

Windeinwirkung auf Brücken

Autor(en): **Reber, Ueli / Menn, Christian**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **100 (1982)**

Heft 38

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-74860>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Windeinwirkung auf Brücken

Von Ueli Reber und Christian Menn, Zürich

Im vorliegenden Aufsatz werden die wichtigsten Eigenschaften und Gesetzmässigkeiten des Windes sowie Berechnungsmodelle zur Ermittlung der Windeinwirkung auf Bauwerke dargestellt. Diese Grundlagen werden ergänzt durch einige kritische Überlegungen bezüglich Genauigkeit und Grenzen der theoretischen Erfassung der Windkräfte und einige Gedanken über die Sicherheit windexponierter Bauwerke. Abschliessend wird für den Viadotto Biaschina – als Beispiel – aufgrund einfacher Modellvorstellungen die statische Ersatzlast ermittelt, welche die massgebende Windeinwirkung repräsentiert. Der Viadotto Biaschina ist eine 100 m hohe Freivorbaubrücke mit einer grössten Spannweite von 160 m (Bild 1).

Die im folgenden dargestellten Überlegungen betreffen primär schwingungsempfindliche Bauwerke mittlerer Grösse; das Ziel der durchgeführten Untersuchungen besteht in der möglichst zuverlässigen Abschätzung der Dimensionierungswindlast, wenn aus zeitlichen oder finanziellen Gründen auf eine umfassende Abklärung der Windeinwirkung verzichtet werden muss.

Einleitung

Der Wind ist – wie Schnee und Erdbeben – eine Lasteinwirkung von Naturgewalten, die rechnerisch schwer erfassbar sind. Er unterscheidet sich durch die zeitliche und örtliche Veränderlichkeit und den damit verbundenen grossen Unsicherheiten grundsätzlich von den üblicherweise dominierenden Lasten aus Eigengewicht und Nutzung.

Die bewegten Luftmassen erzeugen Kräfte, die direkt mit Grösse, Form und Umgebung eines Bauwerkes zusammenhängen. Bei kleinen Häusern ist die Windlast von untergeordneter Bedeutung; es genügt in der Regel, Dacheindeckungen und exponierte Fassadenelemente gegen Windsog zu sichern. Für die Konstruktion und Bemessung eines hohen Turmes oder Mastes sind dagegen die Windkräfte im allgemeinen die massgebende Lasteinwirkung. Eine realistische Ermittlung des Winddruckes aufgrund sorgfältiger Untersuchungen lohnt sich deshalb, sobald der Materialaufwand stark durch die entsprechenden Lastannahmen beeinflusst wird.

Bereits bei einem 60 m hohen Brückenturm kann der Winddruck – je nach Art und Bauvorgang des Brückentragers – für die Bemessung der Pfeilerbewehrung massgebend sein.

Die modellmässige Beschreibung des Windes bereitet erhebliche Schwierigkeiten. Als Grundlage interessieren vor allem folgende Grössen:

- Momentane Windgeschwindigkeit in Funktion der Zeit $v(t)$
- Mittlere Windgeschwindigkeit $\bar{v}$ im Zeit-Intervall T
- Momentane, maximale Windgeschwindigkeit v_{max}
- Periodizität der Windeigenschaften (Geschwindigkeit, Richtung)
- Dauer und Verlauf von Geschwindigkeitsspitzen
- Windrichtung
- Räumliche Veränderung bzw. Übereinstimmungsgrad des Windvektors zweier benachbarter Messpunkte (Durchmesser von Windböen).

Für eine «konventionelle Bestimmung» der statischen Ersatzlast sind daneben folgende Bauwerkseigenschaften wichtig:

- Querschnittsformen und Ausdehnung des Objektes
- Lagerungsart des Systems
- Dynamische Bauwerks- und Bodeneigenschaften

Obigen Aufzählungen liegt eine teilweise Vernachlässigung der Interaktion zwischen Wind und Bauwerk zugrunde. Will man diese Effekte erfassen, so sind Versuche mit globalen Modellen unumgänglich.

Die Norm SIA 160 für Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten (Ausgabe 1970) beschränkt sich entsprechend ihrer Zielsetzung auf die Beschreibung der Windlasten für gängige Problemstellungen; man findet in ihr folgende Grundlagen:

- Staudruck in Abhängigkeit der Höhe über Grund. Er entspricht etwa Böengeschwindigkeiten, wie sie an exponierten Orten alle 50 Jahre auftreten. Über die Ortsabhängigkeit und den zeitlichen Verlauf der Windgeschwindigkeit liegen zurzeit keine Angaben vor.
- Druckbeiwerte c_p in Abhängigkeit der Windrichtung. Diese von J. Ackert in Windkanalversuchen ermittelten Koeffizienten sind heute Bestandteil verschiedener ausländischer Windnormen [1, 2].
- Schwingungsgefährdete Bauwerke werden im Artikel 26.7 nur generell behandelt: «Die Summe von statischen Windlasten und dynamischen Zusatzbelastungen kann in ungünstigen Fällen auf das Doppelte der statischen Windlast steigen.»

Das statische Bruch- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstützen ist heute weitgehend bekannt. Die Festlegung von Lasten und Systemeigenschaften exponierter, schwingungsempfindlicher Konstruktionen ist aber trotz

Bild 1. Gesamtansicht der Talbrücke Biaschina und des im Süden anschliessenden Hangviaduktes San Pellegrino



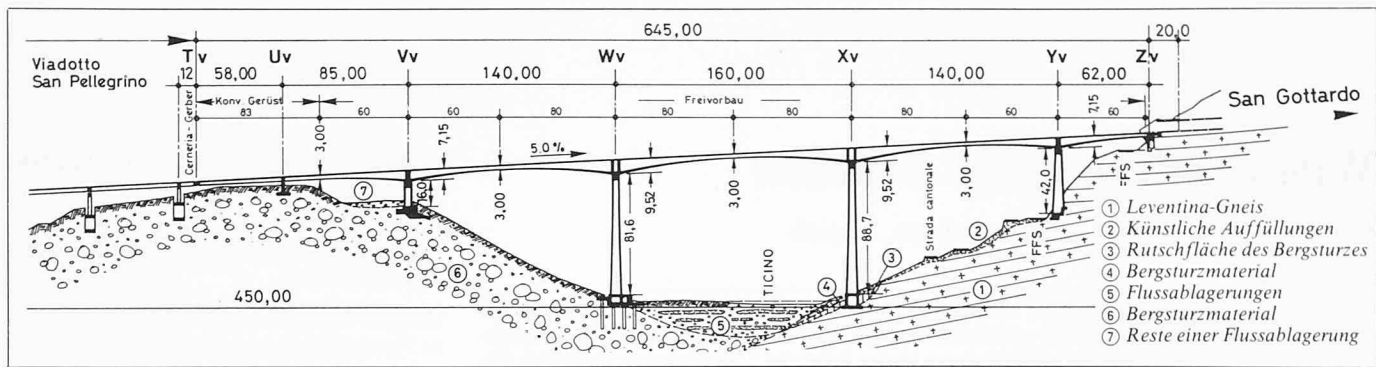


Bild 2. Längsschnitt des Viadotto Biaschina. Talseitige Brücke mit geologischem Profil

Normen und umfangreicher Fachliteratur immer noch mit beträchtlichen Unsicherheiten verbunden.

Zusätzlich zu Normen und Literatur bestehen *folgende Möglichkeiten*, Informationen über Windeigenschaften zu erhalten:

- Zielgerichtete Auswertung bestehender Windmessungen
- Durchführung neuer, lang- und kurzfristiger Messungen am Bauwerkstandort
- Windkanalversuche mit Gelände- und Bauwerkmodellen
- Druck-, Geschwindigkeits- sowie Kraftmessungen an ähnlichen ausgeführten Bauwerken.

Anfang 1978 beauftragte das *Ufficio Strade Nazionali* die Verfasser, für den etwa 100 m hohen Viadotto Biaschina die Probleme der dynamischen Windbeanspruchung zu untersuchen (Bild 2) [3]. Die Aufgabe bestand darin, die für die Stützenbemessung massgebende Lasteinwirkung mit einfachen, wenig aufwendigen Mitteln zu bestimmen und den anlässlich des Projektwettbewerbes getroffenen Annahmen gegenüberzustellen.

Eine mehrjährige Windmessperiode beim Brückenstandort wäre sehr aufschlussreich gewesen. *Lokale Windmessungen* mussten jedoch auf den kurzen Zeitraum von August 1978 bis Juli 1979 beschränkt werden, da der Baubeginn im September 1979 vorgesehen war. Die *Untersuchungen* wurden deshalb in folgende, nicht ganz voneinander unabhängige Teile aufgespalten:

- Beschaffung von möglichst viel Zahlenmaterial über Windgeschwindigkeit und Windrichtung in der Leventina und an geeigneten benachbarten Standorten.
- Interpretation dieser Daten bezüglich Eignung für die Vorhersage der Windverhältnisse am Brückenstandort.
- Schnittkraftberechnung bzw. Ermittlung einer statischen Ersatzlast infolge dynamischer Beanspruchung der Brücke.
- Sicherheitsüberlegungen.

