

Zeitschrift: IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH
Kongressbericht

Band: 9 (1972)

Rubrik: Theme V: Tall slender structures

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 05.04.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Hohe, schlanke Bauwerke

High-Rise Slender Buildings

Ouvrages élancés de grande hauteur

FRITZ LEONHARDTUniversität Stuttgart
Deutschland1. Allgemeines

Von alters her hatten die Menschen den Drang, hoch hinaus zu bauen, um zu imponieren oder um einen weiten Ausblick zu erhalten, oder um dem Himmel näherzukommen. So bauten sie schon seit Menschengedenken Türme, teils zu Kultzwecken, teils zur Verteidigung. Eines Tages entstanden in New York die ersten Wolkenkratzer, um aus dem teuren Boden einen möglichst hohen Nutzen zu erwirtschaften, aber wohl auch, um zu imponieren. Der Antrieb, hohe Bauwerke zu errichten, ist wohl auch heute noch zum Teil das Demonstrieren dessen, was der kleine Mensch mit der von ihm entwickelten Technik alles kann, also sein Ehrgeiz, sein Stolz und der Fortschrittsglaube. Mehr und mehr treibt jedoch der nackte technische Zweck zu hohen Bauwerken. Bei den Funk- und Fernmeldetürmen hängt deren Reichweite von ihrer Höhe ab, bei den Kühltürmen nimmt die natürliche Zugkraft mit ihrer Höhe zu, Schornsteine müssen immer höher werden, um die Verunreinigung der Luft im Lebensbereich der Menschen zu vermindern, und schließlich Brückenpfeiler werden höher, weil man mit den heutigen Schnellstraßen einfach oben über die Täler hinwegfahren will, um die Anlagekosten der Straße und vor allem die verkehrlichen Betriebskosten zu vermindern. Bei Hochhäusern für Büro- und Wohnzwecke ist der Antrieb zum in die Höhe bauen bis zu einem gewissen Maß heute ebenfalls sachlich bedingt, indem man mit Hochhäusern viel humanere Lebensbedingungen in Ballungsräumen schaffen kann als mit den früheren "Mietskasernen" oder engen Wohnbauten mit dem häßlichen Hinterhofmilieu.

Wir Ingenieure stehen damit in stark zunehmendem Maße vor der Aufgabe, hohe Bauwerke zu entwerfen und zu errichten. Soweit wir uns verantwortlich damit zu beschäftigen hatten, fanden wir rasch, daß die normalen Entwurfsgrundlagen, insbesondere im Hinblick auf Windkräfte, nicht ausreichten, vor allem, wenn die Bauwerke schlank entworfen werden sollten. Die schon im Thema angesprochene Schlankheit wird vom Ingenieur in vielen Fällen angestrebt, weil einerseits Schlankheit als Kühnheit empfunden und von den Mit-

menschen bewundert wird, weil aber andererseits Schlankheit oftmals auch zur wirtschaftlichsten Lösung führt, so vor allem bei hohen Türmen, Schornsteinen und Brückenpfeilern. Aber auch bei Hochhäusern strebt man gerne Schlankheit an, um einem möglichst hohen Anteil der Räume den Vorzug der Fensternähe mit dem hochgeschätzten Ausblick zu geben.

Durch die Schlankheit gerieten die hohen Bauwerke zunehmend in ein Gebiet, das dem Bauingenieur bisher nicht sehr vertraut war, nämlich in das Gebiet der vom Wind angeregten Schwingungen. Das Denken des Bauingenieurs war bisher auf das statische Verhalten geschult und wenn er es einmal mit geringfügigen dynamischen Einflüssen zu tun hatte, wie z.B. bei Schwingungsimpulsen von Fahrzeugen auf Brücken, dann half er sich mit der Vergrößerung der statischen Schnittkräfte mit einem Schwingbeiwert, um seine statischen Betrachtungen beibehalten zu können. Messungen an Brücken haben dabei immer wieder gezeigt, daß die gewünschte Sicherheit auf diese Weise zu erreichen ist. Schlanke weitgespannte Hängebrücken und Maschinenfundamente zwangen den Bauingenieur jedoch, die Schwingungslehren in seinem Bereich anzuwenden. Manche Erkenntnisse wurden dabei erarbeitet. E. Rausch (1) hat dabei frühzeitig auch schon Ansätze für die Schwingungsberechnung von Türmen gebracht. Das Schwingungsproblem für die hohen Bauwerke wurde jedoch erst ernst genommen, als sich Bauunfälle ereigneten oder störende Schwingungen tatsächlich eintraten.

In den letzten 12 Jahren hat sich daraufhin die Forschung diesen Problemen ernsthaft zugewandt und viele Arbeiten sind zu diesen Problemen inzwischen publiziert worden. Vergleicht man jedoch das tatsächliche Verhalten hoher Bauwerke mit den Ergebnissen der theoretischen Betrachtungen, so findet man noch verhältnismäßig wenig Übereinstimmung, d.h. die Annahmen und Voraussetzungen der Theorien dürften nicht zutreffen und man muß daher an den Bauwerken selbst intensiver nach der Wahrheit suchen. Bei den hohen Bauwerken stehen Windlasten und winderregte Schwingungen zweifellos heute im Vordergrund und der Verfasser will daher zunächst einige Bemerkungen hierzu machen. Dabei räumt er ohne Zögern ein, daß es ihm seine Zeit nicht erlaubte, alle zu diesem Problembereich erschienenen Veröffentlichungen durchzuarbeiten. Die Darlegungen werden daher lückenhaft sein und geben nur Beobachtungen wieder, wie sie bei den in seinem Bereich laufend bearbeiteten turmartigen Bauwerken in den letzten Jahren aufgetreten sind.

2. Das Verhalten der hohen Bauwerke im Wind

2.1 Vergleich zwischen üblicher Berechnung und Messungen am Bauwerk

Während der letzten Jahre sind an verschiedenen turmartigen Bauwerken Messungen der durch Windkräfte entstehenden Verformungen durchgeführt worden. Dabei zeigte sich übereinstimmend, daß die größten horizontalen Ausbiegungen infolge Wind nur etwa 25 bis 35 % der Werte betragen, die mit den bei der Messung beobachteten maximalen Windgeschwindigkeiten errechnet worden waren. Diese Beobachtung wurde z.B. bei den von H. Lenk (2) berichteten Messungen am Stuttgarter Fernsehturm gemacht, die über zwei Jahre hinweg durchgeführt wurden, um möglichst einige starke Stürme einzufangen. Ähnliche Ergebnisse berichten J.F. Wiss und O.E. Curth (3) über Messungen an dem rund 180 m hohen Turmhochhaus "1000 Lake Shore Plaza" in Chicago. Die horizontale Ausbiegung dieses Turmhochhauses zeigte

ungefähr die in Kurve ① in Fig. 1 dargestellte Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit, während Kurve ② den rechnerischen Werten entspricht. Den Ausbiegungen überlagert sich eine Schwingung, deren Amplitude bei diesem Bauwerk maximal ein Drittel des Wertes der maximalen Ausbiegung erreichte. Die Schwingungsbewegung verläuft dabei auf ganz zufälligen Bahnen (Fig. 2) mit erheblichen Komponenten quer zur Windrichtung, obwohl das Bauwerk einen fast quadratischen Grundriß hat.

Auch beim Stuttgarter Fernsehturm verliefen die Schwingungsbahnen ziemlich unregelmäßig mit Ausschlägen, die quer zur Windrichtung infolge Karman'scher Wirbelstraßen größer waren als in Windrichtung. Turmschaft und Turmkopf haben bei diesem Bauwerk kreisförmige Grundrisse, was die Bildung Karman'scher Wirbel begünstigt.

Die Querschwingungen wurden dabei für alle Windgeschwindigkeiten gleichermaßen beobachtet, nicht etwa verstärkt für diejenige, bei der die Frequenz der Wirbelablösung mit der Eigenfrequenz des Turmes übereinstimmt (Fig. 3).

2.2 Ursachen für die Abweichungen zwischen Rechnung und Messung

Diese großen Abweichungen zwischen den Ergebnissen der bisherigen rechnerischen Methoden und der Wirklichkeit müssen uns veranlassen, die Grundlagen der Windlastannahmen zu verbessern. Der Unterschied ist so groß, daß sich durch solche Verbesserungen erhebliche wirtschaftliche Ersparnisse ergeben werden, weil bei schlanken hohen Bauwerken für die Aufnahme der Windkräfte im allgemeinen erhebliche Stahlmengen benötigt werden, die bei den Kosten ins Gewicht fallen.

Für die großen Unterschiede zwischen Wirklichkeit und Rechnung müssen verschiedene Ursachen in Betracht gezogen werden. Die gerechneten Ausbiegungen werden heute meist mit Windwiderstandsbeiwerten ermittelt, die im Windkanal bei stetiger Strömung gemessen worden waren. Diese sind nicht

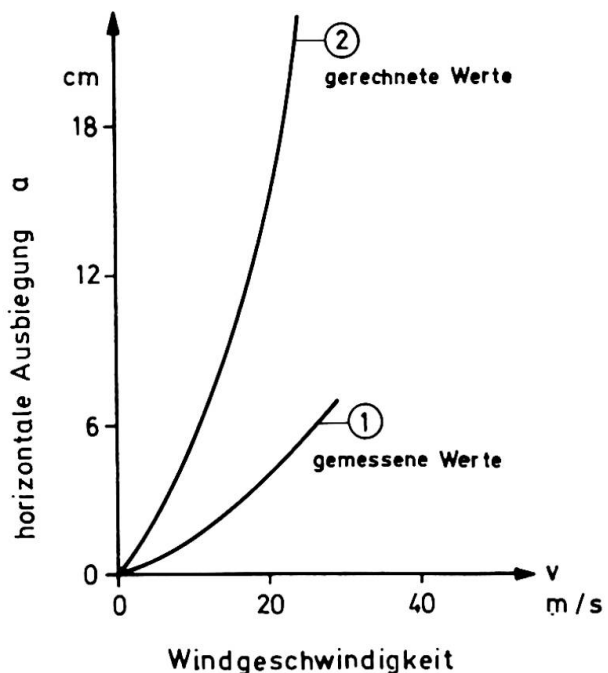


Fig. 1
Horizontale Ausbiegung an 180 m hohem Hochhaus

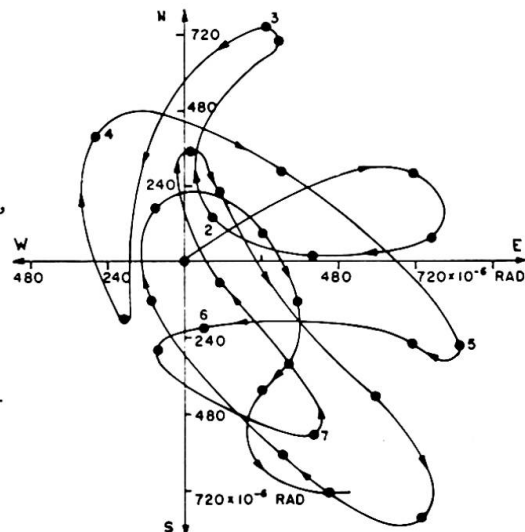


Fig. 2
Bewegungsbahn der Spitze eines 180 m hohen Hochhauses bei Sturm (aus (3))

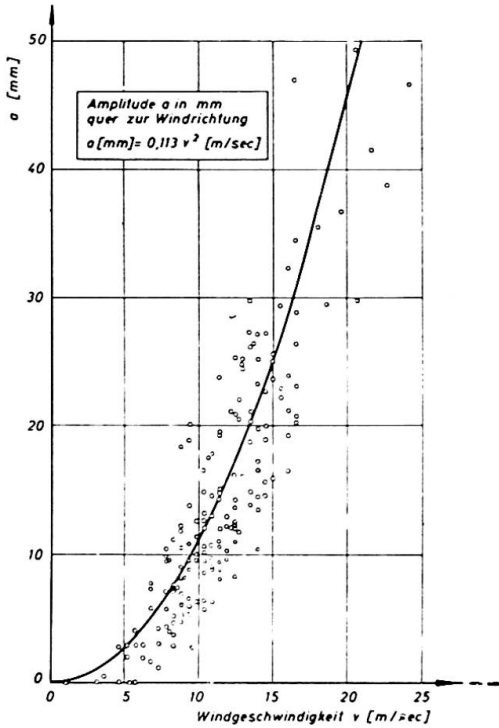


Fig. 3

Gemessene Schwingungen quer zur Windrichtung am Stuttgarter Fernsehturm (nach (2))

ohne weiteres richtig. Bei turmartigen Bauten mit kreisförmigem Querschnitt spielt bekanntlich die vom absoluten Maß des Durchmessers d abhängige Reynoldszahl $Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$ eine erhebliche Rolle. Die c_w -Werte von Kreiszyklindern fallen je nach der Rauigkeit der Zylinderoberfläche im Bereich von $Re = 10^5$ bis $Re = 4 \cdot 10^5$ für sehr hohe Zylinder von rund $c_w = 1,0$ bis auf $c_w \approx 0,4$ ab (Fig. 4). Sie steigen allerdings mit weiter zunehmender Reynoldszahl wieder an und zwar bis rd. 0,7. Die Abmessungen unserer Bauwerke liegen meist so, daß die Reynoldszahl zwischen 10^6 und 10^8 ist, so daß man sich bei den Bauwerken in diesem überkritischen Bereich befindet. Der plötzliche Abfall des c_w -Wertes ist auf eine von der Rauigkeit der Zylinderoberfläche abhängige Veränderung im Verhalten der unmittelbar am Zylinder angreifenden Grenzschicht der Luft zurückzuführen (Grenzschichteffekt) (4).

Dieser Grenzschichteffekt ist wohl an Zylindern untersucht, man weiß jedoch über ihn noch wenig bei den in der Praxis vorkommenden Formen und Oberflächenrauigkeiten turmartiger Bauwerke mit Querschnitten, die vom Kreis abweichen. Jedenfalls besteht die Möglichkeit, daß die tatsächlichen Windwiderstandsbeiwerte erheblich kleiner sind als wir sie im Windkanal im unterkritischen Bereich ermitteln. Die meisten Windkanäle erlauben bei den kleinen Modellabmessungen nicht, den überkritischen Bereich einzustellen.

