

ASPECTOS DO PROJETO ESTRUTURAL DE
TORRES DE CONCRETÓ ARMADO DE SEC-
ÇÃO ANULAR*



Dr. Eng. Mario Franco

1. Introdução.

Nos últimos anos têm sido construídas, em diversos países, inúmeras torres de concreto armado de secção anular. O rápido desenvolvimento dêste sistema estrutural se deve, de um lado, à crescente demanda de chaminés e torres de telecomunicação de altura cada vez maior, e de outro, ao aprimoramento do processo construtivo de formas deslizantes. Pertencem a êste tipo de obra as estruturas mais altas já construídas, destacando-se, entre outras (fig. 1):

- a torre de televisão de Londres, com 189 m de altura (fig. 2)
- a torre de televisão de Dortmund, com 219 m de altura (fig. 3)
- a torre de televisão de Moscou, com 533 m de altura (fig. 4).

Quanto às chaminés, algumas chegam a 260 m de altura.

No Brasil, as maiores estruturas dêste tipo são:

- a torre da TV Gaúcha (Porto Alegre), com 100 m de altura, e
- a chaminé da Usina Termoelétrica da COPENE (Camaçari, BA), com 120 m de altura (figs 5, 6, 7 e 8).

Esta última obra será descrita, em suas linhas gerais, na terceira parte dêste trabalho.

2. Projeto estrutural.

A grande esbeltez das estruturas de que estamos tratando acarreta diversos problemas específicos, que a seguir serão examinados.

2.1. Cargas laterais.

Tendo em vista que no Brasil não ocorrem fenomenos sísmicos de intensidade apreciável, limitar-nos-emos a discutir o efeito do vento.

Dada a natureza dinâmica dos movimentos do ar atmosférico, cuja velocidade varia com o tempo e com a altitude, sua influencia global numa estrutura é extremamente complexa, tendo sido abordada recentemente (ref.4) por métodos estatísti-

* - A presente publicação resume aulas ministradas pelo Autor em 1975 na disciplina de pós-graduação "Atualização do Cálculo de Estruturas de Concreto Armado".

cos. Estes levam em conta, por um lado, as características da turbulência do vento, a saber:

- distribuição da potência através das diferentes frequências de pulsação (espectro de potência).
- correlação das flutuações de velocidade nas diferentes altitudes (coeficiente de correlação).
- curva de Gauss da distribuição estatística das velocidades (definida pela velocidade média e pelo desvio padrão).

Por outro lado, no que diz respeito à estrutura, os parâmetros significativos são:

- modos de vibração (forma e período), notando-se a influência predominante do modo fundamental.
- rigidez.
- amortecimento.

A determinação precisa dos fatores acima enumerados pode ser conseguida, no que diz respeito ao primeiro grupo (vento), por meio de observações meteorológicas "in situ", e quanto ao segundo (estrutura), através de ensaios, em túnel aerodinâmico apropriado, de modelo aeroelástico; este deverá reproduzir não somente as características aerodinâmicas da obra (geometria, rugosidade), mas também as estáticas (rigidez) e dinâmicas (massa, período fundamental de oscilação, amortecimento).

De posse dos dados acima enumerados, é possível, através de um tratamento estatístico, determinar a resposta da estrutura em termos de deslocamentos e, conseqüentemente, de esforços.

Na maioria dos casos, porém, é suficiente um tratamento simplificado do problema cujas linhas gerais serão expostas a seguir.

Como se sabe (ref.2), a força F exercida, por um vento de velocidade constante, num corpo rígido cuja projeção, sobre plano normal à direção do vento, tenha área S , é igual a

$$F = p c S,$$

sendo c um coeficiente de forma, ou coeficiente aerodinâmico, e p a pressão de obstrução. Nas estruturas esbeltas, submetidas à ação de um vento de velocidade variável no tempo e na altura, teremos

$$F \approx c c_d \int_{(S)} p dS$$

onde c_d é um coeficiente dinâmico, determinado de tal forma

que a força F , considerada aplicada estáticamente à estrutura produza nesta, aproximadamente, o mesmo efeito causado pelo vento.

Este enfoque pseudo-estático é adotado por Davenport (ref. 4) em sua proposta para as Normas Escandinavas. e figura praticamente em todas as normas relativas à ação do vento. É importante, porém, ao aplicá-lo, ter-se sempre em mente que o problema é, de fato, dinâmico.

Analisaremos a seguir cada um dos parâmetros p , c e c_d .

2.1.1. Pressão de obstrução p .

A velocidade média do vento, que se mantém aproximadamente constante para intervalos de tempo situados entre 10 min e 1 h, depende dos seguintes fatores:

- região geográfica considerada.
- densidade das edificações adjacentes à obra (rugosidade do solo).
- altura.

As normas mais modernas, como por exemplo as britânicas (ref. 3) e escandinavas (ref. 4), levam em conta todos os parâmetros acima mencionados. A Norma Brasileira NB-5 (ref.5) considera apenas a influência da altura; entretanto, o assunto está sendo reestudado por uma comissão dirigida pelo prof. Blessmann.

Na fig. 9 observa-se a variação da velocidade nas diversas regiões da Inglaterra. Na fig. 10 é apresentada a influência da rugosidade da região circunvizinha, classificando-se a estrutura em:

- a) topograficamente abrigada (grandes cidades)
- b) topograficamente não abrigada (pequenos povoados)
- c) topograficamente exposta (topos de morros, fundos de vales, proximidade do mar).

Nota-se ainda, na fig. 10, que a velocidade do vento cresce com a altura segundo lei exponencial, até atingir um valor independente da rugosidade do solo, chamado velocidade de gradiente.

Uma vez estabelecidos os valores da velocidade de projeto nos diversos pontos da estrutura, em função dos parâmetros enumerados anteriormente, a pressão de obstrução p é

dada, como se sabe, por:

$$p = \frac{\rho V^2}{2}$$

onde

ρ é a massa específica do ar, e

V é a velocidade do vento.

Exprimindo-se V em km/h e p em kgf/cm^2 , a expressão acima se escreve

$$p \approx \frac{V^2}{200}$$

2.1.2. Coeficiente aerodinamico c .

No caso de torres cilíndricas de diametro superior a 0,25 m, podem ser adotados os seguintes valores, válidos para superfícies lisas (concreto, aço) sem saliências:

1/2	1	2	4	6	10	20	40 = altura/diametro
$c = 0,45$	$0,45$	$0,50$	$0,50$	$0,50$	$0,55$	$0,55$	$0,6$

Tais valores são os recomendados pela Building Research Station (Inglaterra, ref. 3).

A NB-5 adota $c = 0,7$, independentemente da relação altura/diametro. A Norma DIN 1056 recomenda, nas mesmas condições, $c = 0,67$, e a Norma Russa, $c = 0,6$.

Para as obras de maior vulto, ou de forma irregular (v. fig. 1), é recomendável a determinação de c em diversos pontos da superfície da estrutura, através de ensaios aerodinamicos.

Os valores acima podem ser aplicados também a peças tronco-cônicas, desde que a conicidade seja pequena.

2.1.3. Coeficiente dinamico c_d .

Depende de:

a) T - 1º período de oscilação própria da estrutura, que deverá, em geral, ser calculado através dos métodos de Rayleigh ou Dunkerley (ref. 6, vol 4). Para estruturas tronco-cônicas pode-se adotar a expressão de Ciesielski (ref.1):

$$T = C h^2 \sqrt{\frac{F_p \gamma}{E J_p g}}$$

onde:

h é a altura da torre

F_p e J_p são, respectivamente, a área e o momento de inércia baricêntrico da secção transversal da base

γ é o peso específico do material da estrutura

g é a aceleração da gravidade

C é um coeficiente (fig.11) que depende da conicidade da estrutura (para torres cilíndricas, $C = 1,79$).

Em geral, T varia de 2 a 10 seg.

b) T_w - período de pulsação da rajada (fig.12), variável de 2 seg (para baixas velocidades de vento) a 12 seg (altas velocidades), podendo-se adotar, para as velocidades usuais, $T_w = 8$ a 10 seg.

c) Δ - decremento logarítmico das oscilações amortecidas. Para o concreto, pode-se adotar $\Delta = 0,25$

d) t_1 - intervalo de tempo entre duas rajadas sucessivas. Recomenda-se adotar $t_1 = 5 T_w$.

Em função dos parâmetros acima enumerados, Ciesielski (ref.1) estabeleceu a seguinte expressão de c_d :

$$c_d = (1 + \beta) \left(1 + e^{-\epsilon t_1} \right), \text{ onde}$$

$$\beta = \frac{\alpha}{1 - \alpha^2} \sqrt{1 + \alpha^2 - 2\alpha \sin \frac{\pi}{2\alpha}}$$

$$\alpha = \frac{T}{T_w}$$

$$\epsilon = \frac{\Delta}{T}$$

Outras normas (francesa, russa) adotam critérios semelhantes para o cálculo de c_d , que varia entre 1,2 e 2. Para chaminés e torres, recomenda-se não adotar valores inferiores a 1,5. Na fig.13 são apresentadas curvas $c_d(T)$ de acordo com diversas normas.

