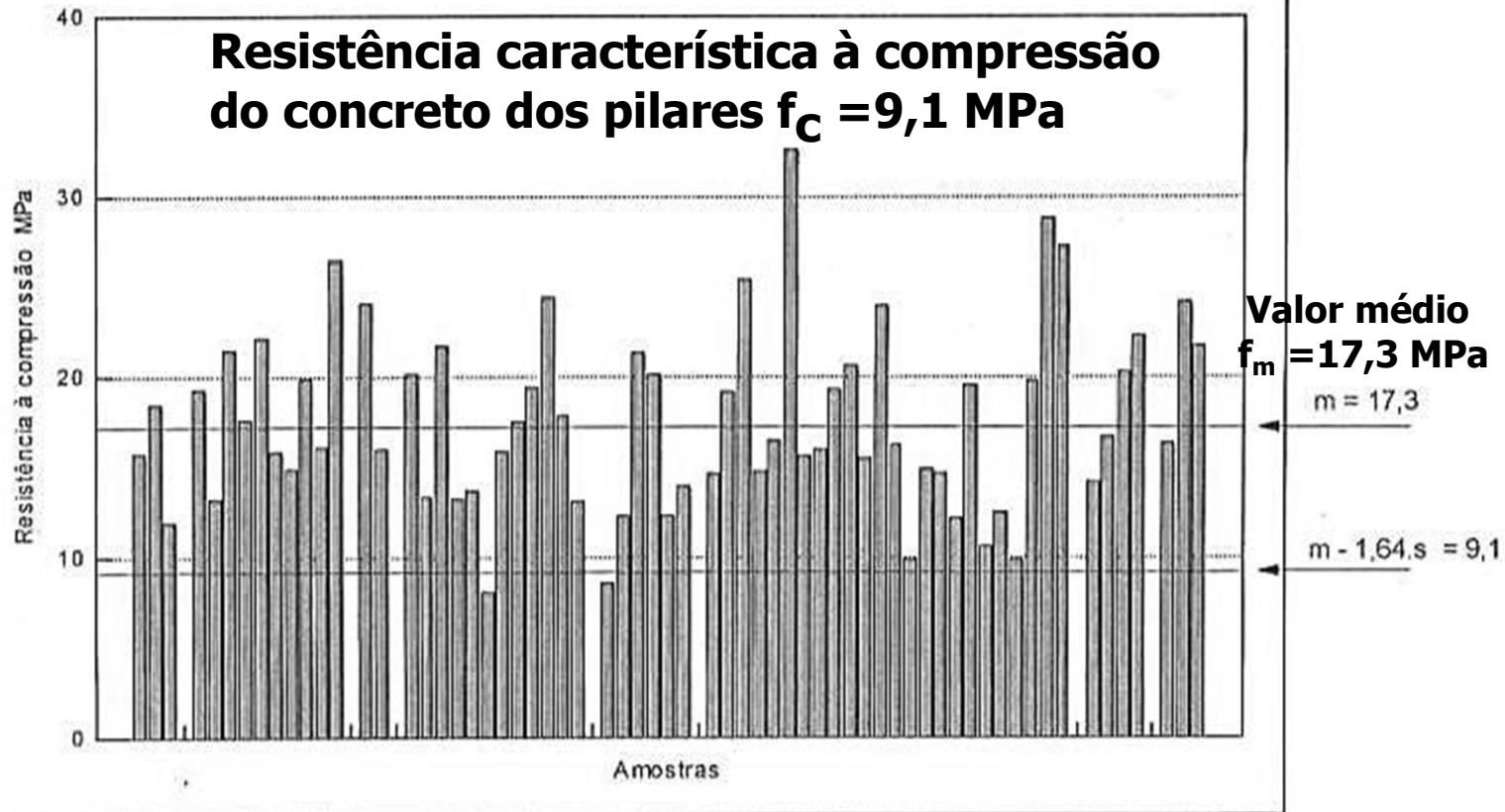


Corpos de prova rompidos em ensaio de compressão



Aeroporto Santos Dumont - Resistência do concreto
Pilares

**Resistência característica à compressão
do concreto dos pilares $f_c = 9,1$ MPa**



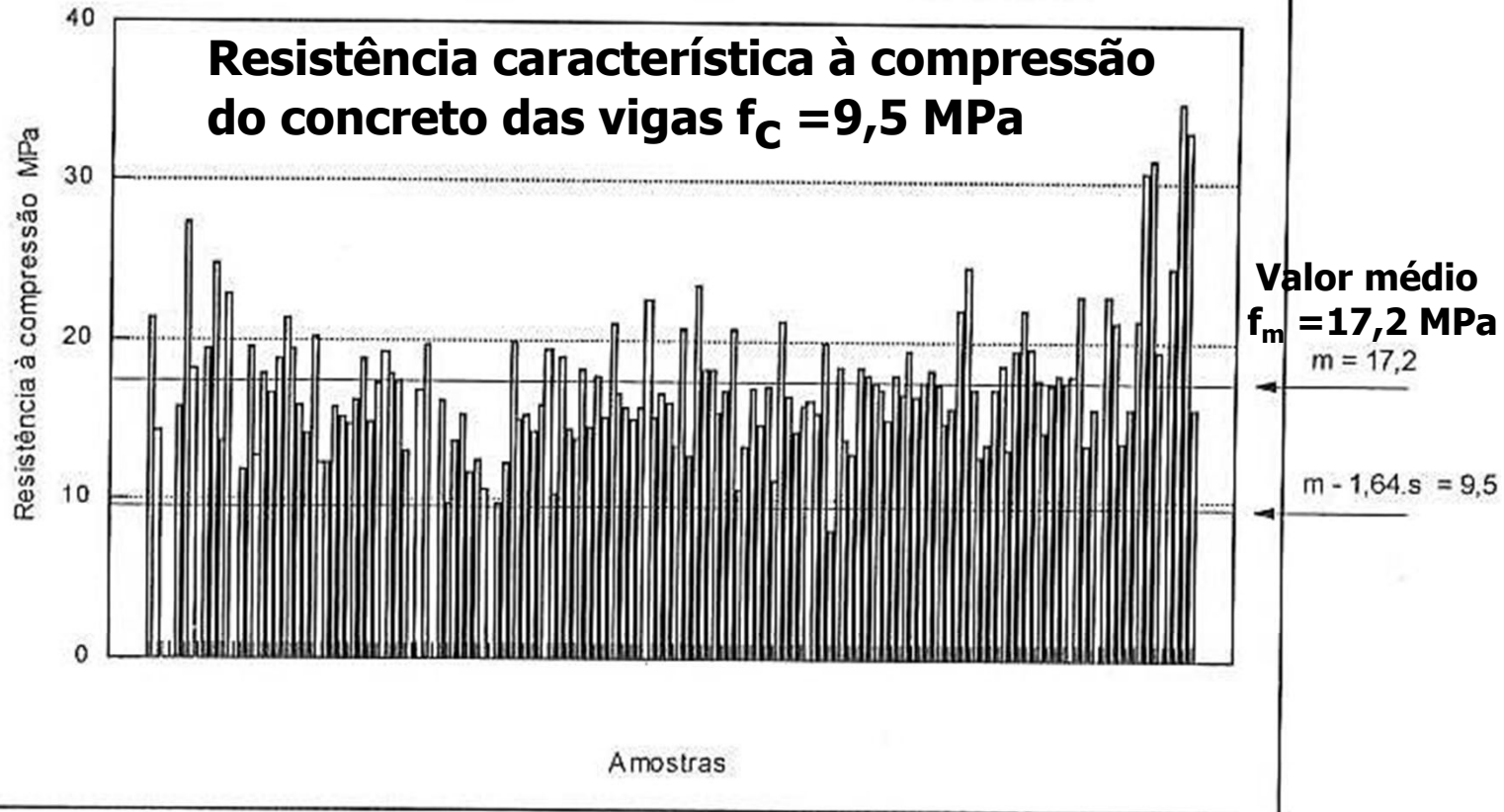
Valor médio $m = 17,3$
Desvio padrão $s = 5,0$
Valor característico $m - 1,64.s = 9,1$
Número de corpos de prova $N = 63$

Obs.: Todos os resultados de corpos de prova com interferência de barras de aço no seu volume foram desprezados nas análises.

COPPETEC

Distribuição dos resultados dos ensaios de compressão em corpos de prova de amostras extraídos dos PILARES

Aeroporto Santos Dumont - Resistência do concreto
Vigas



Valor médio $m = 17,2$
Desvio padrão $s = 4,7$
Valor característico $m - 1,64.s = 9,5$
Número de corpos de prova $N = 139$

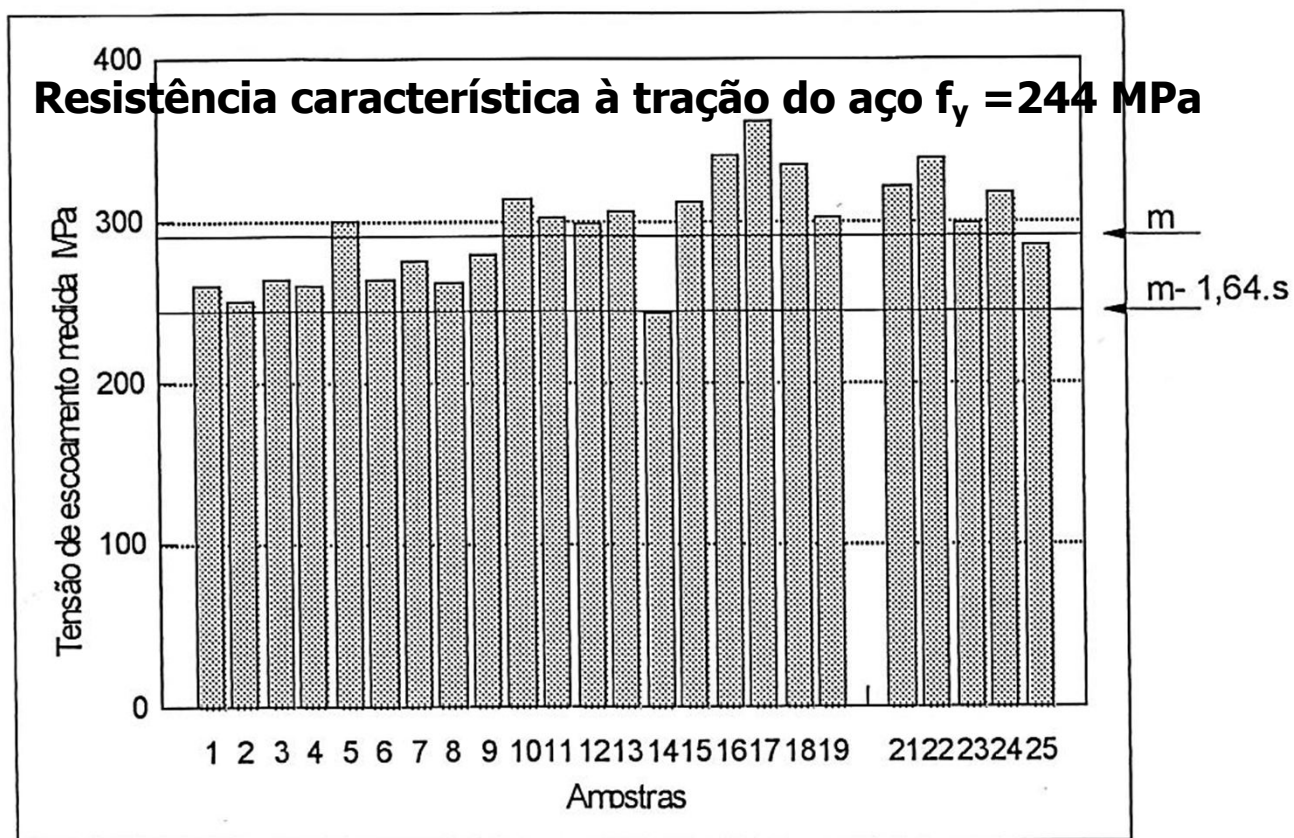
Obs.: Todos os resultados de corpos de prova com interferência de barras de aço no seu volume foram desprezados nas análises.

COPPETEC

Distribuição dos resultados dos ensaios de compressão em corpos de prova de amostras extraídos das VIGAS

***ENSAIOS DE AMOSTRAS DAS BARRAS DE AÇO
RETIRADAS DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS
ÍNTEGROS E DANIFICADOS***

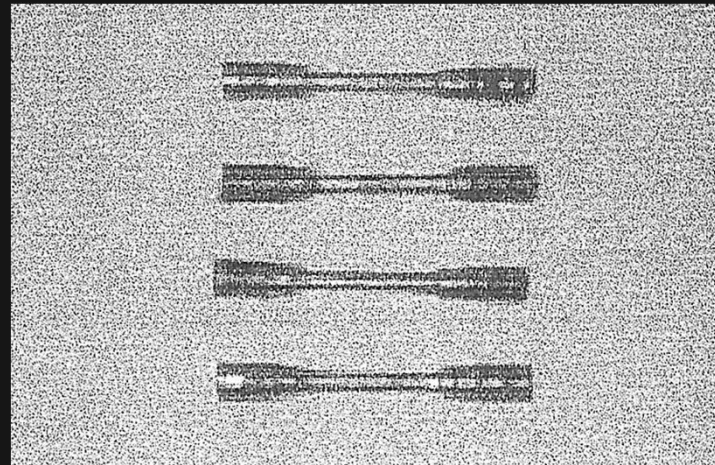
ENSAIOS DE TRAÇÃO DE AMOSTRAS DE BARRAS DE AÇO (Classe 1015)



Valor médio: $m = 295$ MPa
Desvio padrão: $s = 31$ MPa
Coeficiente de variação $s/m = 10,5\%$
valor característico: $f_{yk} = m - 1,64s = 244$ MPa

Resultados dos ensaios de tração de amostras de barras de aço extraídas das armaduras longitudinais de pilares. Ensaio realizado no Laboratório de Engenharia Civil da UERJ.

ENSAIOS DE TRAÇÃO DE CP'S USINADOS DE BARRAS DE AÇO



Corpos de Prova Usinados para Ensaio de Tração

Amostra	$\sigma_{\text{escoamento}}$ (Mpa)	$\sigma_{\text{máximo}}$ (Mpa)	ϵ (%)
P-101	330	414	22,5
P-100	340	404	25,9
P-107	298	368	24,2
P-138	352	372	22,9

Resultados dos ensaios de tração realizados no Instituto COPPE / UFRJ

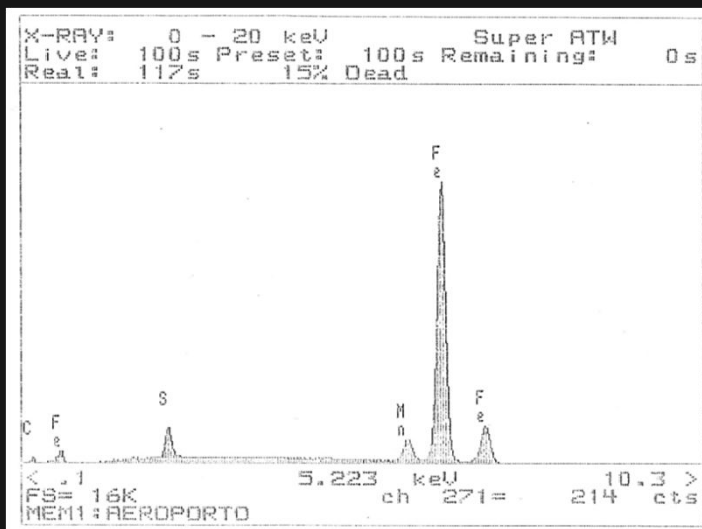
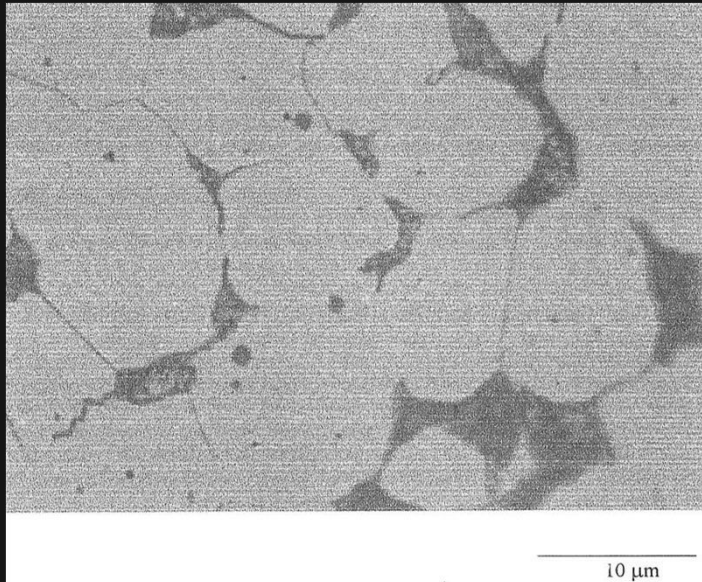
Corpos de prova usinados segundo a MB-4 (ABNT)

Seção transversal $A = 4 \text{ mm}^2$ e comprimento útil $L = 20 \text{ mm}$

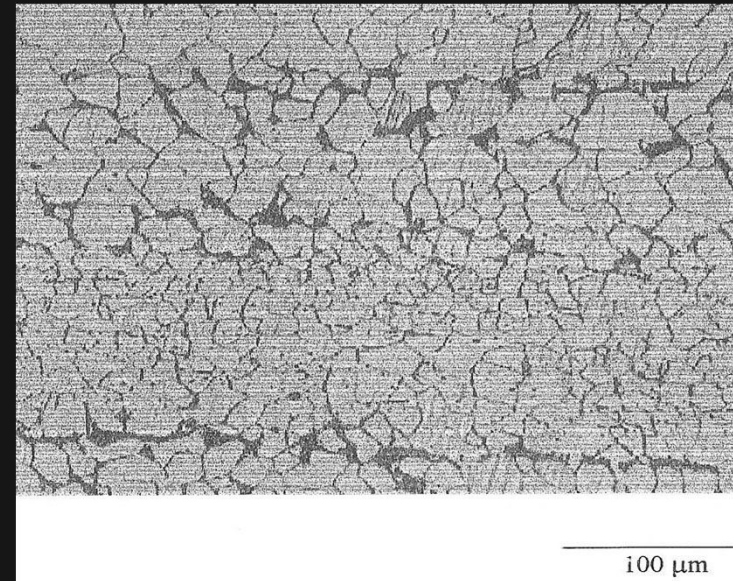
Ensaio metalográfico – Microscopia eletrônica

COPPE / UFRJ

Microestrutura da seção transversal de amostra de barra de aço extraída de um pilar



Espectro EDS da análise pontual da fase dispersa no interior do grão ferrita, destacando os picos de Mn e S



Micrografia da seção longitudinal de amostra de barra de aço extraída de um pilar

Aço classificado como 1015

***DEMOLIÇÃO OU REABILITAÇÃO
DA ESTRUTURA DANIFICADA PELA AÇÃO DO FOGO***

??????