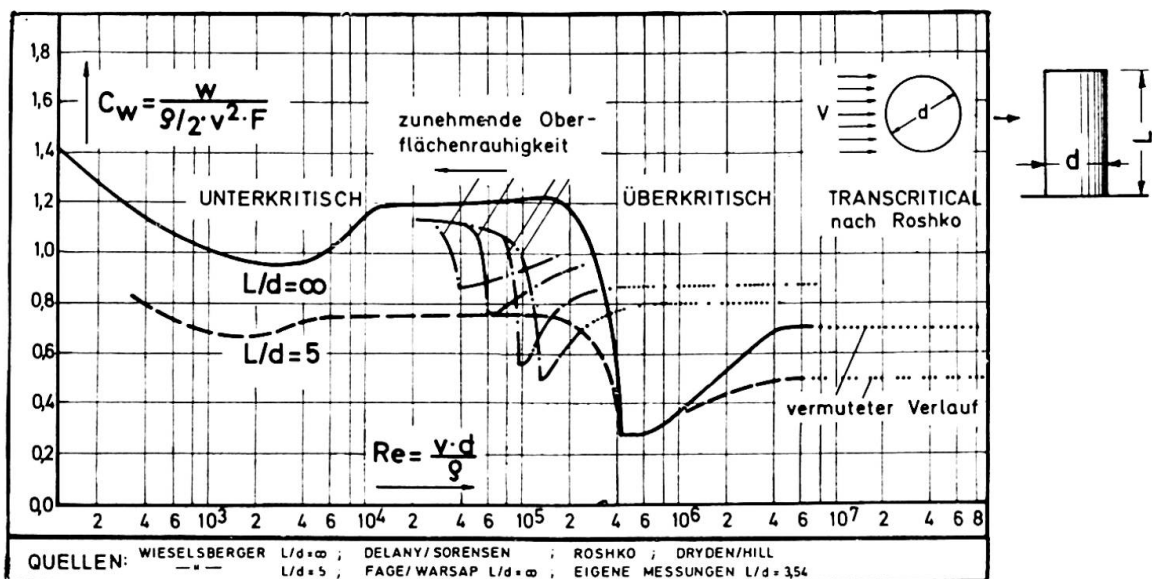


Fig. 4

Windwiderstandsbeiwert c_w von Kreiszyklindern abhängig von der Reynoldszahl Re für verschiedene Verhältnisse L zu Durchmesser d

Die zweite Ursache ist darin zu sehen, daß wir nach den derzeitigen Vorschriften der meisten Länder noch weitgehend die Schnittkräfte für die Tragfähigkeit gegen Wind quasi-statisch ermitteln, indem wir den Staudruck für Windgeschwindigkeiten ansetzen, die der Geschwindigkeit von Spitzenböen entsprechen. Damit errechnen wir viel zu hohe Windlasten. Unsere Bauwerke, auch wenn sie bis zu 500 m hoch sind, befinden sich im erdnahen Bereich der Windströmungen, wo diese im allgemeinen sehr turbulent sind. In diesem Bereich wirken die hohen Windgeschwindigkeiten meist nur über kurze Zeitspannen von wenigen Sekunden. Betrachtet man die Windstruktur, d.h. den Verlauf der Windgeschwindigkeiten mit der Zeit (Fig.5),

so findet man, daß bei schweren Stürmen in Höhen über 100 m über Gelände nur etwa 40 bis 60 % der maximalen Windgeschwindigkeit über längere Zeitspannen wirkt, während die Spitzengeschwindigkeiten nur in Form von zackigen Böen in unterschiedlichem Abstand und mit unterschiedlicher Entfaltungszeit, die ein Maß für die Windbeschleunigung gibt, auftreten. Das hier gezeigte Bild einer Windstruktur wurde in 100 m Höhe über Gelände auf einem Turm, der auf dem Gipfel eines deutschen Mittelgebirges steht, gemessen, also bereits in beachtlicher Höhe über der rauhen Erdoberfläche. In niedrigerer Höhe ist die Grundgeschwindigkeit im Verhältnis zur zusätzlichen Böengeschwindigkeit niedriger, was deutlich aus dem Vergleich der Windmessungen in Fig.5a hervorgeht, die in Montsouris 26 m über Grund, am Eiffelturm in 317 m Höhe gemessen wurden (5).

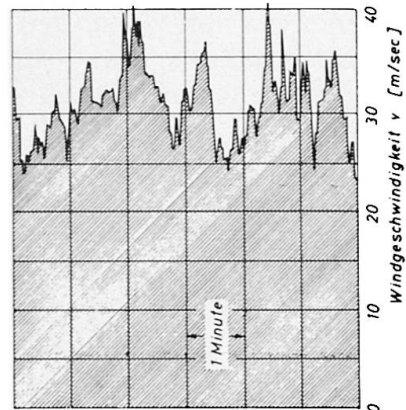


Fig. 5
Verlauf der Windgeschwindigkeiten der Böen bei einem Sturm, gemessen in 100 m Höhe über einem 1016 m hohen Berg (nach Staiger)

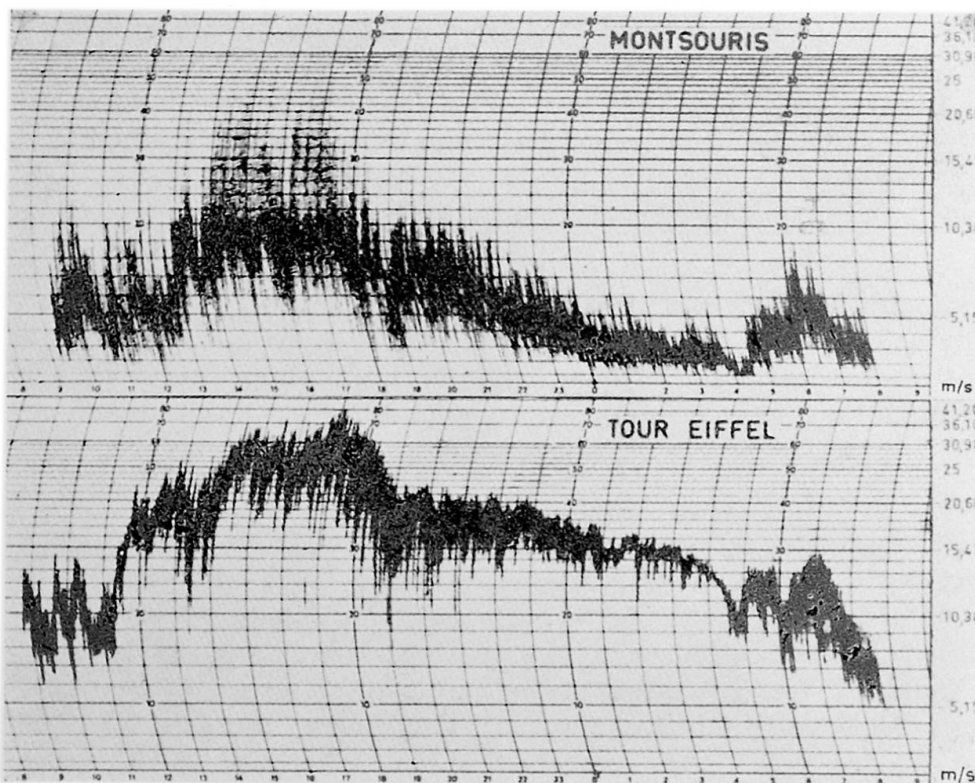


Fig. 5 a
Unterschied der Größe der Grundgeschwindigkeit unter den Böen bei Windmessungen in verschiedenen Höhen über Gelände, Montsouris 26 m, Eiffelturm 317 m

In sehr großer Höhe nimmt die Turbulenz ab, doch kommt man erst in Höhen von 500 bis 800 m, je nach Wetterlage in noch größeren Höhen, in einigermaßen stetige Windströmungen. Die Tatsache, daß die maximalen Windgeschwindigkeiten mit der Höhe über dem Boden nach einer Exponentialfunktion zunehmen, deren Exponent von der Oberflächenrauigkeit des Geländes abhängig ist, sei in Erinnerung gerufen. C.W. Newberry berichtet in (14), daß die Windbeiwerte c_w infolge des Gradienten abnehmen.

Offensichtlich wirken diese Spitzenböen nur so kurze Zeit, daß große Bauwerke die von der Bö übertragene Energie verzehren, bevor sie eine Ausbiegung erreichen, die entstehen würde, wenn die maximale Böengeschwindigkeit über einen längeren Zeitraum stetig wirken würde. Dieses Verzehren der Stoßenergie von Windböen geht so weit, daß es beim Stuttgarter Fernsehturm selbst bei schwersten Stürmen nicht möglich war, am Fundament noch den Einfluß von Böen festzustellen.

Man muß die Möglichkeit betrachten, daß eine folgende Bö zeitlich im Abstand der n -fachen Eigenschwingungsdauer des Bauwerkes, also in Phase, angreift und dadurch die Ausbiegung trotz der kurzen Einwirkungszeit vergrößert. Wenn man jedoch gemessene Windstrukturen betrachtet, dann findet man, daß Spitzenböen zwar manchmal zwei bis drei niedrige Zacken in kurzem Abstand von 4 bis 6 s haben, was als eine Bö von entsprechender Dauer gelten kann, daß jedoch die Zeitabstände solcher Spitzenböen sehr unregelmäßig und meist größer als 60 Sekunden sind, so daß das Einwirken einer zweiten oder dritten starken Bö in Phase äußerst unwahrscheinlich ist und daher nur bei sehr niedriger Frequenz, d.h. bei einer Schwingungsdauer von mehr als 10 bis 12 Sekunden, vielleicht zu berücksichtigen wäre.

Schließlich ist auch zu beachten, daß die Spitzenböen sowohl der Breite als der Höhe nach eine nur begrenzte Ausdehnung haben, über die man noch wenig weiß. Beobachtungen von Sturmschäden in Wäldern lassen vermuten, daß diese Ausdehnungen der Breite nach oftmals nur zwischen 30 und 100 m liegen, der Höhe nach mag sie noch geringer sein (bezogen auf Spitzengeschwindigkeit). Bei Bauwerken mit Höhen von mehr als 100 m wird man daher für den Angriff einer Spitzenbö sich auf eine Teilhöhe beschränken können.

2.3 Die Notwendigkeit verbesserter Grundlagen für Schwingungsuntersuchungen.

Diese Erscheinungen müssen uns veranlassen, schlanke hohe Bauwerke in Zukunft nicht mehr quasi-statisch, sondern dynamisch, also mit Hilfe einer Schwingungsuntersuchung, gegen Windangriffe zu bemessen, wie dies in der Praxis bei Fernmeldetürmen und Schornsteinen in der Regel schon geschieht.

J. Schlaich hat in (6) entsprechende Schwingungsüberlegungen für Windstöße auf hohe Bauwerke angestellt und dabei einen Weg für die Ermittlung dynamischer Beiwerte zur Berücksichtigung der Stoß- und Wiederholungswirkung von Böen aufgezeigt. Die Beiwerte sind jedoch noch hoch im Vergleich zu den tatsächlich beobachteten Schwingungsamplituden, was auf eine noch zu ungünstige Annahme der Böenstruktur und auf eine Überschätzung der durch eine kurzzeitige Bö abgegebene Energie zurückzuführen sein wird.

Es ist zweifellos noch manche Arbeit notwendig, bis wirklichkeitsnahe Grundlagen für die Berechnung der Windwirkungen und für eine entsprechende Änderung der Vorschriften geschaffen sein werden, die die tatsächliche Sicherheit gegen Windkräfte den sonst üblichen Sicherheitswerten anpassen.

Solche Grundlagen müßten durch Auswertung zahlreicher Beobachtungen von Windstrukturen angeben, mit welcher Geschwindigkeit der Grundströmung zu rechnen ist und mit welcher Art und zeitlichen Folge der Spitzenböen, wobei die Böenentfaltungszeit und die maximale Wirkungsdauer der Spitzengeschwindigkeit vielleicht aufgrund einer 50-Jahreshäufigkeit festgelegt werden müßten. Für den wahrscheinlichen Abstand von Spitzenböen müßte man vielleicht einen Bereich durch zwei Grenzwerte angeben. Die Wirkung von großen Wirbelstürmen (Orkane, Taifune) wird wohl wie bisher nur in den davon häufig betroffenen Gebieten in solche Regeln eingeschlossen werden müssen.

Die Messungen von Windstrukturen müssen in einer für diesen Zweck geeigneten Weise durchgeführt werden. Die normalen Aufschriebe von Wetterstationen beruhen in der Regel auf Messungen der Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über dem Boden mit Anemometern, die eine gewisse Trägheit aufweisen und daher weder die Windbeschleunigung noch die Spitzengeschwindigkeit zuverlässig angeben. Ein trägheitsfreies Winddruckmeßgerät hat W. Neuerburg, Esslingen, entwickelt (7). Die Messungen müssen auch in unterschiedlicher Höhe über dem Boden möglichst bis auf Höhen von 300 m in Abständen von 50 m durchgeführt werden, um über den Verlauf der Böen der Höhe nach Aussagen zu erhalten. Die heutigen elektronischen Schreibgeräte erlauben eine synchrone Darstellung der Messungen in unterschiedlichen Höhen.

Schwierig ist es, die Bewegungen der turmartigen Bauwerke synchron zu dem Verlauf der Windgeschwindigkeiten aufzuzeichnen, wobei die niedrige Frequenz hoher Bauwerke und das Schwingen auf ganz zufälligen Bahnen in unterschiedlichen Richtungen erschwerend wirken. Wiss und Curth (3) beschreiben ihre Entwicklung geeigneter Meßgeräte, die sie an dem Chicagoer Hochhaus benützt haben. Es wäre erwünscht, die Erfahrungen mit solchen Meß- und Aufzeichnungsgeräten und mit den Auswertungen auszutauschen, um rascher zu den nötigen Daten zu kommen.

Im Hinblick auf die Lücken unseres Wissens auf diesem Gebiet ist es zu begrüßen, daß durch die Initiative von C. Scruton (National Physical Laboratory Teddington bei London) wissenschaftliche Tagungen über die Wirkungen des Windes auf Bauwerke abgehalten werden. (1. Internationale Konferenz über Windwirkungen auf Bauwerke in London, 1963, 3. Konferenz geplant in Tokio, September 1971). Auf die Arbeiten von Davenport, Jenssen, Leutheusser und Vellozzi wird verwiesen. (20, 21 u. 22).

Für eine Schwingungsuntersuchung muß die Dämpfung des Bauwerkes einschließlich seiner Gründung bekannt sein. Wir wissen, daß die Dämpfung bei geschweißten Stahltürmen mit Rohrquerschnitt so niedrig ist (logarithmisches Dekrement der Dämpfung unter 0,01), daß an solchen Türmen die Wirbelablösung leicht zu gefährlichen Resonanzschwingungen führen kann, die schon an mehreren solchen Bauten zu schweren Schäden geführt haben. Als Vorrichtung zur Störung der Wirbelstraßen sind vor allem die von C. Scruton entwickelten wendelartigen Rippen bekannt geworden, die bei stählernen Schornsteinen mit Erfolg angewandt werden. Aber auch bei rechteckigen

Querschnitten neigen Stahltürme zu solchen Resonanzschwingungen, wie sie am Pylon der großen Hängebrücke über den Firth of Forth während der Montage festgestellt wurden und durch große Dämpfer beseitigt werden mußten, bevor der Bau der Brücke fortgesetzt werden konnte. Durch aerodynamische Windkanalversuche kann man die Neigung zu solchen Schwingungen im voraus feststellen, da sie meist schon durch stetigen Wind mit mäßiger Geschwindigkeit angefacht werden. Die Sicherheit gegen Schwingungserregung durch Böen mit höherer Geschwindigkeit läßt sich jedoch bisher noch schlecht experimentell feststellen.