2.1.4. Oscilações transversais auto-excitadas.

Podem ocorrer, em caso de ventos de velocidade constante, no tempo, oscilações perpendiculares ao plano do vento, provocadas pelo aparecimento de turbilhões alternados de Karman (ref.7). A velocidade do vento que corresponde à formação de tais turbilhões é

$$V_{cr} = \frac{d}{T s}$$

onde d é o diâmetro médio da torre, e s é o número de Strouhal desta, que vale $\approx 0,23$ para secção circular, e $\approx 0,15$ pa-

ra secção retangular. T foi definido no § 2.1.3.

Se V_{cr} estiver na faixa das velocidades perigosas (entre, digamos, 50 km/h e a velocidade de projeto), medidas especiais deverão ser tomadas (ref.8). Todavia, em estruturas de concreto, as oscilações transversais acima descritas são raramente observadas.

2.2. Esforços solicitantes no fuste.

Uma vez estabelecidas as cargas de cálculo, os esforços solicitantes no fuste serão calculados para as diversas combinações destas cargas, em secções transversais cuja distância variará, em geral, de 3 a 6 m.

Dada a esbelteza das estruturas em estudo, o cálculo pela teoria de I ordem não é suficientemente preciso. Recomenda-se o cálculo dos momentos adicionais de II ordem ΔM_i^{II} por processo iterativo, como segue:

a) Calculam-se os momentos fletores e os deslocamentos de I ordem.

b) Determinam-se os momentos adicionais ΔM_i^{II} através da expressão (fig.14):

$$\Delta M_i^{II} = \Delta M_{i-1}^{II} + N_{i-1}(y_i - y_{i-1}).$$

c) Corrige-se os deslocamentos, repetindo o ciclo.

Em geral, o processo é de convergência rápida, bastando dois ciclos de iteração.

2.3. Esforços na base tronco-conica.

É comum prever-se, na base da torre, um acentuado alargamento destinado a proporcionar maior rigidez à estrutura e a distribuir favoravelmente os esforços à fundação (figs. 1, 5, 15). Os esforços solicitantes na base tronco-conica assim formada podem ser calculados considerando a mesma como sendo uma casca em regime de membrana (ref.6, vol.2).

Chamando:

V - a força normal na secção superior da base

M - o momento fletor na mesma secção

H - a força horizontal de vento no fuste

r - o raio médio do anel superior da base

e - a espessura da casca

θ - o angulo formado pelas geratrizes da base com o plano horizontal de engastamento

φ - o angulo definido pelo plano axial passante pelo ponto considerado (cujas tensões se querem determinar), e pelo pla-

no axial do vento.

σ_1 - a tensão normal de membrana

τ_{12} - a tensão tangencial de membrana

N - a força normal no anel de junção fuste-base,

tem-se:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2 \pi r e \sin \theta} \left(V + \frac{2M}{r} \cos \varphi \right)$$

$$\tau_{12} = \frac{H (d_t - d)}{2 \pi r e d} \sin \varphi$$

$$N = \frac{1}{2 \pi t g \theta} \left(V + \frac{2M}{r} \cos \varphi \right)$$

É importante observar que, no anel de junção, não aparecem esforços de flexão.

Nas estruturas de maior vulto, ou nas que apresentem, na região da base, orifícios importantes, recomenda-se uma análise mais rigorosa dos esforços, através da aplicação do método dos elementos finitos, ou por meio de ensaios estáticos em modelo reduzido.

2.4. Rotação da fundação.

Não é desprezível, em geral, a influencia da rotação da fundação nos deslocamentos da estrutura, e, portanto, no valor de θ e nos dos esforços solicitantes. É preciso proceder a uma análise cuidadosa deste aspecto do problema, realizando, se necessário, ensaios.

2.5. Estabilidade elástica.

Deverá ser verificada através da aplicação da teoria geral (ref.6, vol 4). No caso de torre de geometria variável uniformemente, podem ser utilizadas as expressões seguintes (fig.16):

área da secção transversal $F = F_p \left(\frac{x}{h} \right)^n$

momento de inércia da secção transversal $J = J_p \left(\frac{x}{h} \right)^m$

peso total crítico $P_{cr} = k \frac{E J_p}{h^2}$

valores de k: ver tabela à pag. seguinte.

m	0	1	2	3	4
n=0	7,84	5,78	1,67	1,00	-
1	16,1	13,0	9,87	6,59	2,25
2	27,3	23,1	18,9	14,7	10,2
3	41,3	36,1	30,9	25,7	20,2
4	-	52,1	45,8	39,5	33,0

Quando a deformabilidade da fundação for considerável, isto é, quando provocar deslocamentos próximos dos devidos à deformação elástica do fuste, deverá a mesma ser levada em conta no estudo da estabilidade elástica do sistema (ref. 6, vol 4).

2.6. Deformações.

Já citamos nos parágrafos anteriores a influencia das deformações no cálculo dos esforços solicitantes e na verificação da estabilidade elástica. Por outro lado, os deslocamentos lineares e, no caso das torres de telecomunicações, os angulares, devem ser limitados em função das condições de utilização da estrutura:

- a) No caso de chaminés, recomenda-se limitar o deslocamento do topo a 1/500 da altura total, a fim de evitar possíveis lesões no material refratário que constitui, em geral, seu revestimento interno. Nos edifícios, recomenda-se não ultrapassar 1/1000 da altura.
- b) Quanto às torres de telecomunicação, é preciso limitar os deslocamentos angulares das antenas, a fim de não se terem efeitos prejudiciais à qualidade da transmissão. A Embratel fixa como valor máximo um deslocamento angular de 30'.
- c) Se a torre se destinar também ao uso do público (mirantes, restaurantes), deverá ser levado em conta o conforto dos usuários. Como se sabe (ref.9 e 10) o ser humano é sensível às acelerações provocadas pelos movimentos laterais dos edifícios altos; quando estas atingem 5% da aceleração da gravidade, causam acentuado desconforto, e ao chegarem a 15% de g tornam-se intoleráveis (fig.17).

3. Exemplo. Chaminé da COPENE (Camaçari, BA).

Trata-se de obra de grande esbeltez, como se pode notar nas figs. 5 a 8. Sua altura total acima do solo é de 120 m. Até a cota +18, foi executada por processo convencional, devido à sua geometria, complicada pelos furos de

entrada das tubulações de gases provenientes dos tres turbogeradores aos quais a chaminé está acoplada. A partir desta cota, a execução foi efetuada pelo processo das formas deslizantes; observe-se a variação, com a altura, tanto do diametro interno como da espessura da parede.

3.1. Descrição da obra.

Damos abaixo as principais características da estrutura:

- altura total, a partir do solo	120 m
altura da base tronco-conica	6 m
diámetro interno da base	12 m
diámetro interno máximo do fuste (cota +6)	6,20 m
diámetro interno mínimo do fuste (cota +120)	5,40 m
espessura da parede até a cota +18	0,60 m
espessura máxima da parede do fuste (cota +18)	0,40 m
espessura mínima da parede do fuste (cota +120)	0,20 m
espessura da parede refratária	0,12 m

volume de concreto

bloco de fundação	157 m ³
da cota 0 à cota +18	194 m ³
<u>da cota +18 à cota +120</u>	<u>658 m³</u>

TOTAL 1009 m³

consumo de aço

bloco de fundação	16 tf
da cota 0 à cota +18	26 tf
<u>da cota +18 à cota +120</u>	<u>29 tf</u>

TOTAL 71 tf

estaqueamento (estacas 3 TR32 para 80 tífuteis) 52 u

3.2. Carga lateral de vento.

pressão de obstrução $p = 22,75 \times 120^{2/7} = 90 \text{ kgf/m}^2$ (ref.11)

coeficiente de forma $c_m = 0,67$ (DIN 1056)

coeficiente dinámico $c_d = 1,9$ (fórmula de Ciesielski, para

$T_w = 8 \text{ seg}$)

pressão estática equivalente (média)

$$q_m = p c_m c_d = 115 \text{ kgf/m}^2$$

3.3. 1º período de oscilação própria.

sem refratário $T = 3,5 \text{ seg}$

com refratário $T = 4,0 \text{ seg}$

As primeiras observações da estrutura recém construída (sem refratário) parecem confirmar com boa aproximação o va-

lor calculado de T.

3.4. Oscilações auto-excitadas.

$$V_{cr} \approx 46 \text{ km/h} < 50 \text{ km/h}$$

3.5. Esforços solicitantes máximos.

Peso total	2595 tf
Momento fletor máximo (teoria de I ordem)	5251 tfm
Momento fletor máximo (teoria de II ordem)	5440 tfm

3.6. Esforços na base tronco conica.

$$\sigma_1 = -40,8 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (compressão na casca)}$$

$$C_1 = + 8,3 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (tração na casca)}$$

$$N = -344 \text{ tf (compressão no anel de junção base-fuste)}$$

$$N' = + 70 \text{ tf (tração no anel de junção base-fuste)}$$

3.7. Rotação da fundação.

Foi calculada a partir dos resultados de provas de carga realizadas nas estacas metálicas. Verificou-se que as deformações destas correspondem, praticamente, a um funcionamento elástico de ponta em terreno indeformável. Considerando, a favor da segurança, estacas de 16 m de comprimento, obteve-se, na fundação, uma rotação de 0,273 miliradianos, que ocasiona, no topo, um deslocamento linear de 3,3 cm.

