

クーリングタワーの風荷重

立 川 正 夫

(受理 昭和 50 年 5 月 27 日)

WIND LOADING ON COOLING TOWER

Masao TACHIKAWA

Since the collapse of cooling towers at Ferrybridge, many investigations have been made to clarify the characteristics of wind forces on cooling towers.

In this paper, the results of these investigations are discussed in detail, and a proposal on the design wind load for cooling towers is presented.

§ 1. は じ め に

ここでいうクーリングタワーとは、主として火力ならびに原子力発電所に用いられる、自然排気型クーリングタワー (natural draught cooling tower) のことで、本体は hyperboloid 又は cone-troid の巨大な筒を、斜めの列柱で支えた、鉄筋コンクリート構造物である (図-1, 図-2 参照).

この種のクーリングタワーは、内陸に多くの発電所

をもつヨーロッパにおいて発達した。1912年にオランダに建設された最初の塔は、1970年現在、なお稼動中であるという^{14) 22)}。1960年代になつて、アメリカ合衆国にはじめて建設され、年代とともに巨大化されて、現在、最大級のものは高さ 150 m にまで及んでいる。

この間の最大の事件として、1965年の英国 Ferry-bridge のクーリングタワーの崩壊がある。建設されたばかりの、高さ 114 m、基部直径 91 m の 8 基の塔のうち、3 基が相ついで崩壊したもので、その経過

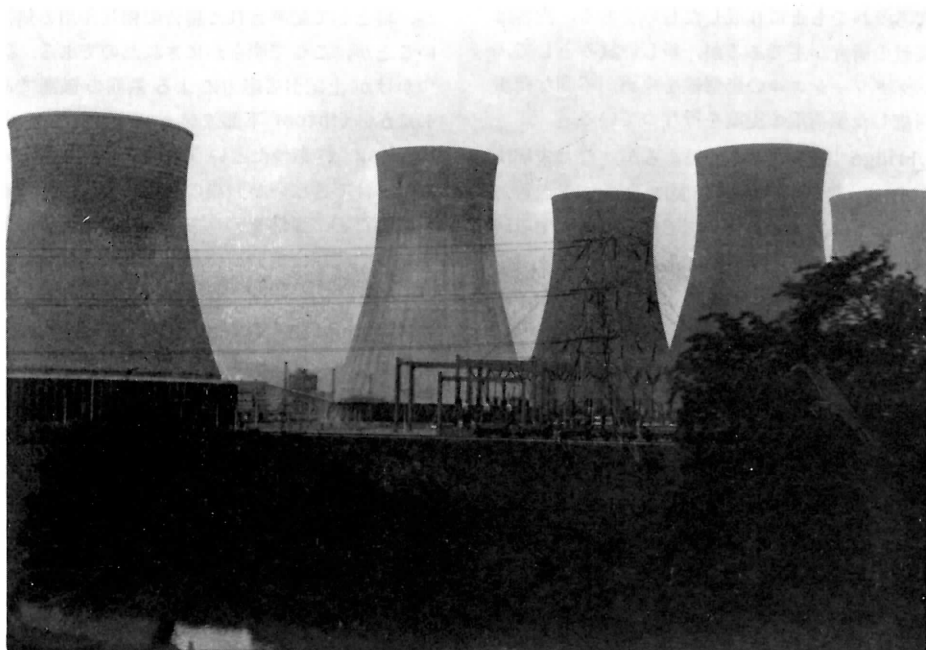


図-1 クーリングタワー群 (英国インツ発電所)

と調査結果は2つの報告書⁵⁾⁷⁾に詳しい。問題点は多いが、主要な原因は明白で、「理由はよくわからないが、設計用風力として、独自のきわめて低い値を採用したため」といえる。厚さ13 cm、シングル配筋の紙のようにうすいシエルは、推定最大瞬間風速、高さ10 mで36 m/s、塔頂で44 m/sの、中程度の風で全面的に崩壊した。

他の例にもれず、この事件を契機として、クーリングタワーの構造工学的研究、特に風荷重に関する研究はいちぢるしく活発化する。

水資源の豊富なわが国では、従来この種のクーリングタワーを必要とすることはほとんどなかった。しかし、最近の公害に対する世論の高まりと共に事態は変わり、温水公害対策として、この種のタワーの採用を考慮しなければならない時代になりつつある。

世界有数の地震国であり、台風常襲地帯であり、かつ軟弱地盤がほとんどのわが国では、このような特殊構造物に関して構造工学上問題となる事項はきわめて多い。これらを研究する目的で、1972年12月から約2年間、「大型冷却塔設計研究会」が(株)大林組により、東大梅村魁教授を委員長として組織され、著者も委員としてこれに参加した。

本論文は、この研究会に著者が提出した、風荷重に関する参考資料をもとに作成したものである。内容は過去の文献の研究が主であるが、新しい試みとして、クーリングタワーシエルの影響線を求め、不利な荷重分布を考慮した風荷重の提案を行なっている。

Ferrybridge以後10年を経過するが、なお未解決の問題が多い。最近の研究の進展に及ばない点もあり、独断もあると思うが、わが国ではこれに関する研究がきわめて少ないことを考え、あえて現段階までの研究結果としてここにまとめることにした。なお、論文中の応力解析に関する事項は、すべて大林組設計部にご援助いただいたことを、おことわりしておく。

§2. 既往の研究

2.1. 概要

クーリングタワーに作用する風圧は、塔の形状、表面粗さ、 Re 数、風速のプロフィールと乱れ、等の影響を受ける。更に、群として配置された場合の相互干渉を含めると、問題はきわめて複雑になる。静的な風圧分布についても、多くの風洞実験があるにかかわらず、未だに確定的な提案がない理由がここにある。

Ferrybridge以前の研究は、静的なものに限られる。 $Fischer^{1)}$ 、 $Golubović^{3)}$ 、 $Pris^{4)}$ は一様流中、 Re 数が 10^5 のorderの実験で、滑面および粗面模型の風圧分布を求め、 $Cowdrey$ と $O'Neill^{2)}$ は、NPLの高圧風洞で、 Re 数が 10^7 付近の風圧分布を、一様流および風速プロファイルをもつ気流中で測定した。

実際のクーリングタワーで問題となる Re 数は 10^8 のorderである。この点、 $Cowdrey$ と $O'Neill$ の実験は、はじめての、 $Roshko$ のいうtranscritical域での実験として、特に評価さるべきものといえる。なお、この実験結果は(適用過程でのミスが後に指摘されたが)Ferrybridgeの崩壊した塔の設計に利用されている。

Ferrybridge事件後、CEGB (Central Electricity Generating Board)は直ちに原因追求のための風洞実験をNPLの高圧風洞で行った。特に崩壊が、風下側の列に生じたことから、単独塔とともに、群模型を用いて風圧および変動風圧を求め、これにもとづくシエル応力が計算された。結果は、崩壊した塔の風上側下部の経線方向引張応力は、単独塔のそれより大となり、鉄筋量から予想される破壊時の風速も、当時の気象状態とおおむね一致した。崩壊の原因は、基本的には前述した通り、設計用風力の過小評価であるが、群として配置された場合の相互作用の無視できないことが、ここで明らかにされたのである。破壊のきっかけが上記引張応力による鉄筋の破断であることのほか、(throat下部でシエルの振動、ovallingとrippling、があつたという目撃者の証言を十分説明することはできないが)渦の発生による共振は重要でなかったこと、弾性モデルを用いた風洞実験によれば、シエルの座屈は更に高い風速でなければ生じ得ないこと、等が一応の結論として提出されている⁵⁾⁷⁾。

DavenportとIsyumov⁶⁾は、Ferrybridge事件の翌年、クーリングタワーとしては初めての、境界層風洞実験を含めた実験結果を発表した。剛体模型による平均および変動風圧の測定とともに、相似率にもとづく弾性模型(aeroelastic model)により、歪を測定した点特筆すべきであり、いわゆる確率論的手法をクーリングタワーに適用するための動きが、ここから出発することになる。

1970年前後の研究の中から、静的な風圧分布に関する資料をPaduart¹⁰⁾、Weigmann¹³⁾(いずれも群塔を扱っている)、Armstrong⁹⁾、Niemann¹²⁾¹⁷⁾¹⁸⁾にみ

ることができる。特に後の二者は、full scale の高い Re 数域の風圧分布に関連して重要である。Armitt は塔表面の粗さ Re 数で実験結果を整理し、Niemann は更に広い Re 数域の実験に実測値を加え、Armitt とはやや異つた結論を出した。これらに関する詳細は 2.2(2) を参照されたい。

話を Davenport 周辺にもどそう。Western Ontario 大学の境界層風洞では、その後 Gardner¹¹⁾ により弾性モデルによる変位の測定が行なわれるが、更に Abu-Sitta と Hashish により実験が重ねられ、変動風圧を入力とした応力解析に関する 2 つの論文^{26), 27)} が発表される。

Davenport 等の gust loading factor を用いる確率論的手法は、風速変動を風圧変動に変換する点に問題があり、厳密には線状およびメッシュ状構造物に適用さるべきものである。箱型の高層建築物については、すでにその方法の妥当性が実験により裏付けされているが、風圧の性状および振動モードの異なるクーリングタワーに適用できるという理論的根拠はない。二、三の発表^{19), 20)} において、Davenport はこれにふれながらも、gust loading factor の(部分的な)適用の可能性を主張してきたが、やはり背景の弱さは否定できなかった。この点、Abu-Sitta 等の 2 つの論文、特に共振の影響を含めた後の論文²⁷⁾ は、確率論的手法の基礎固めという点で、重要な役割をもつものと考えられる。

以上とは別に CERL (Central Electricity Research Laboratories) の Armitt²⁵⁾ は、Ferrybridge の群模型を境界層風洞に入れて歪の測定を行つた。柱列まで含めた弾性模型を作つたところ、固有振動数は低くなり、それまでの定説に反し、高風速では共振応力が重大であるという結論を得た。また Ferrybridge の崩壊については風上クラックの増大とともに固有振動数が低下し、その結果、共振応力が増大して座屈したものと考察している。

ここに至ると、静的な風圧力については、なお若干の問題が残されているが、研究の主力は、風の動的効果に集中された感がある。一部、風力の time history を仮定した応答解析のような目先の変わった方法^{23), 24)} もあるが、基本的なアプローチは、(1) Abu-Sitta らに代表される変動風圧を入力とする応力解析と、(2) Armitt に代表される弾性模型による歪又は応力の測定との二つに大別できよう。前者については入力としての変動風圧を、どのように単純化するかに問題があ