Bei Türmen aus Stahlbeton oder Spannbeton wurde bisher noch kein Aufschaukeln der Windschwingungen zu bedenklichen Amplituden festgestellt, obwohl natürlich diese Türme im Wind ebenfalls schwingen. Diese Tatsache ist bemerkenswert, zudem bereits äußerst schlanke Türme gebaut worden sind (Stuttgarter Fernsehturm, Polizeifunkturm Aufhausen, Moskauer Fernsehturm). Das bessere Verhalten dieser Türme muß weitgehend auf die höhere, innere Dämpfung des Betons zurückgeführt werden. Beim Stuttgarter Turm wurde durch einen Ausschwingversuch das logarithmische Dekrement der Dämpfung zu 0,04 ermittelt. Der Beton dieses Turmschaftes hat Festigkeiten von $\beta_w = 600 \text{ kg/cm}^2$, bei niedrigerer Betonfestigkeit wächst der Dämpfungsbeiwert, so hat C. Scruton an Betonschornsteinen in England Dämpfungsbeiwerte von 0,05 bis 0,06 gemessen. Man darf annehmen, daß der Dämpfungsbeiwert mit dem Beanspruchungsgrad zunimmt, vor allem, wenn man in den Zustand II (gerissene Zugzonen) übergeht. Leider liegen bisher hierüber nur wenige Messungen an Bauwerken vor und auch die Laboruntersuchungen sind nicht zahlreich (2).

Man darf annehmen, daß der Dämpfungsbeiwert bei turmartigen Hochbauten mit Geschoßen und Vorhängefassaden noch wesentlich höher liegt als bei nackten Stahlbetontürmen. Im Hinblick auf die Bedeutung des Dämpfungsbeiwertes für die aerodynamische Stabilität hoher Bauwerke wäre es dringend erwünscht, daß weitere Messungen durchgeführt werden.

Was die Sicherheit gegen Ermüdung der Baustoffe bei Windschwingungen anbelangt, so ist zu beachten, daß hohe Windbeanspruchungen selten vorkommen. Die Maximalwerte werden in Mitteleuropa durchschnittlich nur alle 10 Jahre einmal erreicht, 70 % der Maximalwerte nur ein- bis dreimal jährlich, wobei man während eines solchen Sturmes mit nur 10 bis 20 Spitzenböen zu rechnen hat. Demnach bleibt die Zahl der hohen Windbeanspruchungen auch bei 100 Jahren Lebensdauer wo niedrig, daß die statische Traglast der Bemessung zugrunde gelegt werden kann, also keine Abminderung der Festigkeit der Baustoffe infolge millionenfachen Lastwechsels nötig ist.

2.4 Örtliche Windangriffe

Die Größe der örtlichen Windangriffe in Form von Windlastspitzen, die nur an kleinen Teilflächen z. B. entlang von Kanten und Ecken wirken, wurde lange unterschätzt. Es waren vor allem kanadische Untersuchungen und Beobachtungen bei Sturmschäden in England, die zeigten, daß z. B. bei diagonalem Anblasen von Hochhäusern an den oberen Ecken Sogkraftspitzen bis zum 6- bzw. 8-fachen Staudruck auftreten. Solche Werte erklären, weshalb manche vermeintlich gut verankerte Flachdachdeckung schon vom Wind hochge-

rissen wurde. Auch die durch benachbarte Gebäude oder Berge mögliche Düsenwirkung kann zu ungewöhnlich hohen örtlichen Windangriffen führen und muß beachtet werden. Dies trat bei den verhältnismäßig dicht nebeneinander stehenden Ferry bridge-Kühltürmen in England drastisch in Erscheinung. Für die Bemessung einzelner Bauteile gegen Windangriff muß man sich daher stets überlegen, ob diese nicht solchen Windlastspitzen ausgesetzt sein können.

3. Das Verhalten der hohen Bauwerke bei Temperatureinwirkung

Alle turmartigen Bauwerke sind den Einflüssen der Sonnenbestrahlung besonders stark ausgesetzt und Messungen haben wiederholt ergeben, daß die Verformungen durch Sonnenbestrahlung bei schlanken, nackten Türmen sogar größer sein können als die Verformungen bei Wind. Die Wand eines Betonturmschaftes kann im Sommer an einem windstillen Tag auf der Sonnenseite 60 bis 70 °C warm werden, während die der Sonne abgelegene Seite infolge der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Betons eine Temperatur von 20 bis 25 °C aufweisen kann. Die Folge ist eine Ausbiegung der Turmachse infolge der Verlängerung des Betons auf der angestrahlten Seite. Durch die Drehung der Erde beschreibt dann der Turmkopf im Laufe von 24 Stunden eine etwa elliptische Bahn. Diese Bewegungen müssen vor allem beim Einbau von Aufzügen beachtet werden, weil man nicht in der Lage ist, durch das übliche Lot eine Bezugsachse für das Einmessen der Schienen herzustellen. Am besten führt man alle erforderlichen Messungen nach dem Temperaturengleich durch die Nacht vor Sonnenaufgang durch, wie dies auch beim Bau von Großbrücken üblich ist.

Die Temperaturbewegungen sind natürlich geringer, wenn bei Hochhäusern das turmartige Kerntragwerk durch Räume und vorgehängte Fassaden gegen die direkte Sonnenbestrahlung geschützt ist. Wenn jedoch die äußeren Stützen solcher Räume Sonnenbestrahlung erhalten können, dann stellen sich trotz etwaiger Wärmedämmung Verlängerungen der Fassadenstützen ein, die je nach der Steifigkeit der Deckenanschlüsse auch eine Ausbiegung des Kerns zur Folge haben können, wie sie am Hochhaus in Chicago (3) beobachtet wurden. Jedenfalls hat sich der Ingenieur mit den Verformungen hoher schlanker Bauwerke durch Temperaturänderungen insbesondere durch Sonnenbestrahlung zu beschäftigen.

Die Temperaturunterschiede im Querschnitt führen natürlich zu Eigenspannungen, die je nach der Biegesteifigkeit der Turmwandungen beachtliche Werte annehmen können. Die entsprechenden Wandbiegemomente sind jedoch als Zwängungsmomente zu betrachten, die abgebaut werden, sobald in den auf Zug beanspruchten Zonen des Betons Risse entstehen. Der Verfasser hat solche Risse bei den Turmschäften der von ihm entworfenen Fernsehürme meist in Kauf genommen und die Turmschäfte auf große Bereiche nur einseitig außen bewehrt. Die Standsicherheit solcher Turmschäfte wird dadurch nicht beeinträchtigt. Wenn jedoch sichtbare Risse verhütet werden sollen, dann muß die Bewehrung im Hinblick auf die Beschränkung der Rißbreiten und nicht für die Aufnahme von Zwängungs-Zugkräften aus den für Zustand I errechneten Zugspannungen bemessen werden. Hierzu wird auf die Arbeit von H. Falkner verwiesen (8).

4. Fernmeldetürme

Für das Fernmeldewesen haben die Betontürme eine große Bedeutung erlangt, insbesondere nachdem durch den Bau des Stuttgarter Fernsehturmes 1954 - 55 gezeigt wurde, daß Betriebsgeschoße in großer Höhe auf schlanken Turmschäften möglich sind und dennoch die Neigungswechsel der Antennen bei Sturm weit unter den Werten bleiben, die aus fernmeldetechnischen Gründen gefordert werden. Die Betontürme lassen sich dabei auch formschön gestalten und brauchen bei einwandfreier konstruktiver Durchbildung und guter Qualität des Betons fast keine Unterhaltung. Es ist daher verständlich, daß Fernmeldetürme in zunehmender Zahl aus Beton errichtet werden (Fig. 6).

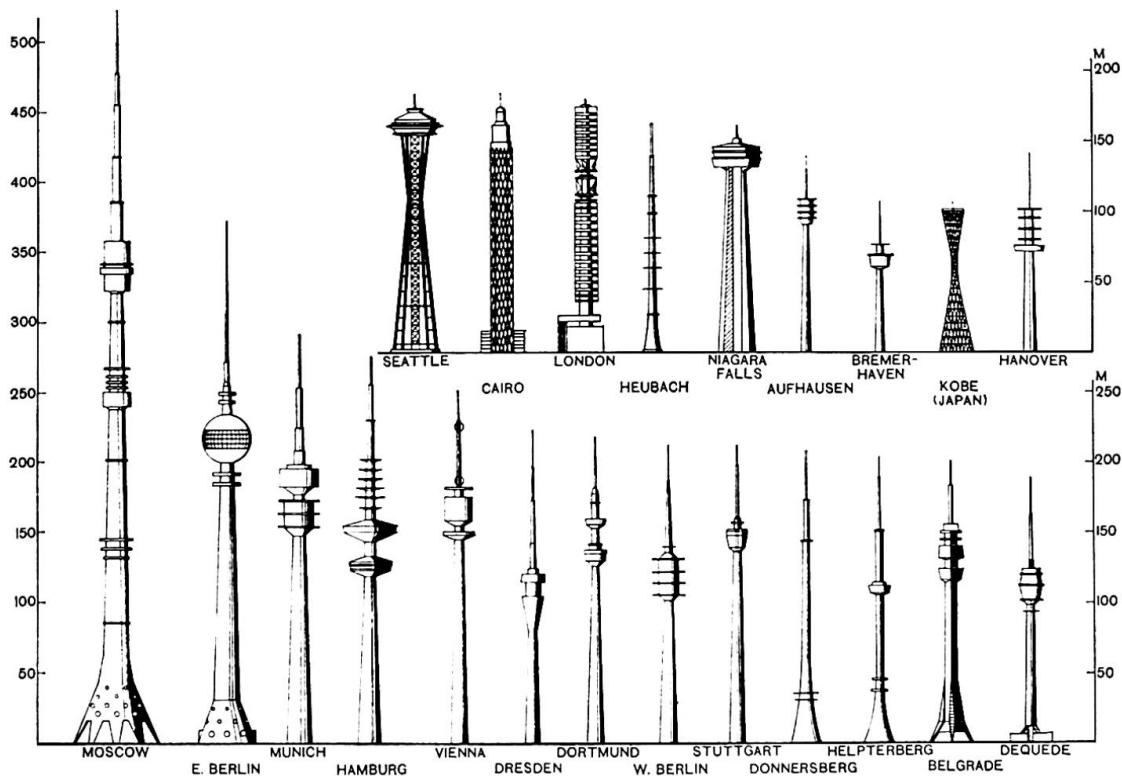


Fig. 6 Eine Auswahl der in den letzten 15 Jahren gebauten Sendetürme

Die Entwicklung ist dabei durch die wachsende Größe der Einrichtungen am Kopf der Türme gekennzeichnet, weil mit dem Übergang zu höheren Frequenzbereichen (6 - 11 GHz) der Richtfunk mehr und mehr forderte, daß die Geräte möglichst nahe an der Antenne stehen müssen, um die Dämpfung der Energie in den Hohlleitern zwischen Gerät und Antenne klein zu halten und um die Zahl der Verbindungsstellen und der damit verbundenen Gefahr von Reflexionen zu vermindern (9). Die Überwachung der Richtfunkgeräte wird außerdem erleichtert, wenn alle zu einem Turm gehörigen Geräte möglichst in einem Betriebsgeschoß aufgestellt werden. Diese Gesichtspunkte veranlaßten den Verfasser schon beim Entwurf des Fernmeldeturmes Hannover (1960) ein Betriebsgeschoß mit 27 m Durchmesser zu planen, beim Fernmeldeturm Hamburg (Fig. 7) hat das Betriebsgeschoß einen Durchmesser von 40 m in einer Höhe von 150 m über dem Boden (12). Bei geplanten weiteren Fernmeldetürmen sind bereits Geschoßdurchmesser von über 50 m in Höhen von 170 bis 180 m über Gelände geplant (10 u. 11).

Die Herstellung solch großer Geschoße auf einem Betonturm ist eine interessante Ingenieuraufgabe, die verschiedenartig gelöst werden kann. Meist befinden sich über den Betriebsgeschoßen mehrere Plattformen zum Aufstellen von Richtfunkantennen und darüber noch Schafteile für die Befestigung von Rundfunk- und Fernsehantennen. Da die Turmschäfte mit Kletter- oder Gleitschalung gebaut werden, ist jede Unterbrechung der Schaftherstellung unerwünscht. Man betoniert daher in der Regel zuerst den gesamten Schaft und baut die Plattformen und Betriebsgeschoße nachträglich an. Um diesen fertigungstechnischen Gesichtspunkten Rechnung zu tragen, hat der Verfasser für den Bau des großen Hamburger Fernmeldeturms für die Plattformen und die Geschoße flache, vorgespannte Schalen entwickelt, die nur in einer kleinen Nut am Schaft aufgelagert werden (Fig. 8 u. 9). Dadurch werden Anschlußbewehrungen und dergleichen vermieden. Diese

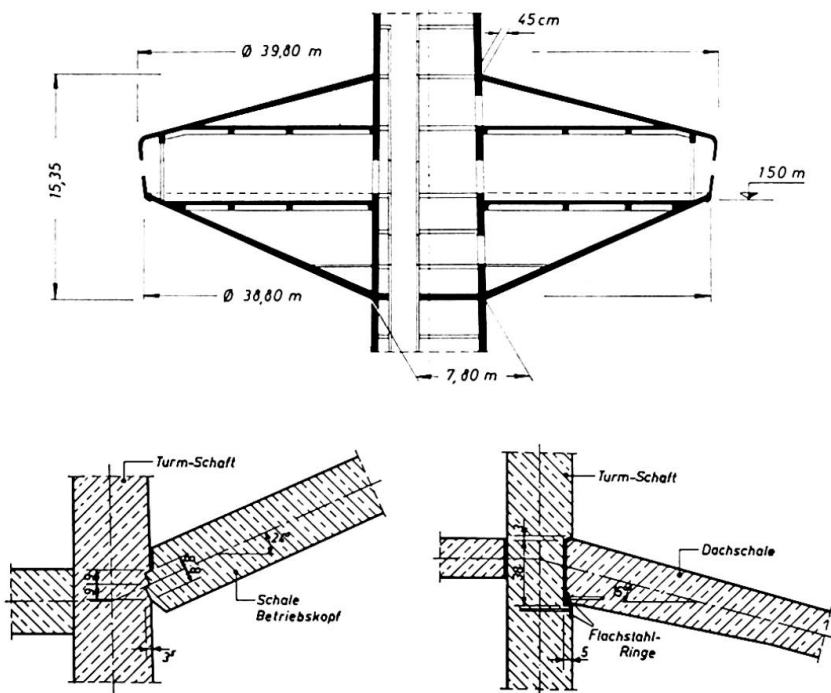
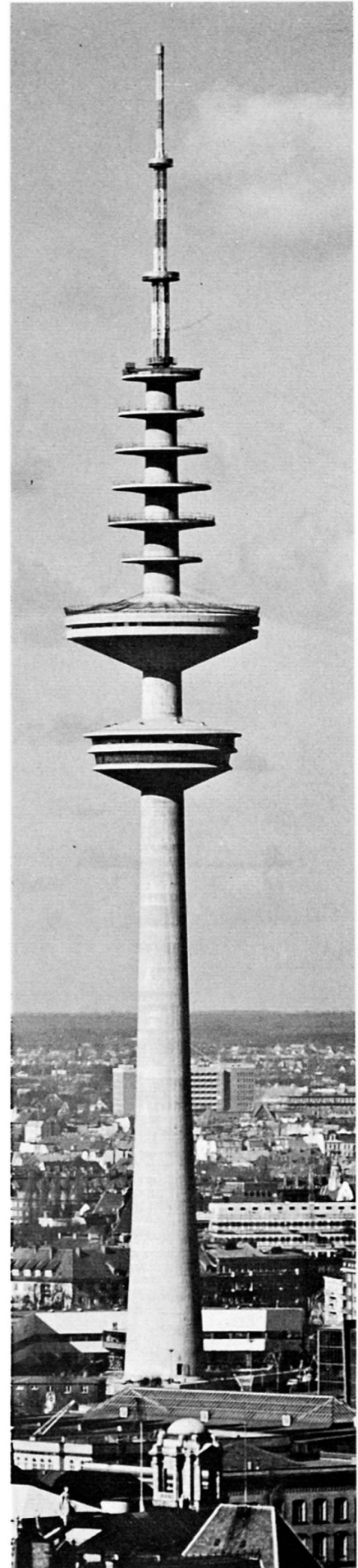


Fig. 8 Schnitt durch die Betriebsgeschoße des Fernmeldeturmes Hamburg und Lagerung der Schalen am Schaft

Fig. 7 Fernmeldeturm Hamburg, 271 m hoch



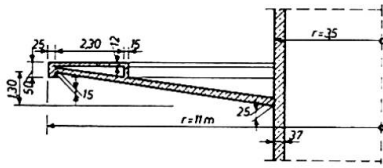


Fig. 9
Antennenplattform als
flache Schale (Turm
Hamburg)

Schalentragwerke haben sich gleichzeitig als sehr wirtschaftlich erwiesen, vor allem wenn mehrere Schalen untereinander mit einer Schalung hergestellt werden, die sich von Geschöß zu Geschöß absenken läßt. Es wurde auch untersucht, solche Plattformen oder Schalen aus Fertigteilen nachträglich an den Turmschaft anzubauen, die Untersuchungen ergaben jedoch eindeutig, daß die Herstellung mit Ortbeton wirtschaftlicher ist, zudem für den Bau des Turmschaftes die Einrichtungen für den Materialtransport ohnehin vorhanden sein müssen.