3.8. Deslocamentos máximos do topo.

linear (incluindo o efeito da rotação da fundação)

$$v_{120} = 22,4 \text{ cm} < h/500$$

angular (incluindo o efeito da rotação da fundação)

$$v'_{120} = 2,67 \times 10^{-3} \text{ rd} \approx 9'$$

BIBLIOGRAFIA

1. CIESIELSKI-MITZEL-STACHURSKI-SUWALSKI-ZMUDZINSKI- "Behälter- Bunker- Silos- Schornsteine- Fernsehtürme und Freileitungsmaste" - Berlin, 1970.
2. LANGENDONCK, T.v.- "Cálculo de Concreto Armado"- Comentários à Norma Brasileira NB-1 - São Paulo, 1962.
3. BUILDING RESEARCH STATION- "Wind loading on buildings" - Garston, Herst - 1968-1969.
4. DAVENPORT, A.G.- "The treatment of wind loading on tall buildings"- Tall Buildings - Londres, 1967.
5. ABNT - "Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edifícios" - NB-5 - São Paulo, 1971.
6. BELLUZZI, O. "Scienza delle Costruzioni". - Bologna, 1955.
7. RÈGLES N.V. 1946 - "Règles définissant l'action de la neige et du vent sur les constructions" - Paris, 1947.
8. SCRUTON, C. - "On the wind excited oscillations of stacks, towers and masts" - Wind effects on Buildings and Structures. Vol 2. HMSO - Londres, 1965.
9. ROBERTSON, L.E. "On tall buildings" - Tall Buildings - Londres, 1967.
10. FU-KUEI CHANG- "Psychophysiological aspects of man-structure interaction" - Planning and design of tall buildings. Vol Ia. - New York, 1972.
11. FRANCO, M. "Alguns problemas relativos à ação do vento em edifícios de grande altura" - São Paulo, 1966.

ILUSTRAÇÕES

- Fig. 1 Principais torres do mundo
- Fig. 2 Torre de Televisão de Londres
- Fig. 3 Torre de Televisão de Dortmund
- Fig. 4 Torre de Televisão de Moscou
- Fig. 5 Chaminé da COPENE (Camaçari, BA) - Formas
- Fig. 6 Idem - Armação das fundações
- Fig. 7 Idem - Armação da base
- Fig. 8 Idem - Armação do fuste
- Fig. 9 Velocidades máximas de rajada na Inglaterra
- Fig. 10 Influência da rugosidade do solo e da altura
- Fig. 11 Coeficiente para o cálculo do 1º período de oscilação própria
- Fig. 12 Curva idealizada da pressão dinâmica do vento
- Fig. 13 Curvas $c_d(T)$ segundo diversas normas
- Fig. 14 Cálculo dos momentos de II ordem
- Fig. 15 Esforços solicitantes na base tronco conica
- Fig. 16 Estabilidade elástica de torre de secção variável
- Fig. 17 Curvas de conforto humano

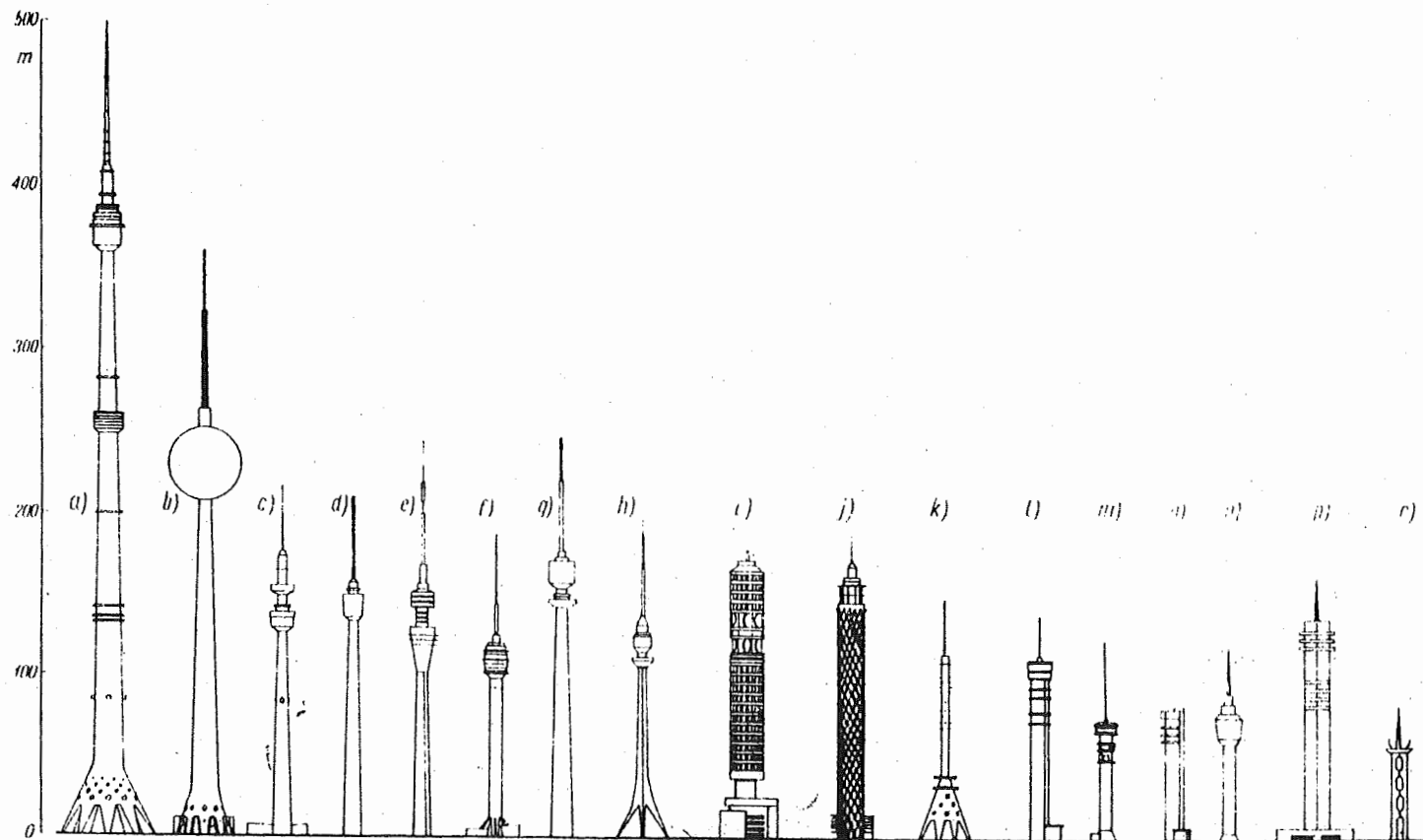


Bild 5.7. Silhouetten verschiedener Fernsehtürme; a) Moskau, b) Berlin, c) Dortmund, d) Stuttgart, e) Dresden, f) Dequede, g) Donauturm, Wien, h) Beograd, i) London, j) Cairo, k) Św. Krzyż, Polen, l) Zippendorf, m) Petersberg, n) Rhinow, o) Kulpenberg, p) Stockholm, r) Hannover