る。full scale の変動風圧について、Ebner⁸⁾, Ruscheweyh^{16), 29)}, Scanlan²⁸⁾, Niemann³⁰⁾ 等の、また類似構造物について大林組³¹⁾ の測定があるが、一層の資料の蓄積と整理が必要とされる。

2.2. 静的風圧分布、単独塔

(1) 風圧分布の特徴

水平断面上の風圧係数分布は、図-3(a) に示すように円柱のそれに類似している。ただし高さ直径比が小さいから、負圧の値は 2 次元円柱の場合とはやや異なる。クーリングタワーによつて外形がそれぞれ異なるが、これの風圧分布への影響は比較的小さい。円柱でよく知られたように、風圧分布は Re 数により、subcritical, critical, supercritical, transcritical 域で特有の変化をする。表面の粗さと気流の乱れは、一般に遷移を早める役割をもつ。設計上必要な分布は、 Re 数が 10^8 の order のものであるが、一般の風洞では 10^5 の order、大型の高圧風洞でも 10^7 程度が限度であり、分布の推定の困難さがここに生ずる。

ここでは、図-3(b) のように分布を展開し、Niemann の方法¹⁷⁾ に従つて C_{pmax} , C_{pmin} , C_{pb} , ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3 の 6 個のパラメーターを用い、従来の実験結果を考察することにする。

(2) Throat の風圧分布

C_{pmax} : 一様流中で 0.9~1.0 と考えてよい。風速プロファイルのある場合はやや異なつた値をもつ。

C_{pmin} : 最も重要なパラメーターで、これにより風圧分布がほぼ決まる。既往の実験値を Re 数に対してプロットすると図-4 のようになる。

C_{pmin} は K/D (表面粗さ直径比) をパラメーターとして変化するが、一般に Re 数が 10^5 の order でピークに達し、更に Re 数が増大すると、 10^6 の order で一定値に近づく傾向をもつ。実験値としては、この間の傾向をとらえたものが特に価値があるわけで、図中では Niemann, Armitt, CEGB, Cowdrey & O'Neill の結果が重要である。(Davenport の境界層風洞実験は、 Re 数の変化に鋭敏な区域で行なわれる点に問題がある。)

Niemann¹⁷⁾ は full scale の結果を加え、実験曲線群を外挿し、 10^8 付近でコンクリート面で -1.6, 20 cm リブ付で -0.8 と、表面粗さに応じた C_{pmin} の値を推定した。一方 Armitt⁹⁾ は、粗さ Re 数で実験結果を整理し、粗さ Re 数 ≥ 600 で C_{pmin} の値は気流の乱れをうけず、ほぼ一定の値となることから、

粗さ Re 数が full scale のコンクリート面の粗さ Re 数 ≈ 1000 に等しい実験値 ($C_{pmin} = -0.9 \sim -1.0$) で full scale の状態を代表できると考えた。

図-4 でみられるように, Armitt の実験は Re 数の範囲がせまく, この範囲内では Niemann の結果とほぼ一致する. 逆に Niemann の結果を粗さ Re 数で整理すると, C_{pmin} は粗さ Re 数 $= 1000$ で一定値にならない. つまり, Armitt の結果は Niemann に含まれるが, Niemann の結果は Armitt に含まれないのである. この限りにおいては Niemann の結論をとりたい. ただし, NPL での実験 (CEGB と Cowdrey & O'Neill) をみると, Re 数の増大にともなう C_{pmin} の下降の勾配は Niemann より急であり, Niemann の外挿についても疑問が生じる. 総合的な結論を現在下すことは困難で, 更にいくつかの Re 数 $= 10^7$ 付近の実験値又は full scale のデータをまつ以外にない. (full scale のデータを扱う場合は, 周囲の状態と, 評価時間に関する注意が必要である.)

C_{pb} : 図-5 にみられるように 高さ直径比が小さいため, 2 次元円柱のような, Re 数による大きな変化はない. full scale で $C_{pb} = -0.4$ 前後と考えてよからう. ただし, 風速プロファイルをもつ風洞実験で塔頂の速度圧を用いた場合の C_{pb} は, 一様流中のそれより絶対値が低い.

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : Niemann の方法に従い, $\phi_1\phi_2$ は C_{pmin} に対し, ϕ_3 は $C_{pmin}-C_{pb}$ に対し実験値をプロットした.

図-6 は一様流の場合であるが, 乱流はくり状態に近いものを図-4 と同じ記号で, 他を \times 印で区別して表示した. また図-7 は, Davenport と Cowdrey & O'Neill の実験値により, 風速のプロファイルの影響を調べたものである. いずれも Niemann の曲線の下にバラつくが, 図-7 からは, $\phi_1\phi_2\phi_3$ 共に, 風速のプロファイルのある方が一様流よりもやや高い値をとるのが認められる.

(3) 風圧分布の高さ方向の変化

$C_{pmax}, C_{pmin}, C_{pb}$: 図-8 に一様流中の実験結果から, 乱流はくり状態に近いものについて垂直方向の分布を示した. C_{pmax} は上端および中央で, C_{pb} は下部で絶対値がやや低くなるが, バラつきは比較的小さい (図-8 (a)(d) 参照). C_{pmin} の値は Re 数, 粗さ, 乱れの影響が大きく, それぞれの実験で異なるが, throat 部分の値を基準に無次元化すると, ほぼ 1 本

の曲線で代表できる (図-8 (b)(c) 参照). 絶対値は throat 部分で最大となる.

図-9 には, Davenport および Cowdrey & O'Neill の風速プロファイルのある実験結果を示した. 実線は塔頂の速度圧 q_{top} を基準とした場合, 点線はその高さの速度圧 q_h を基準とした場合である.

分岐点圧力は速度圧のプロフィールと一致せず, 図-9 (a) のように q_h を基準とした C_{pmax} は下部で大きな値を示す. (Davenport は論文⁶⁾で, 分岐点圧力は, その高さの速度圧に対応して変化すると述べている. また Scruton は Cowdrey & O'Neill を引用⁷⁾し, 高さの $1/3$ の中底部分で分岐点圧力は, その位置の速度圧と一致すると述べている. これらは図-9 (a) の内容と矛盾する.) C_{pmin} についても符号は異なるが C_{pmax} と同じ傾向がみられる (図-9 (b), (c) 参照). q_{top} を基準とした C_{pb} は, 全体として一様流中の値より絶対値が小さいが, Cowdrey & O'Neill の場合は下部でむしろ増大する (図-9 (d) 参照. なお, Davenport の模型には底部流入口がなく, Cowdrey らのこの場合の模型は底部流入口が開かれている. この点に, 両者の差の一因があるのかも知れない.)

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 : それぞれ throat 部分の値との差を図-10, 図-11 に示した. 高さ方向の変化には, 一様流中とプロファイルのある場合で, いちぢるしい差はみられない.

2.3. 静的風圧分布, 群塔

クーリングタワーが群として配置されたとき, また付近に power station 等の構造物のあるとき, 風圧分布はその影響をうけて変化する. 詳細は個々の配置で異なることは勿論だが, ここでは, Re 数の大きい CEGB および Niemann の結果から, そのおよその性状について調べてみる. 図-12 は, Ferrybridge の単独塔と, 群モデル中の 1 A 塔の崩壊時予想される風向に対する風圧分布の比較である (CEGB 報告⁵⁾による. 風向, 配置等図-16 参照).

分岐点圧力は, 上部で 1 A 塔がやや大きく出るのが, 重要な意味をもつほどではない. (ICE の報告⁷⁾には群の抵抗が風速を低下させるので channeling は重要でないという議論もみられる.) 1 A 塔の負圧のピークは左右がややアンバランスになるが, 両者共高まるという傾向はない. むしろ, 注意すべきは ϕ_1, ϕ_2 が単独塔より若干小さくなることで, ここでは図示を省くが, 同じく崩壊した 2 A 塔についても, 同様な傾

向がみられる。この ϕ_1, ϕ_2 の変化と応力とは多少の関連がありそうに見える。なお、CEGB の報告によると、これらの風圧分布により計算された風上経線方向最大引張応力は、単独塔のそれに対し、1 A 塔 6%、2 A 塔 7% の増となっている。

図-13 には throat 部分について、群或は付近構造物の影響のある場合とない場合の風圧係数の差 $C_{p,dif}$ の概略を示した。つまり、周辺の塔又は構造物により、単独塔の風圧に、このような分布の風圧が付加される場合があるというのである。(勿論、これらは静的分布であつて、気流の乱れや渦の発生による瞬間的な風圧分布のゆがみは含まない。) ここで示した中には分岐点圧の上昇のケースはない。また、 ϕ_2 は負圧がピークに達する角度だが、ここでの負圧の絶対値の上昇は(8)の例以外にはない。単独塔との圧力差は ϕ_2 付近で大きい、(1)(4)の $-\phi_2$ 付近、(5)(6)(7)の $+\phi_2$ 付近にみられるような、 ϕ_2 の左右で正負が変るケースは負圧の山の移動を意味し、(1)(2)の ϕ_2 をはさんだ 2 つの負の山は、負圧の幅の拡大を意味する。8 つの例の中で応力算定上注意すべきは(1)或は(2)の場合であり、Niemann の場合は圧力差は大きい、内容はほとんど前面構造物の遮蔽効果によるもので、圧力差はむしろ応力を低減させる方向に作用している。

最終的な結論を得るには、なお各種のケースについての資料が必要と思われる。

2.4. 変動風圧と応力

(1) 円柱における渦の発生と変動風圧

2 次元円柱の、Re 数が 10^7 付近の研究として Roshko³²⁾、Jones³³⁾ 等があり、やや高い Strouhal 数 (0.27~0.3) で渦の発生が周期性をもつことが示されている。しかし、渦の発生にもとづく変動揚力 C_L は、図-14 に示すように、Jones によれば subcritical 域にくらべて小さく、しかも $Re > 10^7$ で低下する傾向を示す。

変動風圧に関しては、Jones に相当する高い Re 数の資料はない。 10^6 の order までの変動風圧係数 C_{prms} の変化を図-15 に示す。図中 1, 2 は Gerrard³⁴⁾ の subcritical 域の実験 (この場合は基調波の変動風圧係数)、3 は Loiseau³⁵⁾ の 10^6 の order の実験で、 C_{prms} の値および分布形は両者でいちぢるしく異なる。4, 5 は著者³⁶⁾ の自然風中での測定値だが、4 の滑面円柱は Gerrard にほぼ一致している。5 はネットで表面を粗にしたもので、critical 域に入