Windeigenschaften

Grundsätzliches

Die Schweizerische Meteorologische Anstalt (SMA) registriert seit Jahrzehnten folgende Klimaparameter:

- Windstärke, Windrichtung
- Niederschlagsmenge
- Sonnenscheindauer, Bewölkungsgrad
- Lufttemperatur
- Luftdruck.

Die Messung und Analyse regionaler und globaler Windströmungen erfolgt aus den verschiedensten Gründen. Sie dient vor allem der Klimaforschung und Wettervorhersage.

Für Planer und Ingenieure ist die Kenntnis der Windeigenschaften bei folgenden Problemen von Bedeutung:

- Standortwahl von Verbrennungsanlagen, Tunnellüftungen oder Kühltürmen. Hier gilt es z. B., erhöhte Schadstoffkonzentrationen bzw. Dunstbildung infolge langfristig stationärer Luftschichten zu vermeiden.
- Ermittlung der kritischen Windgeschwindigkeit für den Betrieb von Bergbahnen und Baukränen.
- Ermittlung von Dimensionierungswindlasten für grosse und/oder schwingungsempfindliche Bauwerke.
- Berechnung der Wärmeverluste von Wohnbauten in Funktion der vorherrschenden Windrichtung und -stärke.

Erfassung von Starkwinden

Über ebenem bis mässig strukturiertem Gelände sind die Bewegungen der Luftmassen in 300–600 Meter Höhe weitgehend stationär. Sie werden durch Druckunterschiede erzeugt und gesteuert. Über Tälern liegt diese sogenannte Gradientenströmung je nach Gebirgskonfiguration beträchtlich höher.

Oft treten kräftige Winde entlang der Talachse auf. Zwischen Gradientwind und Erdoberfläche bildet sich als Folge natürlicher und durch Bebauung er-

zeugter Bodenrauigkeit eine turbulente Grenzschicht. Lokale thermische Erscheinungen (Föhn, Gewitter) beeinflussen zusätzlich das Kräftespiel der bodennahen Luftmassen. Obwohl das Windfeld $v(x, y, z, t)$ im bodennahen Bereich räumlich und zeitlich veränderlich ist, lassen sich in der Windstruktur *verschiedene Gesetzmässigkeiten* feststellen.

Zeitabhängigkeit der Windgeschwindigkeit

Bei der Analyse des Windes an einem Ort lässt sich der Geschwindigkeitsvektor $v(t)$ in einen konstanten $\bar{v}$ und in einen variablen $\tilde{v}(t)$ Anteil aufspalten. Stellt man zudem nur eine Komponente dieses Vektors dar, was bei hohen Windgeschwindigkeiten zulässig ist, so ergeben sich folgende Beziehungen:

$$(1) \quad v(t) = \bar{v} + \tilde{v}(t)$$

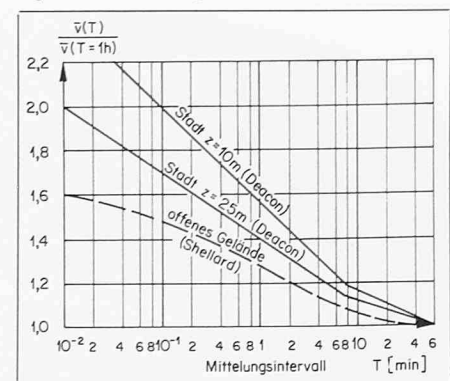
wobei:

$$(2) \quad \bar{v} = \frac{1}{T} \cdot \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} v(t) dt$$

$$(3) \quad \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} \tilde{v}(t) dt = 0$$

Im Hinblick auf die Periodizität der Windgeschwindigkeit, die Bauwerkseigenschaften sowie die meteorologische Messpraxis schlägt *Davenport* [4] vor, das Mittelungsintervall für $\bar{v}$ zwischen

Bild 3. Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit vom Mittelungsintervall T



zehn Minuten und einer Stunde zu wählen.

In der Literatur begegnet man häufig dem sogenannten Böigkeitsfaktor $f = v_{max}/\bar{v}$, dem Verhältnis aus maximaler momentaner Geschwindigkeit v_{max} zur mittleren Geschwindigkeit. Dieser Faktor ist mit einiger Vorsicht anzuwenden, da einerseits nicht alle Autoren dieselben Bezugsintervalle für v_{max} und $\bar{v}$ verwenden und andererseits zu berücksichtigen ist, dass f standort- und höhenabhängig ist. Selbstverständlich ist der Böigkeitsfaktor nur dann repräsentativ, wenn er aus einer Vielzahl von Messdaten extremer Windgeschwindigkeiten resultiert (Bild 3).

$$(4) \quad f(T, \tau) = \frac{v_{max}(\tau)}{\bar{v}(T)}$$

wobei üblicherweise:

$T = 1$ Stunde

τ = entsprechend dem Auflösungsvermögen des Messgerätes etwa 3 Sekunden.

Neben der deterministischen Windbeschreibung besteht die Möglichkeit, den fluktuierenden Geschwindigkeitsanteil $\tilde{v}(t)$ als Zufallsvariable aufzufassen. Mit der Turbulenzintensität I_v lässt sich ein weiteres Mass für die Geschwindigkeitsschwankungen angeben:

$$(5) \quad I_v = \sqrt{\frac{1}{T} \cdot \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} \tilde{v}(t)^2 dt} \cdot \frac{1}{\bar{v}} = \frac{\sigma_v}{\bar{v}}$$

Wie der Böigkeitsfaktor ist die Turbulenzintensität abhängig vom Mittelungsintervall und nimmt mit zunehmender Höhe über Grund ab.

Ortsabhängigkeit der Windgeschwindigkeit

In mehr oder weniger offenem Gelände wächst die mittlere Windgeschwindigkeit

mit zunehmender Höhe über Grund an und erreicht in der Gradienthöhe die Geschwindigkeit der globalen Luftströmung. Diese Geschwindigkeitszunahme wird häufig mit dem durch Messungen verifizierten Potenzgesetz beschrieben. In seiner einfachsten Formel lautet es:

$$(6) \quad \frac{\bar{v}_z}{\bar{v}_g} = \left(\frac{z}{z_g}\right)^\alpha \quad \text{bzw.} \quad \frac{\bar{v}_z}{\bar{v}_{10}} = \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha$$

wobei:

z = Höhe über Grund

z_g = Gradienthöhe

$\bar{v}_z$ = Stundenmittelwert der Windgeschwindigkeit, z Meter über Grund

$\bar{v}_g$ = Gradientgeschwindigkeit

$\bar{v}_{10}$ = Stundenmittelwert der Windgeschwindigkeit, 10 Meter über Grund

α = Rauigkeitsbeiwert

Werte für die Gradienthöhe, die Gradientgeschwindigkeit und den Exponenten können Bild 4 entnommen werden. Im Falle ausgeprägter Bodenrauigkeit ist es zweckmässig, das Potenzgesetz erst oberhalb einer mittleren Hindernishöhe h anzuwenden. Gleichung (6) geht dann über in:

$$(7) \quad \frac{\bar{v}_z}{\bar{v}_{h+10}} = \left(\frac{z-h}{10}\right)^\alpha$$

Verschiedentlich wurde versucht, auch den Verlauf der maximalen Böengeschwindigkeit v_{max} mit Exponentialkurven zu beschreiben. Die Resultate solcher Untersuchungen weisen beträchtliche Unterschiede auf. Insbesondere bei rauhem Gelände ist diese Darstellung ungeeignet [5, 6].

Bei hohen und/oder breiten Bauwerken ist es unwahrscheinlich, dass die ganze, dem Wind ausgesetzte Fläche durch denselben maximalen Staudruck getroffen wird. Der effektive Staudruck

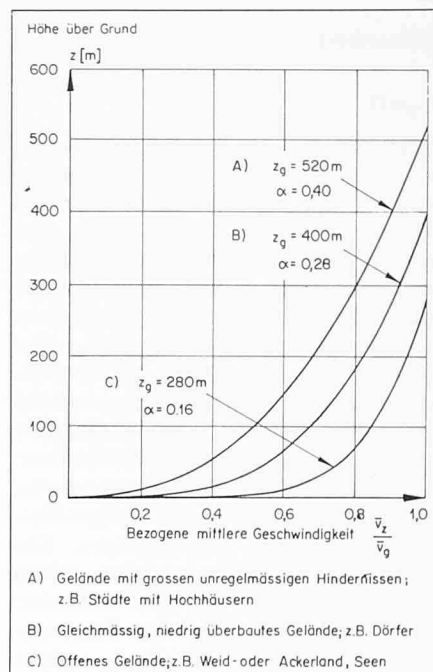


Bild 4. Profile der mittleren Windgeschwindigkeit nach Davenport (Mittelungsintervall eine Stunde)

ist abhängig von der Struktur des Geschwindigkeitsfeldes bzw. der Grösse des Böendurchmessers. Diesbezügliche Untersuchungen führt man, ausgehend von an benachbarten Orten synchron aufgenommenen Geschwindigkeits- oder Druckverläufen von Starkwinden, mittels Korrelationsrechnungen durch. Die im Zeitbereich formulierte Definitionsgleichung der Kreuzkorrelation $R_{\tilde{v}_1, \tilde{v}_2}(\tau)$ zweier Windgeschwindigkeiten $\tilde{v}_1(t)$, $\tilde{v}_2(t)$ lautet:

$$(8) \quad R_{\tilde{v}_1, \tilde{v}_2}(\tau) =$$

$$\lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \cdot \int_{-\frac{T}{2}}^{+\frac{T}{2}} \tilde{v}_1(t) \cdot \tilde{v}_2(t + \tau) dt$$

Damit lässt sich der Übereinstimmungsgrad zweier Signale bestimmen (Bild 5).