FIGURA I

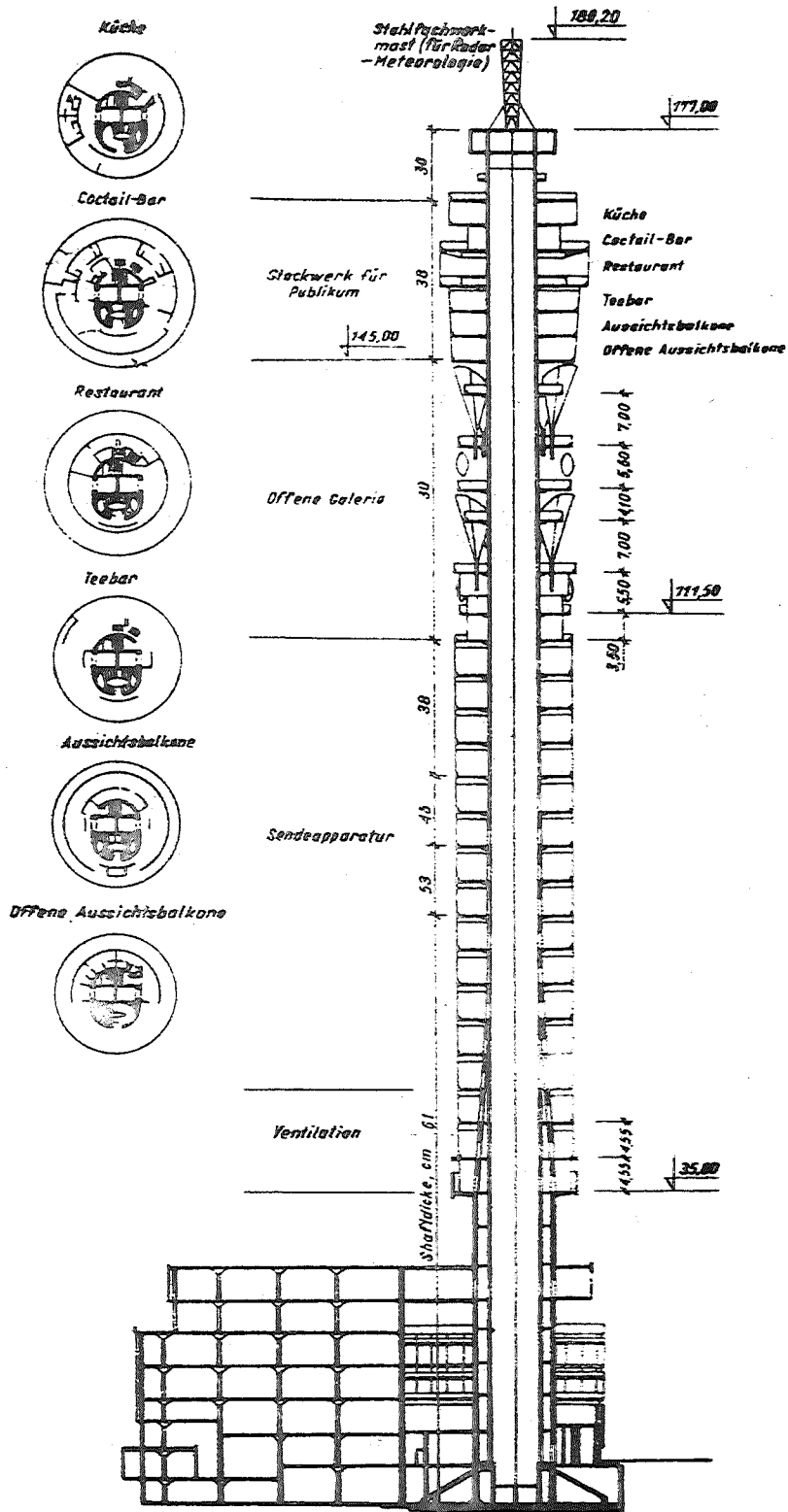


Bild 5.31. Der Fernsehturm in London [2]

FIGURA 2

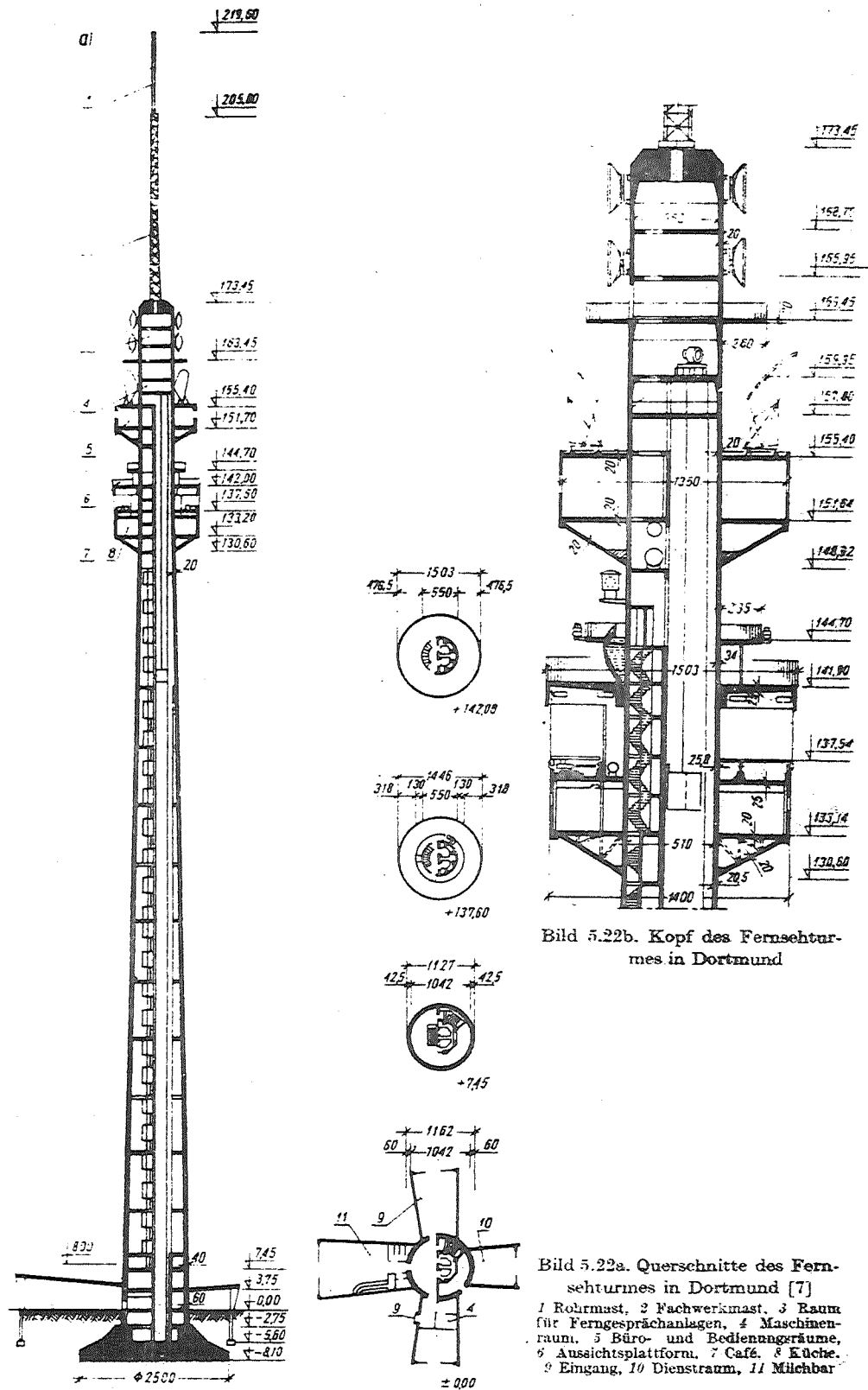


Bild 5.22b. Kopf des Fernsehturnes in Dortmund

FIGURA 3

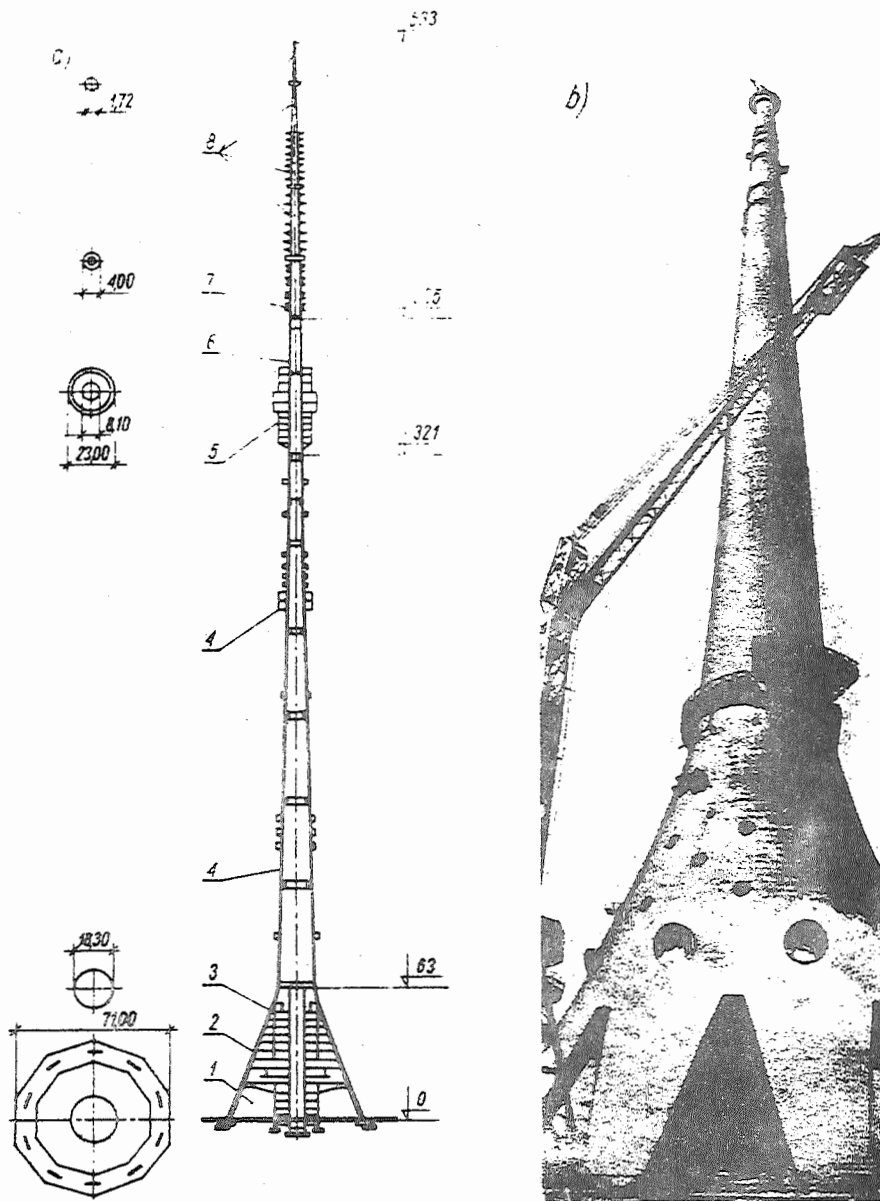


Bild 5.32. Der Fernsehturm in Moskau [9]: a) Ansicht während der Errichtung, b) schematischer vertikaler Querschnitt