***DECISÃO FOI TOMADA COM BASE EM
CRITÉRIOS TÉCNICOS E ECONÔMICOS
MAS OBSERVANDO OS ASPECTOS RELEVANTES
DA EDIFICAÇÃO ENQUANTO
PATRIMÔNIO HISTÓRICO E CULTURAL***

***DECISÃO TOMADA
EM ACORDO COM A INFRAERO:***

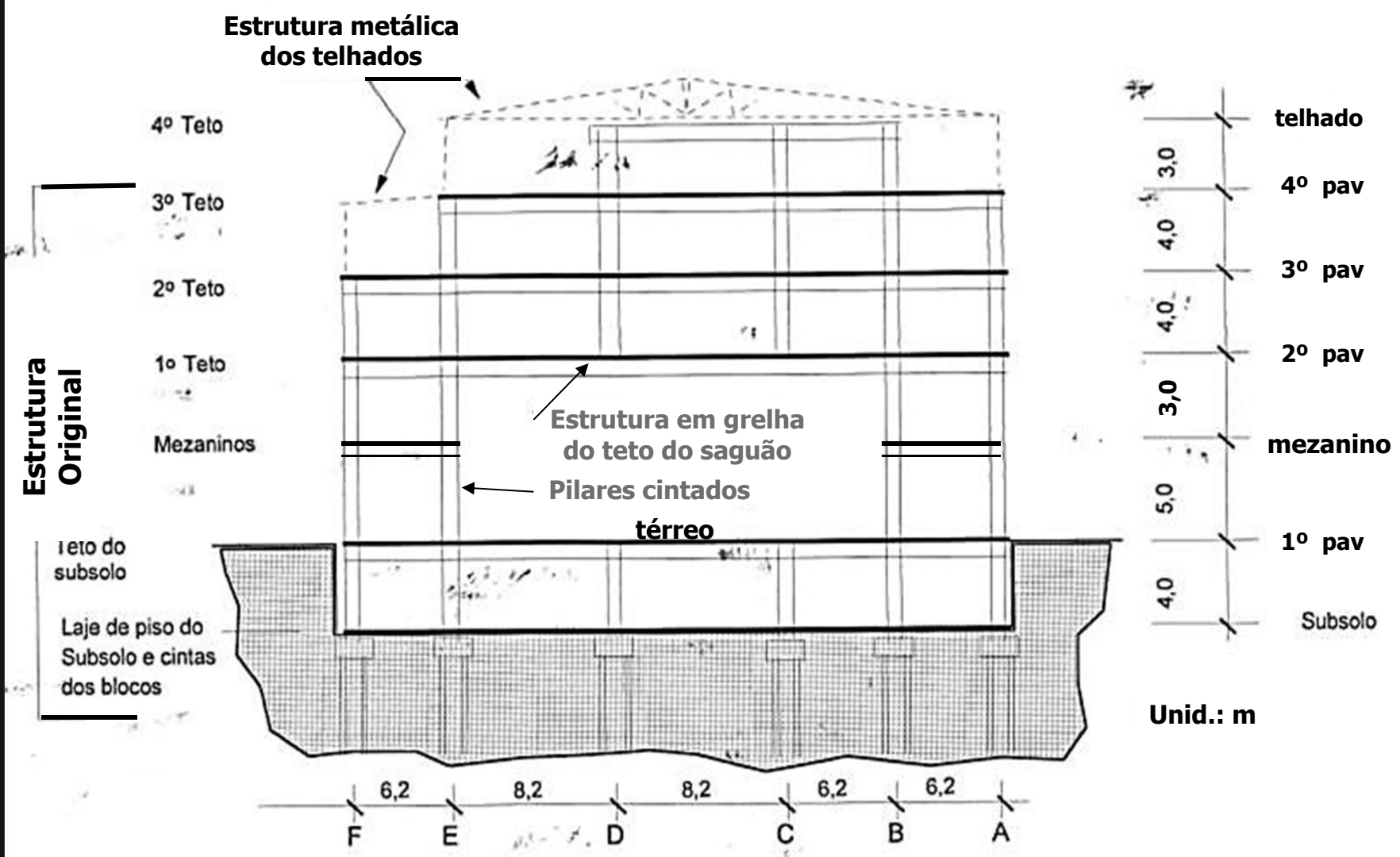


***REABILITAÇÃO ESTRUTURAL
COM RECUPERAÇÃO E REFORÇO
DOS ELEMENTOS DANIFICADOS PELO FOGO***

MODELAGEM 3D DA ESTRUTURA ORIGINAL

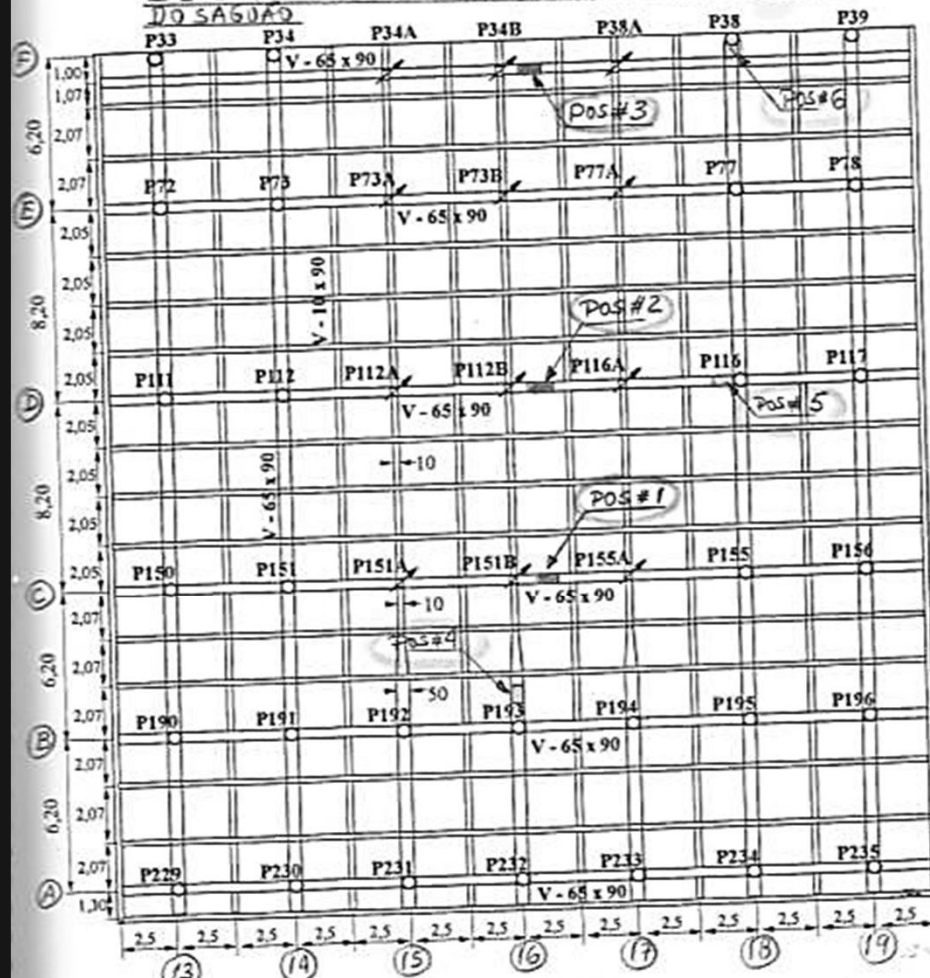
CÁLCULO DOS ESFORÇOS SOLICITANTES

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA



***Caso exemplo: Modelagem do Setor do saguão principal
Verificação da grelha do teto do saguão e pilares cintados***

FIG. A-LEVANTAMENTO DA GEOMETRIA DAS SEÇÕES DE CONCRETO E DAS ARMADURAS DAS VIGAS PRINCIPAIS DO TETO DO SAGUÃO



ARMADURAS POSITIVAS NAS POSIÇÕES colas em metros

POS# 1 - 7 ϕ 29 mm + 2 ϕ 26 mm ; estribos ϕ 8,0 mm c/ 10 cm
 POS# 2 - 8 ϕ 29 mm + 4 ϕ 26 mm + 4 ϕ 19 mm + 6 ϕ 16 mm ; ϕ alone
 POS# 3 - 9 ϕ 29 mm ; ϕ 8,0 mm c/ 10 cm

ARMADURAS NEGATIVAS NAS POSIÇÕES

POS# 4 - 5 ϕ 19 mm + 2 ϕ 16 mm + 2 ϕ 10 mm + 4 ϕ 12 mm
 POS# 5 - 5 ϕ 29 mm + 5 ϕ 26 mm + 8 ϕ 16 mm + 4 ϕ 24 mm
 POS# 6 - 8 ϕ 29 mm + 3 ϕ 26 mm + 4 ϕ 24 mm + 8 ϕ 16 mm

ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO DO TETO DO SAGUÃO PRINCIPAL

Levantamento das dimensões geométricas da estrutura

**Seções transversais das vigas
vigas principais - 65x90 cm
vigas secundárias - 10 x90 cm**

Levantamento parcial das armaduras de flexão por meio de prospecção com ferramentas leves

PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E DE RIGIDEZ DOS PILARES E DAS VIGAS

MEMÓRIA DE CÁLCULOS

I. PROPRIEDADES FÍSICAS DOS MATERIAIS

Aço: $f_{yk} \approx 250 \text{ MPa}$

Concreto: $f_{ck} \approx 10 \text{ MPa}$
 $E_c = 9.500 \sqrt[3]{f_{ck} + 8}$; $E_c \approx 2,5 \times 10^4 \text{ MPa}$
 ($2,5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$)

Rio, Março de 98
 Fernando P. Pitt

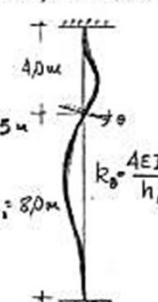
II. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS E DE RIGIDEZ DOS PILARES DE SEÇÃO TRANSVERSAL CIRCULAR



• Seção Original (1940) - $D = 0,65 \text{ m}$
 $A = 0,33 \text{ m}^2$; $I = 8,8 \times 10^{-3} \text{ m}^4$; $J = 1,75 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $p = 8,25 \text{ kN/m}$ (peso próprio)
 $R_0 = 1,1 \times 10^5 \text{ kN/m}$ (Coef. de Rigidez)



• Seção Reforçada (1965 e 1998) - $D_2 = 0,95 \text{ m}$
 $A = 0,71 \text{ m}^2$; $I = 40 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
 $J = 80 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
 $p = 17,8 \text{ kN/m}$
 $R_0 = 5,0 \times 10^5 \text{ kN/m}$



• Esbeltez dos pilares originais com altura $h_1 = 8,0 \text{ m}$

Índice de esbeltez: $\lambda = h_1 / r$; $r = \sqrt{\frac{I}{A}}$
 $\lambda \approx 50$; Pouco esbelto, dispensa verificação
 de flambagem e considerações de efeitos de 2ª ordem na verificação de resistência
 de flexo-compressão

• Nota:

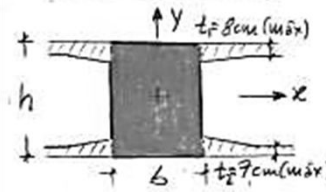
No cálculo elástico foi desprezada a influência da diferença entre valores dos módulos de elasticidade do concreto velho e do novo da causa de reforço. Observa-se que esta influência se daria apenas nas deformações adicionais e transitórias causadas pelas cargas acidentais (de ocupação e humanos)

MEMÓRIAS DE CÁLCULO (Cont.)

III. PROPRIEDADES GEOMÉTRICAS DA VIGAS DO TETO DO SAGUÃO

O cálculo das propriedades geométricas das seções transversais das vigas foi feito considerando-se as seções como retangulares, desprezando-se a participação das mesas isoladas e lajes. A contribuição destas partes foi considerada no modelo de elementos finitos através de elementos de casca plana.