Bild 5a. Windgeschwindigkeitsaufzeichnung

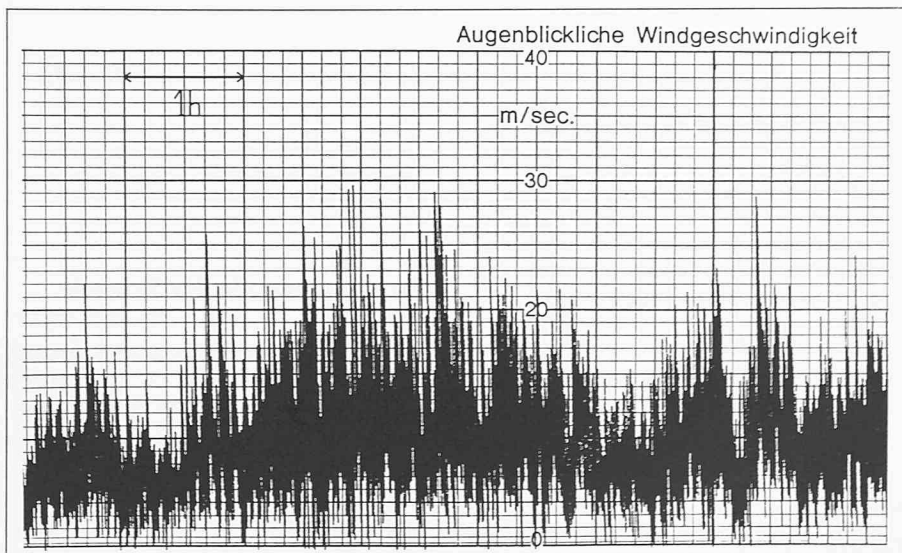
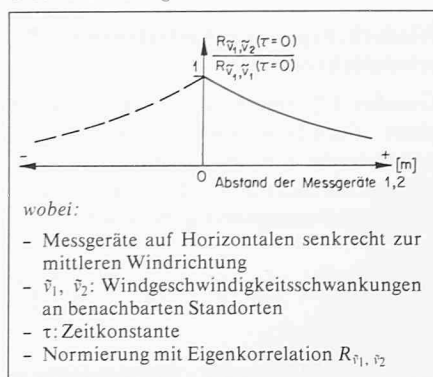


Bild 5b. Genereller Verlauf der Kreuzkorrelation in Funktion des Signalabstandes



Sicherheit

Begriff

Sicherheit darf im Bauingenieurwesen nicht im absoluten Sinne verstanden werden. Der Begriff enthält ein tolerierbares Mass an Unsicherheit, dies wird in Ausdrücken wie Sicherheit im Strassenverkehr, Sicherheitskonzept oder Sicherheitsgurten deutlich erkennbar. Bei Bauwerken bleibt, auch unter vollständigem Ausschluss grober Fehler, immer ein *gewisses Versagensrisiko* übrig. Ein Teil der Ingenieuraufgabe besteht darin, das tragbare Risiko bzw. die für die Berechnung massgebenden Lasten unter Einbezug von Kosten-Nutzen-Überlegungen abzuschätzen. Die Aufgabe ist besonders komplex, sobald Lastenwirkungen schlecht erfassbar sind (Wind, Erdbeben) oder Personen- und Sachschäden entstehen, welche höchstens teilweise quantifizierbar sind (Überschwemmung infolge Dammbruch, Brückeneinsturz).

Lastarten

Falls innerhalb der Lastenwirkungen eine einzige stochastische Variable dominiert und der Bruchwiderstand des Bauwerkes genau erfassbar ist, besteht zwischen der Auftretens- bzw. Überschreitenswahrscheinlichkeit eines Grenzwertes dieser Last und dem Versagensrisiko der Konstruktion ein direkter Zusammenhang. Muss man gleichzeitig mehrere stochastische und deterministische Variablen sowie Materialstreuungen berücksichtigen, so sind die Berechnungen wesentlich komplexer.

Für die Pfeilerbemessung des Viadotto Biaschina darf angenommen werden, dass die deterministischen Grössen Eigengewicht und Verkehrslast im Vergleich zur Windbeanspruchung von untergeordneter Bedeutung sind. Zudem wird die Interaktion zwischen Brücke und Windgeschwindigkeit vernachlässigt. Dies ist gleichbedeutend mit der Annahme, dass der Formkoeffizient keine Variable sei, sondern aus Windkanalversuchen ohne Geländesimulation entnommen werden kann.

Wiederkehrperiode, Auftretenswahrscheinlichkeit

Gumbel [7] zeigte, dass Extremwerte einer Zufallsvariablen – weitgehend unabhängig von der Grundgesamtheit, aus der sie stammen – dem nachstehenden Verteilungsgesetz gehorchen:

$$(9) \quad F(v_i) = \exp \left\{ - \exp \left[- \frac{v_i - \mu}{\sigma} \right] \right\}$$

wobei:

v_i = Maximale Windgeschwin-

digkeit eines Intervalls I (z.B. Monats- oder Jahresmaxima)

$F(v_i)$ = Wahrscheinlichkeitsverteilung der Extremwerte v_i

$\mu; \sigma$ = Parameter, die als Geländekennwerte aufgefasst werden können.

Wichtig ist, dass pro Ereignis nur ein Extremwert in die Berechnung eingeht. Ausgehend von Gleichung (9) lässt sich zu jeder Wiederkehrperiode die zugehörige extreme Windgeschwindigkeit ermitteln. Zur Vorhersage der Stärke seltener Winde sind Jahresmaxima besonders geeignet, da sie nahezu unabhängig von saisonalen Einflüssen sind. Bei vorsichtiger Deutung der Resultate liefern jedoch auch Monatsmaxima oft sehr wertvolle Hinweise. Für die praktische Anwendung der Gumbelschen Formel (9) ist die Definition einer reduzierten Variablen y zweckmässig.

$$(10) \quad y_i = \frac{v_i - \mu}{\sigma} \text{ bzw. } v_i = \sigma \cdot y_i + \mu$$

Der Zusammenhang zwischen v und y wird durch eine Gerade mit der Steigung σ und dem Achsabschnitt μ festgelegt.

Die jährliche Auftretenswahrscheinlichkeit $\bar{p}$ eines Windes mit Wiederkehrperiode T_w beträgt:

$$(11) \quad \bar{p}_w = \frac{1}{T_w}$$

Für die jährliche Nichtauftretenswahrscheinlichkeit folgt:

$$(12) \quad p_w = 1 - \bar{p}_w = 1 - \frac{1}{T_w}$$

Bei Dimensionierungsaufgaben muss man die Ereigniswahrscheinlichkeit p_v (T_w, N) der Lastgrösse in Funktion der Wiederkehrperiode T_w und des Beobachtungszeitraumes N kennen.

$$(13) \quad p_v(T_w, N) = 1 - \left(1 - \frac{1}{T_w} \right)^N = 1 - p_w^N$$

Meistens legt man den statischen Berechnungen Windgeschwindigkeiten mit Wiederkehrperioden von 50 Jahren zugrunde. Wenn für die rechnerische Lebensdauer des Bauwerkes ebenfalls 50 Jahre angenommen wird, beträgt die Ereigniswahrscheinlichkeit

$$p_v(50, 50) = 0,63$$

Dieser Wert dient auch als Grundlage für die Ermittlung der massgebenden Ereigniswiederkehrperiode bei temporären Bauwerken oder Bauzuständen.

Beispiel

Problem: Ausgehend von 13 Jahresma-

Tabelle 1. 13 Jahresmaxima der momentanen Windgeschwindigkeit in Lugano

Rang m_i	Geschw. v_i [km/h]	Jahr	$p_i = \frac{m_i}{n+1}$ [$n = 13$]	y_i *
1	81	1977	0,071	-0,970
2	84	1974	0,143	-0,666
3	85	1969	0,214	-0,432
4	86	1972	0,286	-0,225
5	89	1975	0,357	-0,030
6	91	1978	0,429	0,166
7	92	1970	0,500	0,367
8	98	1979	0,571	0,581
9	98	1973	0,643	0,817
10	111	1971	0,714	1,089
11	112	1976	0,786	1,422
12	113	1968	0,857	1,870
13	121	1967	0,929	2,602

* $y_i = - \ln(- \ln p_i)$

xima der Windgeschwindigkeit in Lugano ist der für den Bauwerksendzustand massgebende 50jährige Wind zu bestimmen. Zum Vergleich sollen Wiederkehrperiode und Windgeschwindigkeit desjenigen Windes ermittelt werden, dessen Auftretenswahrscheinlichkeit $p_v(x, 10)$ bei reduzierter Periode N von 10 Jahren ebenfalls 0,63 beträgt.