FIGURA 4

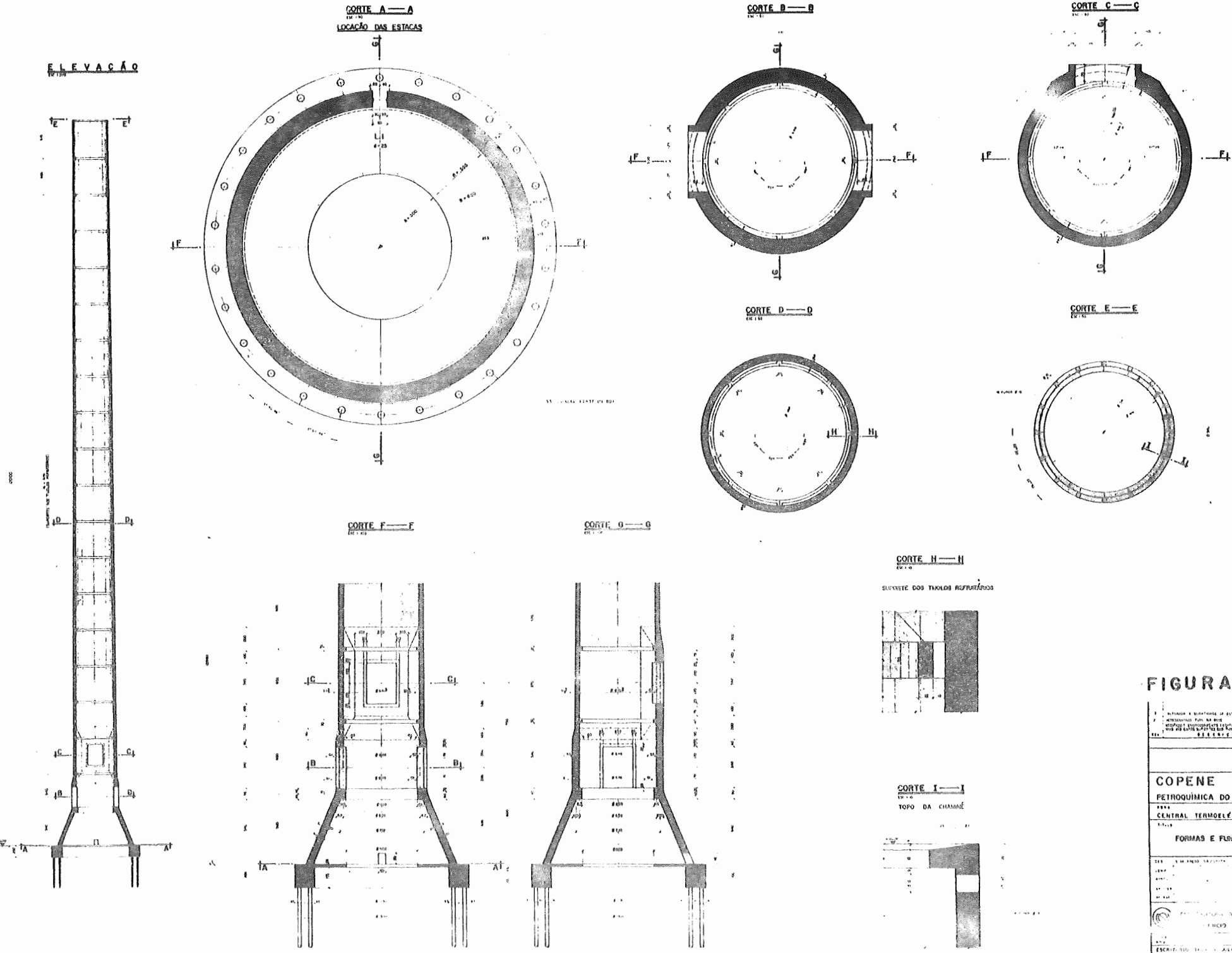
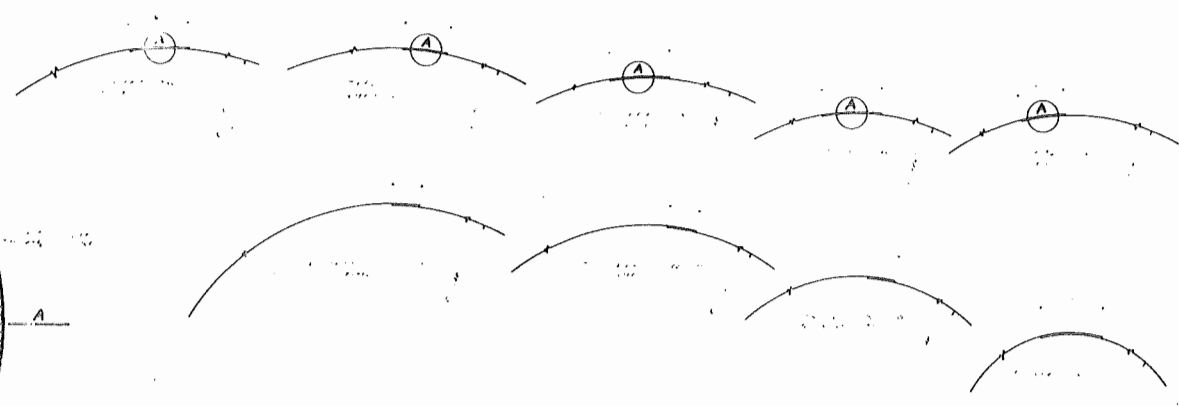
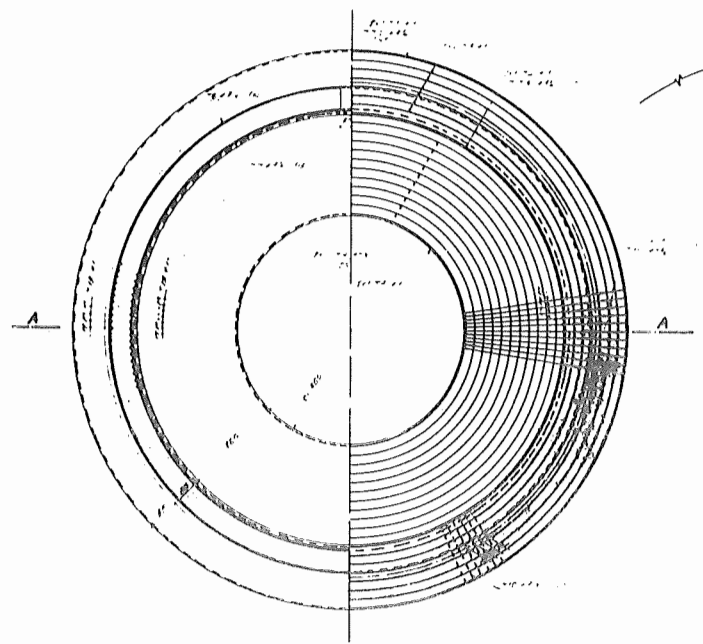


FIGURA 5

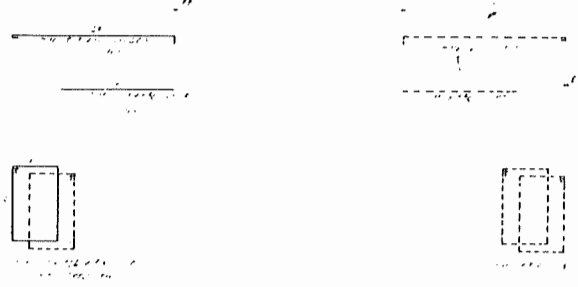
1. INTENÇÃO E MODIFICACÃO DE ESTIMAÇÃO 2. MODIFICACÃO PARA OBRAS 3. MODIFICACÃO DE QUANTIDADES 4. MODIFICACÃO DE PREÇOS 5. MODIFICACÃO DE DATA		1. 1/200 2. 1/100 3. 1/50 4. 1/25 5. 1/10
COPENE PETROQUÍMICA DO NORDESTE - COPENE LTDA CENTRAL TERMELÉTRICA FORMAS E FUNDAÇÕES DA CHAMINÉ		
DES. ENG. PAULO TRINDADE DE LIMA PROJ. ENG. PAULO TRINDADE DE LIMA		
EXEC. ENG. ALBERTO GONZALEZ SA SÓCIO & INDUSTRIA		
ESCRITÓRIO: ALVES PASSOS & MOURA FRANCO AV. BRASIL, 1100 - JARDIM SÃO CARLOS - SÃO PAULO - SP		