つても周期性は完全に残るが、変動量が低下することを示している。

3 次元円柱の例として、Gould³⁷⁾ の結果を図中 6, 7 に示した。高さ直径比 $H/D=6$ の円柱の頂部から $0.46D$ および $2.96D$ の位置の C_{prms} 分布で、両者の差は大きい。Gould は、風速プロフィール、排煙速度、乱れ、Re 数の影響を調べているが、頂部付近に強い渦のペアがはりつくこと、風圧変動は頂部付近で横方向振動を、中央部で ovaling を生じるような相関をもつこと等についても報告をしている。

クーリングタワーに近い H/D をもつ円柱の変動風圧に関する適当な資料は現在みあたらないが、これに関連し、Re 数が 10^4 の order であるが岡本³⁸⁾ の研究があり、 $H/D \leq 6$ では周期的な渦列は存在しなくなり、長円柱とは風圧の性状もかなり異なることが明らかにされている。

(2) クーリングタワーの変動風圧

風圧変動量について、単独塔と群配置の場合の比較を図-16 に、単独塔の一樣流中と境界層風洞中および実測との比較を図-17 に示した。

図-16 は CEGB の報告⁵⁾ からのもので、throat 部分の変動風圧係数の平均両振巾 $2J C_p$ が示されている。単独塔では図-15 の Loiseau の分布と類似し、 C_{prms} は $\phi=90^\circ$ 付近で 0.1 程度と推定される。なお、スペクトルに関しては $S_f=0.23$ 付近でピークのあること以外に詳しい報告はない。

風上構造物の影響のある 1A, 2A, 3A 塔、特に前列のクーリングタワーの間から流入した風をうける 1A 塔の変動風圧はいちぢるしく大きい。CEGB の計算によれば 1A 塔の変動風圧による風上最大引張応力は、単独塔の静的風力によるその 20% に及ぶ。計算上の仮定に問題があるとしても、これは設計上無視できない。

図-17 に示した中の、4 つの風洞実験結果は、すべて Re 数が 10^5 の order のもので、この領域では、特に整流中の場合、 C_{prms} 分布は表面粗さの影響を強くうける。ただし粗さ直径比 $K/D \geq 2 \times 10^{-3}$ の 2 および 3 で示す実験値は図-15 の Loiseau の分布にほぼ似ている。4 の Davenport の境界層風洞実験値は、前面および側面で高い C_{prms} の値を示し、一樣流中の分布ときわだつた違いを示している。以上の実験値に対し、Ruscheweyh の full scale の値を 5 に示したが、これは 4 の境界層風洞実験値と驚くほどよく似ている。

クーリングタワーの動的解析には、当然変動量だけでなくパワースペクトル、クロススペクトルが必要である。Hashish 等²⁷⁾の境界層風洞実験によると、分岐点からはく離点にかけてのパワースペクトルは、周波数の $-2 \sim -2.5$ 乗で低減し、背面のスペクトルには、後流による幅の広いピークがみられる。また分岐点 ($\phi=0^\circ$) と側面 ($\phi=90^\circ$) の圧力は、大きな負の cospectrum と小さな quadrature をもつことなども示されている。ただし、以上は Re 数 $=1.8 \times 10^5$ の、特定の風速プロフィールについての実験結果であり、一般的な判断を下すには、更に資料の集積が必要であろう。実測については Ruscheweyh²⁹⁾等の結果が参考になる。

(3) 動的風力による応力

群の影響も入っている点で Armitt の弾性模型を用いた境界層風洞実験結果²⁵⁾が特に注目される。これによると、風上塔下部経線方向引張応力 N_1 の平均値と、変動成分のうちの準静的部分の rms 値は風速の 2 乗に、変動成分のうちの共振部分の rms 値は風速の 4 乗にそれぞれ比例して増大する。この前提にたつて、Ferrybridge の 1 A 塔について風速と N_1 との関係を示したのが図-18 である。(共に相似率から実際の場合に換算した値を用いている。なお、実験に用いた模型の減衰定数は 1%弱である。) 風向による応力の変化は、準静的部分が比較的小さく平均値および共振部分はかなり大きい。ここでは風向は 245° と 60° の 2 つを選んだ。 245° は図-16 に示した塔が崩壊したときの風向に相当し、応力のピーク値はこの風向で最大となる。 60° はこれと逆に前面障害物のない場合である。図で 1 は平均応力、2 は変動成分のうちの準静的部分を考慮したピーク値 (peak factor を Armitt は実験結果から 5 としている)、3 は共振部分をも考慮したピーク値であり、4 は共振部分を考慮した場合と考慮しない場合のピーク値の比を示している。共振の影響は風速の増大とともに急激に増大するが、特に前塔の影響のある風向 245° の場合には、共振による応力の割合がきわめて大きいことが明らかである。以上とは別に、Hashish 等²⁷⁾は変動風圧を入力とした応力解析から、共振応力は風速の $3.4 \sim 3.75$ 乗に比例するという結果を導いている。境界層風洞気流中の単独塔に関するもので、条件は図-18 の風向 60° の場合に近いと思われるが、乱れが異なるためか、同一の無次元風速に対する共振部分の比率は Hashish の方がかなり大きい。

従来の実験では、共振による変動応力は重要でなく、ただか 10%以内とされてきたが、以上から、高風速或は低固有振動数の場合、共振の影響を無視することは危険であり、設計上十分な考慮が必要であることが明らかになったといえる。

§3. 影 響 線

風圧分布の形によつて、クーリングタワーの応力はいちぢるしく変化する。従来、いくつかの分布 (かなり非現実的なものも含めて) を与えてそれぞれの応力を求め、その結果を比較して分布の適否の判定 (大きな応力を与える分布の採用) が行われた²¹⁾。手間がかかる上に荷重と応力の基本的な関係もとらえにくい。ここでは新しい試みとしてクーリングタワーの影響線を求め、設計用風圧分布決定の資料とした。対象としたのは大林組 TM 2 モデルで、諸定数は次の通りである。

全	高 100.8m	ヤング率 $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$
のど部	高さ 82.2m	ポアソン比 0.17
底部	半径 41.7m	密度 $2.4 \times 10^{-3} \text{ kg/cm}^3$
のど部	半径 25.6m	(脚部固定条件)
シェル	厚 30 cm	

荷重は次の 3 通りとした。(フーリエ級数に展開したため、集中又は線荷重ではなく部分荷重となつた。図-19 の見取図参照。)

- (Case 1) 経線方向に全高にわたり、軸線に対し開角 18° の帯状荷重, 100 kg/m^2
- (Case 2) 高さ方向を 20 等分し、底部 $K=1$ 頂部 $K=21$ の番号を付し、 $K=10 \sim 11$ の区間で開角 18° の部分荷重, 100 kg/m^2
- (Case 3) $K=20 \sim 21$ の区間で開角 18° の部分荷重, 100 kg/m^2

面外応力は小さいので、経線方向軸力 N_1 、円周方向軸力 N_2 および面内せん断力 N_{12} にかぎり結果を図-19 に示した。すなわち、円周方向に ϕ だけはいれた位置に作用する 100 kg/m^2 の荷重により生じる応力が、 $K=3, 5, 10, 15, 20$ の 5 つの高さについて示してある。内容については §4.3 でもふれるが、簡単に特徴を述べると次のようになる。

(Case 1)

N_1 : 引張鉄筋量と直接関連し、最も重要な応力であるが、驚くべきことに、影響線は風圧分布と酷似している。我が国のクーリングタワーの設計において、地震力に比べはるかに小さな横力ではない風力が、

なお同等の応力を生む理由がここにある。別な表現をすれば、クーリングタワーは風圧分布に対して意外に不利な形をしているともいえる。そのほか、 90° 以上の背面の荷重の影響がほとんど無視できることも図からわかる。

N_2 : 高さ方向で性質が異なるが、 N_1 同様背面荷重の影響は小さい。

N_{12} : 90° までの逆対称荷重によつて大きな N_{12} がひきおこされる。特に 30° 付近の荷重の影響が大きい。

(Case 2, Case 3)

N_1 : 中央の荷重の影響線 (Case 2) はほぼ Case 1 のそれに等しい。塔下部では直上の頂部の荷重の影響 (Case 3) はほとんど受けず、むしろ側面荷重の影響をうける。

N_2 : 荷重はその作用する付近でのみ大きな円周方向軸力を生じる。

N_{12} : 荷重は作用点以下に主に影響を及ぼす、頂部荷重の場合、throat の上下で影響線にいちぢるしい変化がある。

§ 4. クーリングタワーの風荷重

4.1. 設計法に関する考察

Ferrybridge 以後、風上塔下部経線方向の引張力の重要性が多くの研究者により指摘された。風により生ずるこの引張力は (特に風速が日本ほどでないヨーロッパでは) そのかなりの部分が自重による圧縮力で差引かれる。鉄筋に引張力を生じさせるのはその差額であるから、わずかの風力の増加が鉄筋に数倍の引張力をひきおこす場合さえある。従つて、この応力に関しては、材料安全率又は断面算定時に余裕を見込む方法は適当でなく、荷重を十分にとる終局設計の立場がより健全であることが、第一に考えられる。

設計法は基本的に 2 つに大別できよう。すなわち塔の大きさに見合った風程、又は評価時間から設計用風速を決める方法と、いわゆる確率論的方法、すなわち評価時間を 10 分～1 時間とし、gust loading factor (又は gust response factor) を用いて応答の極値を推定する方法とである。

Ferrybridge 事件直後、調査委員会は十分な研究結果が出るまでの設計者の留意すべき事項として、次のような暫定的な設計法にふれている³⁾。第 1 の設計法の立場にたつものとして参考になる。

1) 基準風速として再現期間 50 年、評価時間 10 秒

の最大風速以上をとる。

2) 風圧分布は最も不利な応力状態を生じるように考慮して定める。

3) 荷重係数として暫定値 1.4 をとる。

4) コンクリートと鉄の設計用強度は、基準値をそれぞれ 1.5 および 1.15 で除したものとす。

〔注〕変動風圧を含めた最悪の状態を考え 1.4 とは別に更に 1.7 の荷重係数をとるという意見が ICE の報告書⁷⁾ にみられる。基準とする風圧分布によるが、2) 項を前提とすれば、あまりに過大な荷重になりすぎるように思われる。

ここで興味のあるのは荷重係数 1.4 という値であるが、これについての説明は十分でない。(Billington¹⁴⁾ の報告に、これと ACI 規定との比較がみられる。)