• VIGAS PRINCIPAIS (unindo os pilares)



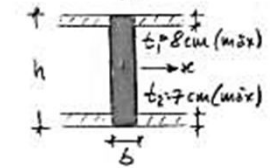
Vigas do 1º teto (teto do Saguão)
 $b = 0,65 \text{ m}$; $h = 0,90 \text{ m}$
 $A = 0,585 \text{ m}^2$; $J = 4,6 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $I_x = 3,9 \times 10^{-2} \text{ m}^4$; $I_y = 2,1 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $p = 12,2 \text{ kN/m}$

Vigas dos 2º e 3º tetos : $b = 0,50 \text{ m}$; $h = 0,65 \text{ m}$
 $A = 0,325 \text{ m}^2$; $J = 1,3 \times 10^{-2} \text{ m}^4$; $I_x = 1,1 \times 10^{-2} \text{ m}^4$
 $I_y = 6,8 \times 10^{-2} \text{ m}^4$; $p = 6,5 \text{ kN/m}$

Rio, Março 98
 Fernando P. Pitt

• VIGAS SECUNDÁRIAS

Direção dos eixos I/39 (1º teto)
 $b = 0,15 \text{ m}$; $h = 0,90$
 $A = 0,135 \text{ m}^2$; $J = 1,0 \times 10^{-3} \text{ m}^4$
 $I_x = 9,1 \times 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_y = 2,5 \times 10^{-4} \text{ m}^4$
 $p = 2,8 \text{ kN/m}$

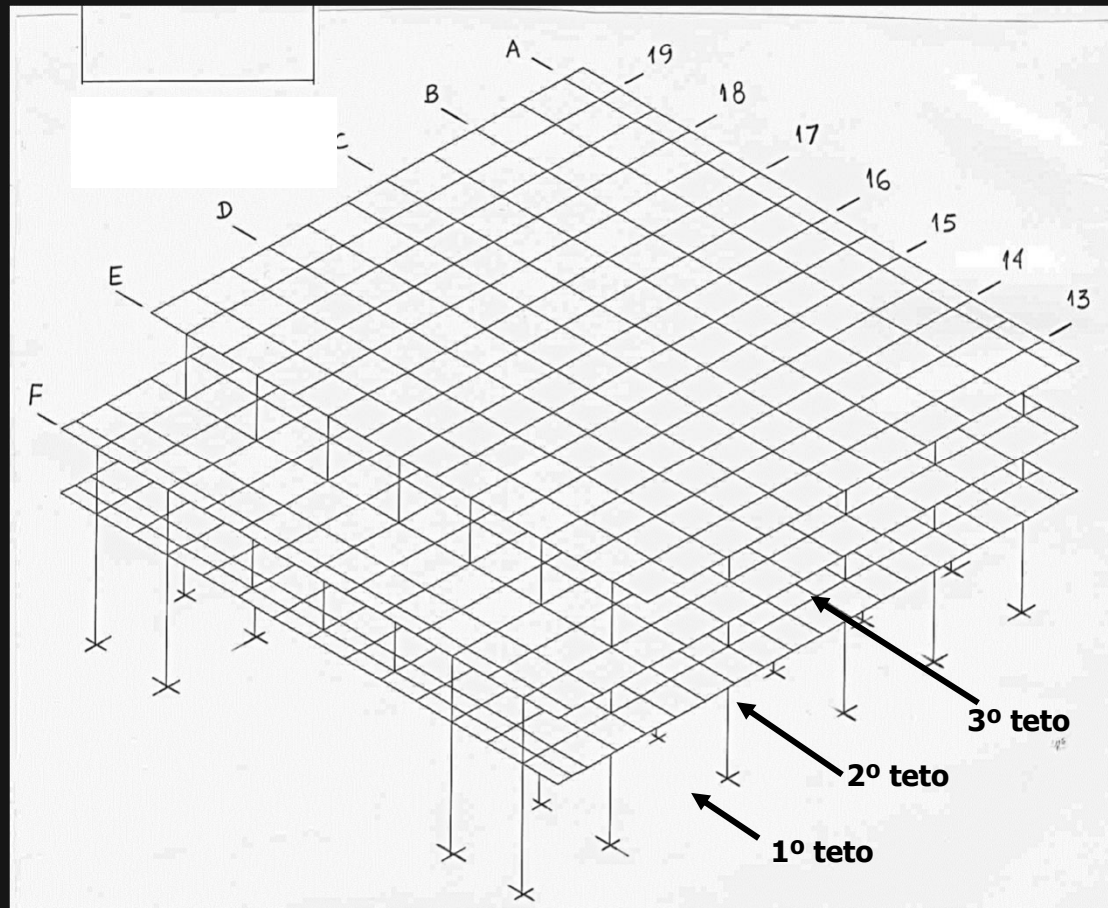


Direção dos eixos A/F (1º teto) ; $b = 0,10 \text{ m}$; $h = 0,90 \text{ m}$

IV. RIGIDEZ A FLEXÃO EQUIVALENTE DA LAJE DUPLA

$D = \frac{E_c \cdot t_{eq}^3}{12(1-\nu^2)}$; $\nu = 0,21$; $E_c = 2,5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$
 eq. $t_{eq} = \sqrt[3]{t_1^3 + t_2^3}$
 Espessura equivalente: $t_1 = 0,08 \text{ m}$; $t_2 = 0,07 \text{ m}$; $t_{eq} \approx 0,10 \text{ m}$
 Nota: Para a rigidez de membrana é considerada a soma das espessuras

MODELO COMPUTACIONAL 3D EM ELEMENTOS FINITOS DA ESTRUTURA ORIGINAL DO SETOR DO SAGUÃO PRINCIPAL



Modelagem feita com base no levantamento das dimensões geométricas de todos os componentes da estrutura e nas propriedades físicas dos materiais (concreto e aço) obtidas dos ensaios de amostras extraídas de elementos íntegros

ESFORÇOS SOLICITANTES
NAS VIGAS DA
ESTRUTURA EM GRELHA
DO TETO DO SAGUÃO

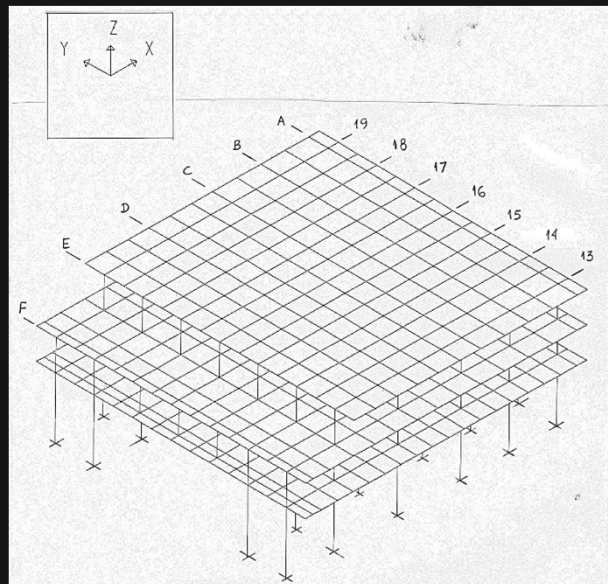


Tabela A - Esforços Máximos Solicitantes x Resistentes nas Vigas Principais da Grelha do Teto do Saguão

Esforços ⁽¹⁾ Seccionais		Vigas (Eixo/Secção) ⁽²⁾						
		V ₁ /112	V ₂ /73	V ₁ /73-77	V ₁ /34	V ₂ /34-38	V ₂ /193	V151-155
Solicitações de Projeto	M _e ⁺ (kN.m)	-2065,0	-1728,0	2045,0	-1675,0	1230,0	-510,0	1140,0
	V _e ⁺ (kN)	957,0	810,0	172,0	516,0	136,0	247,0	110,0
Resistência de Cálculo	M _r ⁺ (kN.m)	-1930,0	-1930,0	1985,0	-2060,0	1190,0	-490,0	1135,0
	V _r ⁺ (kN)	(d)	→	-	-	-	-	-
Armaduras-Anexo A		Pos#5	Pos#5	Pos#2	Pos#6	Pos#3	Pos#4	Pos#1
Notas:		A _s = 122 cm ² 127 cm ² 134 cm ² 69 cm ² 32 cm ² 65 cm ²						

(a) Nomenclatura

As vigas do teto do saguão são aqui indicadas pelo seus eixos, segundo nomenclatura da Figura A Anexo D. As seções transversais, referentes às solicitações dadas, são indicadas por dois números dos pilares dos extremos do vão considerado, quando referida à seção do meio desse vão (momento positivo), e por apenas um número de pilar, quando referida à seção nesse vão próxima a esse pilar (momento negativo e cortante).

- Os momentos resistentes foram obtidos com um programa de cálculo automático para verificações na ruptura.

Convenção de sinais:

Momento (+) positivo - tração nas armaduras da face inferior da viga.
Momento (-) negativo - caso contrário

(c) Redução de valores dos Esforços Solicitantes (vide Figs. VI.5-7)

$$M_e^+ = 0,9 \zeta M_e; M_e^- = 1,1 \times M_1 + 1,4 \times (M_2 + M_3);$$

$$V_e^+ = 0,9 \zeta V_e; V_e^- = 1,1 \times V_1 + 1,4 \times (V_2 + V_3);$$

M₁, V₁ - carga de peso próprio

M₂, V₂ - carga permanente

M₃, V₃ - carga acidental

Quando aplicável, os valores mostrados na Tabela A foram obtidos considerando-se uma redistribuição de esforços e aplicando-se, segundo o CEB-FIP¹ um coeficiente de redução $\zeta = 0,75$ sobre os momentos hiperestáticos (negativos), e um coeficiente de majoração $\zeta = 1,0 + (1,0 - 0,75) = 1,25$ sobre os momentos positivos. Os hiperestáticos têm redução adicional de 10% em função do adoçamento do diagrama de momentos sobre os pilares c/ D = 65 cm; e os momentos positivos máximos têm redução também de 10% em função da redução do vão útil (l^2/l'^2) = 0,90.

- (d) impossível se estimar valores para os cortantes resistentes. Isto, por falta de informações sobre o número de estribos e, principalmente, de barras dobradas próximas aos apoios, usadas para resistir ao esforço cortante. Já a biela de concreto existente, segundo a teoria de Möerssh, é suficiente para resistir à tensão de compressão cortante.

¹ CEB-FIP, Code Modèle pour les Structures en Béton, M-78/90



ESFORÇOS SOLICITANTES E RESISTENTES NAS VIGAS PRINCIPAIS DA ESTRUTURA EM GRELHA DE CONCRETO ARMADO DO TETO DO SAGUÃO

Em face do levantamento apenas parcial das armaduras das vigas, particularmente das armaduras de combate ao esforço cortante concluiu-se por realizar **PROVAS DE CARGA**

Rio, Março 98
Paulo Bett

VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA À RUPTURA DOS PILARES CINTADOS

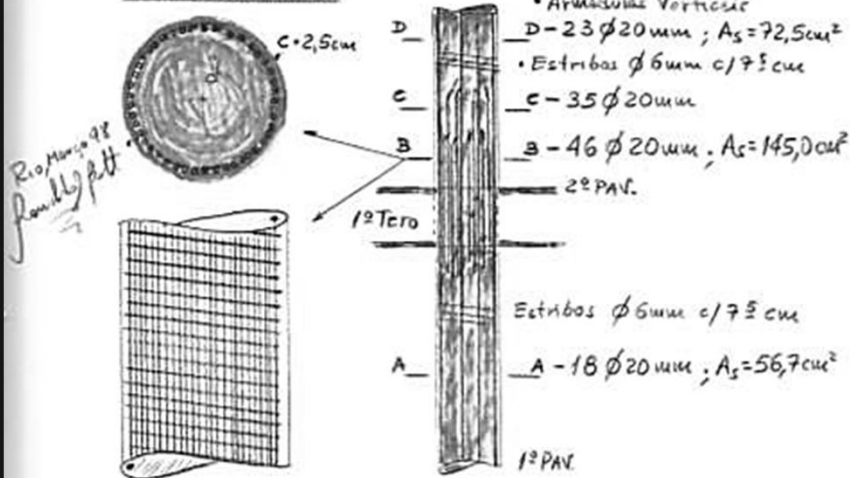
MEMÓRIA DE CÁLCULOS (Cont.)

COPPETEC
FUNDAÇÃO

V. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA A RUPTURA DOS PILARES

V.1 - PILARES CINTADOS DO TETO DO SAGUÃO: $\begin{cases} P73 = P77 \\ P112 = P116 \\ P151 = P155 \end{cases}$

SEÇÃO BB - CINTADA



• Verificação da Resistência a Flexão-Compressão Composta Retá
Abacos de W. Pfeil, segundo o CEB-MC 73

Concreto: $f_c = 0,85 f_{ck} / \gamma_c$; $f_{ck} = 9,5 \text{ MPa}$; $\gamma_c = 1,0$; $f_c = 8,0 \text{ MPa}$

Aço: $f_s = f_{yk} / \gamma_s$; $f_{yk} = 250 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,0$; $f_s = 250 \text{ MPa}$

$N_d = \gamma_f N$; valor de cálculo ; $N_d = 1,1 N_{pp} + 1,4 (N_{c.perman.} + N_{c.acid.})$

$\gamma_1 = N_d / (f_c \cdot d^2)$; $d = D - c = 0,65 - 0,05 = 0,60 \text{ m}$

$\rho = (f_c / f_s) \cdot \omega$; taxa de armadura

$\omega = \frac{A_s}{A_c} \cdot \frac{f_s}{f_c} \rightarrow M_1 = \gamma_1 \frac{e}{d}$; e = excentricidade de N_d

Esforços resistentes: $N_{res} = N_d$
 $M_{res} = N_d \cdot e$

MEMÓRIA DE CÁLCULOS (Cont.)

COPPETEC
FUNDAÇÃO

V.1 - continuação

• Acréscimo de resistência devido ao cintamento do concreto

$$f_{ck}^* = f_{ck} + 2 \cdot \frac{A_t}{A_{ci}} \cdot f_{yk} \quad ; \quad f_{ck} = 9,5 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,75 \times 10^5 \text{ mm}^2 / \text{m}$$

onde, $A_t = \pi d A_{st}$; A_{st} = área das espiras (estribos) numas linhas, cortadas por um plano vertical, por unidade de comprimento do pilar

A_{ci} = área do núcleo de concreto

$$f_{ck}^* = 9,5 + 2 \cdot \frac{0,75 \times 10^5}{2,83 \times 10^5} \cdot 250 \quad \therefore \quad f_{ck}^* \approx 120 \text{ MPa} \gg f_{adm}$$

$$f_{ck}^* \leq 3 f_{ck} \rightarrow f_{ck}^* \approx 30 \text{ MPa} \rightarrow f_c = 0,85 f_{ck}^* = 25 \text{ MPa}$$

• Verificação dos pilares P112 = P116, mais solicitados, do 1º TETO

$$N_d \approx 5490,0 \text{ kN} ; M_d = 435,0 \text{ kN.m}$$

$$\gamma_1 = 0,60 ; \omega = 0,18 \quad \text{c/ taxa de armadura } \rho = 1,7\%$$

$$\therefore M_1 = 0,09 \rightarrow e = 0,09 \text{ m} ; M_{res} = 495,0 \text{ kN.m} > M_d \quad \text{OK?}$$

• Verificação dos pilares P112 = P116, do 2º TETO (n.e no 3º Pav.)

$$N_d = 2.525,0 \text{ kN} ; M_d = 1090,0 \text{ kN.m}$$

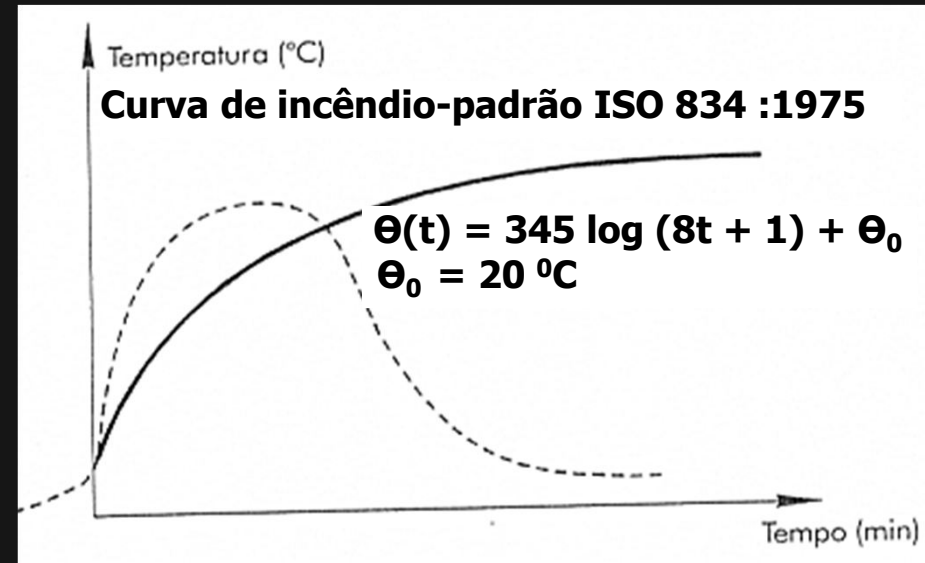
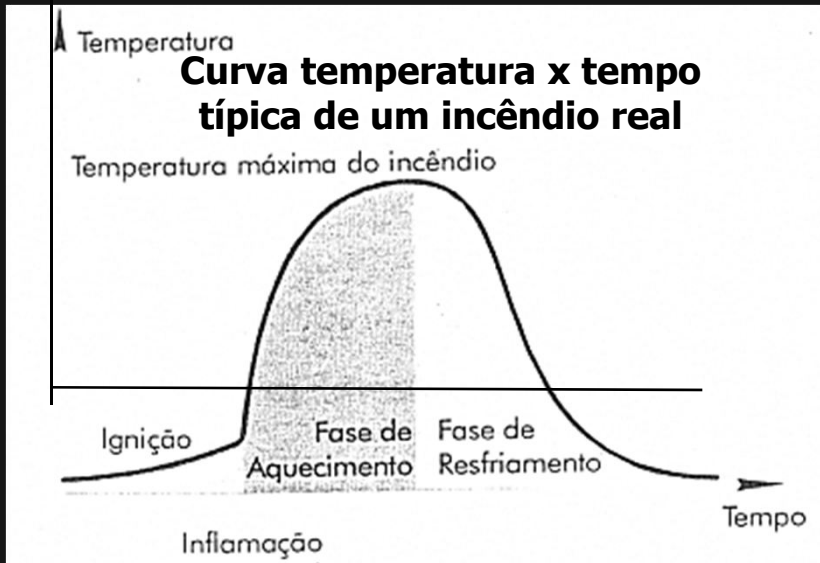
$$\gamma_1 = 0,28 ; \omega = 0,28 \quad \therefore \quad M_1 = 0,185 \rightarrow e = 0,40 \text{ m}$$

$$M_{res} = 1.030 \text{ kN.m} \approx M_d ; \quad \text{OK?}$$

Rio, Março 98
J. P. P. P.