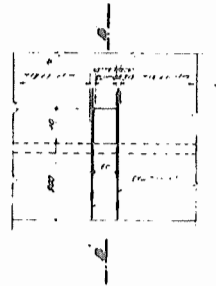
DETALHE A



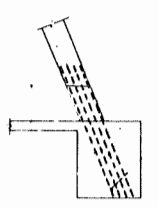
CORTE A-A



**DET. JUNTO A ABERTURA
ELEVACAO ESC. 1:50**



CORTE B-B



LISTA DE FERROS				
Nº	Q	COMPRIMENTOS	UNID.	TOTAL
1	1		
2	1		
3	1		
4	1		
5	1		
6	1		
7	1		
8	1		
9	1		
10	1		
11	1		
12	1		
13	1		
14	1		
15	1		
16	1		
17	1		
18	1		
19	1		
20	1		
21	1		
22	1		
23	1		
24	1		
25	1		
26	1		
27	1		
28	1		
29	1		
30	1		
31	1		
32	1		
33	1		
34	1		
35	1		
36	1		
37	1		
38	1		
39	1		
40	1		
41	1		
42	1		
43	1		
44	1		
45	1		
46	1		
47	1		
48	1		
49	1		
50	1		
51	1		
52	1		
53	1		
54	1		
55	1		
56	1		
57	1		
58	1		
59	1		
60	1		
61	1		
62	1		
63	1		
64	1		
65	1		
66	1		
67	1		
68	1		
69	1		
70	1		
71	1		
72	1		
73	1		
74	1		
75	1		
76	1		
77	1		
78	1		
79	1		
80	1		
81	1		
82	1		
83	1		
84	1		
85	1		
86	1		
87	1		
88	1		
89	1		
90	1		
91	1		
92	1		
93	1		
94	1		
95	1		
96	1		
97	1		
98	1		
99	1		
100	1		
TOTAL				

N	ACO	CA-50	Ø x L
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
TOTAL			

N	ACO	CA-50	Ø x L
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
TOTAL			

Dr. 1 12/07/08

FIGURA 6

P. 1

N.º DE PROJETO: 10000-000-0000-000-000-000

L.º DE PROJETO: 10000-000-0000-000-000-000

COPENE

PETROQUÍMICA DO NORDESTE - COPENE LTDA

CENTRAL TERMELÉTRICA

ARMACÃO DA FUNDAÇÃO DA CHAMINÉ

NOME DO DESENHISTA

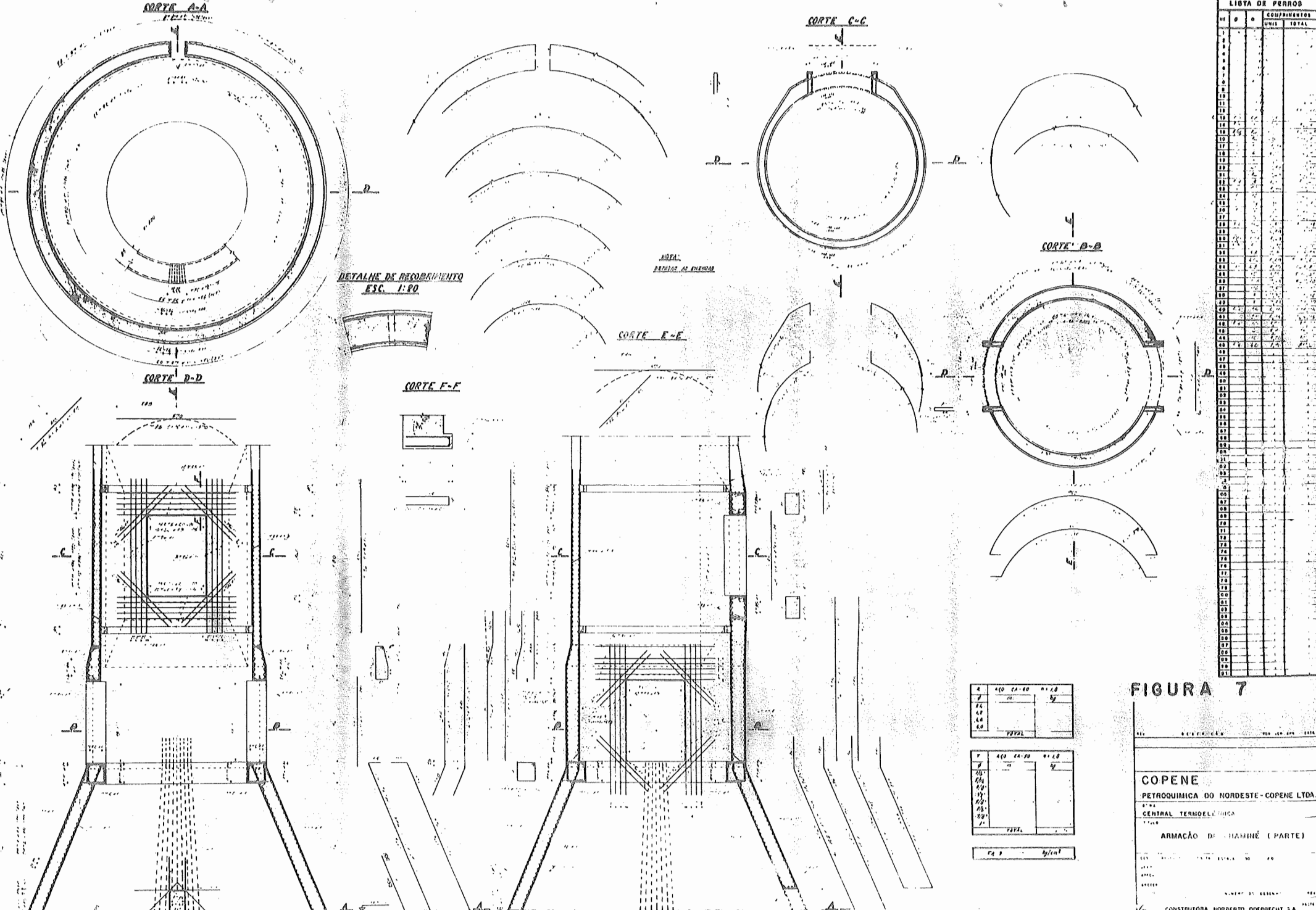
ODEBRECHT ENGENHARIA E INDÚSTRIA

PROJETO DE

ESCRIPTÓRIO TÉCNICO DE PROJETO S.º PAULO - SP

L.º DE PROJETO: 10000-000-0000-000-000-000

L.º DE PROJETO: 10000-000-0000-000-000-000



LISTA DE FERROS

Nº	Q	Q	EQUIV. FERROS
			UNID. TOTAL
1			
2			
3			
4			
5			
6			
7			
8			
9			
10			
11			
12			
13			
14			
15			
16			
17			
18			
19			
20			
21			
22			
23			
24			
25			
26			
27			
28			
29			
30			
31			
32			
33			
34			
35			
36			
37			
38			
39			
40			
41			
42			
43			
44			
45			
46			
47			
48			
49			
50			
51			
52			
53			
54			
55			
56			
57			
58			
59			
60			
61			
62			
63			
64			
65			
66			
67			
68			
69			
70			
71			
72			
73			
74			
75			
76			
77			
78			
79			
80			
81			
82			
83			
84			
85			
86			
87			
88			
89			
90			
91			
92			
93			
94			
95			
96			
97			
98			
99			
100			

4	40	CA-60	10	10
5				5
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				
21				
22				
23				
24				
25				
26				
27				
28				
29				
30				
31				
32				
33				
34				
35				
36				
37				
38				
39				
40				
41				
42				
43				
44				
45				
46				
47				
48				
49				
50				
51				
52				
53				
54				
55				
56				
57				
58				
59				
60				
61				
62				
63				
64				
65				
66				
67				
68				
69				
70				
71				
72				
73				
74				
75				
76				
77				
78				
79				
80				
81				
82				
83				
84				
85				
86				
87				
88				
89				
90				
91				
92				
93				
94				
95				
96				
97				
98				
99				
100				

FIGURA 7

RESERVAÇÃO

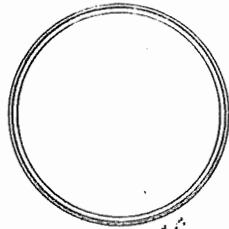
COPENE
PETROQUÍMICA DO NORDESTE - COPENE LTDA.
 CENTRAL TERMOELÉTRICA
 ARMADÃO DE CHAMINÉ (PARTE)

CONSTRUTORA NORBERTO ODEBRECHT S.A.
 C. ENG. INDÚSTRIA

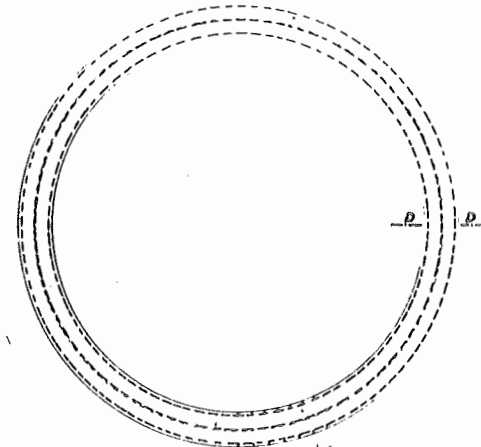
ESCRITÓRIO: AV. ALVARO WASTHOFF, 100 - JARDIM SÃO CARLOS - SÃO PAULO - SP

ALVIAÇÃO ESC. 1/200

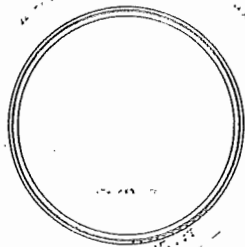
CORTE A-A



DETALHE DE RECORRIMENTO ESC. 1/10
D. CALHAS

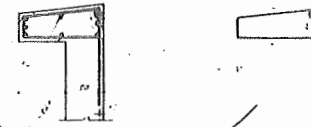
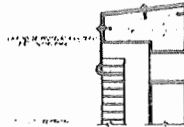
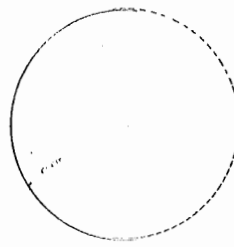