Lösung: In Tabelle 1 wird aus dem Rang m_i und der Anzahl n der Jahresmaxima v_i deren Nichtauftretenswahrscheinlichkeit p_i sowie die zugehörige reduzierte Variable y_i bestimmt. Der Ansatz

$$(14) \quad p_i = \frac{m_i}{n+1}$$

ist für die Bearbeitung relativ kleiner Datenmengen sehr geeignet. Die Punkteschar (v_i, y_i) und die die Extremwertverteilung repräsentierende Regressionsgerade veranschaulicht Bild 6.

Normalerweise liegen die Punkte nahe an dieser Geraden, d. h., der Streubereich der extrapolierten Werte ist klein. Betreffend deren Vertrauensbereich und detaillierte Untersuchungen sei auf die Literatur [8] verwiesen.

Aus Bild 6 sowie Gleichung (13) folgt:

$$\begin{aligned} v_{50} &= 139 \text{ km/h} \\ x &= 10,4 \text{ Jahre} \\ v_{10,4} &= 119 \text{ km/h} \end{aligned}$$

Datenmaterial in der Schweiz

Die Schweiz. Meteorologische Anstalt führt seit Jahrzehnten in der ganzen Schweiz systematische Windrichtungs- und Geschwindigkeitsmessungen durch. Normalerweise stehen die Geräte 10 Meter über Grund, in überbauten Gebieten werden sie oft auf Hausdächern installiert. Qualität, Represen-

tivität und Verfügbarkeit des Datenmaterials ist abhängig von:

- Gerätealter (Häufigkeit der Wartung)
- Bedienungspersonal (subjektive Beeinflussung möglich)
- Registrierart
- Art der Auswertung
- Standortverschiebungen während der Messperiode
- Änderung in der Bebauung.

Windmessungen werden auf verschiedene Art durchgeführt und registriert:

- Periodische Beobachtungen
- Kontinuierliche (mechanische) Registrierung auf Papierstreifen
- Windmessung mit automatischer (elektronischer) Datenregistrierung und periodischer Übermittlung von Kennwerten an die zentrale Recheneinheit
- Radiosondierungen
- Spezialuntersuchungen.

Zusätzliches Zahlenmaterial findet man häufig bei Privat- oder Militärflugplätzen, Hafenanlagen oder bei Bergstationen von Seilbahnen. Verständlicherweise werden die Messresultate der SMA nur beschränkt für typische Belange des Bauingenieurs ausgewertet.

Aus dem bestehenden Zahlenmaterial ist es heute möglich, für das Mittelland und spezifische Punkte der übrigen Schweiz die 50jährige Momentangeschwindigkeit des Windes zuverlässig zu bestimmen. Mit den inzwischen installierten automatischen Windstationen wäre es auch möglich, nach einer Messdauer von 10–20 Jahren mindestens für Teile der Schweiz eine «Windkarte» mit extremen Windgeschwindigkeiten und vorherrschenden Windrichtungen zu erstellen. Über die Höhenabhängigkeit, Frequenzanalyse und Böenausdehnung des Windes fehlen dagegen nach wie vor Untersuchungen.

Im Mittelland sind zwar diesbezügliche ausländische Grundlagen verwendbar, nicht aber im Voralpen- und Alpenraum.

Berechnungsmodelle

Ziel aller mathematischen Modelle ist die Umwandlung der dynamischen Windwirkung in eine äquivalente statische Last. Dies gelingt, indem die maximale dynamische Verformung eines Schwingers infolge der Windböen mit der statischen Verformung aus fiktiver Ersatzlast gleichgesetzt wird. Eine wichtige Voraussetzung ist allerdings, dass die Materialbeanspruchung des schwingenden Bauwerkes den linear elastischen Bereich nicht übersteigt. Da das durch Windböen in Schwingung

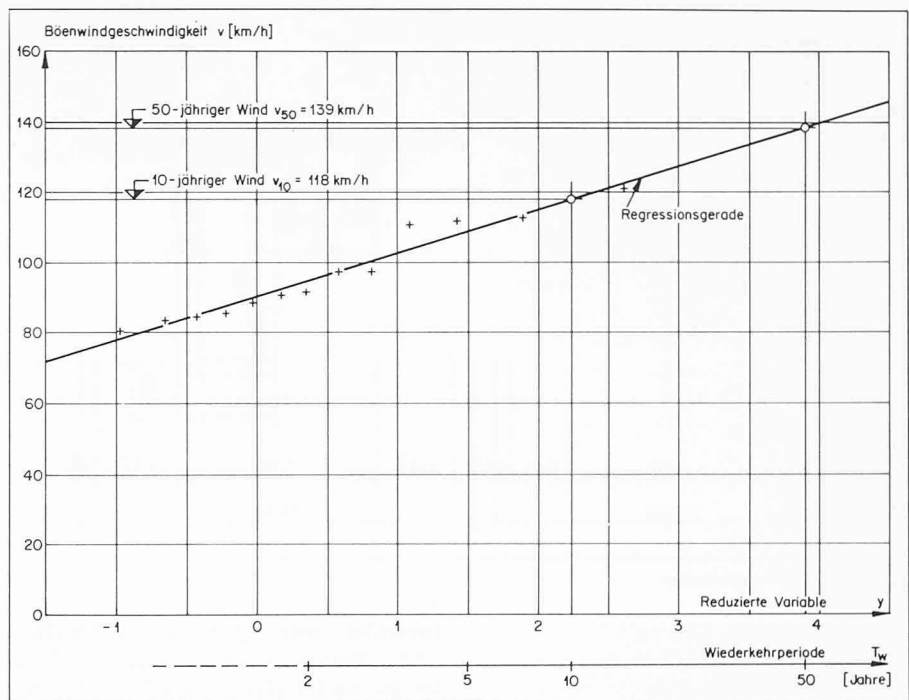


Bild 6. Windgeschwindigkeitsextrapolation für Lugano (Grundlage: 13 Jahresmaxima)

versetzte Bauwerk normalerweise keine bleibenden Verformungen erleiden darf, ist die Annahme sinnvoll. Dieses Vorgehen ist jedoch nur für die Untersuchung des Verhaltens im Gebrauchszustand gültig. Will man abklären, ob unter Ausnutzung der vollen plastischen Verformbarkeit des Materials und allfälliger Systemreserven ein Versagen infolge eines Orkans vermieden werden kann, so müssen Schwingungsmodelle mit zeitabhängigen Materialeigenschaften verwendet werden.

Der wesentliche Unterschied der beiden heute üblichen Modelle besteht in der Erfassung des Erregers Wind. Analog zur Beschreibung der Windgeschwindigkeitsschwankungen können die entsprechenden Druckunterschiede durch einzelne Ereignisse oder durch eine Zufallsvariable idealisiert werden.

Last als deterministische Grösse

Diese ältere Methode wurde von Rausch und Schlaich entwickelt und ist noch heute Bestandteil der DIN. Die Berechnung erfolgt ausgehend von der inhomogenen Bewegungsdifferentialgleichung mit geschwindigkeitsproportionaler Dämpfung (Bild 7).

$$(15) \quad m \cdot \ddot{y} + c \cdot \dot{y} + k \cdot y = Q(t) = q(t) \cdot c_p \cdot A$$

wobei:

- m = Masse
- c = Dämpfungskonstante
- k = Federkonstante
- $q(t)$ = Staudruck
- c_p = Druckbeiwert
- A = beaufschlagte Bauwerksfläche

Den Staudruck $q(t)$ zerlegt man analog zur Windgeschwindigkeit (Gleichung

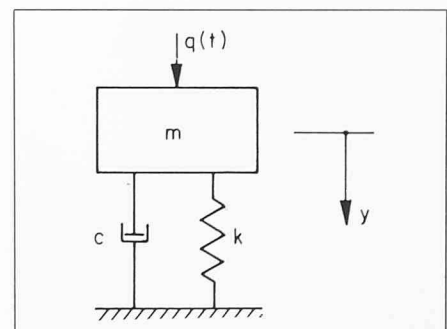


Bild 7. Einmassenschwinger mit Dämpfung

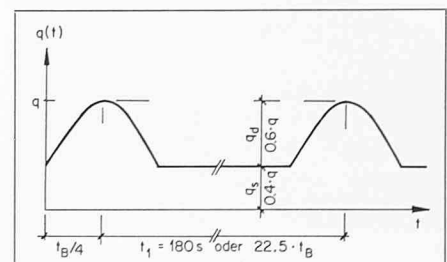


Bild 8. Staudruckverlauf nach Schlaich [9]

(1) in einen statischen (q_s) und einen dynamischen (q_d) Anteil. Bei einem Biegefaktor von etwa $f = 1,6$ gilt:

$$(16) \quad q_s = 0,4 \cdot q$$

mit

$$(17) \quad q_d = 0,6 \cdot q$$

$$(18) \quad q = \frac{\gamma}{2 \cdot g} v^2$$

Eine sinusförmige Idealisierung des Böenverlaufes ermöglicht die geschlossene Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung. Aufgrund des Studiums von Starkwinden idealisiert Schlaich den dynamischen Staudruckanteil mit zwei sich in Phase folgenden Böen maximaler Intensität (Bild 8), [9, 10].