第 2 の設計法の gust loading factor G の算定には、Davenport, Vellozzi などの方法がよく知られている。

クーリングタワーの大きさと最低固有振動数を、そのまま箱形の建物のそれに置きかえ、Davenport の方法を用いると、固有振動数が比較的高く、その割に受圧面が大きいから G は比較的小さな値となり、特に共振による影響は、ほとんど問題にならなくなる。この方法の問題点についてはすでに 2.1 で述べた。また最近の実験結果との矛盾については、2.4(3) で述べた通りである。変動風圧の評価がなお困難 (特に群塔の場合) であり、またこれを入力とする応力解析が実用計算法としてはかなり面倒となると、この設計法は当分、境界層風洞による弾性模型実験結果に大きく依存せざるを得ない。

新しさという点では確率論的方法をとりたいが、現在では簡単な形にまとめにくい。また風圧分布はかなり短かい風程に準静的に応答し、渦はその時の風速に対して排出されると考えれば、短かい評価時間の最大風速を押えておいた方がかえつて安心感は強い。このようなことから、ここでは第 1 の設計法の立場にたち、既往の資料をなるべくとり入れ、以下に述べる風荷重試案をまとめることにした。

4.2. クーリングタワーの風荷重試案

(1) 適用その他

ここに述べる試案は、標準的な形状をもつクーリングタワーに適用する。なお、実施設計に際しては、周囲構造物を含めた模型による風洞実験を行ない、その結果を参考とすることが望ましい。

(2) 風圧

設計用風圧 p は下式により算定する.

$$p = C_p \cdot q \cdot M \quad (1)$$

C_p : 設計用風圧係数

q : 設計用速度圧

M : 共振を考慮した荷重係数

(3) 速度圧

地理的位置 および 付近地表の 粗さから, 再現期間 100 年, 評価時間 3 秒の塔頂の最大速度圧を推定し, これを基準速度圧 q_{H0} とする.

設計用速度圧 q は下式により算定する (図-20 参照).

$$q = q_{H0} \left(\frac{h}{H} \right)^{1/8} \times I$$

h : 地表からの高さ

H : 塔の高さ

I : 用途係数

(4) 風圧係数

a. 設計用風圧係数 C_p は次の 2 通りとする.

$$\left. \begin{aligned} C_p &= {}_sC_{pe} - C_{pi} \\ C_p &= {}_sC_{pe} + {}_N C_{pe} - C_{pi} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

${}_sC_{pe}$: 対称外部風圧係数

${}_N C_{pe}$: 非対称外部風圧係数

C_{pi} : 内部風圧係数

b. 対称外部風圧係数

図-3 (b) に示す各部風圧係数および角度位置の値を次のように定める.

$$C_{p\max} = 1.0$$

$$C_{p\min}: K/D \text{ (粗さ throat 直径比) から 図-21 を用いて求める}$$

$$C_{pb} = -0.4$$

$$\phi_1, \phi_2, \phi_3: C_{p\min} \text{ から 表-1 を用いて求める.}$$

上の値を用い, 対称外部風圧係数 ${}_sC_{pe}$ を下式で表わす. (ϕ が負の側も同じ分布とする.)

$$\left. \begin{aligned} {}_sC_{pe} &= C_{p\max} \cdot \cos \left\{ \frac{90\phi}{\phi_1} \right\} & 0^\circ \leq \phi < \phi_1 \\ {}_sC_{pe} &= C_{p\min} \cdot \sin \left\{ \frac{90(\phi - \phi_1)}{\phi_2 - \phi_1} \right\} & \phi_1 \leq \phi < \phi_2 \\ {}_sC_{pe} &= C_{pb} + (C_{p\min} - C_{pb}) \cos \left\{ \frac{90(\phi - \phi_2)}{\phi_3 - \phi_2} \right\} & \phi_2 \leq \phi < \phi_3 \\ {}_sC_{pe} &= C_{pb} & \phi_3 \leq \phi \leq 180^\circ \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

c. 非対称外部風圧係数 ${}_N C_{pe}$ は下式により, 片側

のみに与える (図-22 参照).

$$\left. \begin{aligned} {}_N C_{pe} &= -0.3 \sin \left\{ \frac{180(\phi - 20)}{80} \right\}^\circ & 20^\circ \leq \phi \leq 100^\circ \\ {}_N C_{pe} &= 0 & -180^\circ \leq \phi < 20^\circ, 100^\circ < \phi \leq 180^\circ \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

或は

$$\left. \begin{aligned} {}_N C_{pe} &= 0.3 \sin \left\{ \frac{180(\phi + 20)}{80} \right\}^\circ & -20^\circ \geq \phi \geq -100^\circ \\ {}_N C_{pe} &= 0 & 180^\circ \geq \phi > -20^\circ, \\ & & -100^\circ > \phi \geq -180^\circ \end{aligned} \right\} \quad (4)'$$

d. 内部風圧係数 C_{pi} の値は一律に -0.4 とする.

(5) 共振を考慮した荷重係数

M の値は 最長基本固有周期 T から 下記により 求める. ただし, 中間は直線補間とする.

$$\left. \begin{aligned} T \leq 0.3 \text{ sec} & & M = 1.0 \\ T = 1.0 \text{ sec} & & M = 1.2 \\ T = 1.25 \text{ sec} & & M = 1.4 \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

4.3. 試案の説明

(1) 適用その他

ここで対象とするのは 高さが 100 m 前後, 高さ throat 直径比が 2 程度の hyperboloid 又は cone-troid のクーリングタワーである. クーリングタワーの形状が風荷重に及ぼす影響は小さいという前提の上に既往の結果をまとめ, 試案を作ったが, 形状, 大きさ等従来の標準的なものと明らかに異なるクーリングタワーに対しては, 別に考慮が必要であることはいうまでもない.

この試案は群の影響まで一応考慮に含めたが, 単独にくらべ群塔の資料は少なく, すべての場合をカバーできるかどうか, まだ疑問である. 実施設計以前に群配置模型による風洞実験を行ない, その配置特有の問題点を明らかにすることが適当であろう.

(2) 風圧

風圧は静的に与えるが, 共振による応力の増大を考慮し, 荷重係数 M を乗ずることにした. 確率論的な手法でいえば, $C_p \cdot q$ は平均に変動の準静的部分を加えた応力の最大値と, $C_p \cdot q \cdot M$ は更に変動の共振部分を加えた応力の最大値と対応する. M は gust loading factor の範囲をせばめ, 共振部分にだけ適用し

たものと考えてよい。

(3) 速度圧

塔の大きさのみ考慮すると、評価時間は10秒程度が適当だが、荷重の影響範囲が比較的局部的であること(図-19参照、たとえば N_1 は塔頂部荷重の影響をあまりうけない)、時間的変化のはげしい側面負圧が応力にかなりの影響を与えること、群塔中では、はくり流の影響を受けること等を考え、評価時間を3秒とした(受圧面係数による低減はしないと考えるてもよい)。

速度圧のプロフィールに1/8乗則をとつたのは、高さにかかわらず同一の水平断面上の風圧係数分布を採用したための便法である。分岐点風圧、最小負圧および背面負圧の垂直分布が、速度圧のプロフィールと比例しないことは図-9に示した通りで、throat部分の風圧係数に各高さの速度圧を乗じたものを設計用風圧とすると、中央から下部にかけてかなり過小な値となる。これを防ぐには設計用速度圧のプロフィールを実際のそれと変え、下部で q の値を割増す必要がある。図-9に示した2つの実験例では、 q を指数則で与え、指数を実際の値の1/2程度とするとほぼ妥当な風圧の値が得られた。勿論これは10分～1時間平均値のプロフィールのことで、評価時間3秒間のプロフィールに適用できないことはいうまでもないが、以上を考慮した上で、ここでは指数としては十分小さい値として1/8をとつた。(なお全高にわたって速度圧は一定とし、0.8～0.9Hの高さの値をとる方法も考えられる。)

用途係数は一応1.0として差支えないと思われるが、更に崩壊の及ぼす社会的影響および設計法全般を考慮して決定するのが妥当だろう。

(4) 風圧係数

a. 設計用風圧係数は外部風圧係数と内部風圧係数の差で与え、外部風圧係数は側面負圧の不安定を考慮し、対称および非対称の2種の風圧係数の組合せとした。

b. 対称外部風圧係数は、単独塔のthroat部分の平均風圧係数をもとに、不利な応力(特に経線方向軸力)を生むようにそれぞれ値を定めた。すなわち、図-19を参考とし、不自然でない範囲で C_{pmax} は大きく、 C_{pmin} は小さく、 ϕ_1, ϕ_2 はやや小さめの値をとつた。特に C_{pmin} の決定は重要であるが、図-21のように、NiemannおよびArmittの推定値のうち小さい方を取り、更に約-0.1を加えたものを設計

用 C_{pmin} とした。-0.1を加えずに q のプロフィールを乗ずると、throat付近で危険側の誤差を生じるためである。(K/Dは粗さthroat直径比で、リブを有する場合Kはリブの高さをとる。)

C_{pb} と ϕ_3 は設計応力に及ぼす影響が比較的小さいので、平均的な値をとつた。それぞれの値を決めるのに参考とした主要な図は下記の通りである。

C_{pmin} …… 図-4 C_{pb} …… 図-5

ϕ_1, ϕ_2, ϕ_3 …… 図-6

なお、 ϕ_1, ϕ_2 の値はArmittの実験値と比較すると必ずしも小さめの値をとつたといえないが、これらと比べ境界層風洞実験値(図-7参照)およびthroat以外の値(図-10、図-11参照)はいずれも大きくなるので一応安全と考えた。(ただし塔頂付近の荷重については ϕ_1, ϕ_2 が大きい方が風上塔下部経線方向に大きな引張力を生じる。正確に量的判断を下すには更に試算をくり返してみる必要がある。)

対称外部風圧係数 C_{pe} は以上の数値を用い(3)式で表わした。分布曲線はなるべく簡単な形を選んだ。 ϕ_1 で折れ線になるなどに問題もあるが、実験値とはかなりよく一致する。一例を図-23に示す。

c. 非対称外部風圧係数は側面負圧の山の変化に対応するためのものである。群の影響や風向変化で側面負圧が片面のみ(絶対値が)高まると、塔下部の経線方向最大引張応力および最大圧縮応力は増大する。渦列が形成されて側面負圧が逆対称に変化すると最大圧縮応力は増大するが最大引張応力は増大せず、面内せん断力がこれに加わる。ここでは断面設計により大きい影響を与えるという点で前者の片側荷重を採用した。ピーク値は群塔により追加される風圧係数(図-13の(1), (2), (3))を参考として-0.3とし、応力に大きな影響を与えるように 60° を中心として巾 80° に正弦波形で分布させた。全高にわたって同じように負圧の山が高まることはないから、なお若干の余裕があり、局部的に渦が発生してもそれによる負圧の変化は q の評価時間を3秒としたことと、この余裕の中に吸収できるものと考えた。(渦による変動風圧係数の最大値は、図-15、図-17から $\phi=60^\circ$ で0.1程度と考えられる。 90° 付近の変動の応力に及ぼす影響は比較的小さい。)

d. 内部風圧係数は一様に-0.4とした。内部風圧係数は塔下部流入入口の状態等で若干変化するが、一様であるかぎり円周方向軸力でバランスするので、多少の値の違いはそれほど重要でない。Davenportの