CORTE B-B

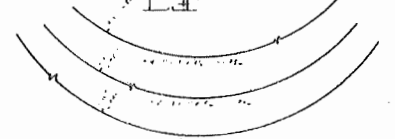
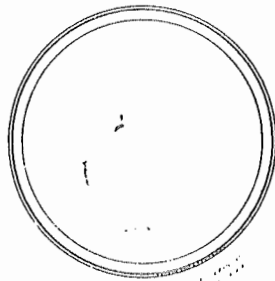


DETALHE DA PROTEÇÃO ESC. 1/10

CORTE D-D
DE C.C.



CORTE C-C

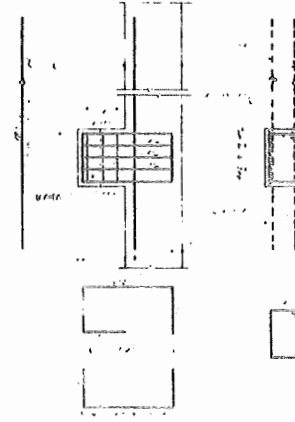


DET. DE FUNDAÇÃO D. P. 1/20

ARMADURA DOS SUPORTES DOS TITULOS ESC. 1/10

CONSOLAS D. V. CIRC. (10 X 6) (1/20)

VIGA CIRCULAR (10 X)



N	QTD	DESCRIÇÃO	Ø
1	1	M	10
2	1	M	10
3	1	M	10
4	1	M	10
5	1	M	10

N	QTD	DESCRIÇÃO	Ø
1	1	M	10
2	1	M	10
3	1	M	10
4	1	M	10
5	1	M	10

N	QTD	DESCRIÇÃO	Ø
1	1	M	10
2	1	M	10
3	1	M	10
4	1	M	10
5	1	M	10

1/10

FIGURA 8

COPENE
PETROQUÍMICA DO NOROESTE - COPENE LTDA
CENTRAL VERHOEIJSTRA
INDÚSTRIA

ARMADURA DA C.C. (PARTE)

ESCRITÓRIO T

INDÚSTRIA

MAP OF UNITED KINGDOM
SHOWING BASIC WIND SPEED
IN M/SEC
Maximum gust speed likely to be
exceeded on the average only once
in 50 years at 10m above the ground

Lines are drawn at 2 m/sec intervals
Broken lines in areas with insufficient data

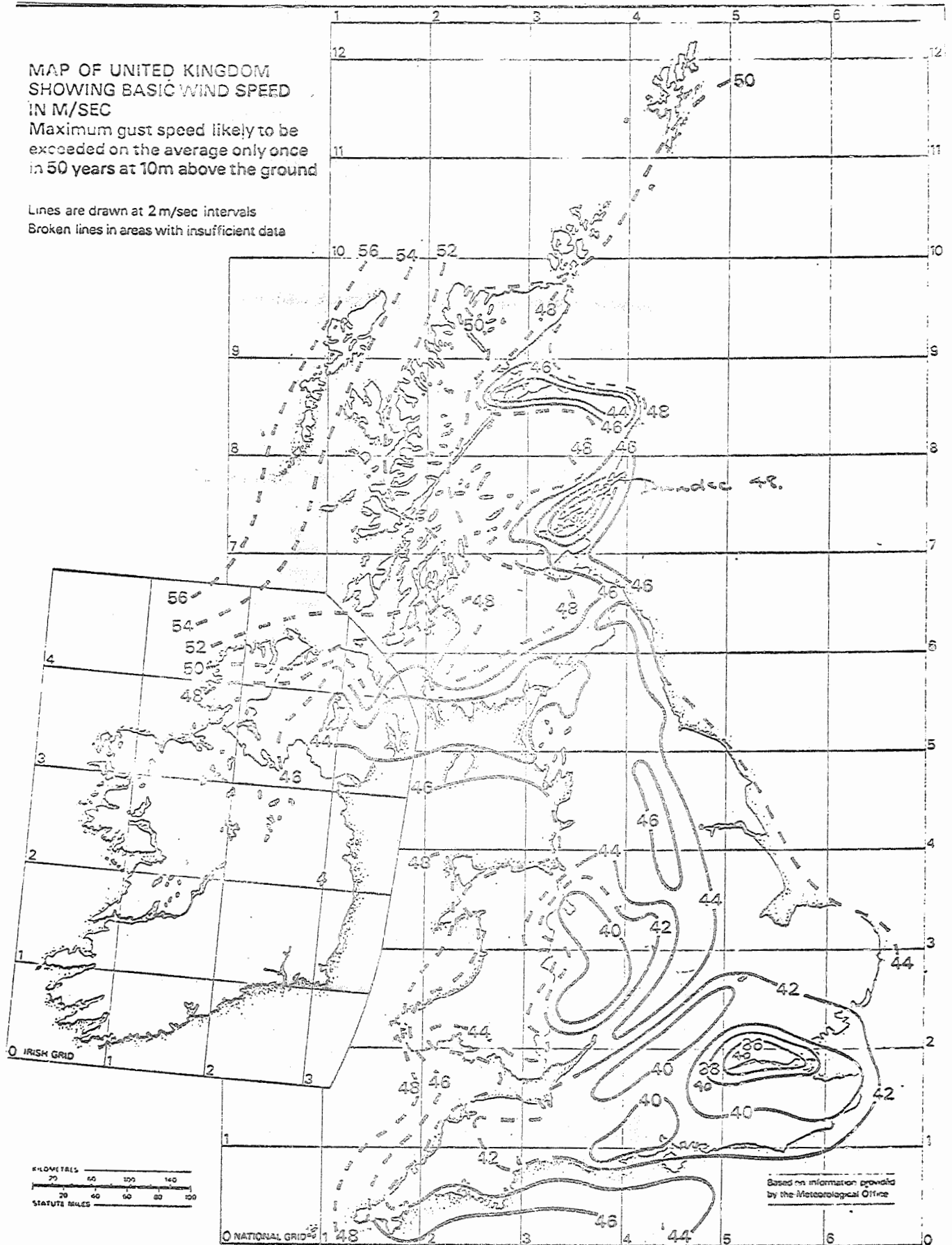


FIGURA 9

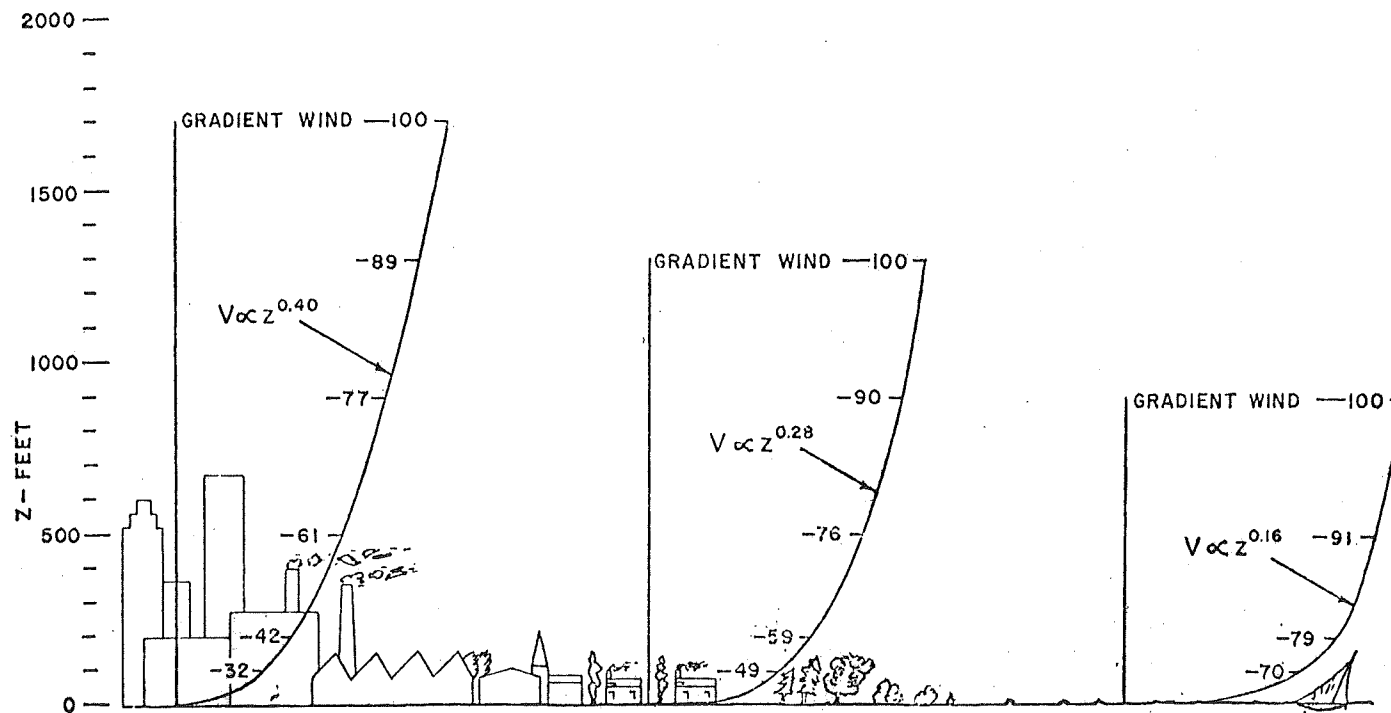


FIG. 3. Profiles of mean wind velocity over level terrains of differing roughness.