**PROJETO DE
RECUPERAÇÃO E REFORÇO DA ESTRUTURA**

INCÊNDIO REAL X INCÊNDIO PADRÃO



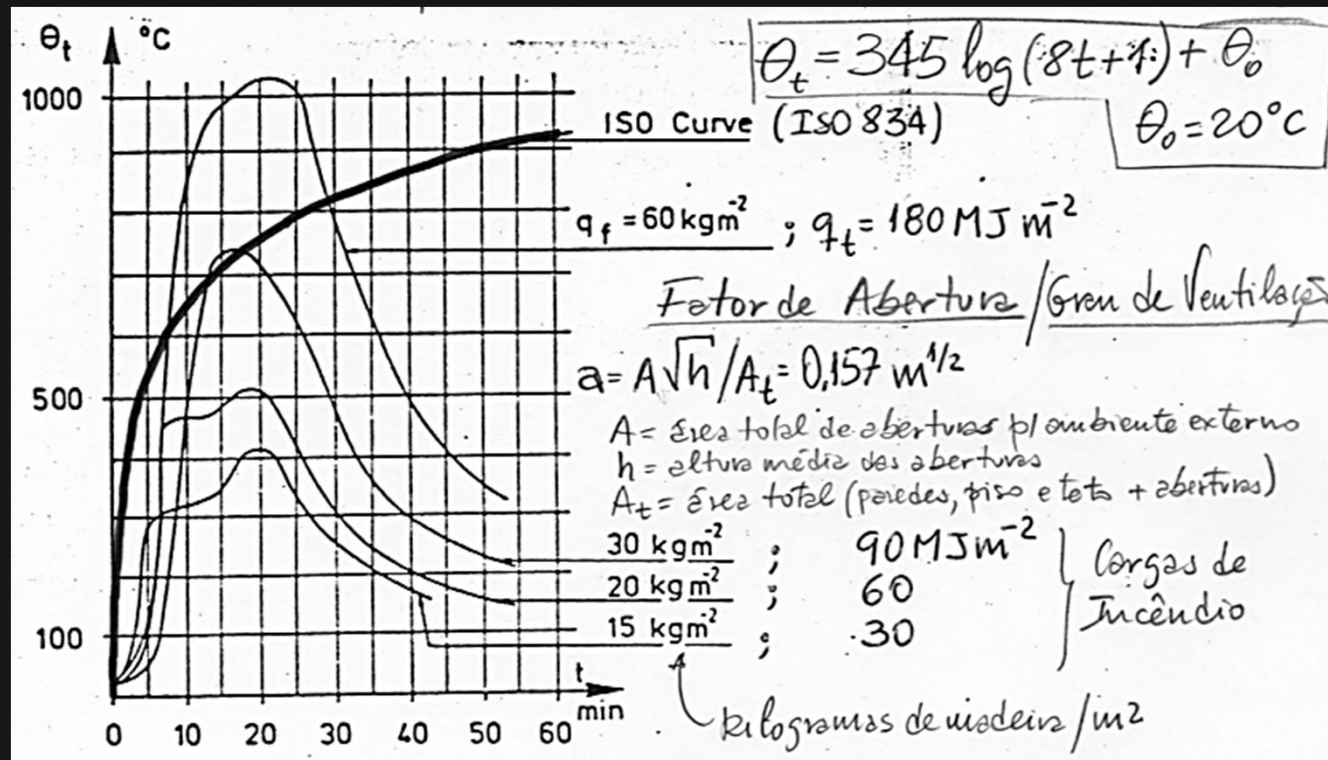
No evento de um incêndio uma estrutura deve se manter estável e resistente durante um certo intervalo de tempo.

Segundo a ISO 834 :1975 o TRRF é o intervalo de tempo mínimo que um elemento estrutural deve resistir ao "incêndio padrão"

O TRRF pode ser estimado com base nos mecanismos de Transferência de Calor ou experimentalmente.

Em face da complexidade dos cálculos e das dificuldades e custos dos ensaios em laboratório, as normas de projeto fornecem o TRRF para distintos tipos de edificação e compartimentos.

Mas a curva padrão não representa uma situação real de incêndio, pois não depende das dimensões, formas, aberturas e da proteção dos elementos e compartimentos de uma edificação e tampouco das características térmicas dos materiais de construção.



Curvas temperatura média dos gases x tempo

Ensaio de elementos de concreto sob distintas cargas de incêndio e mesmo fator de abertura.

EM FACE DA CONDIÇÃO EMERGENCIAL DOS TRABALHOS O

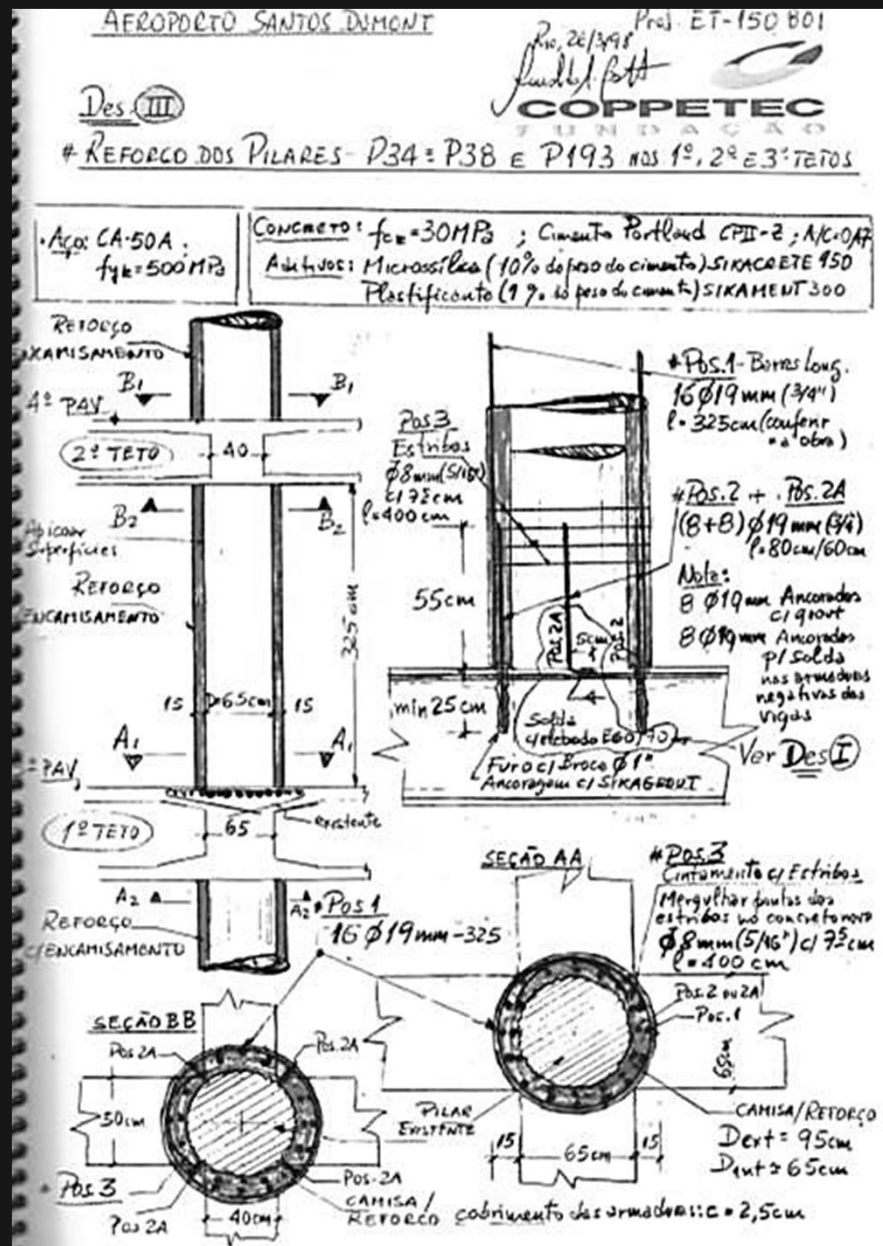
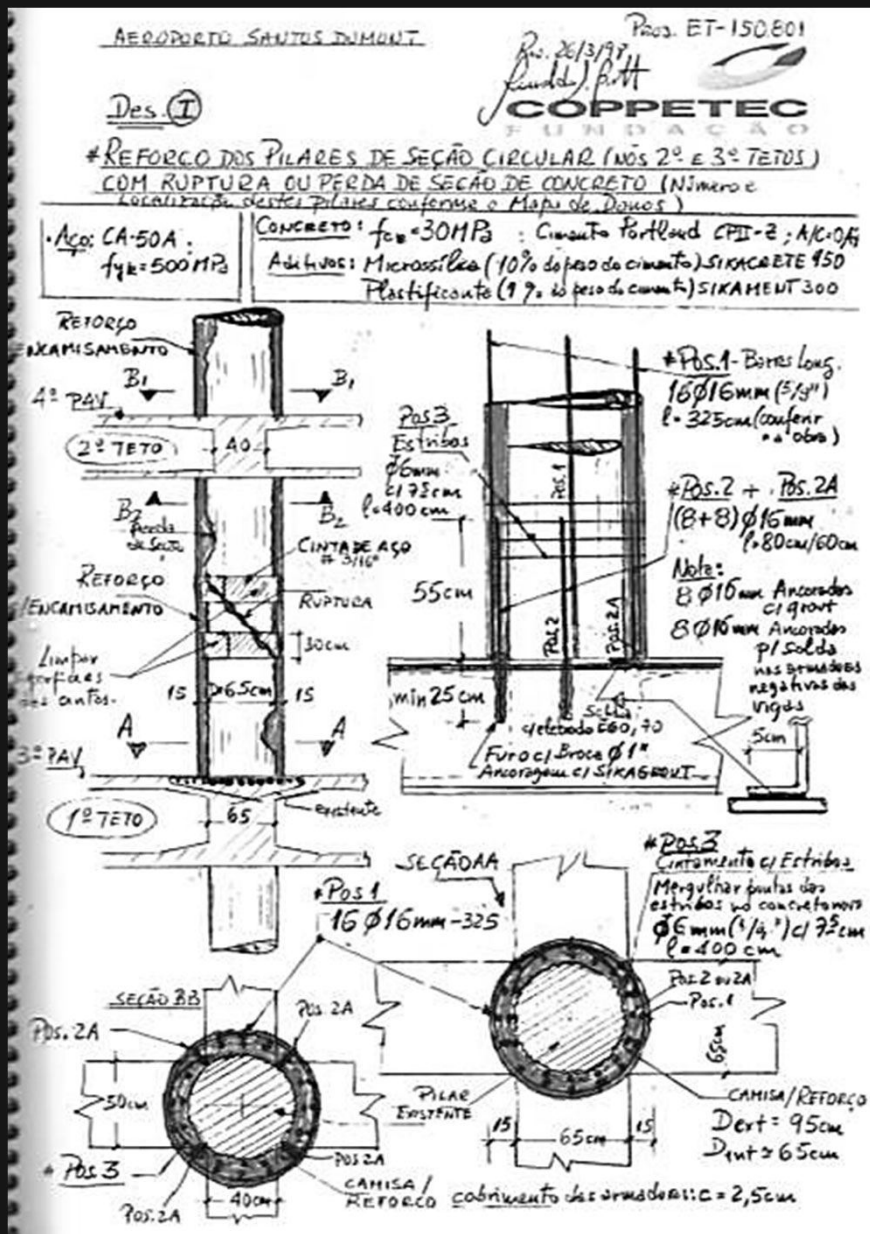
**PROJETO DE
RECUPERAÇÃO E REFORÇO DA ESTRUTURA**

FOI INSPIRADO NOS EXEMPLOS DE BOM DESEMPENHO

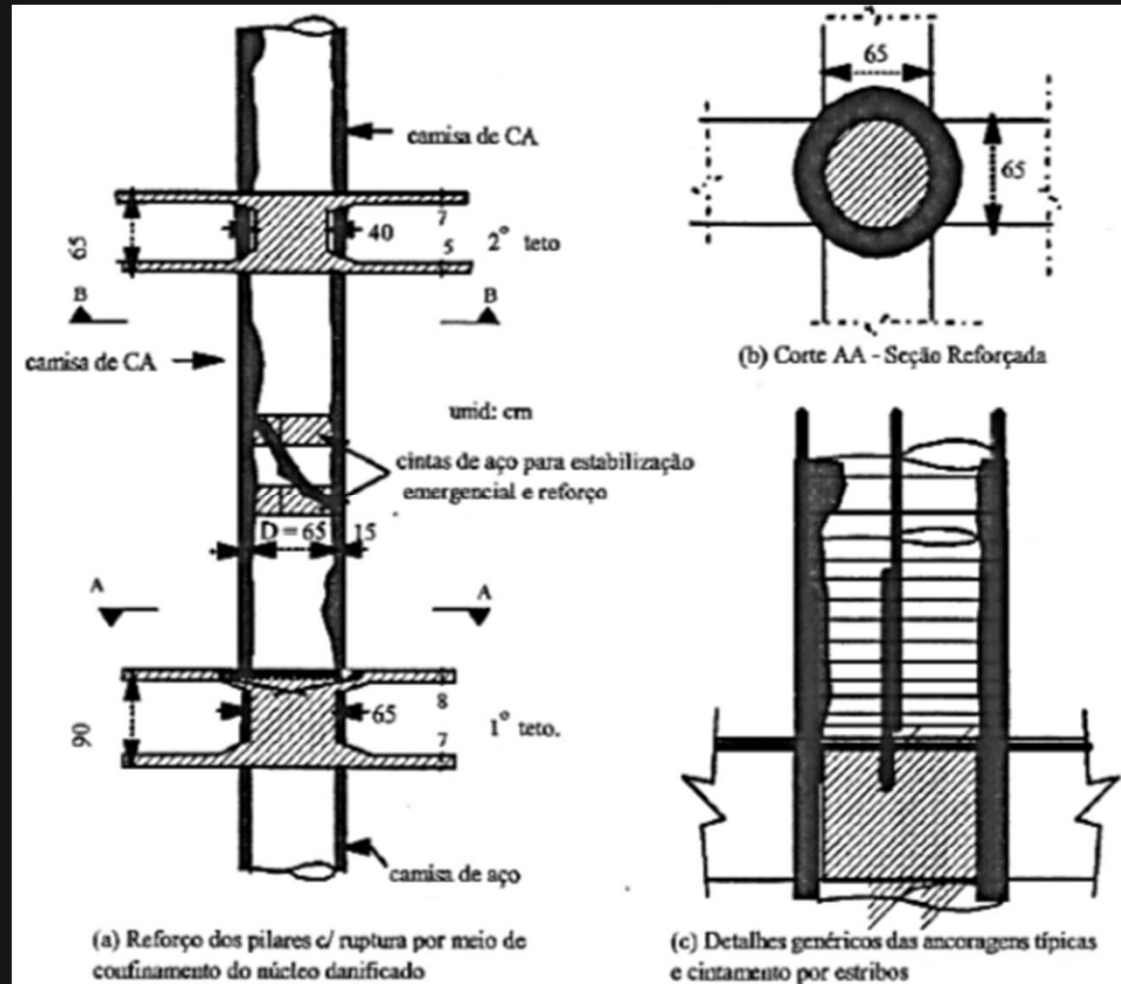
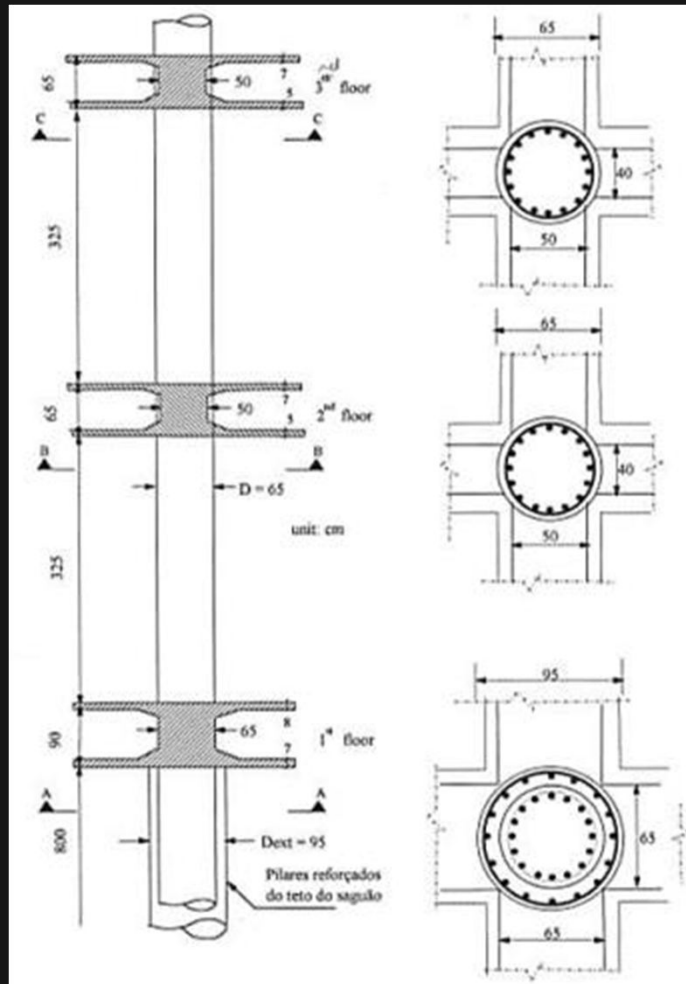
OBSERVADO EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA PRÓPRIA