結果等からこの値を採用した。 C_{pb} と同じ値なので面で C_p は零になり、設計用風圧は $0^\circ \sim \phi_3$ （非対称荷重を加えたときで $\phi_3 < 100^\circ$ のときは $0^\circ \sim 100^\circ$ ）の間にだけ作用することになる。

(5) 共振を考慮した荷重係数

塔の固有振動数が低い場合或は問題とする風速が大きい場合、共振による応力の増加が顕著なことは2.4(3)で述べた。 M はこれをカバーするためのもので図-18(Armittの実験)にもとづいて定めた。すなわち、この図で $V=50$ m/s(塔頂での1時間平均風速)、 $D=50$ mとすると V/nD は固有周期 T にそのまま置きかえることができ、固有周期 T に対応する M の値を直ちに曲線4で求めることができる。ここでは最大の風上側経線方向引張力を与える風向 245° の曲線4から M を求めた。

§5. む す び

既往の資料にもとづき、クーリングタワーの風荷重の提案を行なった。わからぬものはわからぬなりに、定性的な判断を下した。細部にわたって更に“詰め”が必要なことはいうまでもない。学会荷重規準案・同解説を入手したのが本論文の締切り間近かであつたため、それとの調整も十分でない。

情報量の増大する中では、個人的研究はとかく対象が細部に限定されやすい。そのような状態の中で、クーリングタワーの設計に関する研究会に出席する機会を得たことは、著者にとつて、“構造工学”を思いおこすという点できわめて有意義であつた。その間考えたことを洗いなおし、けじめをつけておこうというのがこの論文の出発点である。結局は不十分なままに終わったが、せめて、たたき台として利用できれば幸と思っている。

「大型冷却塔設計研究会」の委員の諸先生ならびに大林組の皆様のご指導とご援助に対し、心から謝意を表する次第である。

参 考 文 献

- I. クーリングタワー関係
 - 1) A. Fischer, “Modellversuche zur Bestimmung der Windverteilung an Kühltürmen”, Schweizerische Bauzeitung, 71, Nr. 2, 1953.
 - 2) C. F. Cowdrey and P. G. G. O'Neill, “Report of tests on a model cooling tower for the C. E. A., Pressure measurements at high Reynolds numbers”, NPL Aero., 316a, 1956.
 - 3) G. Goluvović, “Etude aérodynamique d'une tour réfrigérante en forme d'hyperboloïde de révolution”, International Association of Bridge and Structural Engineers, No. 17, Zurich, 1957.
 - 4) M. R. Pris, “Tour de réfrigération hyperbolique”, Ann. du l'Inst. Tech. de Bet. et des Trav. Pub., No. 136, 1959.
 - 5) Central Electricity Generating Board, “Report of the Committee of Inquiry into Collapse of Cooling Towers at Ferrybridge Monday 1 November 1965”, Her Majesty's Stationary Office, London, 1966.
 - 6) A. G. Davenport and N. Isyumov, “The dynamic and static action of wind on hyperbolic cooling towers”, BLWT-1-66, Univ. Western Ontario, 1966.
 - 7) “Natural draught cooling towers-Ferrybridge and after”, Proc. ICE Conf. London, 1967.
 - 8) H. Ebner, “Wind pressure measurements on cooling towers”, Proc. Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, Ottawa, 1967.
 - 9) J. Armitt, “The effect of surface roughness and free stream turbulence on the flow around a model cooling tower at critical Reynolds numbers”, Proc. Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Loughborough, 1968.
 - 10) A. Paduart, “Stabilité des tours de réfrigération”, Le Génie Civil -T.145- N°2-Fevrier, 1968.
 - 11) N. J. Gardner, “Response of cooling tower to turbulent wind”, Proc. ASCE, ST-10, Oct., 1969.
 - 12) H. J. Niemann, “Wind pressure measurements on cooling towers”, IASS-Proc. Conf. on Tower-shaped Structures, Hague, 1969.
 - 13) K. Weigmann, K. Heyde und F. Rothe, “Hyperbolische Kühltürme und Kühlturmgruppen unter Windbelastung”, Bauplanung-Bautechnik, 24. Jg., Heft 7, Juli, 1970.
 - 14) P. Rogers and E. W. Cohen, “Hyperbolic cooling towers, development and practice”, Proc. ASCE, PO-1, Jan., 1970.
 - 15) D. P. Billington, “Design of cooling towers in the U. S. A.”, IASS Symposium on Hyperbolic Cooling Towers, Brussels, 1971.
 - 16) G. Hirsch and H. Ruschweyh, “Newer investigations of non-steady wind loading and the dynamic response of tall buildings and other constructions”, Proc. Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, 1971.

- tures, Tokyo, 1971.
- 17) H.J. Niemann, "Stationary wind load on hyperbolic cooling towers", Proc. Seminar on Wind Effects on Buildings and Structures, Tokyo, 1971.
 - 18) H.J. Niemann, "Naturzug Kühltürme im Wind", Beton-und Stahlbetonbau, 67. Jahrgang, Heft 6, 1972.
 - 19) N. Isyumov, S.H. Abu-Sitta and A.G. Davenport, "Statistical approaches to the design of hyperbolic cooling towers against the dynamic action of wind and earthquake", BLWT-1-72, Univ. Western Ontario, 1972.
 - 20) A.G. Davenport, "Statistical approaches to the design of shell structures against wind and other natural loads", Proc. IASS Symposium on Shell Structures and Climatic Influences, Calgary Univ., 1972.
 - 21) G. Gurfinkel and A. Walser, "Analysis and design of hyperbolic cooling towers", Proc. ASCE, P0-1, June, 1972.
 - 22) P. Rogers, "Wet-type hyperbolic cooling tower", Civil Engineering-ASCE, May, 1972.
 - 23) Chan-hua Yeh, "Non linear dynamic analysis of cooling tower", Proc. ASCE, P0-1, June, 1972.
 - 24) Chan-hua Yeh and W.Y.J. Shieh, "Stability and dynamic analysis of cooling tower", Proc. ASCE, P0-2, Nov., 1973.
 - 25) J. Armitt, "Vibration of cooling towers", Symposium on Vibration Problems in Industry, Keswick, 1973.
 - 26) S.H. Abu-Sitta and M.G. Hashish, "Dynamic wind stresses in hyperbolic cooling towers", Proc. ASCE, ST-9, Sept., 1973.
 - 27) M. Hashish and S.H. Abu-Sitta, "Response of hyperbolic cooling towers to turbulent wind", Proc. ASCE, ST-5, May, 1974.
 - 28) R. H. Scanlan and N. J. Sollenberger, "Pressure difference measurements across the shell of a full scale natural draught cooling tower", Symposium on Full Scale Measurements of Wind Effects on Tall Buildings and Other Structures, Canada, 1974.
 - 29) H. Ruscheweyh, "Wind loading on hyperbolic natural draught cooling towers", Symposium on Full Scale Measurements, Canada, 1974.
 - 30) H.J. Niemann and H. Pröpper, "Some properties of unsteady wind pressures on a natural draught cooling tower", Symposium on Full Scale Measurements, Canada, 1974.
 - 31) 中川恭次・他：回転 HP シェル構造物に作用する変動風圧力測定と解析（其の1），日本建築学会大会梗概集，1974.
- II. 円柱関係
- 32) A. Roshko, "Experiments on the flow past a circular cylinder at very high Reynolds number", J. Fluid Mech., Vol. 10, 1961.
 - 33) G.W. Jones, Jr., J.J. Cincotta and R.W. Walker, "Aerodynamic forces on a stationary and oscillating circular cylinder at high Reynolds numbers", NASA TR R-300, 1969.
 - 34) J.H. Gerrard, "An experimental investigation of the oscillating lift and drag of a circular cylinder shedding turbulent vortices", J. Fluid Mech., Vol. 11, 1961.
 - 35) H. Loiseau et E. Szechenyi, "Analyse expérimentale des portances sur un cylindre immobile soumis a un écoulement perpendiculaire a son axe a des nombres de Reynolds élevés", La Recherche Aérospatiale, Année 1972, n° 5.
 - 36) 立川正夫：自然風中において構造物に作用する風圧力に関する実験的研究その2，日本建築学会論文報告集 153号，1968.
 - 37) R.W.F. Gould, W.G. Raymer and P.J. Ponsford, "Wind tunnel test on chimneys of circular section at high Reynolds numbers", Proc. Symposium on Wind Effects on Buildings and Structures, Loughborough, 1968.
 - 38) 岡本哲史，八木田幹：一様流に平行な平面に垂直に置かれた有限円柱の流れに関する実験的研究，日本機械学会論文集 38巻313号，1972.