FIGURA 10

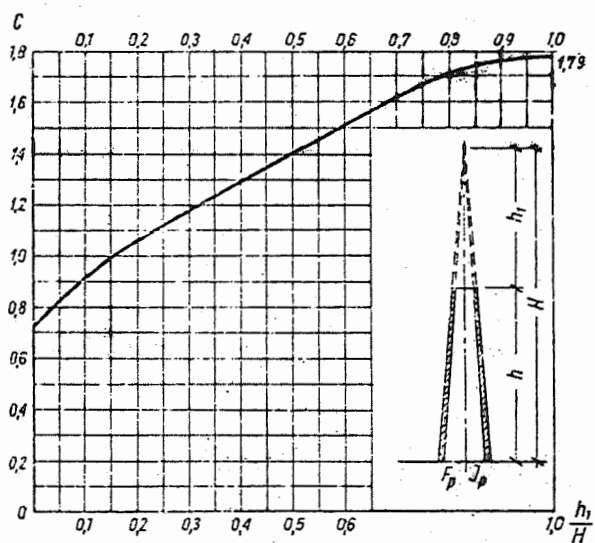


FIGURA II

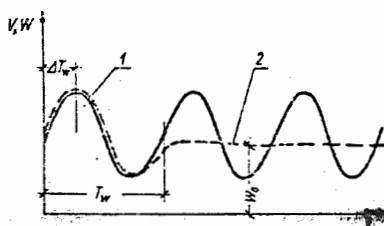


FIGURA 12

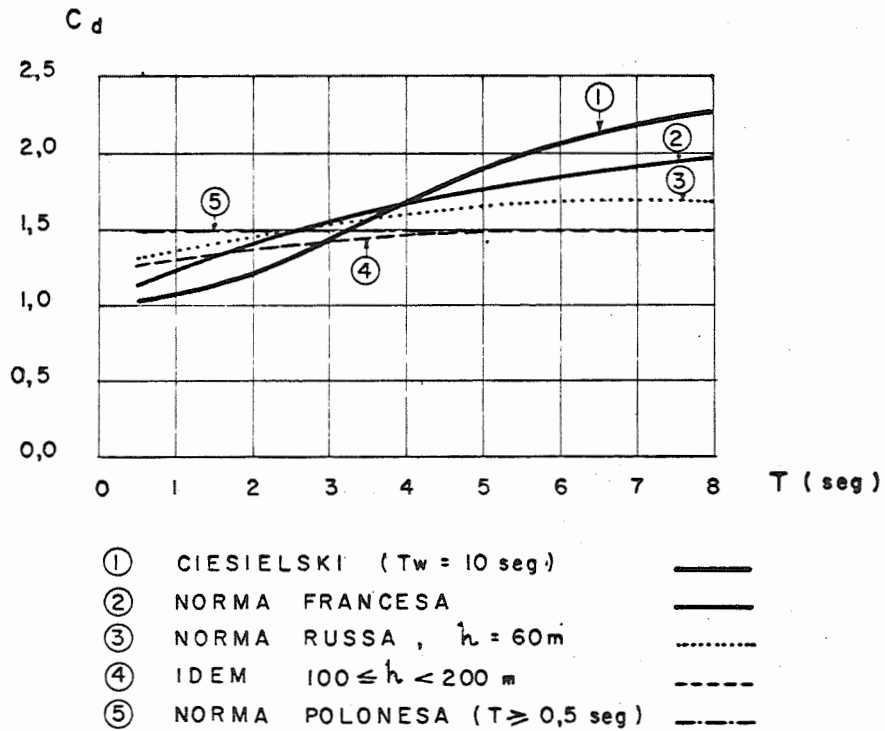


FIGURA 13

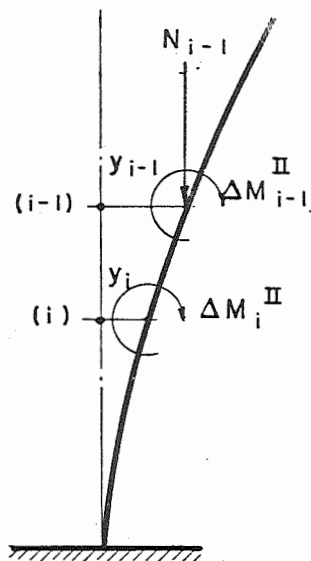


FIGURA 14

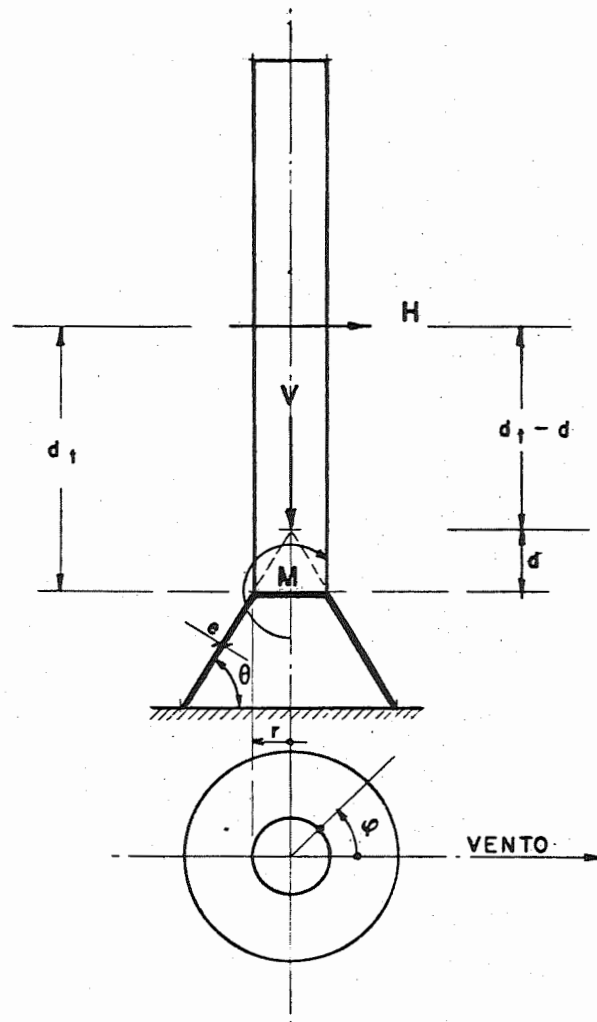


FIGURA 15

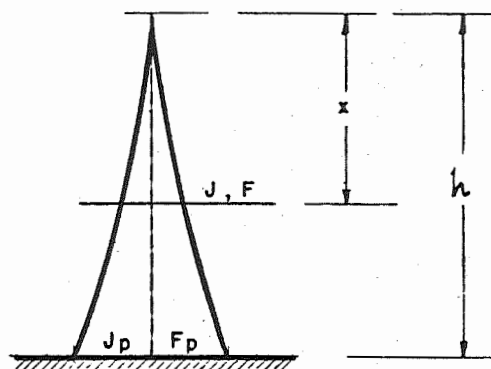


FIGURA 16

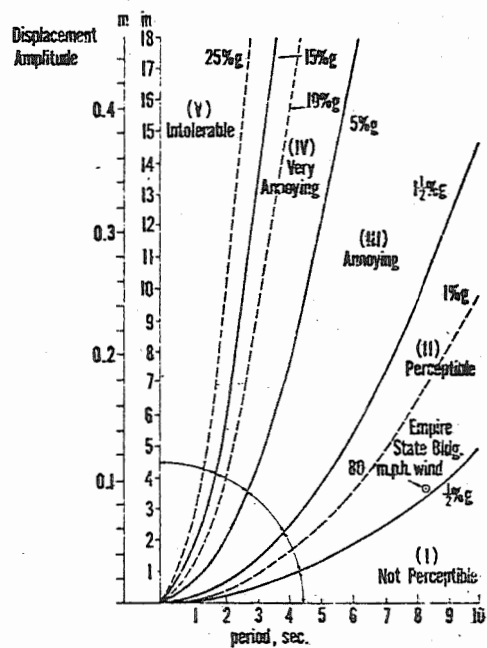


Fig.3 Recommended Human Comfort Curves

FIGURA 17