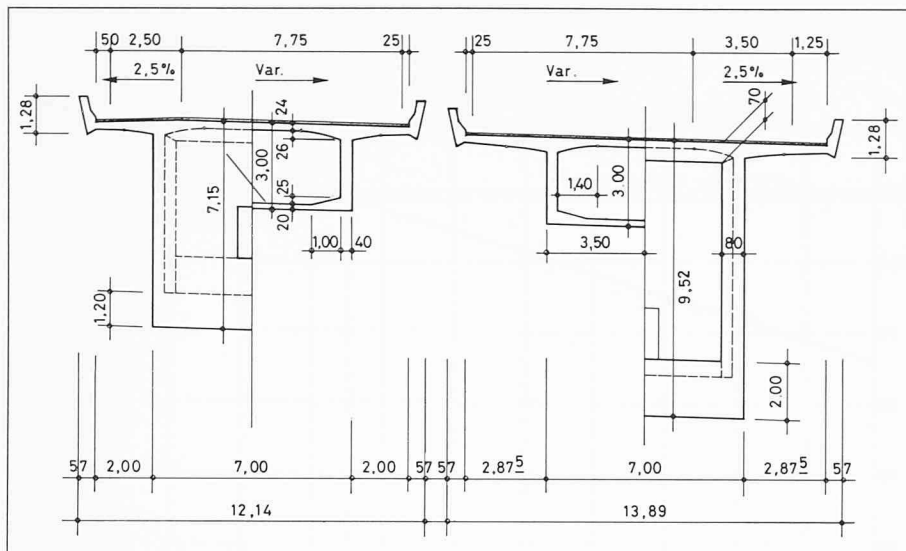


Bild 9. Brückenquerschnitte

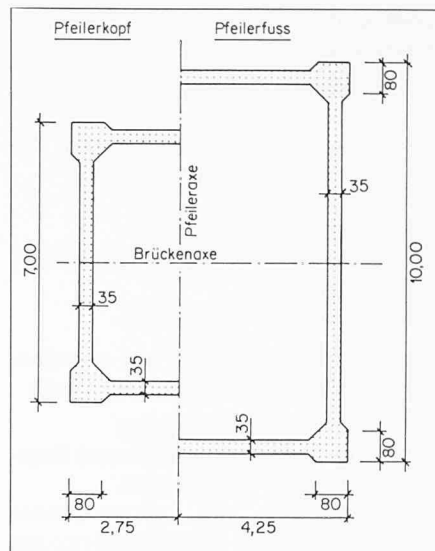


Bild 10. Pfeilerquerschnitte



Bild 11. Pfeileransicht

Der Druckbeiwert c_p stammt aus Windkanalversuchen, in denen charakteristische Querschnitte konstanten Luftströmen ausgesetzt werden. Die Reaktionen des Querschnittes können entweder global in Form von Lagerungskräften oder lokal durch Messung von Über- und Unterdrücken ermittelt werden. Da die heute im Spannbetonbrückenbau üblichen Querschnittsformen zur Zeit von Ackerets Windkanalversuchen noch kaum verbreitet waren, fehlen entsprechende Druckbeiwerte in der Norm SIA 160. Diesbezügliche Untersuchungen führte Sator an der ETH Lausanne durch [11].

Ebenso aussagekräftig wie Windkanal-

versuche mit Querschnittsmodellen sind Untersuchungen mit ganzen Bauwerks- und Geländemodellen, bei denen das wirkliche höhenabhängige Windprofil mitsimuliert wird.

Die massgebende Bauwerksfläche ist bei kleinen Objekten identisch mit der ganzen vom Wind beaufschlagten Fläche. Bei grossen Abmessungen müsste entsprechend der Korrelation der Windgeschwindigkeit von zwei Punkten mit räumlich veränderlicher Druckverteilung gearbeitet werden. Um diese Schwierigkeiten zu umgehen, begnügt man sich oft mit der Schätzung eines Böendurchmessers. Der auf die ganze Fläche bezogene fiktive Staudruck beträgt dann:

$$(19) \quad q_f = \frac{A_s \cdot q_s + A_d \cdot q_e}{A}$$

Die statische Ersatzlast folgt aus der durch Integration von Gleichung (15) bestimmten Verformung y . Praktisch wird q_e in Funktion des mechanischen wobei:

A_s = durch konstanten Winddruck allein beaufschlagte Fläche

A_d = durch statischen und dynamischen Staudruck beanspruchte Fläche

$A = A_s + A_d$ = totale windbeanspruchte Fläche (richtungsabhängig)

q_e = statische Ersatzlast

Vergrößerungsfaktors Φ dargestellt, welcher die Böenwirkung sowie deren Wiederholung in Abhängigkeit von Eigenschwingzeit und Dämpfung enthält [9, 10].

$$(20) \quad q_e = q_s + \Phi \cdot q_d$$

In der Berechnung der Eigenschwingdauer bestehen bezüglich der Grösse des Elastizitätsmodules gewisse Unsicherheiten. Bisherige Untersuchun-

gen zeigten, dass im Zusammenhang mit winderzeugten eher langsamen Schwingungen sowohl bei Stahlbeton- als auch bei Stahlkonstruktionen der in statischen Versuchen ermittelte E -Modul verwendet werden darf.

Die Bauwerksdämpfung besteht aus einem mechanischen und einem aerodynamischen Anteil. Ersterer wird durch den Baustoff und die Bodeneigenschaften beeinflusst. Für das logarithmische Dekrement der Dämpfung wird in der Literatur der Wert 0,05 vorgeschlagen. Rösli fand bei seinen dynamischen Untersuchungen von 20 Strassenbrücken eine Abhängigkeit der Dämpfung von der Bauwerkseigenfrequenz. Für die interessierenden tiefen Frequenzen stimmen seine Angaben mit obigem Wert überein [12]. Die Dämpfung durch die umströmende Luft spielt erst bei grossen Schwingungsamplituden eine Rolle.

Will man die rechnerisch bestimmte Eigenschwingdauer, die Verformungs- und Dämpfungseigenschaften in situ überprüfen, so sind Ausschwingversuche zweckmässig, wie sie zum Beispiel durch die EMPA mit der ca. 150 Meter hohen Stütze S3 der Ganterbrücke nach der Beendigung der beiden 86 Meter langen Freivorbauarme vor dem ersten Fugenschluss durchgeführt wurden [13].

Last als stochastische Grösse

Mit Hilfe der aerodynamischen und der mechanischen Vergrößerungsfunktion gelingt es von der spektralen Dichte der Bögigkeit über die spektrale Dichte der Windkraft auf die Durchbiegung zu schliessen.

Das aerodynamische Übertragungs-gesetz trägt der beaufschlagten Bauwerksfläche sowie der mittleren Windgeschwindigkeit Rechnung. Das Schwingungsverhalten des Bauwerkes wird mit

der mechanischen Vergrößerungsfunktion erfasst. Das heisst, bei diesem Modell werden die einzelnen Eigenformen bzw. Eigenfrequenzen entsprechend ihrer Bedeutung berücksichtigt. Davenport [4], der das Verfahren entwickelte, gibt als Resultat seiner statistischen Auswertung umfangreicher Messungen von Starkwinden eine empirische Formel für die spektrale Dichte der Böigkeit. Betreffend der Herleitung der Zusammenhänge zwischen den Antwortspektren des Ein- und Mehrmassenschwingers infolge eines Erregerspektrums und die Übertragung dieser Resultate auf die windinduzierte Bauwerksschwingung, verweisen wir auf die einschlägige Literatur [4, 8, 14].

Die Schnittkraft- und Spannungsspektren, die aus der dynamischen Analyse resultieren, ermöglichen einerseits Aussagen über die Auftretenswahrscheinlichkeit von Spannungsspitzen; andererseits stellen sie die Grundlage für Ermüdungsnachweise dar. Selbstverständlich kann die maximale Bauwerksverformung in Funktion der Auftretenswahrscheinlichkeit und daraus analog zum deterministischen Modell die statische Ersatzlast gefunden werden. Das Davenport'sche Verfahren fand Eingang in verschiedenen nationalen Normen, vorab im Canadian Structural Design Manual. Eine besonders benutzerfreundliche Darstellungsform dieser Berechnungsart wurde in der englischen Windnorm [1] gewählt.