Wenn nur ein großes Betriebsgeschöß zu errichten ist, dann wird vermutlich eine Kombination von Stahlkonstruktion und Beton günstig sein, wobei gewissermaßen das für die große Ausladung nötige Stahlgerüst für das endgültige Bauwerk mitverwendet wird.

Die deutsche Bundespost hat mehrfach Typentürme entwickelt, bei denen zwei Aufstellebenen für große Richtfunkantennen unmittelbar am Betriebsgeschöß liegen (9). Bei der ersten Reihe dieser Typentürme wurden die

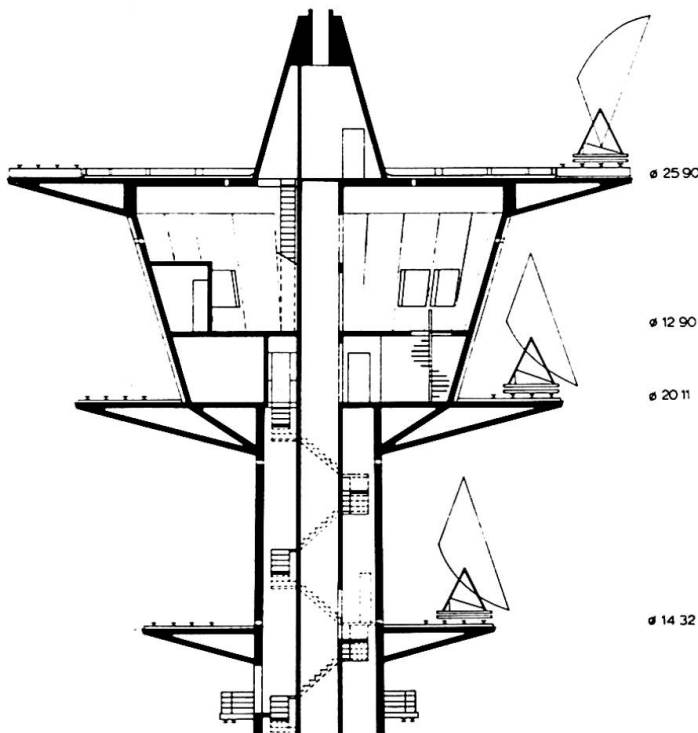


Fig. 10
Typenturm der deutschen Bundespost FMT 4-6
Schnitt durch den Turmkopf (aus (9))

Antennenplattformen mit Kragträgern und Gitterrosten ausgeführt. Bei den neuen Typentürmen wurden durchgehende Stahlbetonplatten gewählt, die billiger sind und weniger Unterhaltung verursachen (Fig. 10).

Für Rundfunk- und Fernsehantennen genügen meist die schlanken Maste allein, wie sie erstmalig für die Fernsehtürme auf dem Ochsenkopf und Donnersberg (Fig. 6) und später auf zahlreichen anderen Bergen errichtet wurden. Diese Maste können sehr schlank und elegant gebaut werden, so daß sie die Landschaft wenig stören, wenn ihr Aussehen nicht durch zu viele und unregelmäßig angeordnete kleine Plattformen

für Richtfunkantennen beeinträchtigt wird (Fig. 11). Hier muß der entwerfende Ingenieur darauf drängen, daß solche Plattformen zusammengefaßt und z. B. mit einem im unteren Turmbereich angeordneten Betriebsgeschöß kombiniert werden, wie dies beim 2. Stuttgarter Fernmeldeturm geschehen ist.

(Fig. 12).

Für den Turmschaft ist die geschlossene Betonröhre mit kreisrundem oder vieleckigem Querschnitt immer wieder das günstigste Bauelement, wenn hohe Lasten und Windmomente zu tragen sind, sie bietet auch die größte Sicherheit gegen Erdbebenkräfte. Die Betonröhre kann schnell und wirtschaftlich mit Gleit- oder Kletterschalung hergestellt werden, wobei der Verfasser der Kletterschalung den Vorzug gibt, nicht nur weil damit eine schönere Betonoberfläche erzielt wird, sondern vor allem, weil man bei Kletterschalung ausreichend Zeit hat, die Bewehrungen, auch örtlich verstärkte Bewehrung oder Anschlußringe für Plattformen, ohne Zeitdruck sauber einzubauen. Dem Schaft sollte man aus ästhetischen Gründen mindestens im unteren Teil stets einen Anlauf geben, am besten in Form einer Parabel.

Die lotrechte Bewehrung des Schaftes dient hauptsächlich der Sicherheit, sie wird unter Gebrauchslast selbst bei starkem Sturm in den meisten Fällen kaum auf Zug beansprucht. Erst bei der Bemessung für die Bruch-sicherheit ergibt sich die Notwendigkeit, eine kräftige Bewehrung möglichst mit hoher Zugfestigkeit einzubauen, wenn man den Turmschaft schlank entworfen hat und die Windlasten verhältnismäßig großer Geschosse und Plattformen am Kopf zu übertragen sind.

Der Unternehmer ist geneigt, die lotrechten Stäbe in kurzen Längen von z. B. 6 m einzubauen und damit viele Stöße in Kauf zu nehmen. Diese Stöße müssen für Druck und Zug vollwertig ausgebildet sein. Der übliche Übergreifungsstoß hat sich in Versuchen bei dicken Stäben als wenig geeignet gezeigt, weil bei hohem Druck am Stabende durch Spitzendruck Abplatzungen des Betons entstehen, wenn die äußere Querbewehrung nicht eng genug liegt. Deshalb wurden bei den Turmbauten der letzten Jahre die dicken Stäbe mit Gaspreßschweißung stumpf geschweißt oder neuerdings mit einer Preßmuffe gestoßen. Beide Stoßarten lassen sich am Bau mit Handgeräten ausführen, der Preßmuffenstoß hat sich sogar als billiger erwiesen als der Übergreifungsstoß (13). Es ist zudem zweckmäßig, über der Arbeitsbühne zum Betonieren noch eine zweite Arbeitsbühne zum Bewehren und zum Herstellen dieser Stöße vorzusehen, wodurch gleichzeitig der Einbau 9 oder 12 m langer Stäbe ermöglicht wird. Zu den Bewehrungen des Schaftes sind weitere Angaben in (10) und (11) zu finden.

Als Fundament ist die im Schornsteinbau übliche massive Kreisplatte für Türme bis etwa 100 m Höhe geeignet. Für die größeren Türme mit Kopfbauten und entsprechend großen Windmomenten hat sich das Kreisringfundament wegen seiner großen Kernweite bewährt. Dabei kann für Ringfundamente eine wesentlich höhere Bodenpressung zugelassen werden als bei einer Kreisplatte, ohne daß die Setzungen größer werden. Die Schwankungen der Bodenpressung durch Windkräfte werden beim Ringfundament prozentual wesentlich kleiner als bei der Kreisplatte (Fig. 13). Damit wird auch der Einfluß der Baugrundverformung auf die Ausbiegung des Turmes bei Sturm vermindert und die Standsicherheit insgesamt erhöht.

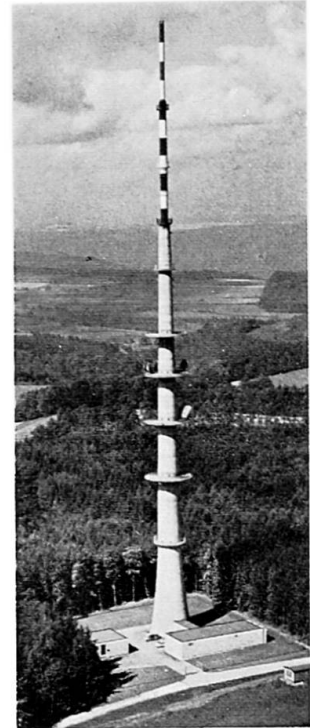


Fig. 11
Fernmeldeturm
Ermingen

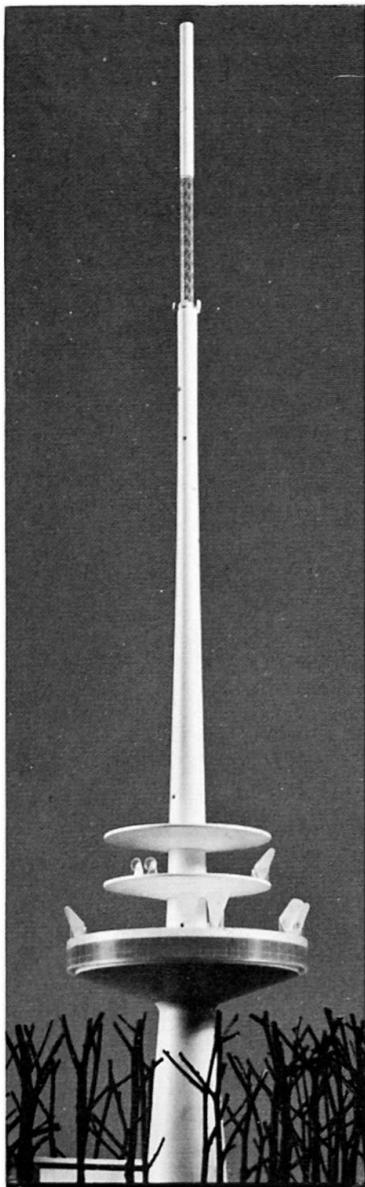


Fig. 12
2. Stuttgarter Fernmeldeturm
Modellphoto

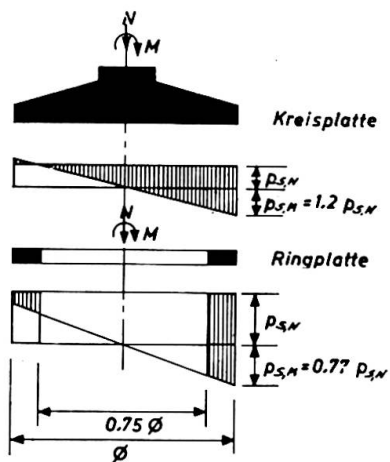


Fig. 13 Vergleich der Bodenpressungen durch Windmomente unter Kreisplatten- und Ringfundamenten

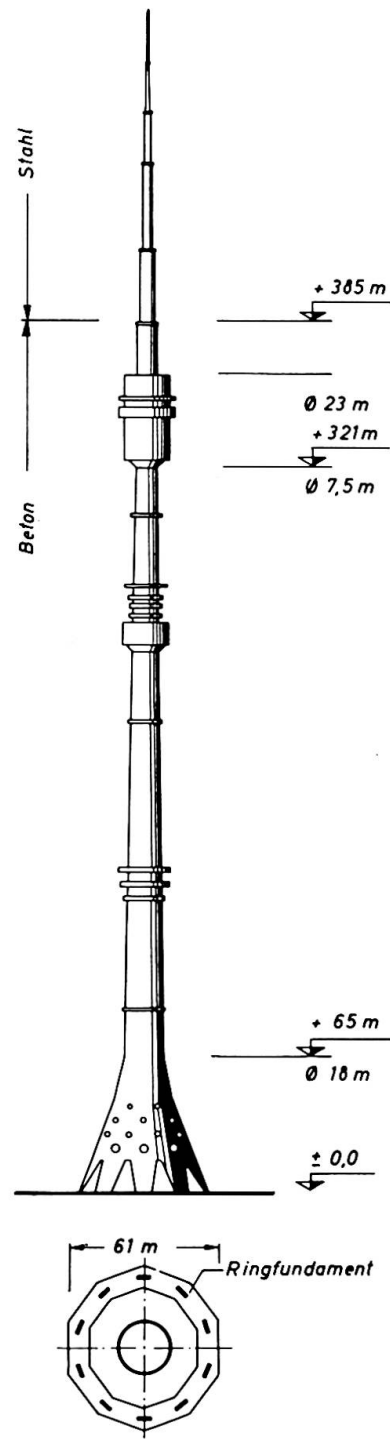


Fig. 14
Fernsehturm Moskau
520 m hoch

Für den Übergang vom Turmschaft zum Ringfundament bietet sich die Kegelstumpfschale an, wie sie schon beim Stuttgarter Fernsehturm 1954 verwendet wurde. Beim Fernsehturm Moskau wurde diese Kegelschale bis 65 m über Gelände hochgezogen und unten mit reizvollen Öffnungen versehen (Fig. 14). Beim Hamburger Turm wurde die Kegelschale unter Gelände angeordnet und für den Angriff von Windmomenten mit einem vertikalen Zylinder, der mit einer horizontalen Ringscheibe an das Fundament angeschlossen ist, ausgesteift (Fig. 15). Die Berechnungen zeigten jedoch, daß dieser vertikale Aussteifungszyylinder nur mit etwa 25 % an der Aufnahme der Windmomente beteiligt ist. Es wird daher billiger, wenn man die Kegelschale selbst dicker macht und sie zusammen mit der horizontalen Kreisplatte am Beginn des Turmschaftes sehr biegesteif ausbildet, wie dies beim Fundament des Fernmeldeturmes Hannover geschehen ist (Fig. 16).