ESTRUTURA DANIFICADA PELO INCÊNDIO

CROQUIS ERAM ELABORADOS NO SÍTIO PARA EXECUÇÃO ACELERADA DA OBRA



DESENHOS ELABORADOS DURANTE A EXECUÇÃO DA OBRA



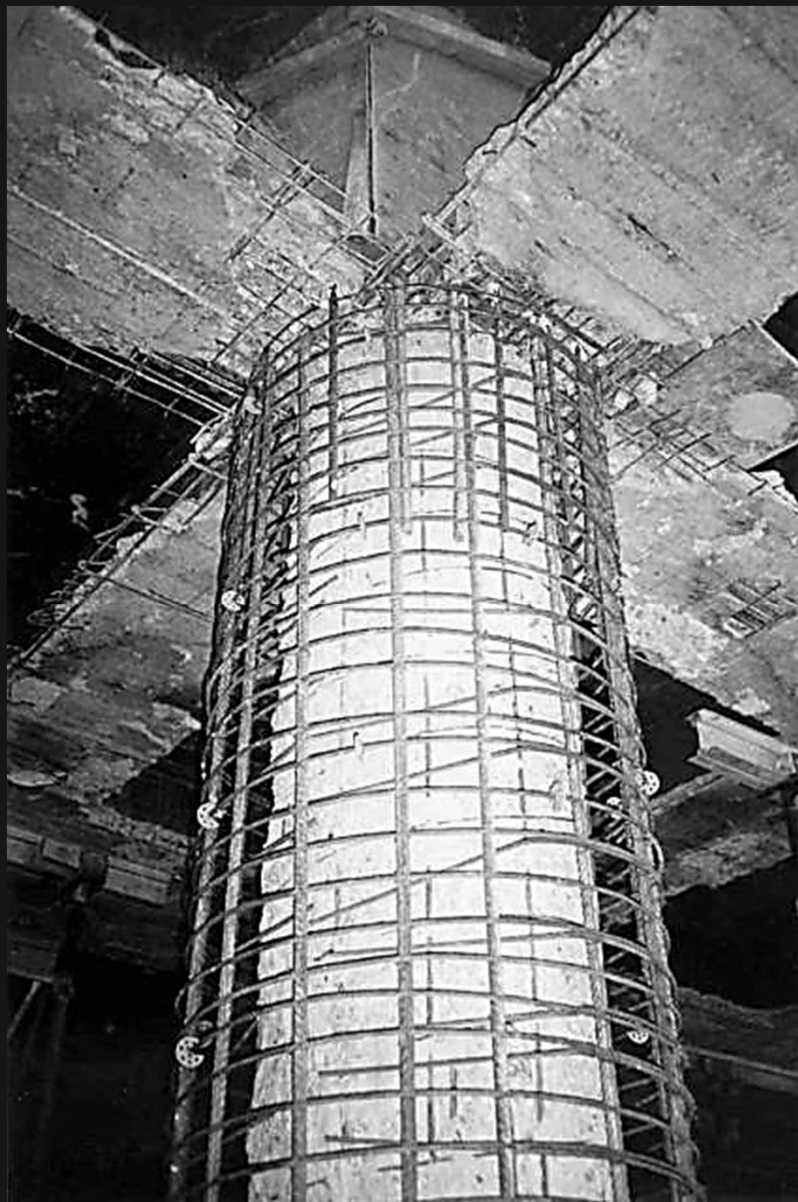
Detalhes típicos de reforços dos pilares rompidos

**EXECUÇÃO DA OBRA
DE RECUPERAÇÃO E REFORÇO ESTRUTURAL**

**Execução da obra completada em 1998 pela
CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT**

Fiscalização e acompanhamento

INFRAERO



Detalhes da execução do reforço por encamisamento dos pilares



Detalhes da execução do reforço por encamisamento dos pilares

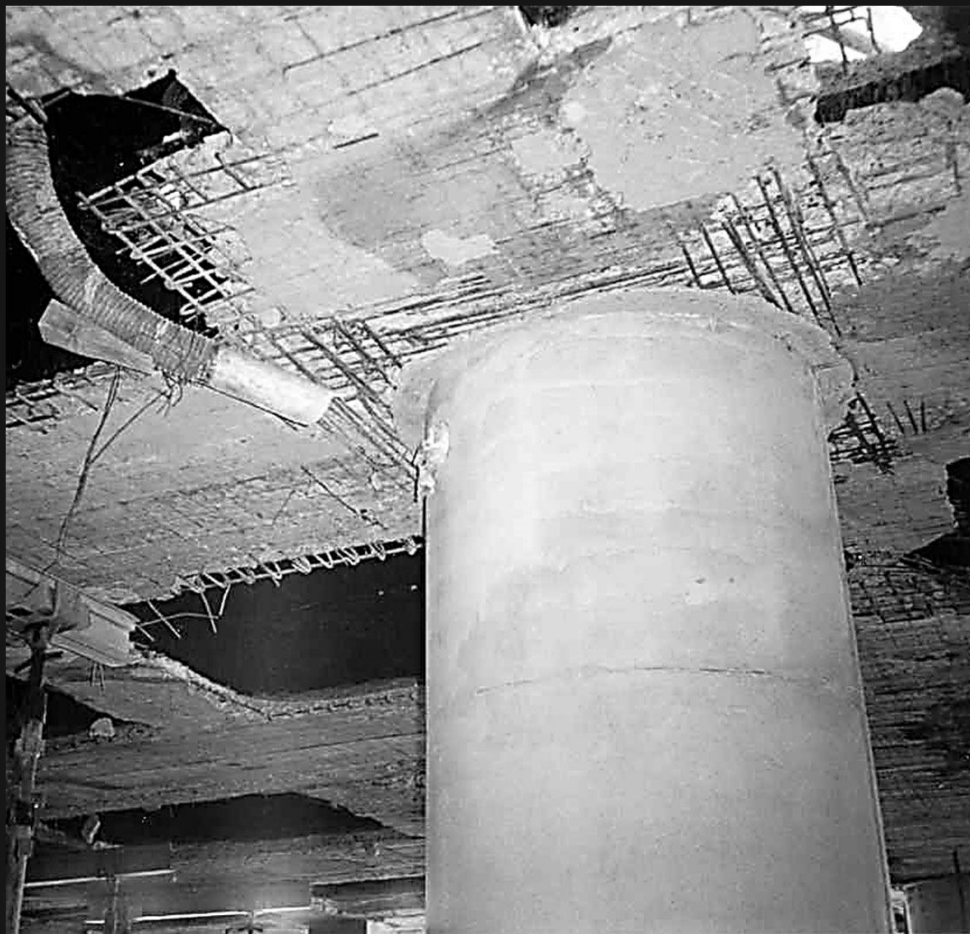
Rompimento dos cantos dos painéis de laje de piso para montagem das armaduras de continuidade e posterior concretagem



Detalhes da execução do reforço por encamisamento dos pilares



Detalhes da execução do reforço por encamisamento dos pilares



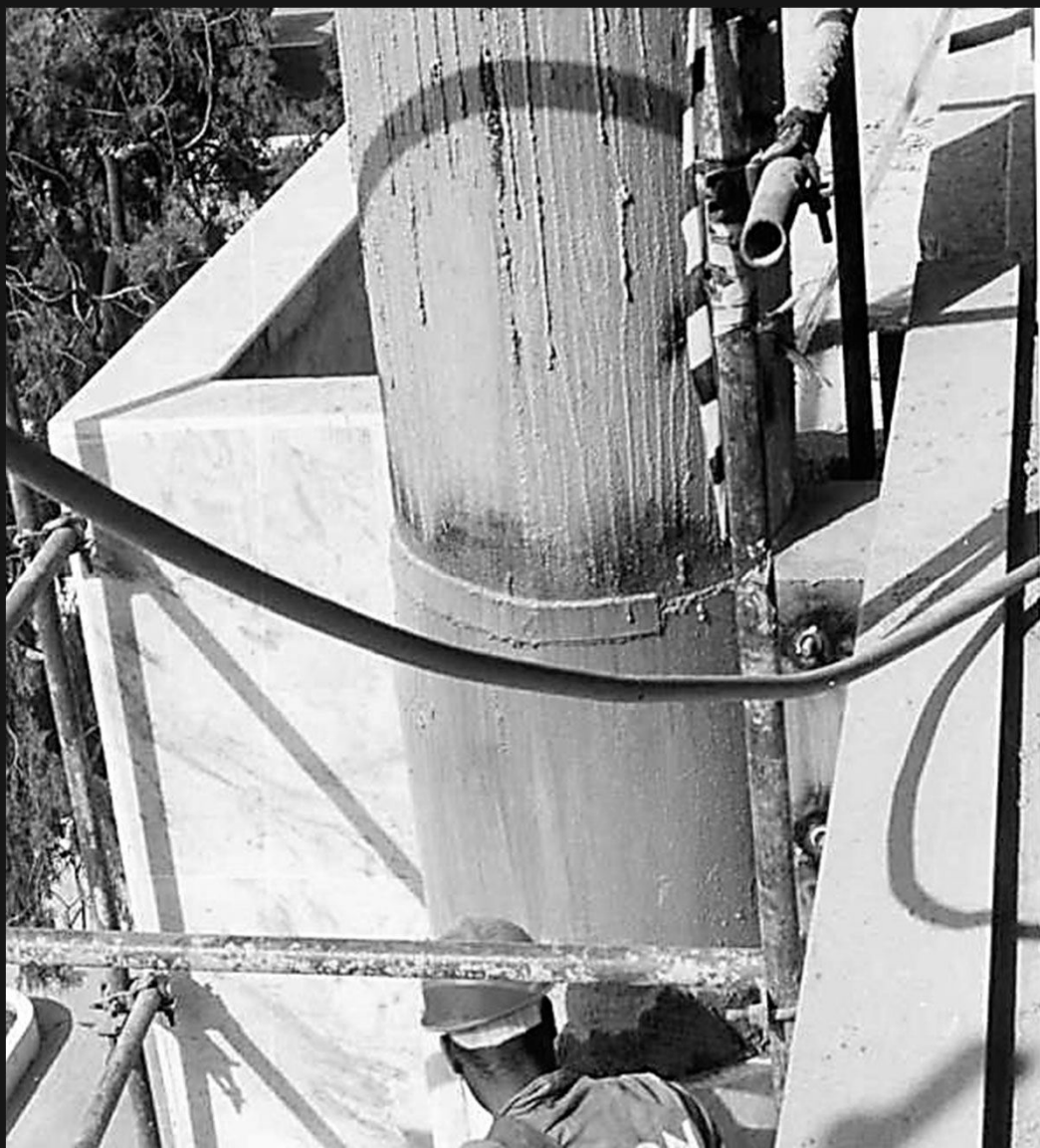
Detalhes dos pilares já reforçados por encamisamento



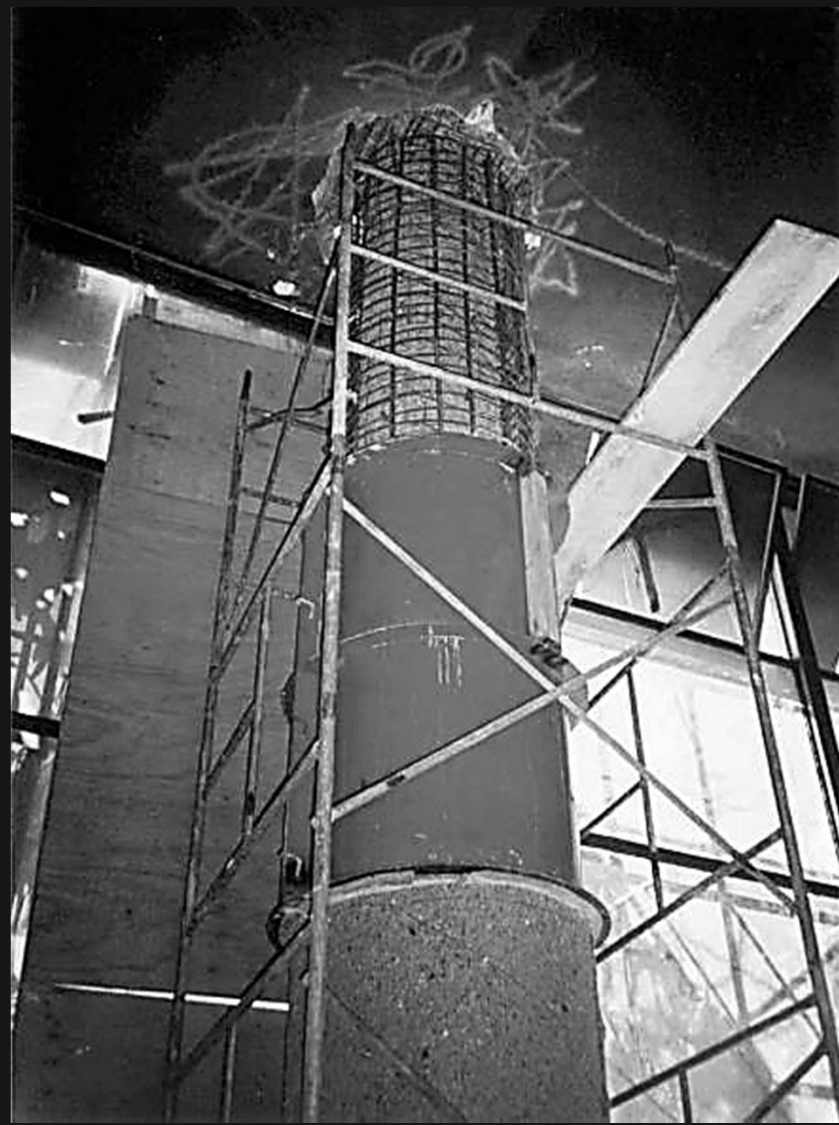
Linha de pilares já reforçados por encamisamento



Pilares de seção retangular já reforçados por encamisamento



Detalhes da execução do reforço por encamisamento dos pilares da fachada traseira e conexões metálicas com as vigas



Detalhes das cambotas metálicas empregadas para execução do reforço por cintamento e encamisamento dos pilares do saguão



Detalhes das cambotas metálicas empregadas para execução do reforço por cintamento e encamisamento dos pilares do saguão



**Detalhes da execução do reforço
por encamisamento dos pilares da fachada frontal**



Detalhes da execução do reforço dos pilares da fachada traseira



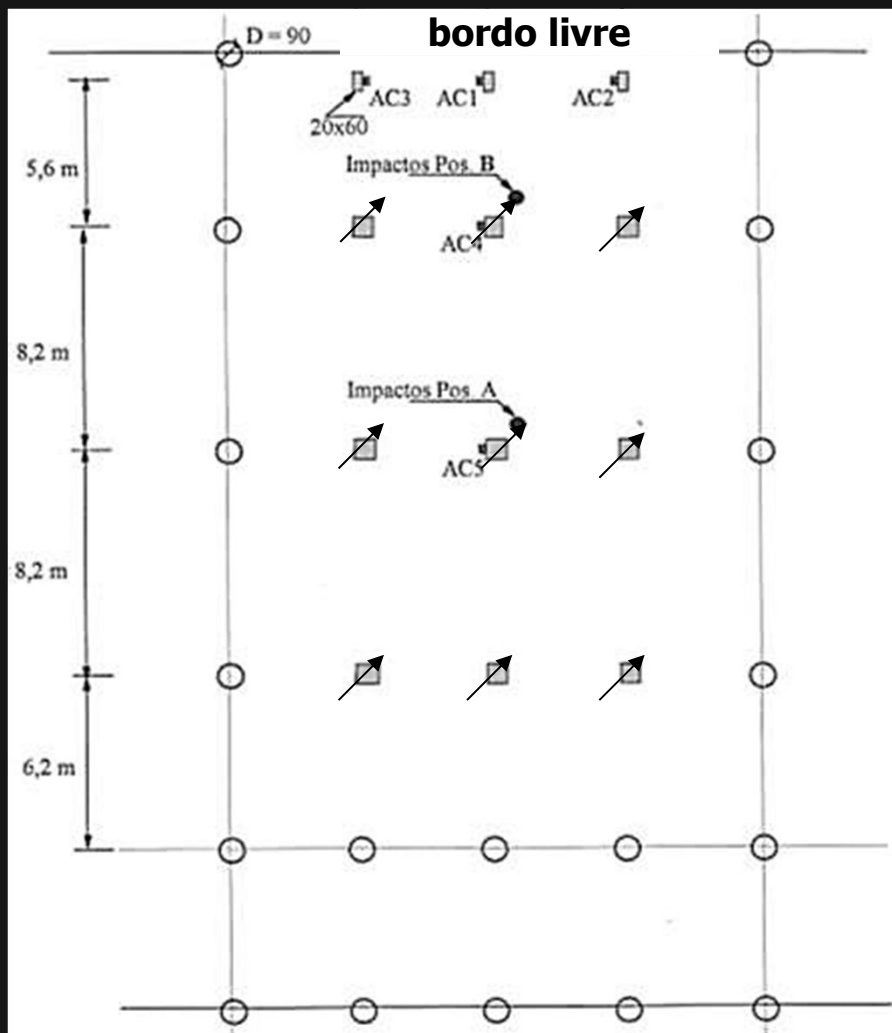
**Recuperação das vigas danificadas
das estruturas em grelha de todos os tetos**