Windlastschätzung für den Viadotto Biaschina

Bauwerk

In den Bildern 2, 9, 10 sind Längsschnitt sowie Träger- und Pfeilerquerschnitte des Viadotto Biaschina dargestellt. Für die Abmessungen und Form der Pfeiler waren vor allem die *Windkräfte massgebend*. Der Kostenaufwand für die Pfeilerbewehrung ist beträchtlich; eine Änderung des Bewehrungsgehaltes in den vier hohen Pfeilern um 0,2% entspricht einer Kostendifferenz von ca. 150 000 Franken. Die Herstellung des Überbaus erfolgt im Freivorbau; dabei ist erfahrungsgemäss der Bauzustand massgebend für Standortsicherheit und Pfeilerbemessung (Bild 11).

Ausgangslage

Wie bereits erwähnt, standen zur Entwicklung und Durchführung eines Konzeptes für die Windmessung nur 1½ Jahre zur Verfügung. Die Zeit für die Durchführung der Messungen und deren Interpretation war also äusserst kurz.

Da in der Leventina Starkwinde meistens bei typischen Nordföhnlagen auftreten, durfte angenommen werden, dass Messstationen der SMA, bei denen der Nordföhn ebenfalls dominiert, aussagekräftiges Datenmaterial liefern. Als Ergänzung der SMA-Messungen stellte das *Osservatorio Ticinese* in Locarno Monti die auf dem Flugplatz Lodrino über mehrere Jahre registrierten Ablesungen von Spitzengeschwindigkeiten zur Verfügung.

Da beabsichtigt war, mit beschränktem Aufwand die Grössenordnung der Ersatzwindkräfte zu bestimmen und ein umfangreiches Forschungsprojekt nicht zur Diskussion stand, wurde folgendes Vorgehen gewählt:

Konzept zur Windlastschätzung

- Ergänzung bestehender Windmessungen umliegender Stationen durch eigene, beim Brückenstandort in verschiedener Höhe registrierte Werte. Verwendung von einfachen, zuverlässig arbeitenden Geräten, um zeitraubende Testphasen zu vermeiden.
- Beurteilung des Windregimes in der Biaschina, ausgehend von den neuen, mindestens 1 Jahr dauernden Messungen und den Registrierungen der Stationen Lugano, Locarno Monti, Locarno Magadino, Lodrino und Ambri. Wahl der geeigneten Vergleichsstationen für Korrelationsüberlegungen und als Grundlage zur Geschwindigkeitsextrapolation.
- Schätzung der für den Bau- bzw. Endzustand der Brücke massgebenden Momentangeschwindigkeit mit einer Wiederkehrperiode von 10 respektive 50 Jahren in 100 Meter Höhe. Dazu Verwendung zweier möglichst verschiedener Modellvorstellungen.
- Berechnung des massgebenden fiktiven Staudruckes mit Hilfe des deterministischen und des stochastischen Verfahrens unter Berücksichtigung typischer lokaler Randbedingungen.

Windmessung

Ungefähr 500 Meter flussabwärts des Brückenstandortes wurde ein seilverspannter Gittermast mit je einem Windmessgerät vom Typ Wölfler in 20 bzw. 60 Meter Höhe erstellt. Mit diesen mechanisch arbeitenden Geräten, die die SMA leihweise zur Verfügung stellte, war es möglich, die Stundenmittelwerte der Geschwindigkeit und die Richtung des Windes kontinuierlich aufzuzeichnen. Um einen allfälligen Registrierfehler sofort zu erkennen, wurden die Instrumente wöchentlich kontrolliert. Es gelang, über die ganze Messperiode nahezu lückenlose Aufzeichnungen zu erhalten. Die Messungen ermöglichen Aussagen betreffend:

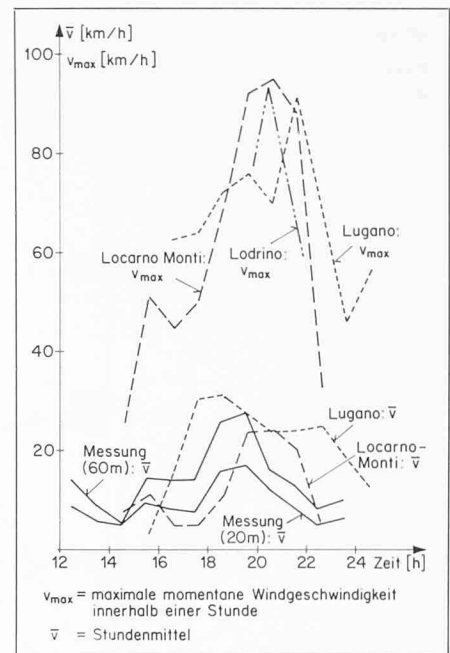


Bild 12. Windgeschwindigkeiten am 7.8.78

- Richtungsabhängigkeit der Windgeschwindigkeit in Funktion der Windstärke.
- Zunahme der mittleren Windgeschwindigkeit mit der Höhe.
- Vergleich von Windintensitäten verschiedener Standorte bzw. Korrelationsüberlegungen.

Windregime

Die Beurteilung der Windstruktur basiert weitgehend auf dem Vergleich der Ganglinien von Mittel- und zugehörigen Extremwerten der Windgeschwindigkeiten verschiedener Standorte innerhalb der Messperiode August 1978 bis Juli 1979 (Bild 12). Diese Auswertungen und einfache statistische Überlegungen ermöglichen die folgende Interpretation des umfangreichen Zahlenmaterials.

- Innerhalb der Beobachtungsperiode ist die Intensität der Sturmwinde überdurchschnittlich stark.
- Die Windrose der gemessenen Stundenmittelwerte zeigt wie erwartet eine deutliche Vorherrschaft von Nord-Süd-Strömungen (Bild 13). Winde mit Stundenmittel über 8 m/s wehen sowohl in 20 als auch in 60 Meter Höhe, ausschliesslich aus dem Sektor NNW - N.
- Im Raum Lugano weist die Windrose ebenfalls eine ausgeprägte Nord-Süd-Orientierung auf. Dieselbe Strömung ist in Locarno Monti sehr gut erkennbar, doch weht der Wind entsprechend der topographischen Verhältnisse mehr aus östlicher Richtung.
- Verfolgt man die für den Brückenstandort massgebenden Nordwinde talabwärts, zeigt sich, dass als Folge hoher Stundenmittelwerte oberhalb Giornico die grössten Mittelwerte in

Windrose aller Stundenmittelwerte

Prozentuale Verteilung der Windgeschwindigkeit v nach ihrer Richtung für die Periode August 1978 bis Juli 1979. Beim Brückenstandort (709 379 / 141 692 / 438)