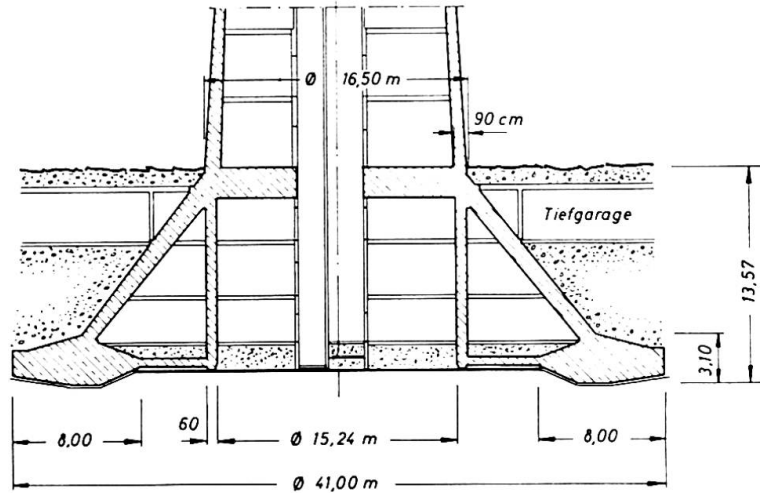


Fig. 15. Fundament des Fernmeldeturmes Hamburg mit Kegelstumpfschale und Zylinder

Die großen Turmfundamente erfordern eine starke Bewehrung, insbesondere zur Aufnahme der Ringzugkräfte. Bei der Größe der Zugkräfte sind Spannglieder einer schlaffen Bewehrung im allgemeinen vorzuziehen und bei deutschen Preisverhältnissen auch wirtschaftlicher. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Spannglieder außen am Ringfundament einzubauen. Durch die Vorspannung werden trotz der großen Zugkräfte Risse im Beton verhütet und die Korrosionsgefahr für die Stahleinlagen beseitigt. Birgt der Baugrund keine korrosionsfördernden Medien, dann können auch schlaffe Bewehrungen verwendet werden, wobei für den Stoß der Ringzugstäbe die unter (13) erwähnten Preßmuffen gute Dienste leisten.

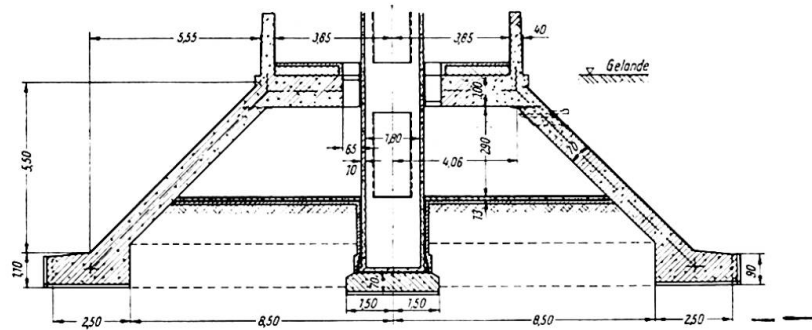


Fig. 16 Fundament des Fernmeldeturmes Hannover nur mit Kegelstumpfschale

Steht der Turm auf Fels, dann genügt es, den Turmschaft über ein kleines Ringfundament mit vorgespannten Felsankern gegen Windkräfte zu sichern, wie dies beim Turm Heubach geschah (Fig. 17). Die Felsanker können auch nur außerhalb des Schaftes angeordnet werden.

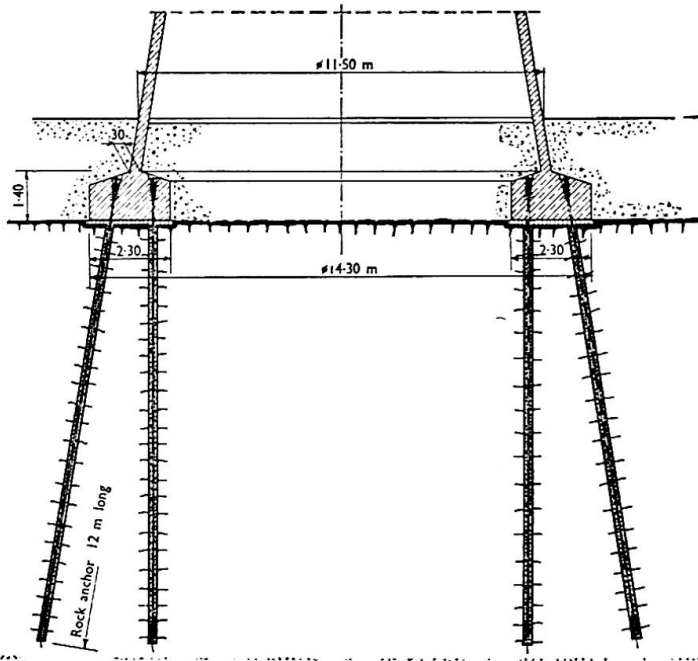


Fig. 17

Gründung des 170 m hohen Fernmeldeturmes Heubach mit vorgespannten Felsankern

Meist müssen auf den Betontürmen oben stählerne Antennenträger befestigt werden, dabei werden Gittermaste bevorzugt, weil sich an ihnen die Montage und Wartung großer Antennen leichter durchführen läßt als an geschlossenen Rohrmasten. Die Befestigung dieser Stahlmaste geschieht am besten, indem man an die vertikalen Stahlprofile eine kräftige Stahlplatte stumpf anschweißt, die mit hochfesten Schrauben auf den Betonsockel aufgepreßt wird. Dabei soll die Pressung so hoch gewählt werden, daß sie durch die 1,1-fache größte Zugkraft des Stahlprofiles noch nicht aufgehoben wird. Man vermeidet so Zugdehnungen in den Ankern und das Öffnen der Mörtelfuge. Die Stahlplatte kann klein gewählt werden, wenn man die bei Teilflächenbelastung möglichen

hohen Pressungen ausnützt und die Betonplatte entsprechend bewehrt. Bei der Herstellung der Betonplatte braucht man nur Rohre einzusetzen, durch die die Ankerschrauben hindurchgesteckt werden (10).

Beim Entwurf und Bau solcher Fernmeldetürme gibt es noch zahlreiche interessante Sonderprobleme, und es wäre erfreulich, wenn über Erfahrungen hierzu auch von anderer Seite zum Kongreß berichtet werden würde. Auf die wertvollen Arbeiten, die auf den Symposien der IASS über turmartige Bauwerke in Bratislava 1966 und in Dresden 1968 vorgelegt wurden, sei hingewiesen (23).

5. Kühltürme

Die zunehmende Größe der Dampfkraftwerke gab Anlaß, die Kühlsysteme wirksamer zu gestalten. Hierfür bot sich das bereits 1914 von den Holländern Itersen und Kuyper erfundene System mit rotationshyperbolischen Kühlerschalen aus Stahlbeton an, die bei ausreichender Höhe mit natürlichem Zug arbeiten. Ihre Leistung nimmt natürlich mit der Höhe des Kühlturmes zu. Ausreichend hohe Naturzugkühltürme erwiesen sich gegenüber den noch vor rd. 15 Jahren vielfach gebauten Zwangskühlern mit Ventilatorzug als wirtschaftlicher und betriebssicherer. So ist es zu verstehen, daß diese Kühltürme immer höher wurden. Die Engländer hatten schon 1938 eine Höhe von 80 m erreicht und bauten 1958 den ersten 100 m hohen Kühlturm. Inzwischen sind in USA, Frankreich, Deutschland u.a.O. zahlreiche solche Kühltürme mit über 100 m Höhe entstanden und Pläne für 160 m Höhe liegen bereits vor. Diese Kühltürme gehören daher zweifellos zu den hohen Bauwerken, jedoch nicht zu den schlanken, weil im Hinblick auf ihre Leistung die Durchmesser der Rotations-Hyperboloidschalen im Mittel etwa halb so groß sind wie die Höhe.

In den Ingenieurkreisen hat der Einsturz von drei hohen Kühltürmen des Kraftwerkes Ferry bridge C in Mittelengland beachtliches Aufsehen erregt und eine intensive Forschung in Gang gesetzt. Auf einen der letzten Berichte hierüber sei hingewiesen (13 a). In Deutschland hat sich insbesondere W. Zerna und seine Mitarbeiter der gründlichen Untersuchung und verfeinerten Entwicklung dieser hohen Kühltürme gewidmet (4). Zerna hat umfangreiche theoretische Ergebnisse mit Modellmessungen verglichen und außerdem hinsichtlich der Windkräfte und Windstabilität auch Messungen an fertigen Kühltürmen durchgeführt (Fig. 18). Auch A. Paduart, Brüssel, hat wertvolle Untersuchungen über die Beul- und Schwingungsstabilität solcher Schalen-Türme durchgeführt (24).

Die neueren Kühltürme sind, was die Wanddicke der Schale anbetrifft, ungewöhnlich kühn. Die Ferry bridge-Türme z.B. hatten bei 114 m Höhe und Durchmessern zwischen 88 und 50 m eine Schalenstärke von nur 12,7 cm. Auch die Kühltürme von W. Zerna weisen bei ähnlichen Abmessungen nur rd. 14 bis 18 cm Schalendicke auf, die Schalen sind jedoch durchweg doppelt gekrümmt, während bei den Ferry bridge-Türmen zwei Drittel der Höhe als Kegelstumpf ausgebildet war. Diese Schalen sind also relativ weit dünner als Eierschalen und dabei Windkräften ausgesetzt, die mit ihrem Wechsel über den Umfang von Winddruck und unterschiedlichem Sog erhebliche Biegemomente und entsprechend Biegeverformungen erzeugen. Solche am oberen Rand offenen Schalen neigen dabei zu dehnungslosen Verformungen, die nur wenig Formänderungsarbeit bedingen und daher bereits von kleinen Kräften verursacht werden können. Aus diesem Grund müssen alle Schalentragwerke, vor allem solche, die nur einfach gekrümmt oder in der zweiten Richtung wenig gekrümmt sind, steife Randglieder erhalten, die diese dehnungslose Verformung unmöglich machen oder erschweren. Die Ferry bridge-Kühltürme hatten kein solches Randglied. Zerna baut am oberen Rand einen außen an der Schale liegenden horizontalen Ring von rd. 1,10 m Breite an (Fig. 19), der für 50 - 60 m ϕ nicht gerade als steif bezeichnet werden kann, aber nach Untersuchungen und Beobachtungen ausreicht, um ein Einbeulen des oberen Randes durch Windkräfte zu verhüten.

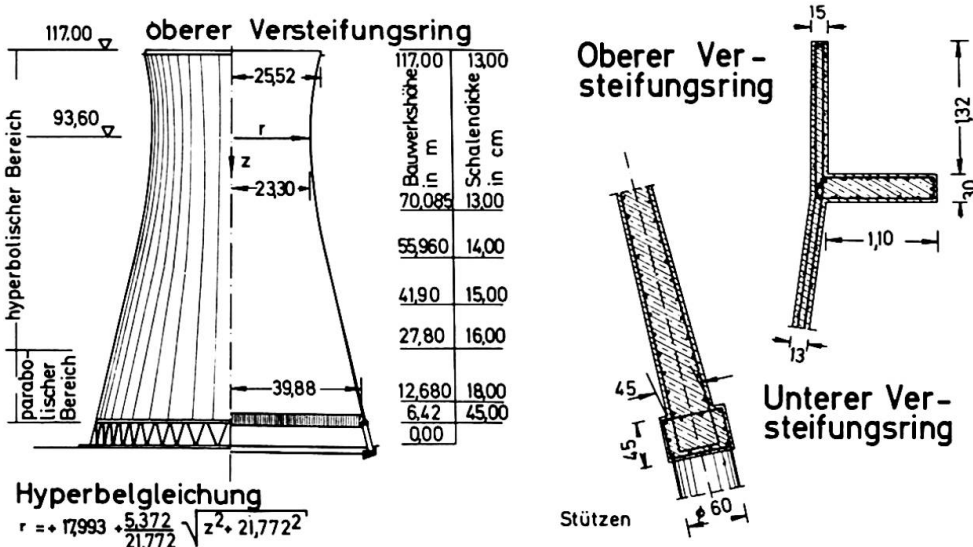


Fig. 19
 Abmessungen des Kühlturmes
 Kraftwerk Niederaussem

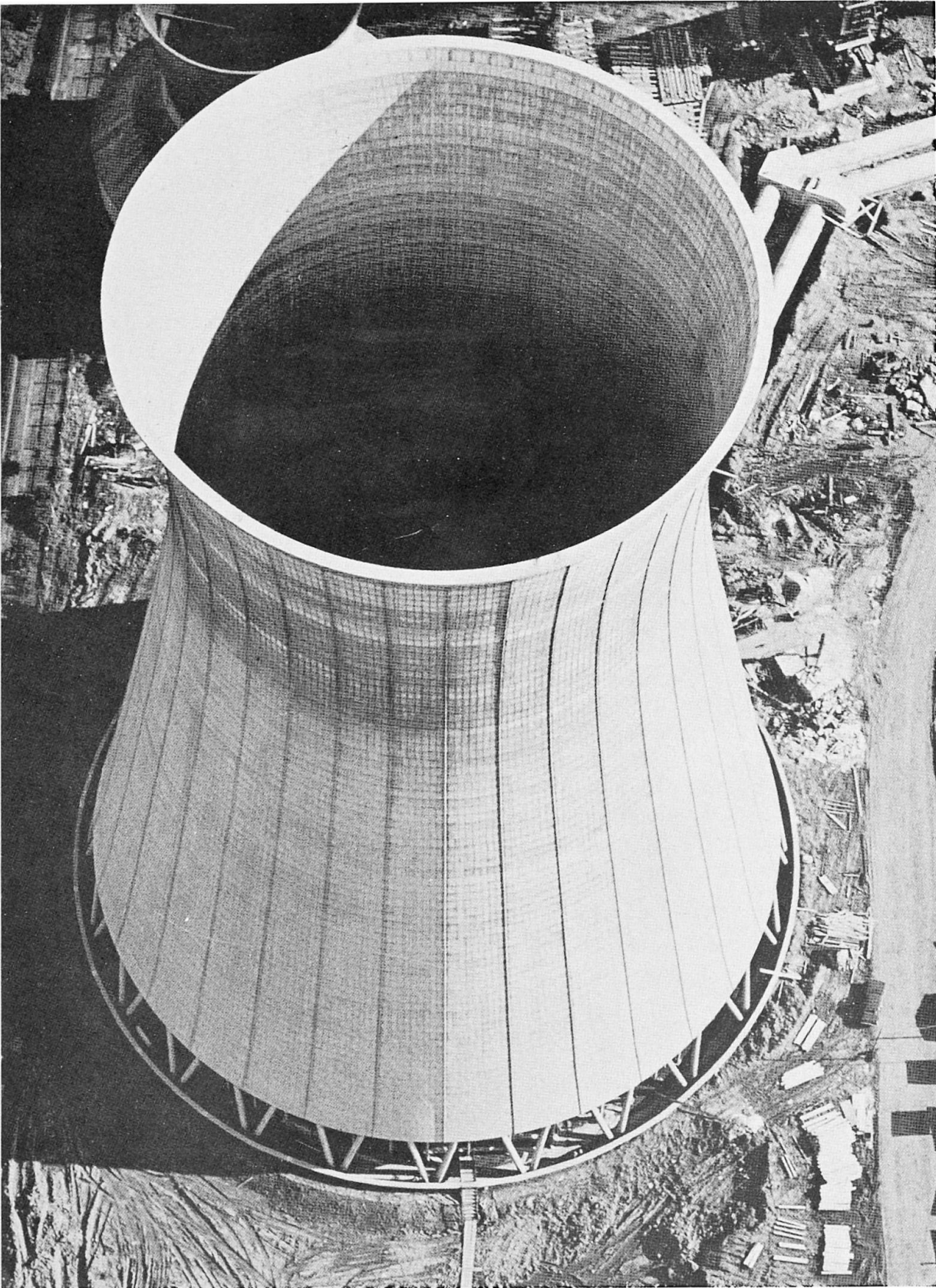


Fig. 18 117 m hoher Naturzugkühlturm des Kraftwerkes
Castrop-Rauxel, oberer \varnothing 51 m
(nach Zerna und Fa. E. Heitkamp GmbH.)