表-1 設計用風圧分布, ϕ の値

C_{pmin}	ϕ_1	ϕ_2	ϕ_3
-1.1	35°	69°	94°
-1.2	35°	70°	96°
-1.3	34°	71°	98°
-1.4	34°	72°	100°
-1.5	33°	73°	102°
-1.6	33°	74°	104°
-1.7	33°	75°	107°

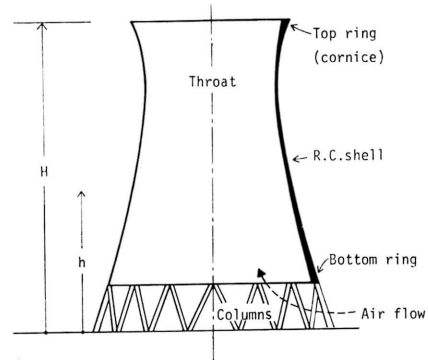


図-2 クーリングタワーの形状, 名称

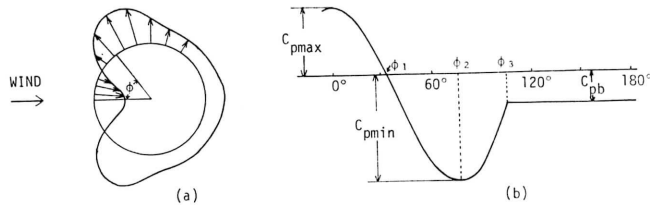
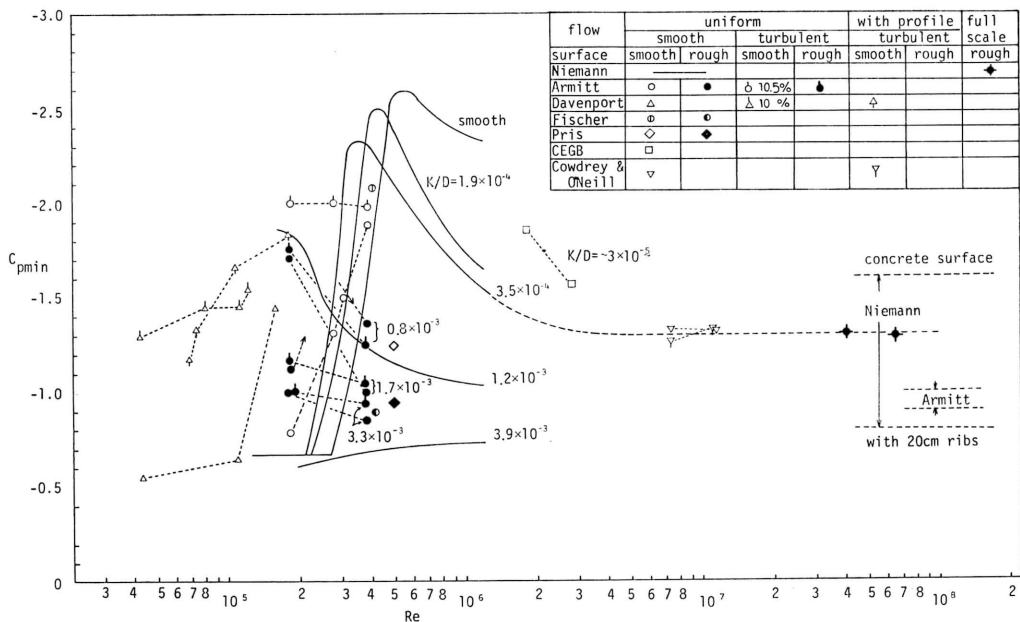
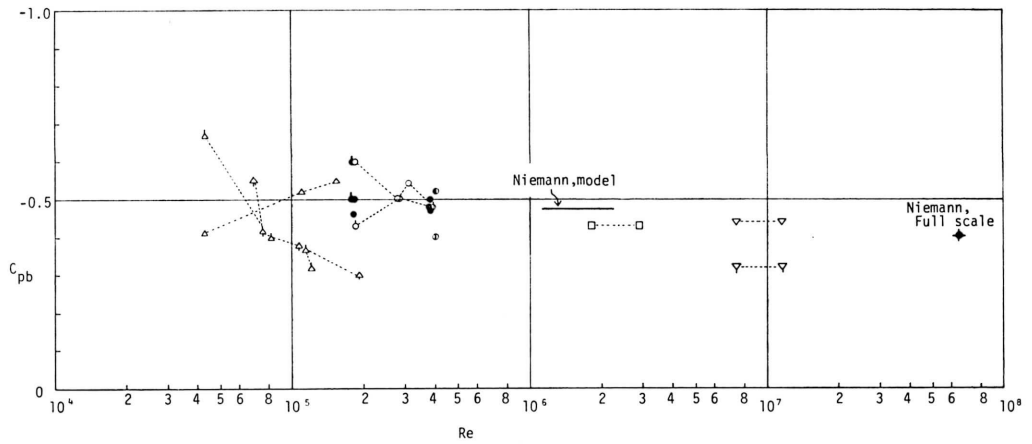
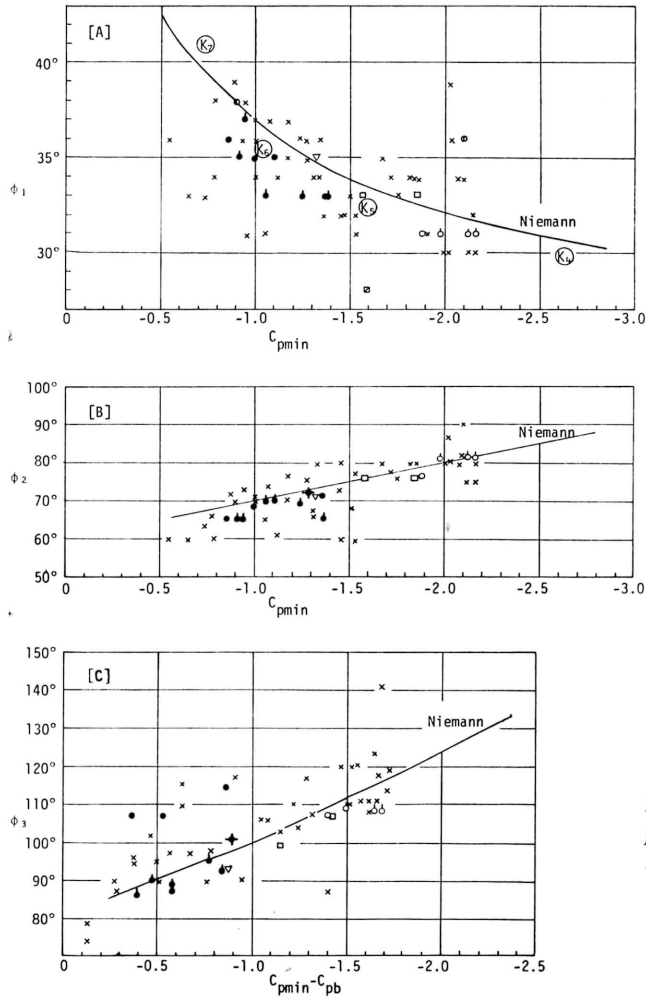


図-3 水平断面上の風圧分布

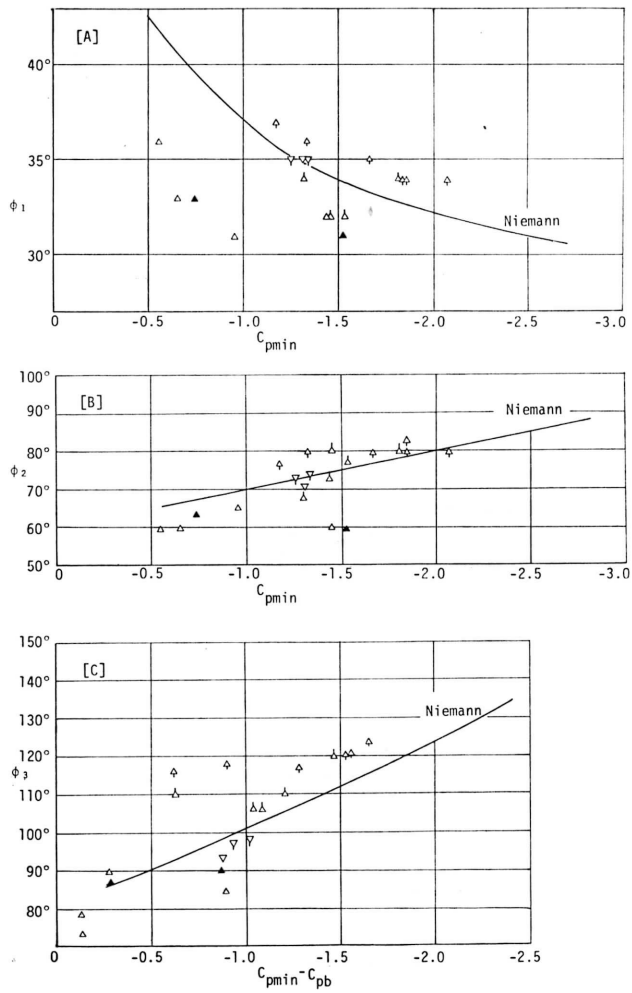
図-4 Re 数による C_{pmin} の変化

(K : 表面粗さ直径または高さ
 D : Niemann は平均直径, CEGB, Davenport
 はのど部直径, その他は頂部直径)

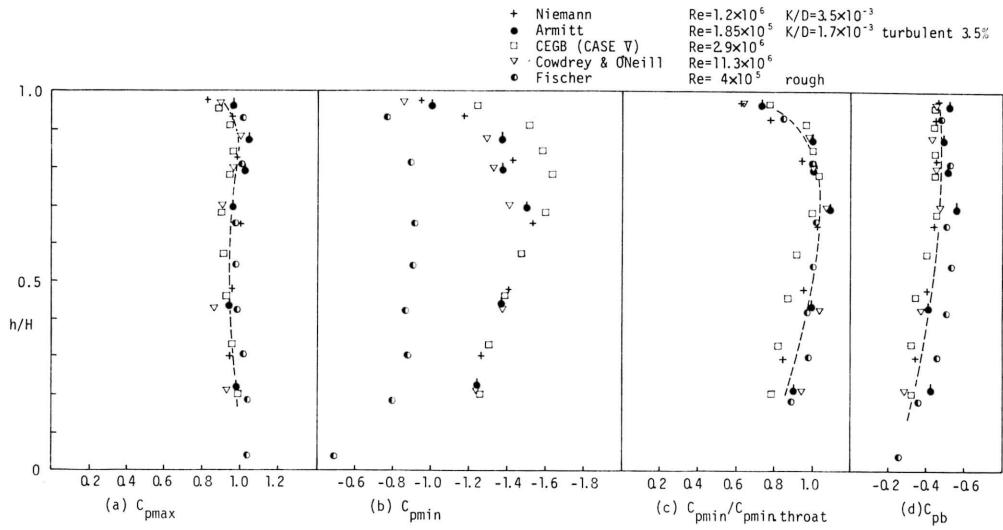
図-5 Re 数による C_{pb} の変化 (記号は図-4 参照)