Windrose für Stundenmittel über 8 m/s

Für Periode August 1978 bis Juli 1979

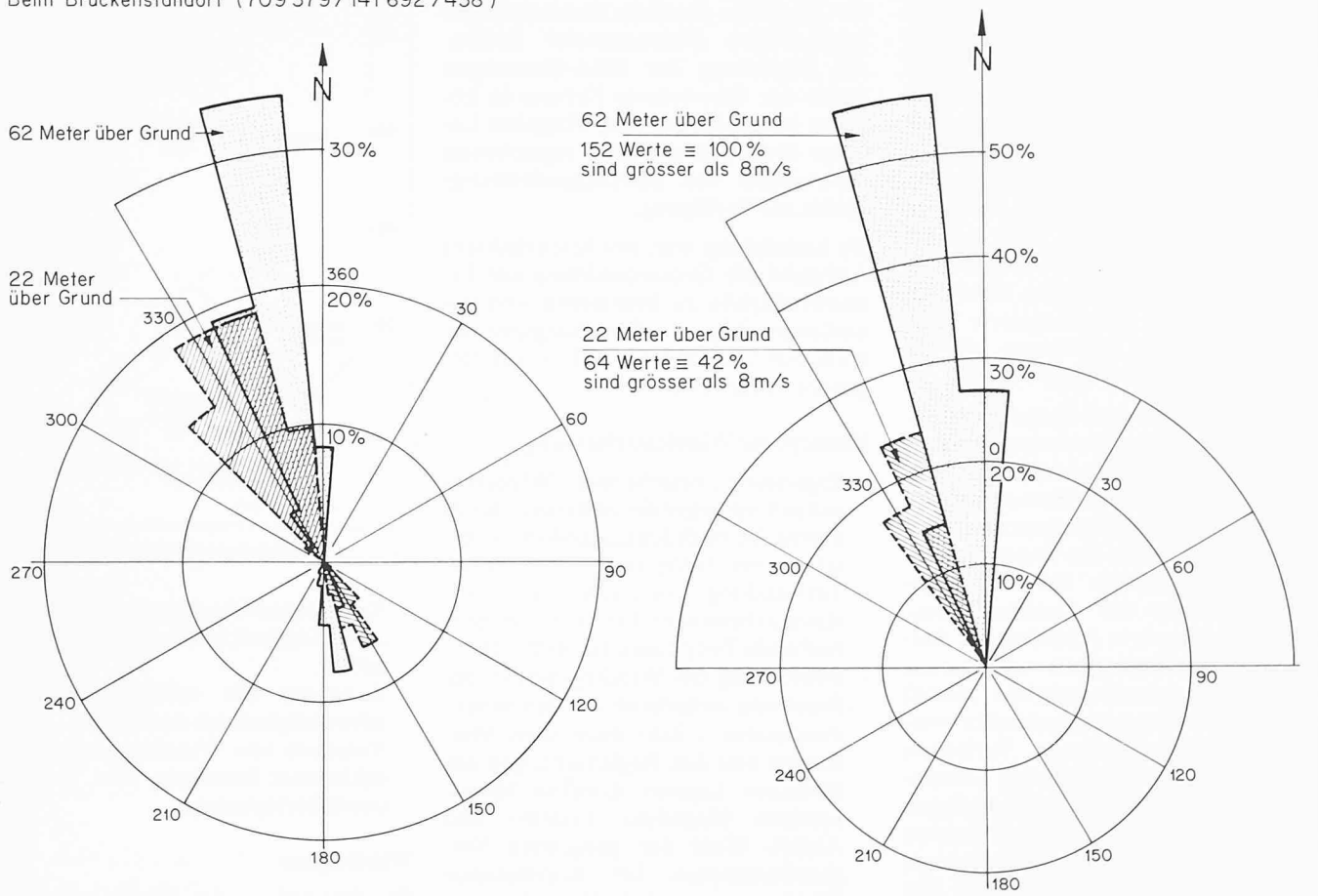


Bild 13. Richtungsabhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit

Lodrino gemessen werden. Welcher Anteil der Luftmassen aus dem Val Blénio stammt, ist nicht genau feststellbar, doch überwiegt meist die Strömung in der Leventina. Je stärker hier ein Nordföhn weht, desto eher und desto ausgeprägter dringt er über den Mte Ceneri bis Lugano vor. Dementsprechend liegen Stundenmittelwerte in Lugano bei mässigen Winden eher tiefer als in der Biaschina; mit zunehmender Windstärke erreichen sie jedoch die gleiche Gröszenordnung, wie die am Brückenstandort gemessenen.

- Während der heftigsten Nordstürme treten in Lodrino nur leicht grössere Böenspitzen als in Lugano und in Locarno Monti auf. Da aber in Locarno Monti zugehörige Stundenmittel oft kleiner sind als in der Biaschina und vermehrt starke Gewitterwinde vorkommen, eignet sich die Station nicht als Bezugspunkt. Mit Locarno Magadino lässt sich keine Korrelation finden, zudem wären nur einige Jahresextrema verfügbar.

Für Rückschlüsse auf die Windgeschwindigkeit am Brückenstandort sind somit die Messstellen Lodrino und Lugano weitaus am besten geeignet.

Dimensionierungswindgeschwindigkeit auf Höhe des Brückenträgers

Ausgehend von den beiden Bezugspunkten wurden die Momentangeschwindigkeiten mit 10- respektive 50jähriger Wiederkehrperiode wie folgt ermittelt:

a) Bezugspunkt Lugano

- *Momentangeschwindigkeiten in Lugano:* Bestimmung mittels der Extremwertstatistik aus 13 Jahresmaxima, vgl. Tabelle 1, Bild 6.

$$v_{10} = 118 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 139 \text{ km/h}$$

- *Stundenmittelwerte in Lugano:* Durch Auswertung von in Lugano gemessenen Sturmwinden mehrerer Jahre und mit Hilfe von Literaturangaben gelingt es den Böigkeitsfaktor, das Verhältnis Momentanwert zu Stundenmittel zu $f = 2,1$ abzuschätzen.

$$\bar{v}_{10} = 56 \text{ km/h}$$

$$\bar{v}_{50} = 66 \text{ km/h}$$

- *Stundenmittelwert beim Brückenstandort:* Die Analyse der Ganglinien zeigt, dass die Stundenmittelwerte für beide Orte etwa gleich sind.

$$\bar{v}_{10} = 56 \text{ km/h}$$

$$\bar{v}_{50} = 66 \text{ km/h}$$

- *Momentangeschwindigkeit in 20 Meter Höhe am Brückenstandort:* Die Schätzung des Böigkeitsfaktors für den Brückenstandort erfolgte mit Hilfe der Messungen von Lodrino und Lugano und ergibt einen Wert von ca. 2,3. In Anbetracht der Topographie ist dieser Wert durchaus vernünftig.

$$v_{10} = 129 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 152 \text{ km/h}$$

- *Momentangeschwindigkeit in 100 Meter Höhe am Brückenstandort:* Die Zunahme der mittleren Geschwindigkeit in Funktion der Höhe lässt sich durch statistische Auswertung von Starkwinden am Brückenstandort auf 20 und 60 Meter Höhe über Grund ermitteln. Die Unsicherheiten infolge des kurzen Beobachtungszeitraumes wurde einerseits durch die Berücksichtigung eines angemessenen Streubereiches und andererseits durch eine Linearisierung der Exponentialkurve (Gleichung 6) berücksichtigt. Diese Überlegungen

fürten zum folgenden, eher hoch angesetzten Höhenzuschlag:

$$\kappa = 0,25 \text{ km/h m'}$$

$$v_{10} = 149 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 172 \text{ km/h}$$

b) Bezugspunkte Lodrino

- **Momentangeschwindigkeit in Lodrino:** Die Extremwerte wurden aus 48 Monatsmaxima berechnet. Die gute Datenqualität respektive der äusserst hohe Korrelationsgrad der Geschwindigkeitsspitzen und die zusätzliche Berücksichtigung einer Streuung rechtfertigt die Extrapolation des 10- bzw. 50jährigen Windes aus der kurzen Messperiode (Bild 14).

$$v_{10} = 130 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 149 \text{ km/h}$$

- **Momentangeschwindigkeit in 20 Meter Höhe am Brückenstandort:** Mittlere Geschwindigkeit, Böigkeitsfaktor und Momentangeschwindigkeit beider Orte sind etwa gleich.

$$v_{10} = 130 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 149 \text{ km/h}$$

- **Momentangeschwindigkeit in 100 Meter Höhe am Brückenstandort:** Für den Übergang von 20 auf 100 Meter Höhe gelten die gleichen Überlegungen wie beim Bezugspunkt Lugano.

$$v_{10} = 150 \text{ km/h}$$

$$v_{50} = 169 \text{ km/h}$$

c) Folgerungen

Beide Überlegungen führen zu nahezu identischen Ergebnissen. Der 50jährige Wind liegt nur unwesentlich tiefer als der SIA-Normwert. Offenbar ist der Einfluss der Reibung an den Talflanken gegenüber deren Kanalisierungseffekt klein (Tabelle 2).

Fiktive Ersatzlast

Obwohl grundsätzlich die fiktive Ersatzlast für Bau- und Endzustand ermittelt werden muss, wird im folgenden nur die Berechnung für den Bauzustand dargestellt. Die Beanspruchung im Endzustand wird mit analogen Überlegungen bestimmt.

System, Kennwerte

- Im Fels eingespannte 100 Meter hohe Stütze mit symmetrisch auskragenden Freivorbauarmen von je 80 Metern Länge.
- Oberer Grenzwert der Eigenschwingdauer:
 $T = 6 \text{ Sekunden}$
- Logarithmisches Dämpfungsdekrement:

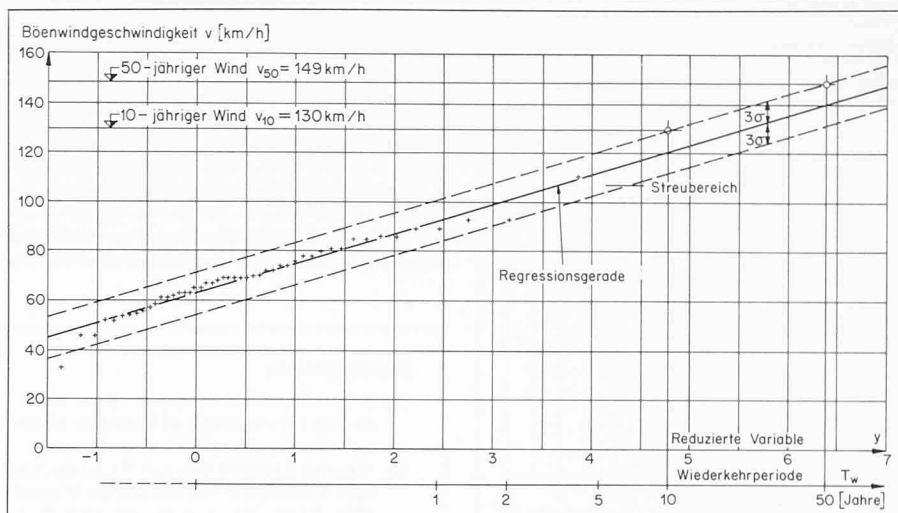


Bild 14. Windgeschwindigkeitsextrapolation für Lodrino (Grundlage: 48 Monatsmaxima von August 1975-Juli 1979)