Auch mit der oberen Ringaussteifung bleibt die Stabilität der dünnen Schale gegen winderregte Schwingungen das vordringliche Problem beim Entwurf dieser hohen Kühltürme. Dabei spielt wieder die Erregung durch turbulenten Wind eine besondere Rolle, die im Windkanal kaum untersucht werden kann. Man ist daher auf eine theoretische Eingrenzung und auf Beobachtungen der Bauwerke selbst angewiesen. Nach Untersuchungen von H. Ruscheweyh (in (4)) besteht dabei durchaus eine Gefahr, daß die Eigenfrequenz der Kühlturmschale mit der Wirbelfrequenz zusammenfällt, wenn der Durchmesser der Kühltürme das heutige Maß von rd. 80 m am Fuß überschreitet. Resonanzschwingungen können dabei gefährlich werden. Auf die Arbeit von N.J. Gardner über turbulenten Wind auf Kühltürme (25) sei hingewiesen.

Durch vertikale Betonrippen von nur 1,8 cm Höhe und 8 cm Breite in einem Abstand von etwa $1/36$ des Umfangs wird erreicht, daß die Windsogkräfte quer zur Windrichtung stark abgemindert werden (Fig. 20). Nach Windkanalmessungen fällt der max. Sogbeiwert c_p dadurch von etwa 2,1 bei ganz glattem Turm auf 1,0 ab. Diese Verminderung der Sogkräfte wurde durch Messungen am ausgeführten Bauwerk bestätigt. Diese Wirkung ist für die Größe der Biegemomente der Schale und damit auch für die Windstabilität natürlich von erheblicher Bedeutung.

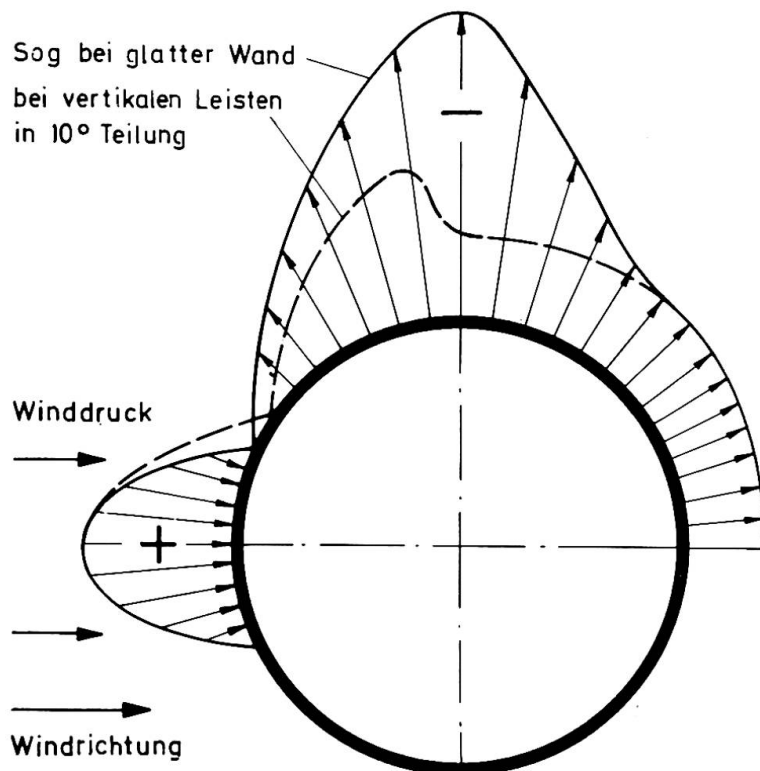


Fig. 20

Der Sog quer zur Windrichtung wird durch vertikale Rippen an der Kühlturmschale abgemindert (nach Rothert in (4))

Daß solche Schalen im Hinblick auf die Biegebeanspruchungen doppelseitig bewehrt werden müssen, sollte wohl selbstverständlich sein. Es ist zu empfehlen, die Bewehrungsnetze aus dünnen Stäben engmaschig auszubilden.

Sollte man in der Entwicklung auf noch größere Höhen und Durchmesser ausgehen, dann wäre wohl eine Aussteifung der Schale mit vertikalen Rippen und wenigen horizontalen Ringen zu empfehlen und würde vermutlich billiger als der Übergang zu doppelwandigen Schalen.

6. Hohe Silos

Einige Bauschäden geben dem Verfasser Anlaß, in diesem Bericht auch auf Erkenntnisse beim Bau von hohen Silos hinzuweisen. Verschiedene Industrien, insbesondere die Zementindustrie, gehen bei den Silobauten auf immer größere Höhen von bereits 60 m und auf Durchmesser von 15 - 30 m. Es sei hier nur bemerkt, daß man bei diesen Größen nicht mehr mit über den Umfang gleichförmig verteiltem Silodruck des Füllgutes rechnen darf und daß insbesondere ein nicht ganz rotationssymmetrischer Abzug des Füllgutes ungleichförmige Beanspruchung zur Folge hat. Beide Erscheinungen machen es notwendig, Silowandungen, die z.B. wegen Temperatureinflüssen dünn gehalten werden, durch Rippen auszusteifen und insbesondere die Silos oben durch eine möglichst starre Scheibe gegen dehnungslose Verformungen, also gegen Unrundwerden, zu sichern.

7. Schornsteine

Die Stahlbetonschornsteine steigen in immer größere Höhen. Etwa 1963 wurde die 200 m-Grenze überschritten, 1967 baute ein polnisches Bauunternehmen in der DDR einen 300 m hohen Schornstein. Auch in USA sind große Schornsteinhöhen verwirklicht worden.

Der monolithische Stahlbeton-Schornstein geht auf Anregungen von E. Mörsch im Jahre 1926 zurück und wurde durch das Patent von Heine für eine Kletterschalung gefördert, die einen täglichen Baufortschritt von 2,5 m erlaubte. Heute werden die meisten Schornsteine mit Gleitschalung gebaut, wobei die tägliche Leistung 5 - 6 m Höhe betragen kann. Um die Temperaturspannungen im Stahlbetonschaft kleinzuhalten, wird heute meist zwischen dem inneren keramischen Futter und dem Schaft eine reichlich bemessene Wärmedämmung eingebaut (Fig. 21). Mit zunehmender Höhe muß auch der Durchmesser der Schornsteine größer werden, während für die Rauchröhre ein auf die Höhe gleichbleibender kleinerer Durchmesser genügt. Dies gab

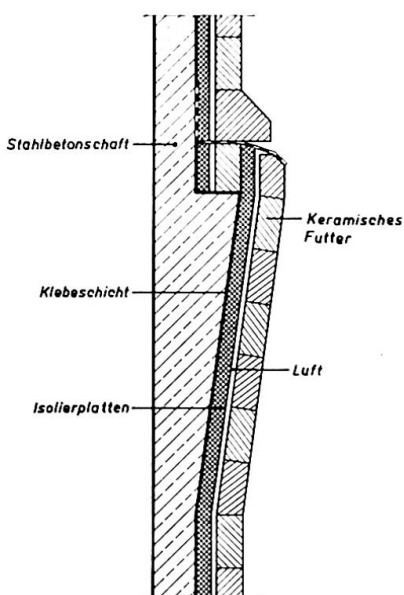


Fig. 21

Wärmedämmung
zwischen Stahl-
betonschaft und
Futter (nach H.Bay)

Bei hohen
Schornsteinen
begehbare
Luft-
raum zwischen
Schaft und iso-
liertem Rauch-
rohr (nach H.Bay)

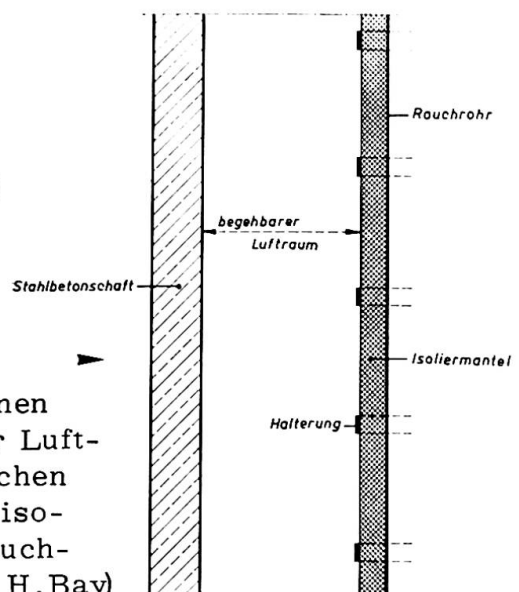


Fig. 22

Veranlassung, zwischen dem Stahlbetonschaft und der Rauchröhre einen begehbaren und belüfteten Luftraum zu lassen, so daß die Temperaturdifferenzen noch kleiner werden (Fig. 22).

Zum Teil werden die Rauchröhren heute aus Stahl hergestellt, so daß der Stahlbetonschaft gewissermaßen nur das Rauchrohr zu halten und zu schützen hat. In einzelnen Schornsteinen sind bis zu drei stählernen Rauchrohre hochgeführt worden. Das oberste Stück der Schornsteine wird heute gerne aus säurefestem Material, meist Keramik oder Edelstahl, hergestellt, weil der Stahlbeton selbst den durch Regen verursachten Rauchgassäuren am Kaminrand nicht standhält.

Für die Gründung der Schornsteine werden meist massive Kreisplatten gewählt, obwohl mit zunehmender Höhe und entsprechend zunehmendem Durchmesser auch hier Ringfundamente wirtschaftlicher und technisch besser werden dürften. In vielen Fällen wird der Schornsteinschaft im unteren Teil zur Einführung der Fuchse aufgelöst. Beim 230 m hohen Schornstein des Kraftwerkes Castrop-Rauxel II steht der Schornstein auf einem dreibeinigen Rahmen (Fig. 23) (15), der die Einführung der Fuchse erleichtert.

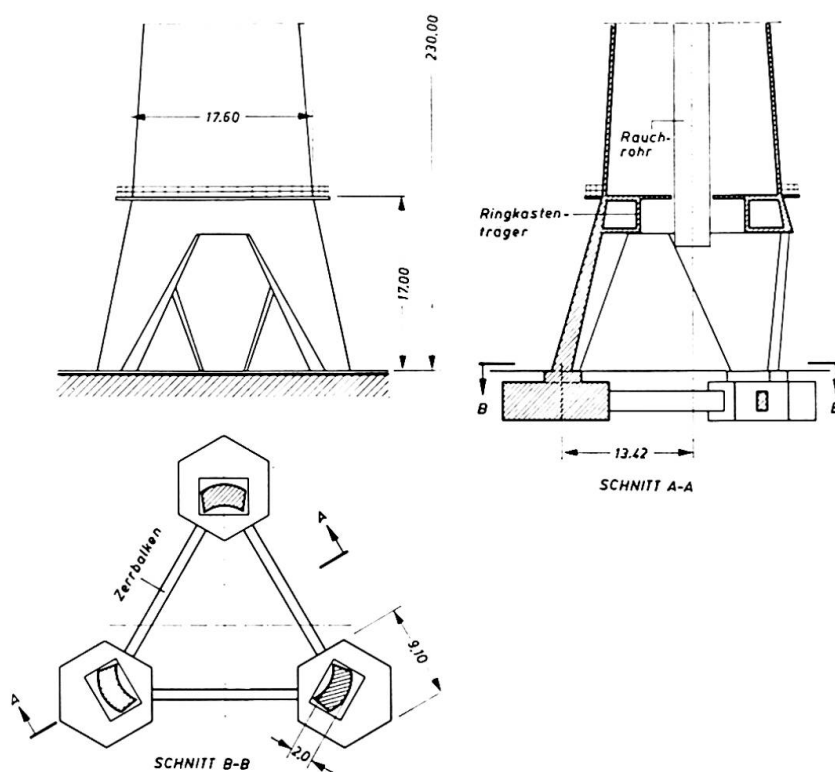


Fig. 23

Dreibeiniger Rahmen als Fundament eines 230 m hohen Schornsteines (nach H. Bay)

8. Schlanke Hochhäuser

Bei schlanken Hochhäusern müßte es eigentlich selbstverständlich sein, die Windkräfte entweder einem Stahlbetonkern mit genügend großem röhrenartigem Querschnitt oder Stahlbetonscheiben zuzuweisen oder die Außenwände selbst fachwerk- oder rahmenartig zu gestalten, damit sie als Scheiben wirken. Jedenfalls müßte heute jedem Ingenieur klar sein, daß Stockwerksrahmen für schlanke Hochhäuser ungeeignet und unwirtschaftlich sind.

Die Verwendung von Stahlbetonkernen bei Hochhäusern begann wohl in Deutschland (BASF-Hochhaus, Ludwigshafen (Fig. 24) und Mannesmann-Hochhaus Düsseldorf) und breitete sich sehr rasch aus. Die Kerne lassen sich leicht aus Aufzugschächten, Treppenhäusern, Installationsschächten und

anderen Nebenräumen wie Toiletten bilden. Die Funktion solcher Räume bedingt allerdings, daß in jedem Stockwerk Türöffnungen vorgesehen werden, doch lassen sich meist die Türstürze genügend hoch ausbilden, so daß die Wandteile zusammenwirken.

Über die Berechnung und Bemessung solcher durchlöcherter Windscheiben und Kerne ist ein umfangreiches Schrifttum entstanden. Die Berechnungsmethoden sind wohl bei H. Beck (16), R. Rosman (17) und M. Stiller (18) am weitesten vorgegangen und ausgereift. H. Beck hat sich vor allem auch mit dem Zusammenwirken unterschiedlich steifer Windscheiben und Kerne mit den Stützen der Geschosse bei horizontalen Kräften beschäftigt.

Die Kerne werden gerne vorweg betoniert, und zwar mit Gleit- oder Kletterschalung, wobei im Kern Kletterkrane für den Materialtransport und für die spätere Montage des übrigen Hochhauses mit hochgenommen werden. Bei der Herstellung solcher Kerne besteht ein Problem stets darin, einerseits die Türaussparungen exakt zu setzen und andererseits die Anschlüsse von Geschosdecken im Kern und von Balken oder Deckenplatten für die Geschosdecken außerhalb des Kernes auf einfachste Weise zu ermöglichen. Die Aussparungen für Türen und andere Öffnungen müssen in genauer Plan-Lage und stabil z.B. an kräftigen Bewehrungsstäben befestigt werden, so daß sie durch den Beton oder die Gleitschalung nicht verschoben werden können. Für Deckenanschlüsse hält der Verfasser das Einbetonieren von kräftigen Stahlblechen, die an den Wandflächen bündig liegen, für zweckmäßig. An ihnen kann der Anschluß von Deckenträgern vorbereitet sein oder später angeschweißt werden.