***TESTES DINÂMICOS DA ESTRUTURA
DO TETO DO SAGUÃO PRINCIPAL***

E

***PROVA DE CARGA ESTÁTICA DESSA ESTRUTURA
APÓS REFORÇO E ENRIJECIMENTO***

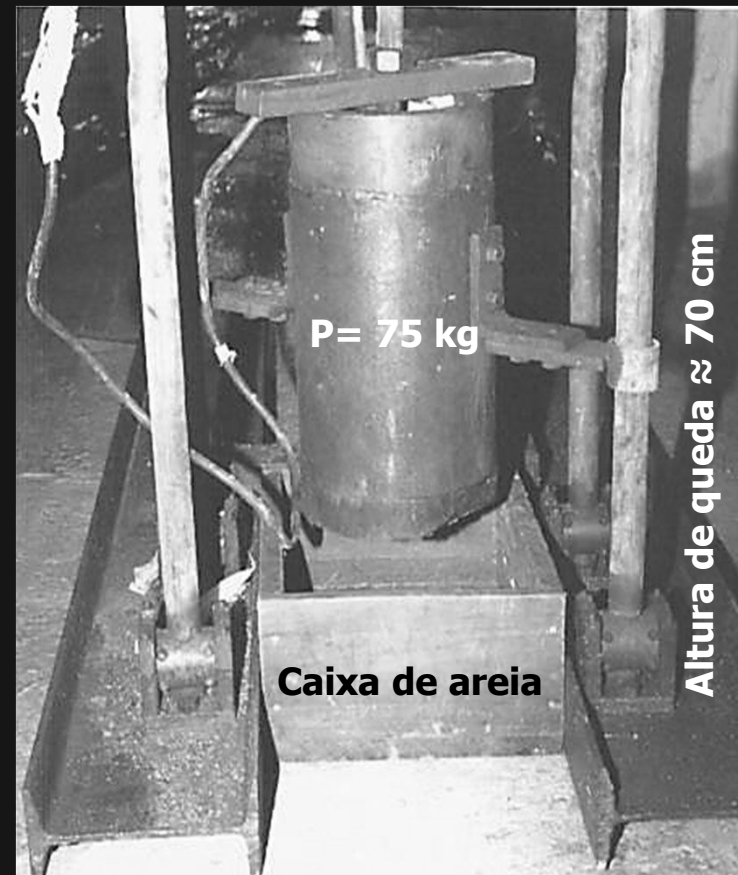
Acelerômetros AC1 a AC5 instalados na direção vertical sobre a laje



Vibrações transientes produzidas por impactos nas posições A e B

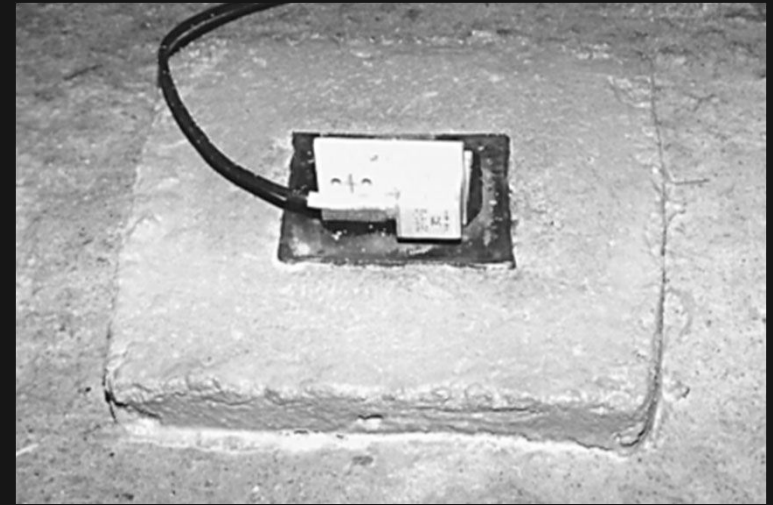
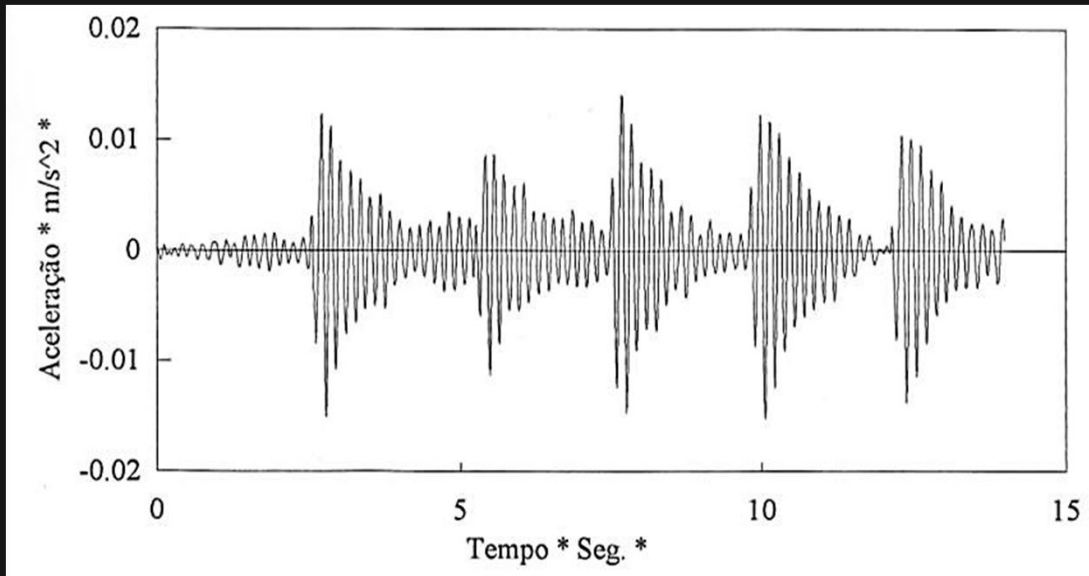
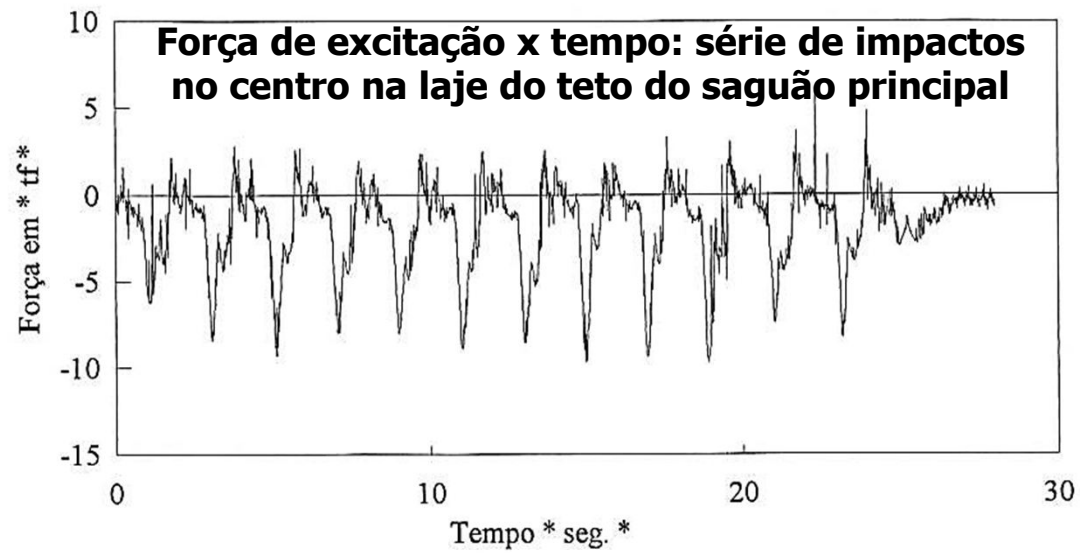
TESTES DINÂMICOS

Testes dinâmicos da estrutura do teto do saguão principal



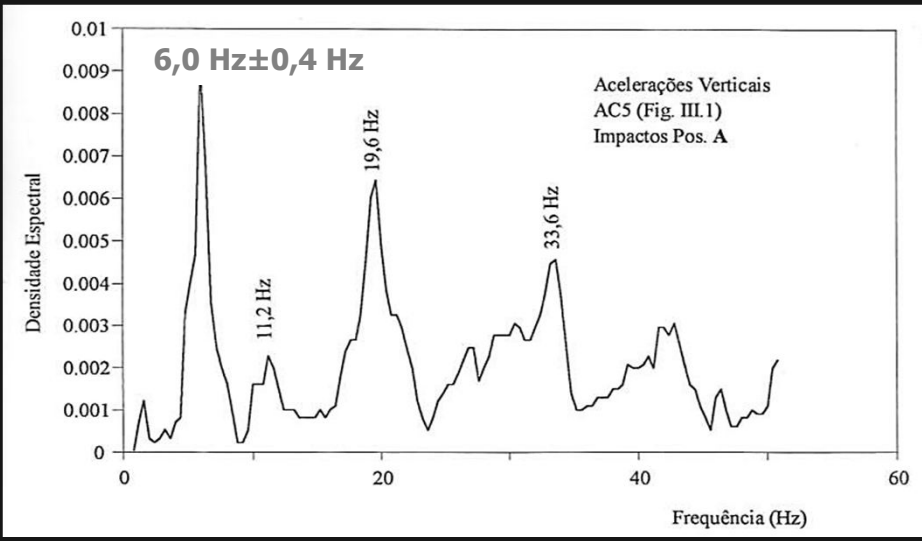
Impactômetro mecânico (cilindro instrumentado com acelerômetro e extensômetros)

TESTES DINÂMICOS



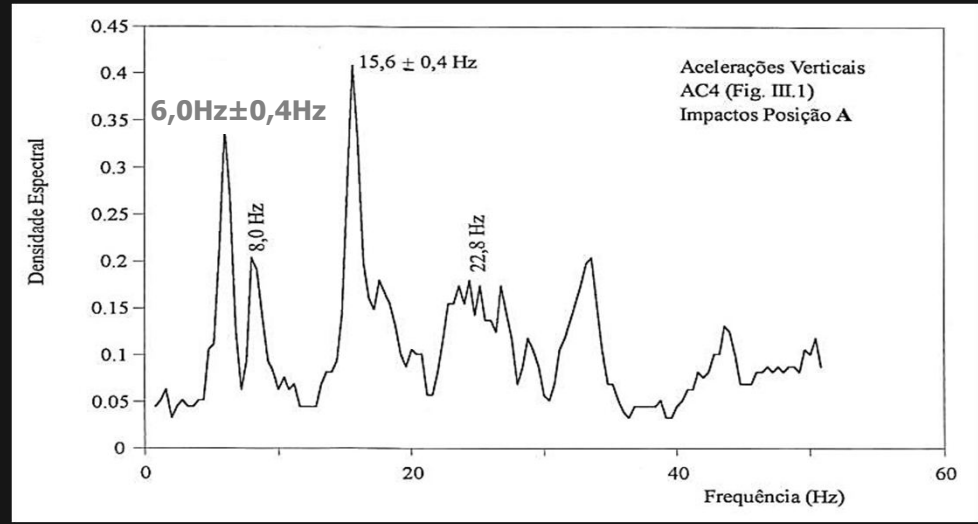
Acelerômetro e dispositivo magnético s/chapa de aço e base de argamassa

Resposta da estrutura em termos da aceleração vertical no ponto central da do teto do saguão



Espectros de frequências das respostas dinâmicas da estrutura do teto do saguão principal registradas pelos acelerômetros AC4 e AC5

Vibrações transientes causadas por impactos no centro da grelha



TESTES DINÂMICOS DA ESTRUTURA DO TETO DO SAGUÃO PRINCIPAL

Comparação teórica x experimental
das frequências de vibração por flexão da estrutura

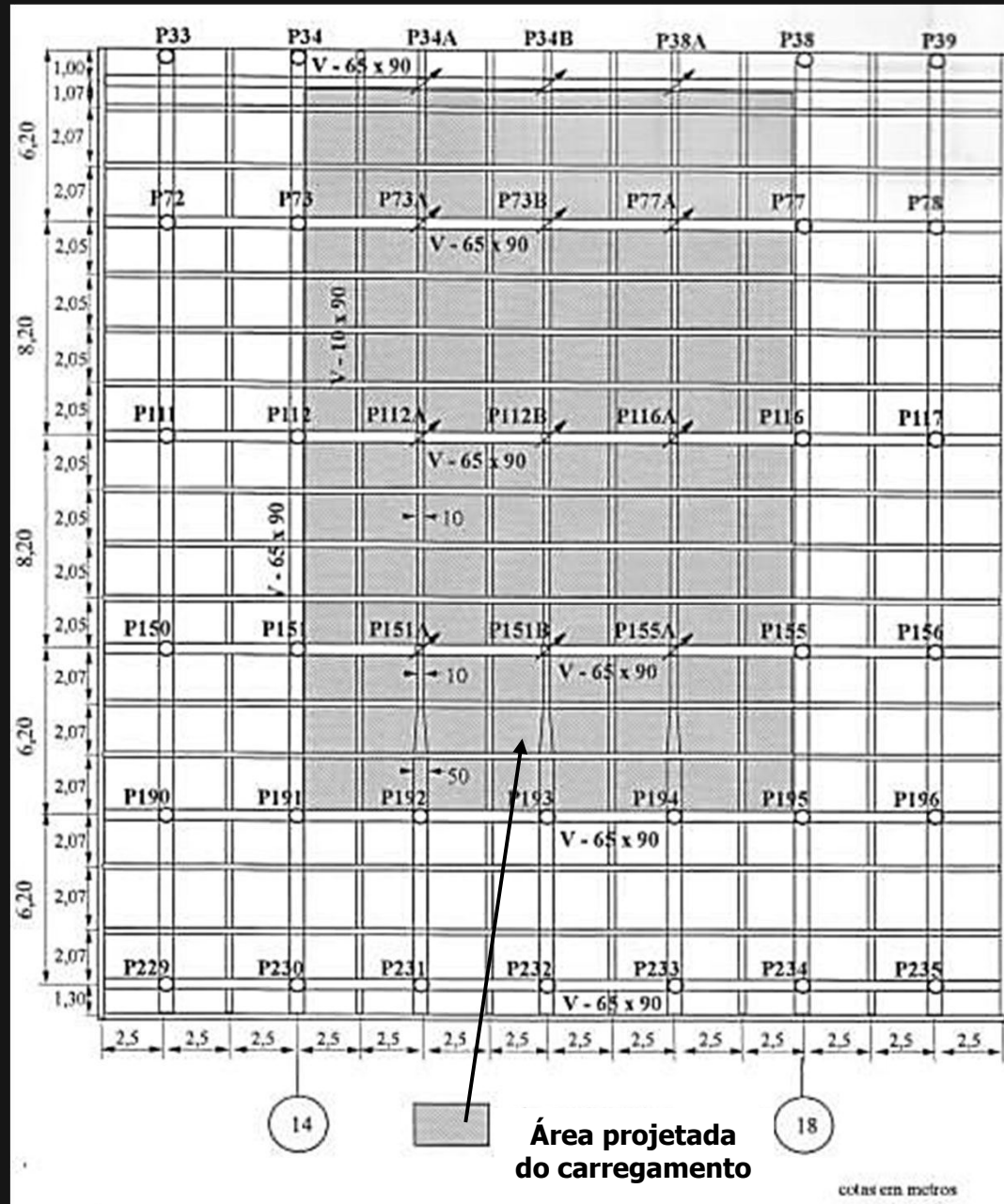
Experimental (Hz \pm 0,4)			Teórica (Hz)	Formas Modais de Vibração
Reg. 1	Reg. 2	Reg. 6	MEF	
6,0	5,2	5,2	5,7	1º Modo de Flexão
8,8	8,0	-	7,4	2º Modo de Flexão
11,2	11,2	10,0	9,8	3º Modo de Flexão

Em face dos baixos valores da 1ª frequência de vibração concluiu-se pelo enrijecimento da estrutura com uma sobrelaje de concreto fibroso de alta resistência com 5 cm de espessura, para que pudesse ser usada como pavimento para trânsito de passageiros. O modelo 3D da estrutura foi utilizado para projetar o reforço.