Tabelle 2. Dimensionierungswindgeschwindigkeiten in Funktion der Wiederkehrperiode

Wiederkehrperiode	Dimensionierungsgeschwindigkeit	
	eigene Berechnung (beide Bezugspunkte)	Norm SIA 160
10jähriger Wind (100 m über Grund) 50jähriger Wind (100 m über Grund)	ca. 150 km/h ca. 170 km/h	176 km/h

$$\delta = 0,05$$

- Druckbeiwert des Überbaus:

$$c_p = 1,6$$

Fiktiver Staudruck bei deterministischer Lasterfassung

- Dimensionierungsgeschwindigkeit:
 $v_{10} = 150 \text{ km/h}$

- Böendurchmesser: (geschätzt)

$$D = 100 \text{ m}$$

- Um die ausgeprägte Böigkeit in der Leventina besser berücksichtigen zu können, wird in Abweichung zur DIN der Staudruck q folgendermassen in den statischen und dynamischen Anteil zerlegt:

$$(21) \quad q_s = 0,2 \cdot q$$

$$(22) \quad q_d = 0,8 \cdot q$$

- mechanischer Vergrösserungsfaktor:

$$\Phi = 2,15$$

Daraus folgt der fiktive Staudruck:

$$q_f = 1550 \text{ N/m}^2$$

Fiktiver Staudruck bei stochastischer Lasterfassung

Die auf dieser Methode basierende Englische Windnorm arbeitet mit *extremen Momentangeschwindigkeiten*. Sie lässt sich daher gut auf schweizerische Verhältnisse übertragen. Aus diesem Grund werden die nachstehend ver-

wendeten Parameter etwas ausführlicher erläutert.

Die Vorschrift ist so aufgebaut, dass die fiktive Dimensionierungswindgeschwindigkeit v_f und mit ihr der fiktive Staudruck q_f für gängige Probleme direkt bestimmbar ist. Zur Erfassung besonderer Verhältnisse wie:

- dynamisch empfindliche Bauten
 - grosse Abmessungen
 - lange Lebensdauer
 - Bauzustände (kurze Lebensdauer)
 - extreme Sicherheitsforderungen
- sind Korrekturfaktoren S_1 , S_2 , S_3 vorhanden.

$$(23) \quad v_f = v_{50} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

wobei:

v_{50} : 50jähriger Wind in offenem Gelände und Bodennähe (unter Berücksichtigung der Streuung)

$$v_{50} = 148 \text{ km/h}$$

S_1 : erfasst die lokalen topographischen Verhältnisse und liegt zwischen 0,9 und 1,1.

Die Leventina verursacht eine starke Kanalisierung des Windes, was sowohl an der Richtungsverteilung der Stürme (Bild 13) als auch an den hohen Windgeschwindigkeiten in Lodrino erkennbar ist.

$$S_1 = 1,1$$

S_2 : dient zur Charakterisierung der Bodenrauigkeit und der Geschwindigkeitszunahme in Funktion der Höhe über Grund. Zudem sind in S_2 Grösse und Form des Bauwerks sowie seine

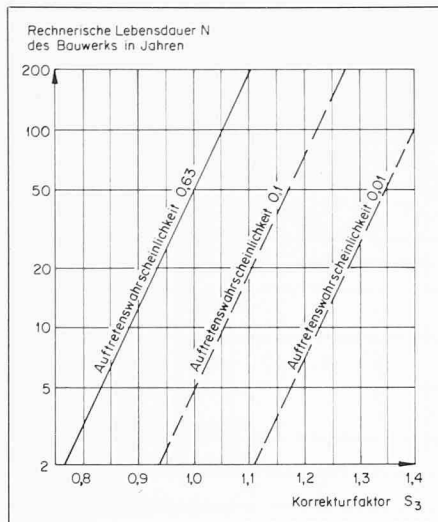


Bild 15. «Sicherheitsdiagramm» gemäss Englischer Windnorm

Schwingungseigenschaften enthalten. Für eine 100 Meter hohe Brücke liegt S_2 zwischen 1,07 und 1,2.

$$S_2 = 1,09$$

S_3 : ist ein vom Sicherheitskonzept abhängiger Korrekturfaktor. Die Englische Norm enthält ein «Sicherheitsdiagramm», dem der Zusammenhang zwischen Bauwerkslebensdauer N , Wiederkehrperiode T_u , Auftretenswahrscheinlichkeit $p_i(T_u, N)$ (Gleichung 13) und dem Faktor S_3 entnommen werden kann (Bild 15). Normalerweise gilt $S_3 = 1$. Obwohl das Diagramm auf Extremwertberechnungen für Grossbritannien beruht, ist es recht allgemeingültig.

$$S_3 = 0,89$$

Daraus folgt der fiktive Staudruck:

$$\begin{aligned} (24) \quad q_f &= \frac{\gamma}{2 \cdot g} v_f^2 \\ &= \frac{\gamma}{2 \cdot g} (v_{50} \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \\ &= \frac{1}{1,6} \left(\frac{148}{3,6} \cdot 1,1 \cdot 1,09 \cdot 0,89 \right)^2 \\ &\cong 1200 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

Folgerungen

Dass aus der *deterministischen* Berechnung ein grösserer Staudruck resultiert

Tabelle 3. Fiktiver Staudruck in Abhängigkeit des Rechenmodelles

Berechnungsmethode	fiktiver Staudruck
Deterministisches Modell	$q_f = 1550 \text{ N/m}^2$
Stochastisches Modell	$q_f = 1200 \text{ N/m}^2$
Norm SIA 160 (ohne dynamischen Zuschlag)	$q = q_f = 1500 \text{ N/m}^2$
Norm SIA (ohne dyn. Zuschlag), abgemindert inf. Bauzustand	$q \cdot S_s^2 = q_f = 1190 \text{ N/m}^2$

Literaturhinweise

- [1] British Standards Institution. Code of Basic data for the design of buildings. Chapter V, Loading Part 2, Wind loads
- [2] National Research Council of Canada, Ottawa: Canadian Structural Design Manual 1970, Suppl. No. 4 to the National Building Code of Canada
- [3] Guzzi, U., Meier, B.: «Viadotto della Biaschina». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 38, S. 739 ff, 1979
- [4] Davenport, G.: «New Approaches to Design against Wind Action». University of Western Ontario.
- [5] Rosemeier, G.: «Winddruckprobleme bei Bauwerken». Springer-Verlag Berlin, Heidelberg, New York 1976
- [6] Valko, P.: «Wind». Meteorplan, Heft 2, Hallwag Verlag Bern, 1978
- [7] Gumbel, E.J.: «Statistics of Extremes». Columbia University Press, New York and London, 1958
- [8] Simiu, E., Scanlan, H.: «Wind Effects on Structures». John Wiley & Sons, New York, 1978
- [9] Schlaich, J.: «Zur Frage der Wirkung von Windstößen auf Bauwerke». Der Bauingenieur, 41. Jahrgang, Heft Nr. 3, 1966
- [10] König, G., Zilch, K.: «Ein Beitrag zur Berechnung von Bauwerken im böigen Wind». Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 15, Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, 1970
- [11] Sator, G.: «Determination du Comportement d'Oscillation de Profils de Pont à l'Aide des Coefficients aerodynamiques stationnaires». EPFL, Institut d'Aerodynamique, Rapport No R 78-9, 1978
- [12] Rösli, A.: «Über das dynamische Verhalten von Brücken». IVBH, 1970
- [13] Cantieni, R., Grob, J.: «Statische und dynamische Verschiebungsmessungen am freistehenden Pfeiler S3 der Ganterbrücke». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 4, S. 44 ff, 1981
- [14] Clough, R., Penzien, J.: «Dynamics of Structures». McGraw-Hill, Kogakusha Ltd., 1975

als bei der *stochastischen* Berechnung, war bei den recht extremen Annahmen bezüglich Böendurchmesser und Grösse der Windgeschwindigkeitsschwankungen eigentlich zu erwarten. Zudem ist die Englische Normvorschrift eher auf die Verwendung bei Hochhausbauten zugeschnitten. Die Form des Viadotto Biaschina wird dadurch zu wenig stark berücksichtigt, was zu einer Unterschätzung der Last führt. Ein Vergleich der beiden Resultate mit dem Wert der SIA-Norm ist sehr interessant (Tabelle 3). Der im Artikel 26.7 vorgesehene dynamische Faktor liegt für den Bauzustand im Bereich 1,0–1,3, also beträchtlich unter dem angegebenen Maximum von 2.

Die *kurze Dauer des Bauzustandes* ist dabei berücksichtigt; ob sie durch Reduktion der Last selbst oder durch Verkleinerung des Lastfaktors erfolgt, ist von untergeordneter Bedeutung.

Bei Anwendung der beiden Rechenmodelle auf den *Endzustand* lassen sich analoge Schlüsse ziehen; die Übereinstimmung der entsprechenden Resultate ist sehr gut.

Adresse der Verfasser: Prof. Dr. C. Menn und U. Reber, dipl. Bauing. ETH, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.