×……Re 数の比較的小さいデータ
 $K_4 \sim K_7$ ……Niemann の標準曲線¹⁸⁾
 その他の記号は図-4 参照

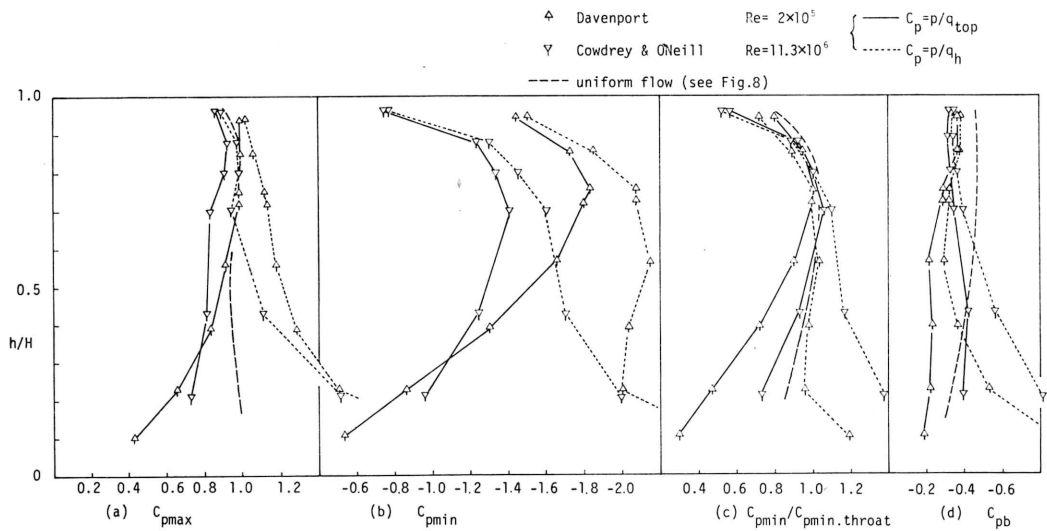
図-6 ϕ と C_{pmin} , C_{pb} との関係



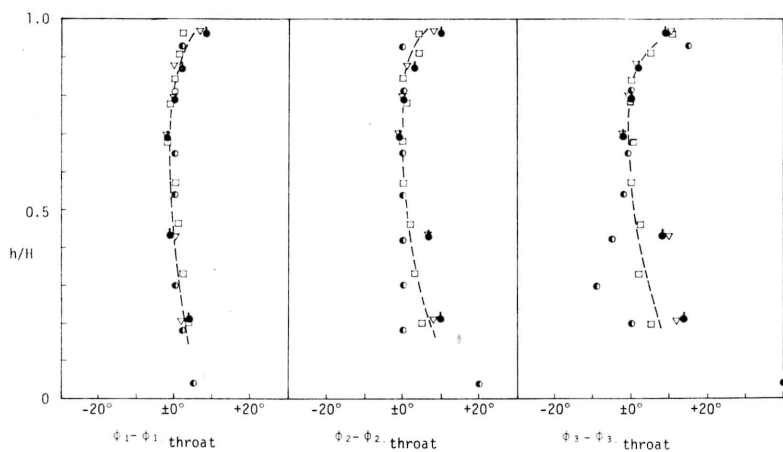
図一七 一様流中とプロフィールのある気流中の ϕ の比較
(記号は図一四 参照)



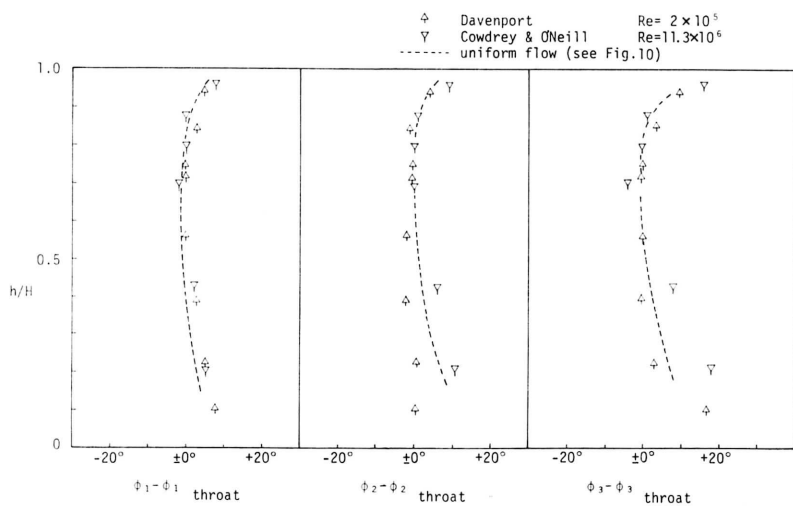
図—8 風圧の垂直方向分布，一樣流中の場合



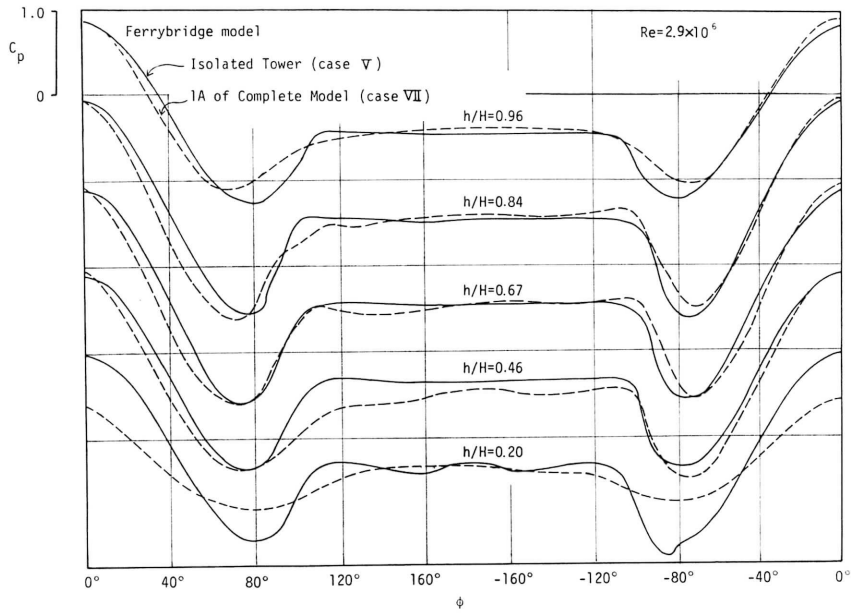
図—9 風圧の垂直方向分布，プロフィールのある気流中の場合



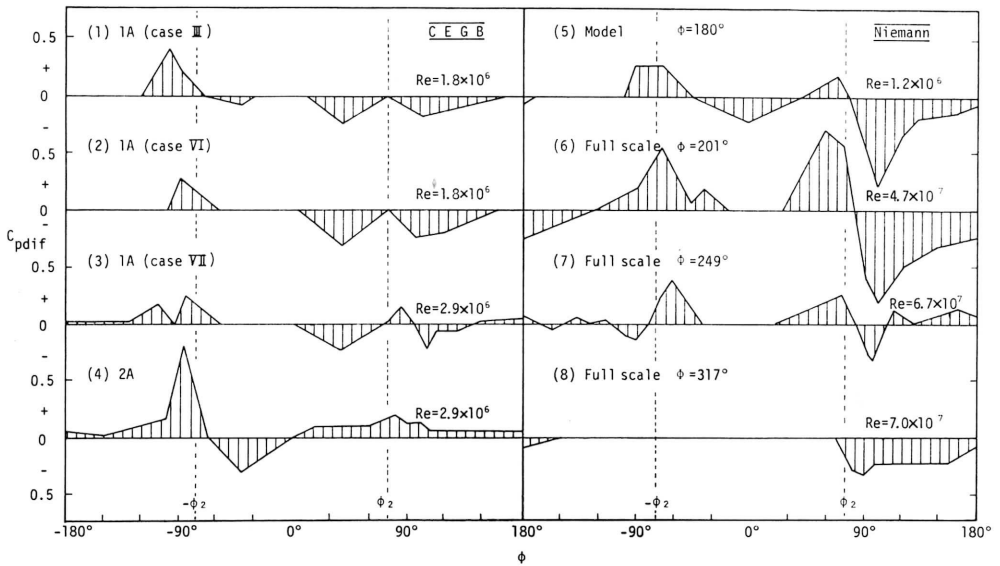
図—10 ϕ の垂直分布，一様流中の場合（記号は図—8 参照）



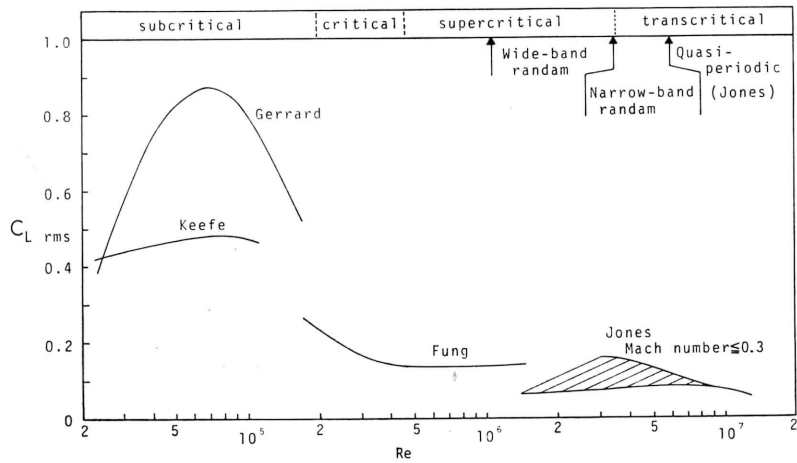
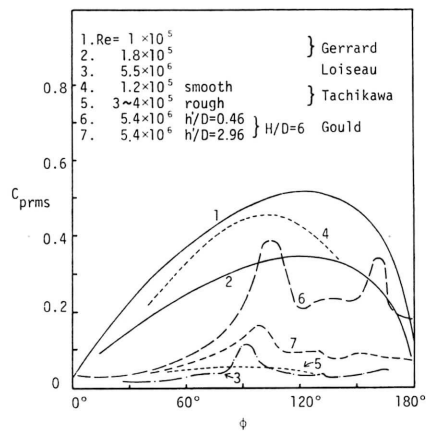
図—11 ϕ の垂直分布，プロフィールのある気流中の場合



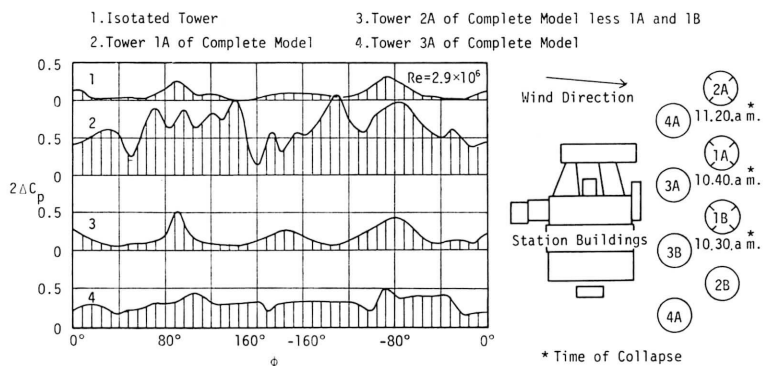
図—12 単独塔と群塔の風圧分布の比較, Ferrybridge 模型の場合⁵⁾