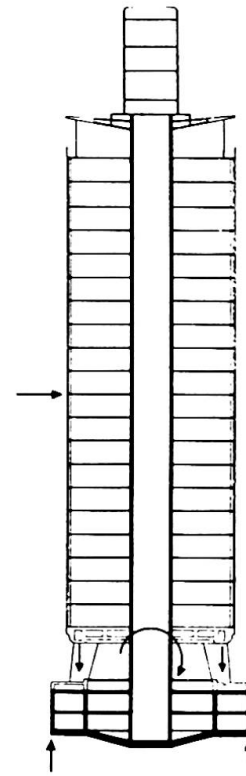


Fig. 24
Schnitt durch das BASF-Hochhaus 1956
Kern im Unterbau eingespannt

Ein eindruckvolles Beispiel eines solchen Hochhauskernes zeigt Fig. 25 für die Standard Bank in Johannesburg, der 158 m hoch mit Gleitschalung hergestellt wurde. Die Decken wurden bei diesem Bauwerk an Spannbetonkragarmen angehängt, deren Spannlieder in drei verschiedenen Höhen im Bild zu sehen sind.

Die Hochhauskerne können mehrteilige Röhren sein oder durch wandartige Windscheiben bei der Aufnahme der Windkräfte unterstützt werden, sie zeigen auch oft recht unterschiedliche Grundrißformen, wie z.B. beim Hochhaus für die neue Börse in London (Fig. 26) Nach dem eindrucksvollen Vorbild der Marina-City-Turmhäuser in Chicago sind wiederholt Wohn- und Bürotürme mit kreisförmigem Grundriß und mit kreisförmiger Kernröhre aus Leichtbeton gebaut worden. Dabei wurden in Sidney am Australia Square 184 m und bei einem Hotel in Rio de Janeiro 165 m Höhe erreicht. Die turm-

artigen Kerne werden meist im Bereich der Untergeschosse über Quer- und Längswände in den Unterbau eingespannt, wobei gerne die Untergeschosse konstruktiv zu liegenden Hohlkasten ausgebildet werden, um unterschiedliche Setzungen zwischen Kern und den übrigen schlanken Stützen des Hochhauses zu vermeiden.

Fig. 25 Stahlbetonkern für das Standard Bank Hochhaus in Johannesburg (Ing. Ove Arup) 1968 (Siemcrete Gleitschalung)

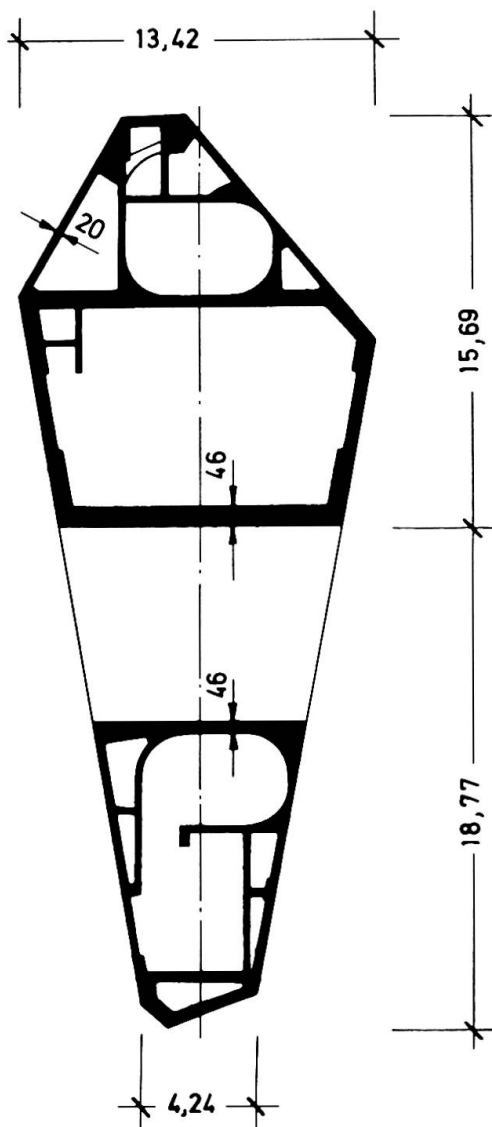
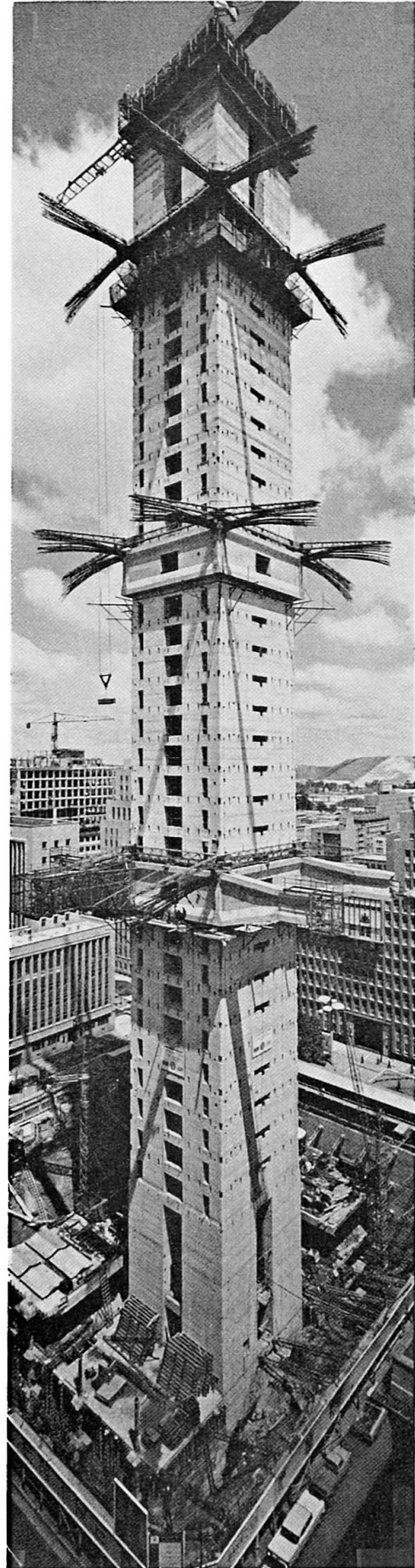


Fig. 26 Grundriß des Kerns für das Hochhaus der neuen Börse in London, Gleithöhe 115 m (Siemcrete-Gleitschalung)



Bei Wohnhochhäusern lassen sich meist die Wohnungstrennwände zu einem Kastensystem verbinden, das geeignet ist, die Windkräfte aufzunehmen. Man kann dadurch im allgemeinen die ganze Tiefe und Länge des Wohngebäudes für die Aufnahme der Windkräfte nützen und braucht so in der Regel nur sehr wenig oder gar keine Stahlbewehrung für die Aufnahme der Windmomente.

Solche Kernwände und Windscheiben müssen in erster Linie horizontal bewehrt werden, da sie in vertikaler Richtung unter den Gebrauchslasten fast stets nur Druckspannungen aufweisen. Die vertikale Bewehrung sollte nur so stark bemessen werden, als dies für die Bruchsicherheit gegen Windkräfte und für die Montage der horizontalen Bewehrung erforderlich ist. Es ist dabei günstig, wenn der Kern durch die Geschoßdecken einen großen Lastanteil erhält, so daß die Resultierende bei Wind möglichst im Kern des Kerns bleibt, also keine lotrechten Zugspannungen bei Gebrauchslasten auftreten.

Bei den Windlasten muß man auch prüfen, wie weit Torsionskräfte im Tragwerk entstehen können, wenn z.B. die Windresultierende nicht durch den Schubmittelpunkt der Scheibensysteme geht. Dabei sollte auch an die Möglichkeit eines ungleichförmigen Windangriffes gedacht werden. Freistehende Windscheiben sind dadurch mehr gefährdet als röhrenartige Hochhauskerne, die große Torsionstragfähigkeit aufweisen.

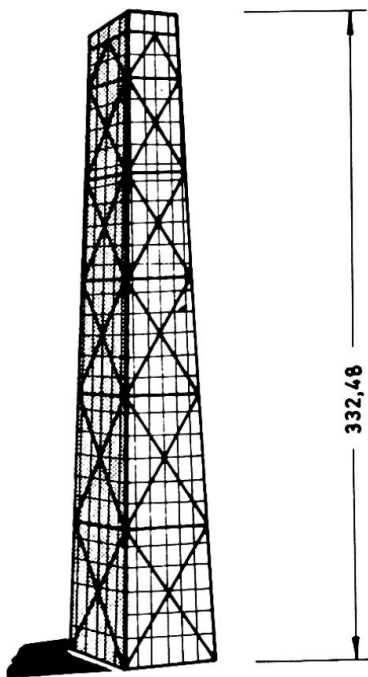


Fig. 27

John Hancock-Center Chicago
in den Außenwänden liegende
Fachwerke gegen Windkräfte

Die Windkräfte werden natürlich dann am wirtschaftlichsten aufgenommen, wenn man den größtmöglichen Röhrenquerschnitt wählt, den man dadurch erreicht, daß die Außenwände eines Hochhauses schubsteif als Röhre ausgebildet werden. Beispiele hierfür finden wir an Hochhäusern aus Stahlskelett in den USA, wo vor allem Fazlur Khan (Skidmore, Owings and Merrill), Chicago, diese Bauart förderte und im John Hancock-Center (320 m hoch) ein großartiges Beispiel verwirklichte. Er verwendete dabei ein Fachwerk mit nur einmal sich kreuzenden Diagonalen, die in der äußeren Fassade sichtbar sind. (Fig. 27)

In ästhetischer Hinsicht befriedigt diese Lösung zwar nicht; ein engmaschiges Netzfachwerk, wie es an dem IBM-Hochhaus in Pittsburgh verwirklicht wurde, sieht besser aus. Die beiden 420 m hohen Türme des World Trade Center in New York haben Außenwände, die man als engmaschige Rahmenscheiben bezeichnen könnte. Interessant ist, daß die vielen Fensteröffnungen zu einem sogenannten "shear lag" führen, daß also die Schubübertragung unvollkommen ist und dadurch die Spannungsverteilung durch Windlasten in den Stielen über die Gebäudewand hinweg nicht geradlinig ist, sondern als Kurve nach den Gebäudenecken zu ansteigt.

Ohne Zweifel lassen sich bei Stahlbetonhochhäusern solche Entwurfsgeanken noch besser verwirklichen als bei Stahlskelett, vor allem wenn man sich wieder darauf besinnt, daß im allgemeinen schon ein Drittel der Wandfläche für die Fenster genügt und dabei sogar Vorteile für den Sonnenschutz und die Klimahaltung im Inneren entstehen. Hochfester Leichtbeton ist dabei wegen seiner guten Wärmedämmung und schlechten Wärmeleitung ein sehr geeigneter Baustoff.

9. Hohe Brückenpfeiler

Für den heutigen Autoverkehr werden tiefe Täler einfach mit einer Brücke überschritten, um dem Verkehr das Durchfahren des Tales zu ersparen. Dadurch müssen mehr und mehr Brücken in großer Höhe über der Talsohle gebaut werden. Man scheut sich dabei nicht mehr, die Fahrbahn 200 m und mehr über dem Tal zu führen, so daß 120 bis 180 m hohe Brückenpfeiler in zunehmender Zahl gebaut werden müssen.

Es besteht kein Zweifel, daß gerade für solche hohen Pfeiler die Stahlbetonröhre mit rechteckigen, vieleckigem oder gar kreisrundem Querschnitt die günstigste Lösung ist, weil diese Hohlprofile die größte Kernweite aufweisen und damit erhebliche Biegemomente ohne nennenswerte Zugbeanspruchungen aufnehmen können. Von offenen Profilen muß man für derartig hohe Pfeiler geradezu abraten. Auch Doppelpfeiler bringen hier im allgemeinen keine Vorteile, weil es wirkungsvoller ist, die zwei Profile zu einem zusammenzuschließen und den Brückenüberbau so auszubilden, daß er innerhalb der Pfeilerbreite aufgelagert werden kann. Hohe Pfeiler müssen besonders sorgfältig gegründet werden, weil ungleiche Setzungen sehr große Bewegungen des Pfeilerkopfes ergeben, die den Überbau gefährden könnten.

Je höher und schlanker die Pfeiler sind, umso mehr muß man ihre Verformungen durch Sonnenbestrahlung und Wind beachten. Es ist dabei in der Regel nicht nötig, die Pfeiler in der Längsrichtung so steif zu machen, daß sie z. B. ein festes Lager für den Brückenbau abgeben, vielmehr kann der Pfeiler in der Längsrichtung durch den Brückenüberbau gehalten werden, wenn dieser an den Widerlagern in geeigneter Form gelagert wird. Quer zur Brücke sollten jedoch auch hohe Pfeiler so steif sein, daß sie mindestens einen großen Teil der auf den Brückenbau wirkenden Windkräfte übernehmen können. Dabei ist stets vorausgesetzt, daß der Überbau über die Brückenlänge fugenlos durchläuft, so daß die Fahrbahntafel einen wirksamen Windträger abgibt. Der fugenlose Überbau ist auch im Hinblick auf Windschwingungen des gesamten Tragwerkes als günstig zu beurteilen, weil dann bei den meist ungleichen Spannweiten Resonanzschwingungen durch Systemdämpfung verhindert werden.

Die Europa-Brücke der Brenner-Autobahn bei Innsbruck hatte als erste solch hohe Brückenpfeiler (146 m). In den italienischen Gebirgen wurden dann einige Talbrücken mit sehr hohen Pfeilern gebaut. Am elegantesten sind die 95 m hohen, achteckigen Pfeiler der Elztalbrücke bei Koblenz (Fig. 28). Für die Autobahnbrücke über das Moseltal bei Winnigen werden 1970 bis zu 126 m hohe Pfeiler für einen 240 m weit gespannten Balken gebaut, der einen rechteckigen Kastenquerschnitt mit den Abmessungen nach Fig. 29 erhält.