TESTES DE CARGA ESTÁTICA

Teste realizado na estrutura em grelha e laje dupla do teto do saguão principal, após a execução de reforço/enrijecimento por meio de sobrelaje de concreto fibroso c/ e= 5 cm

Carregamento aplicado com tanques d'água de nível máximo h=60 cm



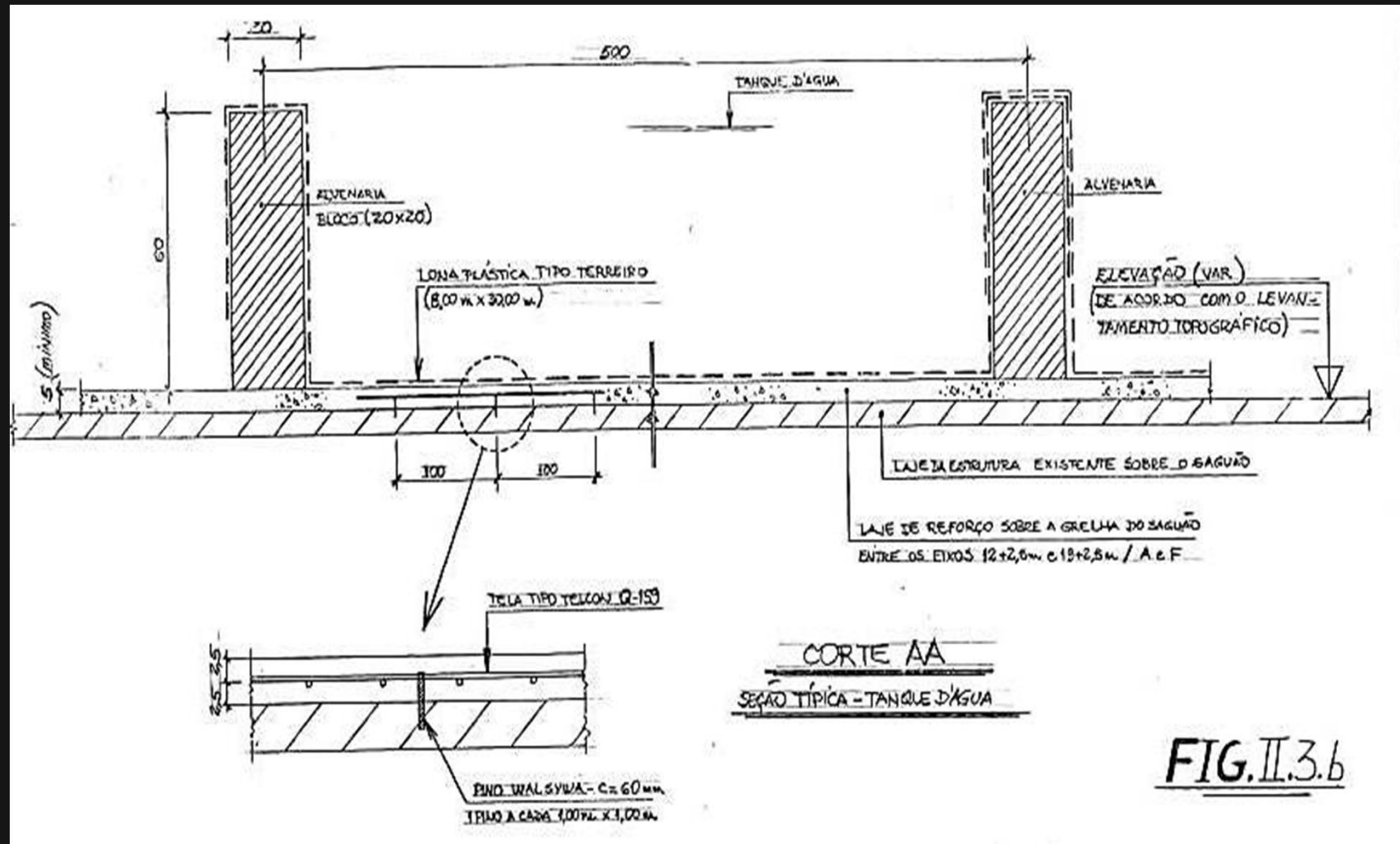
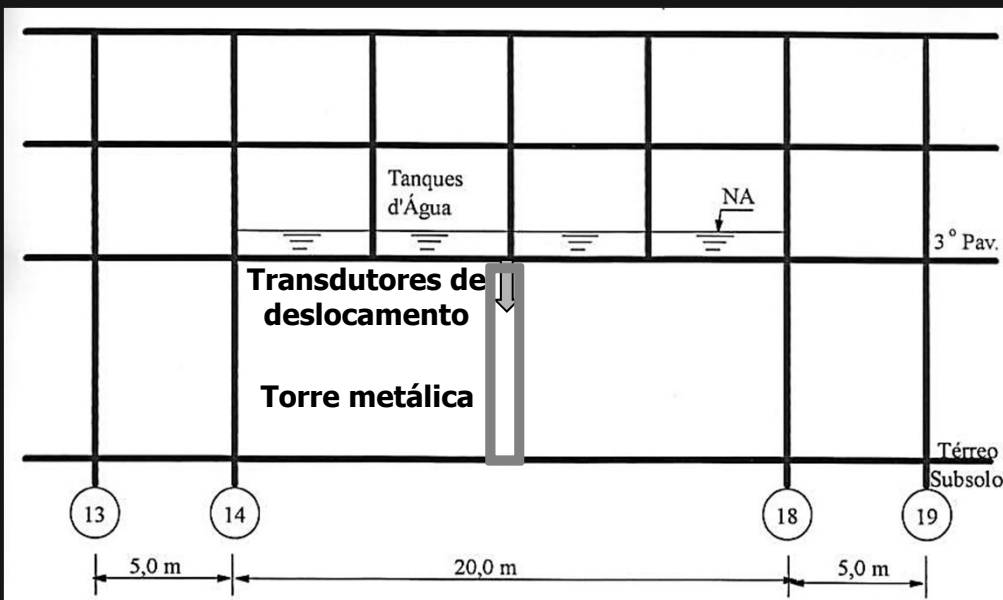


FIG. II.3.6

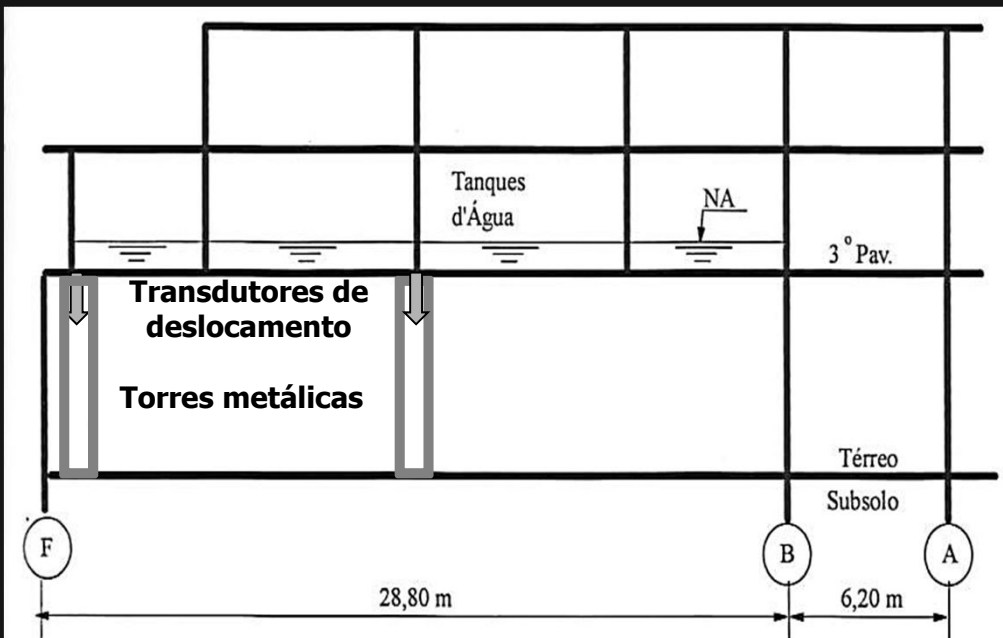
Tanques d'água para teste de carga da estrutura do teto do saguão, enrijecida por sobrelaje armada de concreto fibroso com $f_{ck} = 50$ MPa

TESTES DE CARGA ESTÁTICA

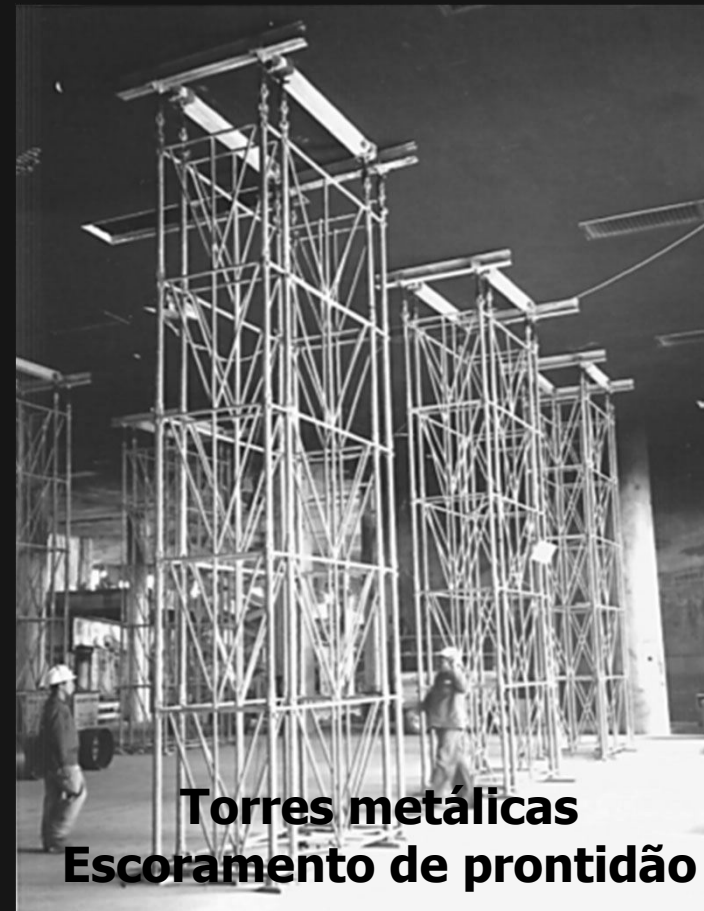
Medição simultânea e contínua dos deslocamentos verticais causados pelo enchimento dos tanques d'água até atingir o nível máximo $h=60$ cm



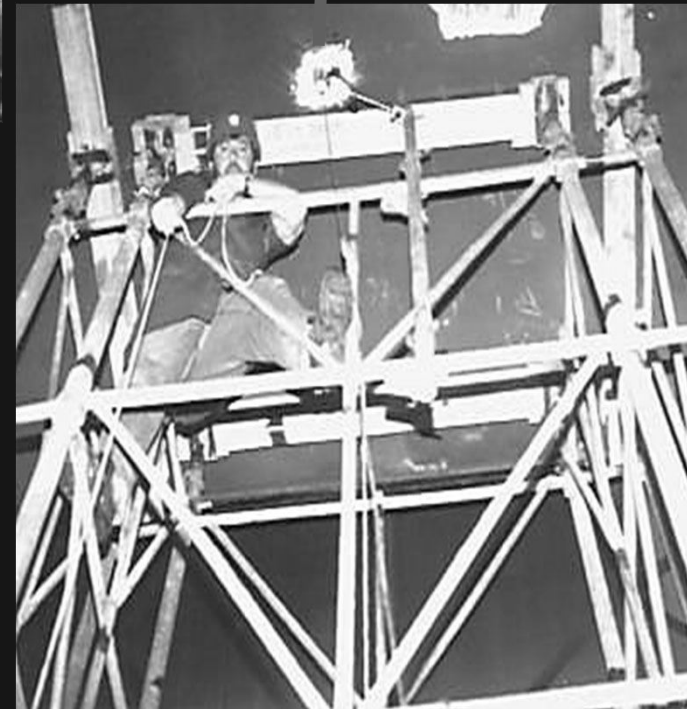
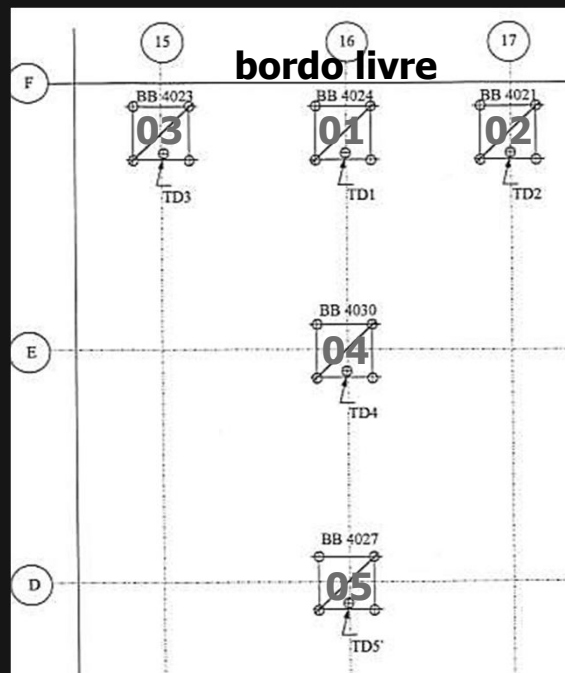
corte da estrutura entre os eixos B e F



corte da estrutura entre os eixos 14 e 18



**Torres metálicas
Escoramento de prontidão**



Posições das torres metálicas e dos transdutores de deslocamento



Equipamentos de aquisição e registro dos sinais dos sensores

Transdutores de deslocamentos verticais fixados nas torres metálicas de escoramento de prontidão, para a prova de carga do teto do saguão

RESULTADOS DO TESTE DE CARGA ESTÁTICA DA ESTRUTURA DO TETO DO SAGUÃO PRINCIPAL

Flechas Estáticas Máximas e Residuais

Estágios de Carga	Flechas (mm) medidas nos pontos 1 a 5				
	1	2	3	4	5
Carga Máxima $Q_{\text{teste}}^* = 5,0 \text{ kN/m}^2$	+0,56	-0,04	+1,46	+1,83	+2,40
Após 24 horas em carga Q_{teste}^*	+0,87	+0,20	+1,59	+2,03	+2,70
Após Descarga $Q_{\text{teste}}^* = 0,0$	-0,08	-	+0,79	+0,13	+0,58

Correlação entre as Flechas Máximas Experimentais e Teóricas

Modelo Estrutural	Flechas (mm) medidas nos pontos 1 a 5				
	1	2	3	4	5
Experimental	+0,56	-0,04	+1,46	+1,83	+2,40
Teórico MEF	+0,94	+0,80	+0,80	+2,26	+2,78

Notas: 1- Os pontos de medida 1, 4 e 5 estão alinhados no eixo central da grelha.

2- A discrepância entre os valores Teo e Exp se deve a não uniformidade da espessura da camada de reforço sobre painéis de laje deformados pelo fogo.