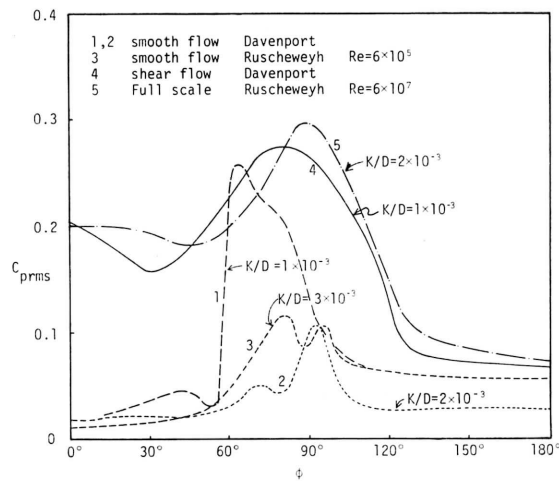


図—13 群塔或は周囲構造物により付加される風圧 (Throat 部分)

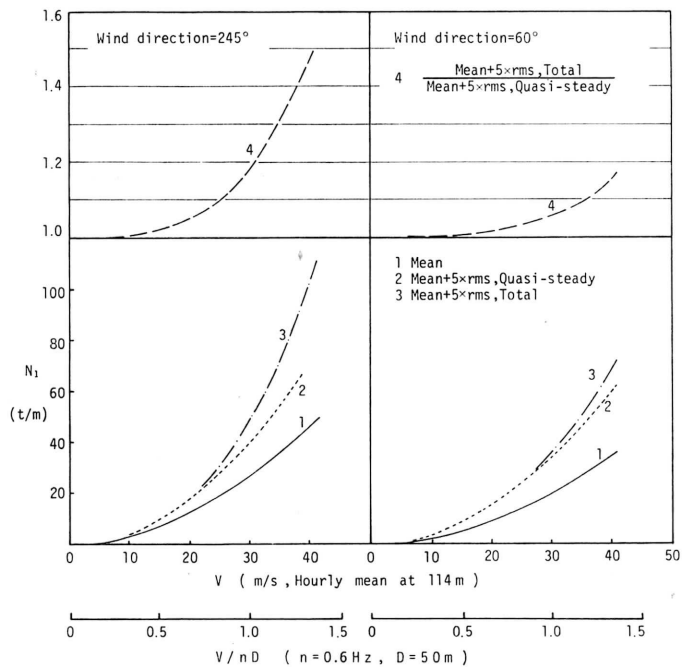
図—14 円柱の変動揚力の Re 数による変化

図—15 円柱の変動風圧係数分布

図—16 Ferrybridge 各塔の変動風圧分布⁵⁾ (Throat 部分)



図—17 クーリングタワーの変動風圧係数分布
(Throat 部分)



図—18 風速と風上塔下部最大引張応力との関係，境界層風洞実験²⁵⁾

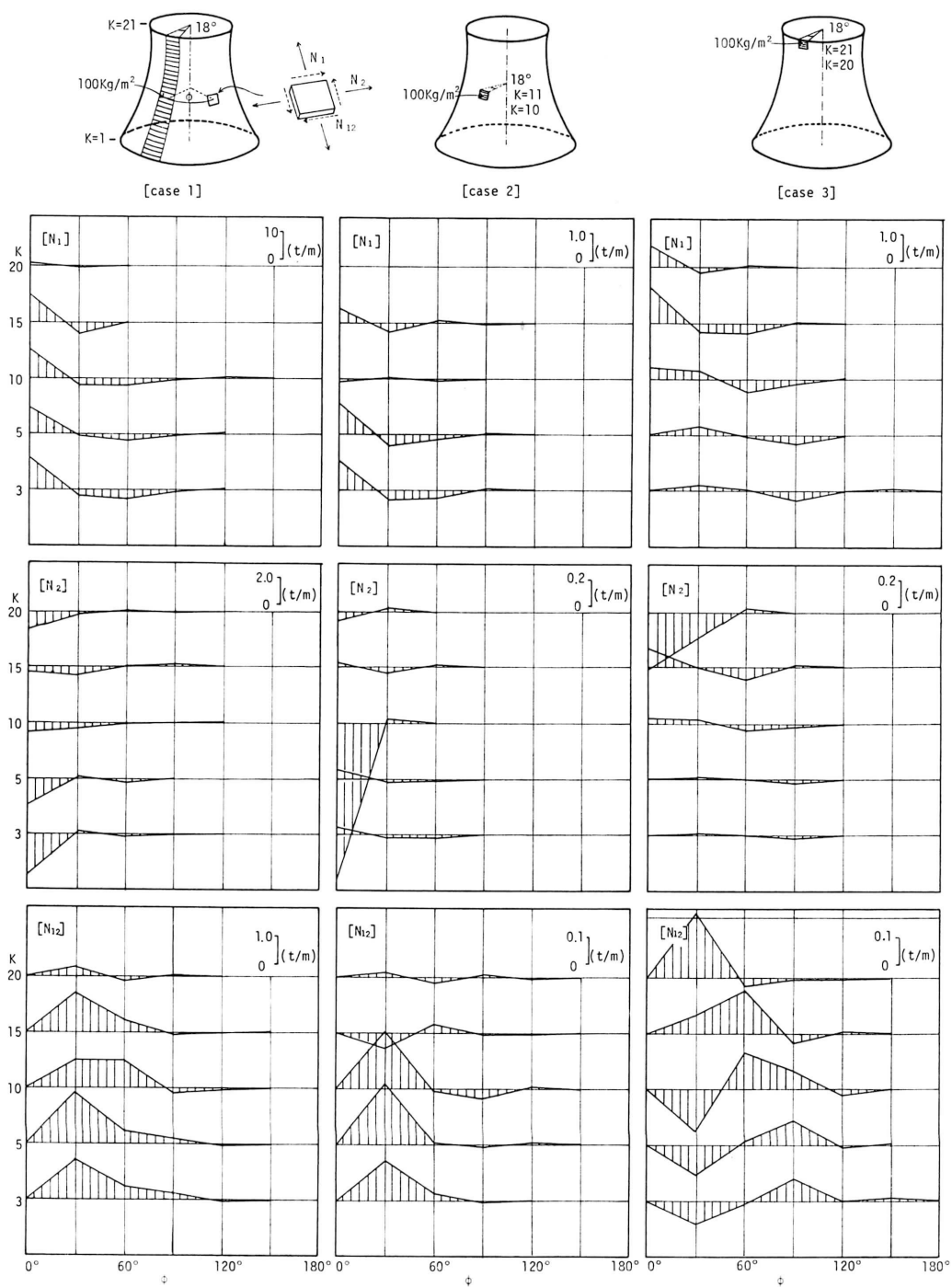


図-19 クーリングタワーの影響線

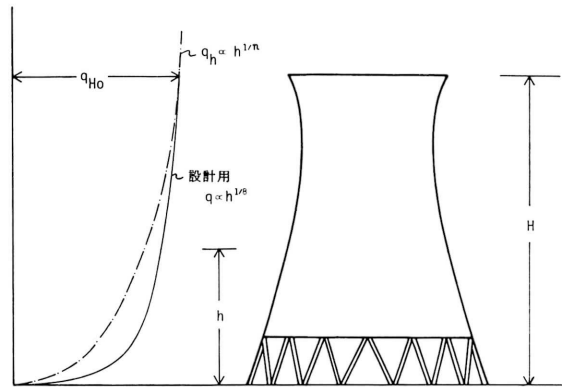


図-20 設計用速度圧

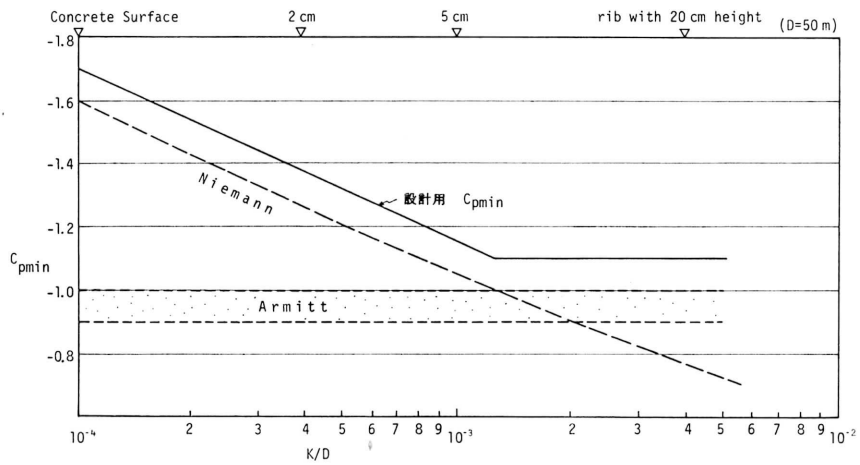
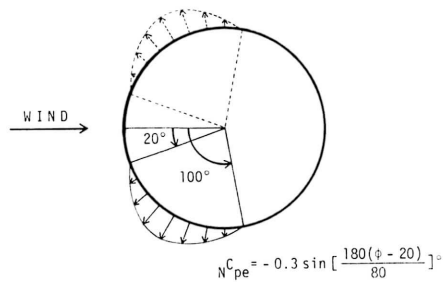
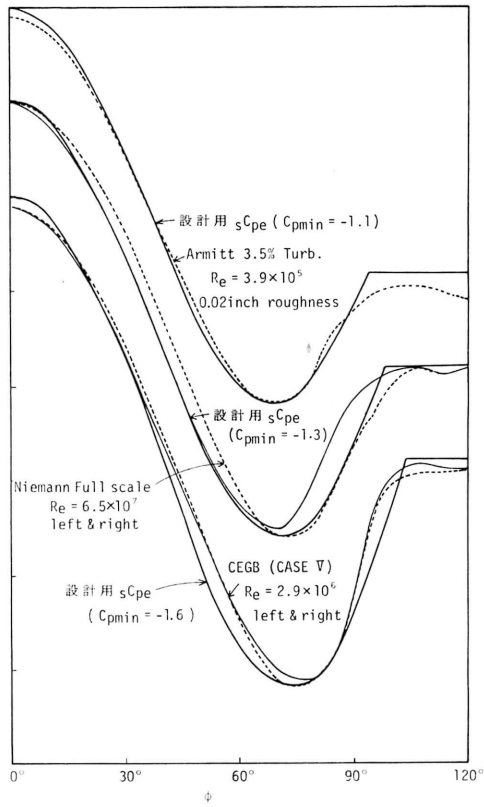
図-21 設計用 C_{pmin} 

図-22 非対称外部風圧係数



図—23 設計用風圧分布と実験値，測定値との比較