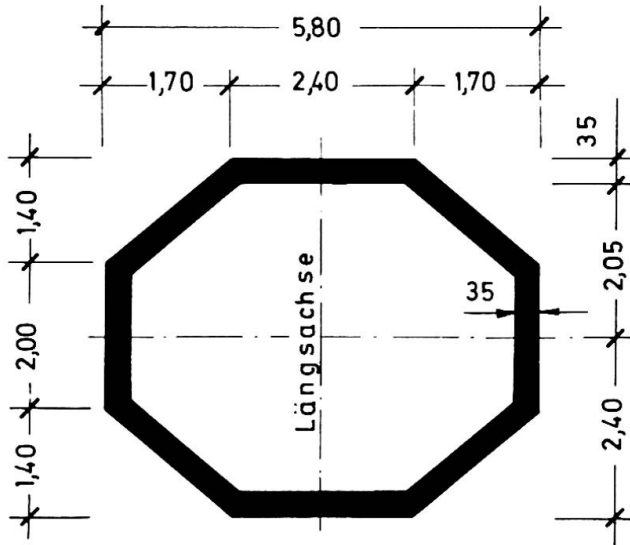


Fig. 28

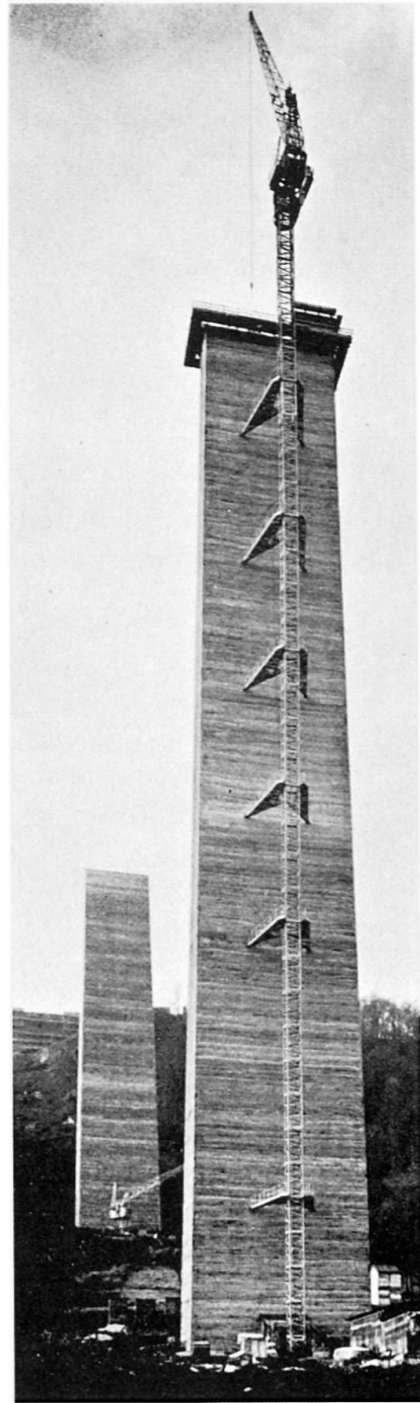
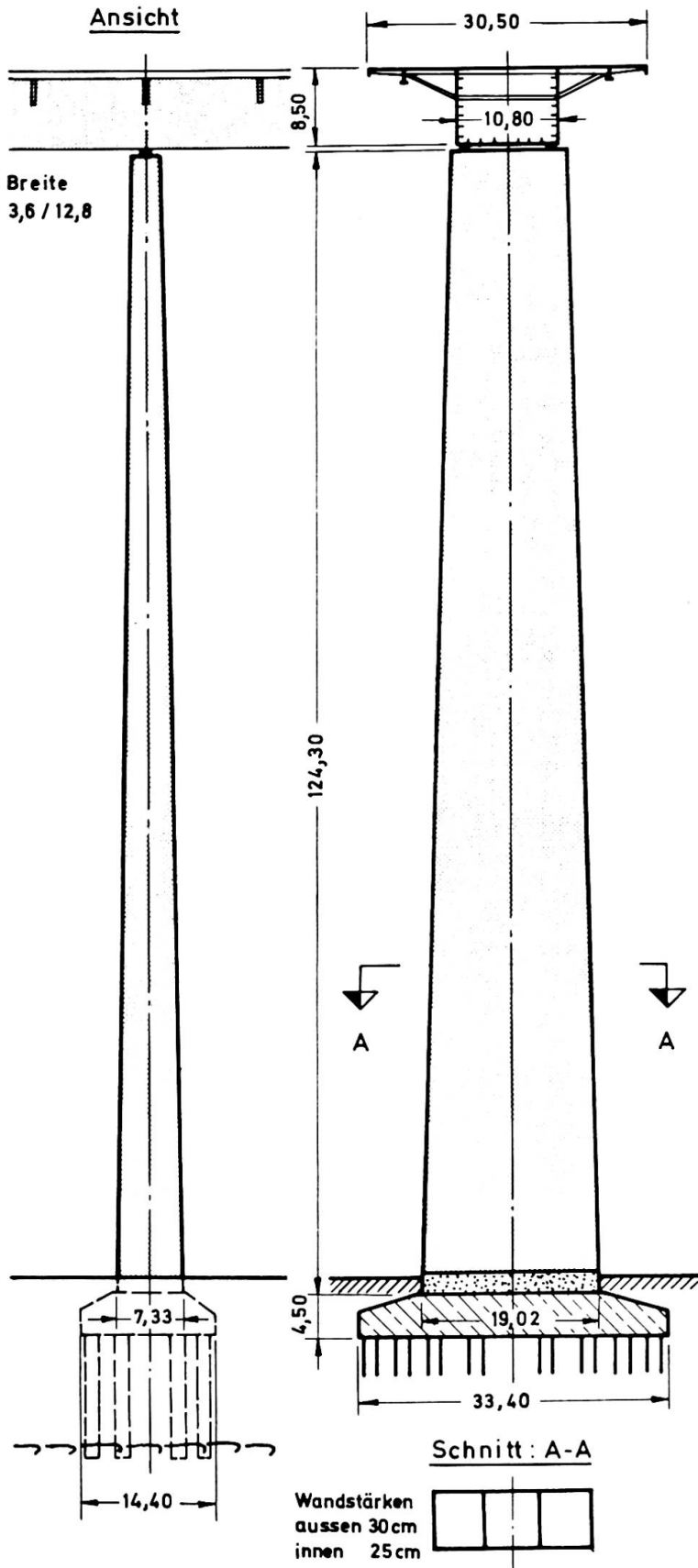
Querschnitt der bis 95 m hohen Pfeiler der Elztalbrücke bei Koblenz (Dywidag)

lager). Die Knickuntersuchung wird so meist zu einer Traglastberechnung nach der Theorie 2. Ordnung.

10. Sicherheitsbetrachtungen

Bei all den turmartigen Bauwerken haben wir es bei der Bemessung auf Tragfähigkeit mit mehrachsiger Biegung und Normalkraft, manchmal auch mit Torsion zu tun. Dabei wirkt die Normalkraft günstig, d.h. sie vermindert die Zugspannungen, die z.B. durch Windkräfte entstehen. Die Normalkraft vermindert also auch die zur Aufnahme solcher Zugkräfte nötigen Stahleinlagen. Bei der Sicherheitsbetrachtung darf man daher die Normalkräfte N nicht mit dem gleichen Lastfaktor multiplizieren wie die Biegemomente M , es ist vielmehr angezeigt, die erforderlichen Stahleinlagen für $0,9 N_g + 1,5 M$ zu bemessen. Für diese Lastkombination dürfen dann die um den Materialfaktor verminderten, charakteristischen Werte der Materialfestigkeiten nicht überschritten werden. Bei den Momenten sind schließlich noch die aus der Verformung herrührenden Biegemomente nach Theorie 2. Ordnung zu beachten. Dabei steht man häufig vor der Frage, ob es genügt, die Verformungen für die Biegesteifigkeiten des Zustandes I zu berechnen oder ob die geringeren Biegesteifigkeiten des Zustandes II (Zugzonen des Betons gerissen) angesetzt werden müssen. Diese Frage muß von Fall zu Fall untersucht werden. Bei den meisten Fernsehtürmen, die im Verhältnis zu ihrem Schaftquerschnitt wohl die größten Biegemomente aufzunehmen hatten, waren bei den 1,5-fachen Windlasten und bei exzentrischer Verkehrslast die Zugspannungen im Schaft meist noch unter oder nahe an der Zugfestigkeit des Betons, so daß dort mit Verformungen im Zustand I gerechnet wurde. Es kann jedoch durchaus Fälle geben, in denen die Exzentrizitäten der Lasten für Ausbiegungen im Zustand II in Rechnung gestellt werden müssen.

Bei diesen hohen Pfeilern ist die Knicksicherheit sorgfältig nachzuweisen. Dabei müssen die Bewegungen des Überbaues (Bewegung von Rolllagern) und die Ausbiegungen durch Temperatur (Sonne) und Wind beachtet und mit Sicherheitszuschlägen versehen werden. Außerdem muß eine ungewollte Exzentrizität für Ungenauigkeiten der Bauausführung eingesetzt werden, die man jedoch nicht einfach von der Knicklänge abhängig machen darf, sondern von Fall zu Fall überlegen muß. Häufig sind solch hohe Pfeiler so biegsam, daß sie fest mit dem Überbau verbunden werden können (zentrierendes festes Lager, z.B. Neotopflager).



Bau des Pfeilers mit Siemcrete-Gleit-Kletterschalung (außen umsetzbare Kletterschalung zur Erzielung guter Sichtflächen)
 Außen stehender Kran läßt sich leicht abbauen.

Fig. 29 Pfeiler der Moseltalbrücke
 Winningen
 (Entwurf Leonhardt u. Andrä)

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß bei turmartigen Bauwerken, in denen sich später Menschen aufhalten, auch Überlegungen im Hinblick auf das Wohlbefinden dieser Menschen angestellt werden müssen (design for comfort!). Fu-kuei Chang hat über entsprechende Untersuchungen im Hinblick auf die Auswirkung von Windschwingungen auf diese Menschen berichtet (19). Im allgemeinen wird die Frequenz solcher Bauwerke so niedrig sein, daß sich Menschen nicht belästigt fühlen. Wohl aber können Windgeräusche an Gebäudekanten oder stark profilierten Fassaden bei Sturm unangenehm werden und die Menschen ängstigen. Der Ingenieur sollte es sich zur Aufgabe machen, auch in dieser Hinsicht seine Bauwerke so zu entwerfen und ^{zu} gestalten, daß die Menschen Freude daran haben.

Schrifttum

- (1) E. Rausch: Maschinenfundamente, 3. Auflage
VDI-Verlag Düsseldorf, 1959
- (2) H. Lenk: Über die Windschwingungen des Stuttgarter Fernsehturms.
Bautechnik, Mai-Juli-Aug. 1966
- (3) J.F. Wiss and O.E. Curth: Wind deflections of tall concrete frame
buildings. Journal of the Structural Division of ASCE, July 1970
p. 1461 - 1480
- (4) W. Zerna und Mitarbeiter: Naturzug-Kühltürme
Heft 1 "Konstruktiver Ingenieurbau", Berichte aus der
Universität Bochum, Vulkan Verlag Essen 1968
- (5) N. Esquillan: Les Effets de la Neige et du Vent sur les Constructions
et les Règles NV 65.
Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
Oktober 1968, No. 250
- (6) J. Schlaich: Beitrag zur Frage der Wirkung von Windstößen auf
Bauwerke. Der Bauingenieur 1966, Heft 3, S. 102 - 106
- (7) W. Neuerburg: Ingenieurschule Esslingen BRD
- (8) H. Falkner: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspan-
nungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauten.
Schriftenreihe D.A.f.St., Heft 208, Verlag Ernst u. Sohn Berlin 1969
- (9) A. Hoyer und W. Teutschbein: Fernmeldetürme und andere Anten-
nenträger in Stahlbeton. Jahrbuch des el. Fernmeldewesens 1969.
Verlag G. Heidecker Bad Windsheim, BRD
- (10) F. Leonhardt: Zum Stand der Kunst Stahlbetontürme zu bauen.
Beton 1967, Heft 3, S. 73 - 86, Beton Verlag Düsseldorf
- (11) F. Leonhardt: Modern design of television towers.
Proc. Inst. Civ. Engrs., 1970, 46 (July) 264 - 291, London

- (12) F. Leonhardt u. J. Schlaich: Der Hamburger Fernmeldeturm. Beton- u. Stahlbetonbau 1968, Heft 9
- (13) W. Fastenau, F. Leonhardt u. V. Hahn: Der Preßmuffenstoß für gerippte Bewehrungsstäbe. Beton- und Stahlbetonbau Juli 1970
- (13a) The Institution of Civil Engineers: Natural Draught Cooling Towers - Ferrybridge and after. Proceedings of the Conference, 12. Juni 1967 London
- (14) C.W. Newberry: Effects of Wind. IVBH 1969
- (15) H. Bay: 40 Jahre Stahlbetonschornsteine. Beton 1967, Heft 3, S. 87 - 95, Beton-Verlag Düsseldorf
- (16) H. Beck u. H. Schäfer: Die Berechnung von Hochhäusern durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken. Der Bauingenieur, 1969, Heft 3
- (17) R. Rosman: Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1968
- (18) M. Stiller: Verteilung der Horizontalkräfte auf die aussteifenden Scheibensysteme von Hochhäusern. Beton- u. Stahlbetonbau 1965, S. 42
- (19) Fu-kuei Chang: Wind and movement in tall buildings. Civ. Eng. Vol. 37 No. 8 (August 1967), S. 70 bis 72
siehe auch Bericht in Der Bauingenieur 1968, S. 465-466
- (20) H.J. Leutheusser u. W.D. Baines: Similitude problems in building aerodynamics. Journal of the Hydraulics Division ASCE, May 1967, p. 35 - 49
- (21) M. Jensen and N. Franck: Model scale tests in turbulent wind. The Danish Technical Press, Copenhagen 1965
- (22) J. Vellozzi and E. Cohen: Gust response factors in Journal of the Structural Division ASCE, June 1968, p. 1295 - 1313
- (23) Proceedings of the Symposium on tower shaped structures IASS Madrid, June 1966
- (24) A. Paduart: Stabilité' des tours de réfrigération. Le Génie Civil, Jan. u. Feb. 1968
- (25) N.J. Gardner: Response of cooling tower to turbulent wind. Journal of the Structural Division ASCE, Oct. 1969, p. 2057 - 2075

Zusammenfassung

Einleitend wird festgestellt, daß an schlanken hohen Bauwerken gemessene Windverformungen nur etwa 25 bis 35 % der für die gemessenen größten Windgeschwindigkeiten gerechneten Ausbiegungen betragen. Die vermuteten Ursachen der starken Abweichungen werden erörtert. Zahlreiche Messungen sind zur Verbesserung der Entwurfsgrundlagen nötig. Dann werden neuere Beispiele von Fernmeldetürmen, Kühltürmen, Schornsteinen, schlanken Hochhäusern und hohen Brückenpfeilern und die dabei hervortretenden konstruktiven Probleme behandelt. Eine kurze Bemerkung zur Sicherheit dieser hohen Bauwerke schließt den Bericht ab.

Summary

First it is stated that in case of high and slender structures the measured deformations due to wind are only about 25 to 35 % of the values calculated for the maximum measured wind speed. The presumable reasons for these large differences are discussed. Many more measurements are necessary to improve the design assumptions. Recently built television towers, cooling towers, chimneys, slender high rise buildings, tall bridge piers and their special design problems are then dealt with. Some brief remarks on the safety of such high structures conclude the report.

Résumé

Traitant premièrement les déformations dues au vent des ouvrages élancés de grande hauteur, l'auteur constate que les valeurs mesurées ne dépassent pas environ 25 à 35 % seulement des flèches théoriques correspondant aux vitesses maximales enregistrées du vent. On discute des causes présumées de ces différences prononcées. De nombreuses mesures sont encore nécessaires en vue d'une amélioration des bases de conception. Ensuite, des exemples récemment exécutés (tours de télécommunications, réfrigérants, cheminées, immeubles-tours élancés, piles de grande hauteur) et les problèmes constructifs, qui s'y posent, sont présentés. Le rapport se termine avec une petite remarque concernant la sécurité de ces ouvrages de grande hauteur.