3- 1ª frequência de vibração da estrutura enrijecida $\approx 9,0 \text{ Hz}$ (satisfatória)

***ENTREGA DO EDIFÍCIO REABILITADO
PARA PLENO USO COMO
TERMINAL DE PASSAGEIROS***



Acabamento da laje de cobertura e construção do telhado







OBSERVAÇÕES PARTICULARES EXTRAÍDAS
DO TRABALHO REALIZADO PARA
REABILITAÇÃO PLENA DA ESTRUTURA

Principais observações

- 1. São causas primárias dos incêndios as falhas em instalações prediais não projetadas e executadas segundo as normas da ABNT, sendo frequentes os curtos circuitos na rede elétrica***
- 2. Mas a causa principal e mais recorrente é a total falta de manutenção das instalações, além de acréscimos "improvisados"***
- 3. Quanto a intensidade e propagação rápida do incêndio, são causas primárias a falta de sistemas eficientes de extinção das chamas e grandes volumes de material altamente combustível em compartimentos não estanques da edificação***
- 4. Argumenta-se que não há estrutura - mesmo que construída com materiais resistentes e ao fogo e sistemas de proteção - que reste não degradada (sem danos severos e colapsos localizados) se submetida a um incêndio prolongado e de grande intensidade***

Outras observações importantes

5. Pilares de seção circular cintados ao longo da altura com estribos e barras pouco espaçados, confinando o concreto (mesmo que de baixa resistência) são elementos estruturais de grande resistência ao fogo.

6. Estruturas em grelha e laje dupla são estruturas celulares de grande resistência ao fogo. Os painéis inferiores do forro (5 cm) e placas de gesso do teto rebaixado, funcionaram como elementos de proteção efetiva das vigas e dos painéis superiores de laje de piso.

7. A inspeção e a avaliação de uma estrutura após incêndio tem grande importância técnica e prática, pois nos traz maiores conhecimentos sobre os mecanismos de danos e de ruptura dos elementos estruturais e desempenho dos materiais construtivos.

Documentos consultados em março e abril /1998

Desenhos Nos SDU-TPS 2ET – 007 a 015, Formas dos tetos estruturais, Máxima Planejamentos; DIREM – ARSA - Aeroportos do Rio de Janeiro S.A

NB–1/1943 – *Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado*, ABNT

NB–5/1943 – *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios*, ABNT

NB 503/1977 – *Exigências particulares das obras de concreto armado e protendido em relação à resistência ao fogo*, ABNT

NB–1/1978 – *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado*, ABNT

ISO 834:1975 – *Fire-resistance tests – Elements of building construction*

Model Code 1978 CEB – FIP - *Comité International du Béton – Fédération International pour la Precontraint*; Appendix 1980 – *Design of concrete structures for Fire Resistance*

EUROCODE 2 -EN 1992-1-2: *Design of concrete structures – part 1.2: General rules – Structural fire design.*

CEB – FIP -*Bulletin d'Information N^{os} 137:1978, 145 :1980, 172-3:1986*

**AVALIAÇÃO DOS ESTADOS DE INTEGRIDADE E DE
SEGURANÇA DAS ESTRUTURAS DO PRÉDIO DO AEROPORTO
SANTOS DUMONT**

**RELATÓRIO TÉCNICO DE VISTORIAS E AVALIAÇÕES, CONTENDO
PARECER FINAL E RECOMENDAÇÕES DE REPAROS, RECUPERAÇÕES E
REFORÇOS PARA REABILITAÇÃO ESTRUTURAL**

Responsáveis Técnicos: **Ronaldo Carvalho Batista**
Ph.D., Prof. Titular Eng. Estrutural
Engº Civil, CREA-RJ 90.1721-D

Eduardo de Miranda Batista
D.Sc., Prof. Adjunto Eng. Estrutural
Engº Civil, CREA-RJ 74.369

Interessado: **INFRAERO - Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária.**
Superintendência Regional do Rio de Janeiro

Março 1998

**AEROPORTO SANTOS DUMONT
RECUPERAÇÃO DO PRÉDIO DA
ESTAÇÃO DE PASSAGEIROS.**
Centro, Rio de Janeiro, RJ.

RELATÓRIO TÉCNICO
**TESTES ESTÁTICOS E DINÂMICOS PARA ANÁLISE
ESTRUTURAL DAS
LAJES EM GRELHA DE CONCRETO ARMADO**

Interessado: **CNO - Construtora Norberto Odebrecht S.A.**

Responsável Técnico: **Ronaldo Carvalho Batista**
Ph.D., Engenheiro Estrutural
CREA - RJ 90.1721 - D

Maio 1998

Normas técnicas disponíveis desde 2001

NBR 14432:2001 - Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações

NBR 5628:2001 - Componentes Construtivos estruturais – Determinação da Resistência ao Fogo.

NBR 8681:2003 - ações e segurança nas estruturas: procedimento.

NBR 15200:2012 - Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio.

NBR 6118:2014 - projeto de estruturas de concreto: procedimento.

EUROCODE 1: Actions on structures – part 1.2: General rules – actions on structures exposed to fire. CEN, 2002.

EUROCODE 2 -EN 1992-1-2: Design of concrete structures – part 1.2: General rules – Structural fire design. CEN 2004.

EUROCODE 4: Design of composite steel and concrete structures – part 1.2: General rules – structural fire design. CEN, 2005.

Artigos técnicos em revistas e anais de congressos

Grande número de artigos sobre a ação do fogo em estruturas de concreto ; a grande maioria com ênfase em modelos numérico-computacionais para dimensionamento de elementos estruturais usuais (vigas e pilares) sob ação do fogo.

Vide lista de referências em anexo.

AGRADECIMENTOS

aos meus parceiros da UFRJ na execução das várias etapas deste trabalho

Eng. Eduardo Miranda Batista

levantamento dos danos, análise dos materiais e avaliação dos danos

Eng. José Martinho A. Rodrigues

**mapeamento e classificação dos danos e acompanhamento da
execução das providências para estabilização emergencial da estrutura**

Eng. Luiz Henrique de Almeida

**ensaios de CP's extraídos das amostras de barras de aço
e ensaios de metalografia com microscopia eletrônica**

Enga. Eliane M. Lopes Carvalho e Enga. Michèle Schubert Pfeil

na etapa de modelagem 3D e análise da estabilidade estrutural

***GRATO
PELA ATENÇÃO***



Vista aérea do Aeroporto Santos Dummont

ANEXO

LISTA DE REFERÊNCIAS



DAMSTRUC'2000

2º Congresso Internacional Sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas

2nd International Conference on the Behaviour of Damaged Structures

DANOS ESTRUTURAIS CAUSADOS PELO INCÊNCIO NO PRÉDIO DO AEROPORTO SANTOS DUMONT

Ronaldo C. BATTISTA

PhD, MSc, Engenheiro Civil, Professor Titular do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, C. Postal 68560, CEP 21945-970, Rio de Janeiro, Brasil, e-mail: battista@labest.coc.ufrj.br

Eduardo M. BATISTA

DSc, MSc, Engenheiro Civil, Professor Adjunto do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, C. Postal 68560, CEP 21945-970, Rio de Janeiro, Brasil, e-mail: batista@labest.coc.ufrj.br

Eliane M. L. CARVALHO

DSc, MSc, Engenheira Civil, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Civil, UFF, Rua Passo da Pátria, 156, CEP 45632-079, Niterói, Brasil, e-mail: Eliane@civil.uff.br

ABSTRACT

This paper gives a short account of the severe damages imposed by intense and lasting fire action on the reinforced concrete structures of the Santos Dumont airport's terminal building. Damages diagnosis of the fire effects on the strength of materials is presente and the emergencial measures which were taken for stabilizing the mostly damaged structural components are summarized.

1. INTRODUÇÃO

O incêndio começou na madrugada de 13 de fevereiro de 1998 e se estendeu por oito horas, danificando seriamente a estrutura de concreto armado do prédio do terminal principal de passageiros do Aeroporto Santos Dumont, no centro da cidade do Rio de Janeiro.

Esse prédio, projetado em 1937 pelos irmãos Roberto, é um marco da arquitetura da cidade. Sua construção começou em 1938 e, sendo interrompida durante a Segunda guerra mundial, foi apenas concluído em 1947, após sofrer várias alterações do projeto arquitetônico que, conseqüentemente, aumentaram as cargas nas fundações, as quais foram reforçadas para suportar essas mudanças e adição de mais um pavimento e terraços.

Grande volume de material de decoração altamente combustível e de papéis armazenados nos arquivos dos escritórios situados nos mezaninos e pavimentos superiores, mantiveram o incêndio por oito horas. Isso provocou danos acentuados e rupturas locais de alguns componentes estruturais e, no todo, a uma severa degradação da estrutura de concreto armado do prédio do terminal. Os pavimentos superiores tiveram uma área danificada em torno de 2/3 da área construída total, incluindo o pavimento de cobertura adicional, atingindo em torno de 25 mil metros quadrados.

Albuquerque, G. L. ; Silva, A. B. ; Rodeigues, J. P. C. ; Silva, V. P. . Behavior of thermally restrained RC beams in case of fire; Engineering Structures , v. 174, p. 407-417, 2018.

Albuquerque, G. B. M. L. ; Silva, V. Pignatta ; Concrete beams fire design using graphs. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 6, p. 513-536, 2013.

Battista, R. C.; Batista, E. M.; Carvalho, E. L. M. Danos Estruturais Causado pelo Incêndio no Prédio do Aeroporto Santos Dumont. 2º Congresso Internacional sobre o Comportamento de Estruturas Danificadas – DAMSTRUC'2000, Rio de Janeiro, 2000.

Coelho, A. L. Incêndios em edifícios. Editora Orion, 1º ed. 2010.

Costa, C. N; Figueiredo, A. D; Silva, V. P. O fenômeno do lascamento ("spalling") nas estruturas de concreto armado submetidas a incêndio – uma revisão crítica. Instituto Brasileiro de Concreto – 44º Congresso Brasileiro. 2002.

Costa, C. N; Rita, I. A. et al. Princípios do "método dos 500 °C" aplicados no dimensionamento de pilares de concreto armado em situação de incêndio, com base nas prescrições da NBR 6118 (2003) para projeto à temperatura ambiente. IBRACON – 46º Congresso Brasileiro do Concreto. 2004.

Costa, C. N.; Stucchi, F. R. ; Silva, V. Pignatta. Nova Norma Brasileira de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio. Techne : Revista de Tecnologia da Construção (São Paulo), São Paulo, v. 99, p. 56-61, 2005.

Costa, C. N.; Silva, V. Pignatta. Directions of the new Brazilian standard NBR15200:2004 for concrete structures design in fire conditions a comparative analysis to NBR6118:2003. Revista IBRACON de Estruturas, São Paulo, v. 2, n.1, p. 1-15, 2006.

Costa, C. N. Dimensionamento de elementos de concreto armado em situação de incêndio. 2008. 724f. Tese (Doutorado em engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2008.

Inacio, P. J. Evolução da temperatura ambiente em construções sujeitas ao fogo. Dissertação de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa, 2011.

Jacinto, A. E. P. G. A. ; Silva, V. P. ; Requena, J. A. V.; Lintz, R. C. C. ; Barbosa, L. A. G.; Pimentel, L. L.; Analysis of composite steel and concrete columns at high temperatures. Fire and Materials, v. 40, p. 305-317, 2016.

Klein Jr, O. ; França, R. L. S. ; Pignatta V. S.. Pilares de concreto armado em situação de incêndio submetidos à flexão normal composta. Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, v. 8, p. 55-71, 2012.

Kreith, F.; Bohn, M. S.; Princípios de Transferência de Calor. 1977, Editora Edgard Blucher, São Paulo p1 a 21.

Landesmann, A.; Mouço, D. L.; Simulação do comportamento não linear de vigas em concreto armado pós-incêndio. In: Anais do XXIX CILAMCE - Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering, 2008.

Landesmann, A.; Mouço, D. L.; Rodrigues, J. P. C.; Estudo comparativo entre sistemas estruturais em concreto armado, misto (aço-concreto) e aço para um edifício garagem. Parte 2: comportamento estrutural em situação de incêndio. In: Anais do II Congresso Brasileiro de Pontes e Grandes Estruturas, 2007.

Lubas, P. H.; Silva, V. Pignatta ; Munaiar Neto, J. ; Composite steel-concrete column design based on Brazilian standard ABNT NBR 8800:2008. Revista da Estrutura de Aço, v. 1, p. 1, 2012.

Machado, J. F. B.; Análise avançada para verificação de estruturas mistas (aço e concreto) sob condições de incêndio. Dissertação M.Sc.; Escola Politécnica de Engenharia, UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

Metha, P. K; Monteiro, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais. Editora Pini, 1994. p573.

Morales, G.; Campos, A.; Faganello, A. M. P. A ação do fogo sobre os componentes do concreto. Seminário: Ciências Exatas e Tecnológicas, Londrina, v. 32, n. 1, p. 47-55, jan./mar. 2011.

Mouço, D. L.; Modelo inelástico para análise avançada de estruturas mistas aço-concreto sob condições de incêndio. Dissertação M.Sc.; Escola Politécnica de Engenharia, UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2008.

Mouço, D. L. ; Rocha, P. A. S. ; Landesmann, A. . Análise Numérica da Resistência Residual de Vigas de concreto armado pós-Incêndio. In: Anais do IBRACON - 50º Congresso Brasileiro do Concreto, 2008.

Nascimento, M. A. F. R.; Aprimoramento das Propriedades de Retardamento ao Fogo de Polímeros Reforçados com Fibra de Vidro; Dissertação M.Sc., Laboratório de Estruturas, PEC/COPPE/UFRJ

Oliveira, I. A. Estrutura de Concreto Armado em Situação de Incêndio. Uma Análise Térmica de uma viga sob Flexão Simples, Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2013.

Rocha, M. A. F.. Determinação experimental da reação ao fogo e do desempenho mecânico de compósitos à base de PRFV com propriedades antichama. Tese D.Sc., Laboratório de Estruturas, PEC/COPPE/UFRJ, 2018;

Seito, A. I. et al. A Segurança contra Incêndios no Brasil. Projeto Editora, São Paulo, 2008.

Silva, J. C. G.; Modelo para Análise Acoplada Fluido-Termo-Mecânica de Estruturas Mistas Aço-Concreto em Situação de Incêndio. Dissertação M.Sc.. EPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2010.

Silva, J. C. G. ; Landesmann, A. ; Ribeiro, F. L. B.; Procedimento para análise termomecânica inelástica de estruturas em situação de incêndio. In: Anais do XXXIV Congress Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering; CILAMCE' 2013.

Silva, C. E.; Landesmann, A.; Avaliação de Desempenho Estrutural de Vigas Pré-Moldadas de Seção "I" em concreto armado sob Condições de Incêndio. In: Anais do 52º Congresso Brasileiro do Concreto, 2010.

Silva, J. C. G. ; Landesmann, A. ; Avaliação de comportamento de lajes de concreto armado e mistas aço-concreto sob condições de incêndio. In: Anais do 51º Congresso do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2009.

Silva, V. Pignatta; Fakury, R. H.; Rodrigues, F. C.; Costa, C. N.; Pannoni, F. D.. Resistência ao fogo para estruturas. Determinação do tempo requerido de resistência ao fogo pelo Método do Tempo Equivalente: uma contribuição à revisão da NBR 14432:2000. Técnica. Revista de Tecnologia da Construção, São Paulo, v. 104, p. 58-62, 2005.

Silva, V. Pignatta; Rodrigues, F. C. ; Fakury, R. H. ; Pannoni, F. D.; Incêndio real em um apartamento de interesse social? um estudo de caso. Revista da Escola de Minas, v. 60, p. 315-324, 2007.

Silva, Valdir Pignatta. Sobre o coeficiente γ_{mas1} do método do tempo equivalente para a determinação do tempo requerido de resistência ao fogo das estruturas. Revista Minerva, v. 5, p. 315-321, 2008.

Silva, Valdir Pignatta. Fire design of reinforced concrete columns. An alternative to the tabular method presented by the Brazilian standard NBR 15200:2004. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 1, p. 331-392, 2008.

Silva, Valdir Pignatta. Dimensionamento de vigas de concreto armado em situação de incêndio: aprimoramento de algumas recomendações do Eurocode. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 4, p. 277-303, 2011.

Silva, V. Pignatta. *Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Considerações para o Projeto de Arquitetura*. 1. ed. , Editora Blucher, S. Paulo, 2014.

Silva, V. Pignata; Projeto de Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio – Conforme ABNT NBR 15200:2012; 2ª ed. – Editora Blucher, 2016.

Sgarbi, R. S. ; Landesmann, A. . Desempenho de vigas pré-moldadas TT de concreto armado sob condições de incêndio. In: Anais do 51º Congresso do Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, 2009.

Sousa, D. A.; Silva, G. P. Estruturas de Concreto em Situação de Incêndio, Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia civil, Universidade Federal De Goiás, Goiânia, 2015.

Viana, A. C. C. In: Anais do 56º Congresso Brasileiro do Concreto, 2014. Anais: Concreto pré-fabricado: alteração da resistência à compressão quando exposto a altas temperaturas, Santa Catarina, 2014.