

# Schaffung von Grundlagen für die Überarbeitung von Lastnormen

**T 1796**

T 1796

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

Vervielfältigung, auch auszugsweise,  
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

**Fraunhofer IRB Verlag**

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69  
70504 Stuttgart

Nobelstraße 12  
70569 Stuttgart

Telefon (07 11) 9 70 - 25 00  
Telefax (07 11) 9 70 - 25 08

E-Mail [irb@irb.fraunhofer.de](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

**KÖNIG UND HEUNISCH, BERATENDE INGENIEURE  
LEHRSTUHL FÜR MASSIVBAU DER TU MÜNCHEN  
LEHRSTUHL FÜR STAHLBAU DER RWTH AACHEN**

---

**SCHAFFUNG VON GRUNDLAGEN FÜR DIE ÜBERARBEITUNG  
VON LASTNORMEN**

**ABSCHLUSSBERICHT**

im Auftrag des Instituts für Bautechnik, Berlin

Aktenzeichen IV 1-5-439/85

IV 1-5-440/85

IV 1-5-441/85

September 1986

## INHALT

	Seite
Vorbemerkung	IV
Kurzfassung	V
Summary	VI
Resume	VII
1. Einleitung	1
1.1 Anlaß	1
1.2 Aufgabenstellung	1
2. Lastbeschreibungskonzept	3
2.1 Zielsetzung	3
2.2 Klassifizierung der Einwirkungen	5
2.3 Verknüpfung mit dem Sicherheitskonzept	6
3. Eigenlasten	10
3.1 Überblick	10
3.2 Berechnungsmodelle für Eigenlasten	10
3.3 Stochastisches Modell	13
3.4 Normungsvorschlag	18
3.5 Vergleich mit bisherigen Normen	19
4. Verkehrslasten auf Decken	21
4.1 Überblick	21
4.2 Normale Nutzlasten	22
4.2.1 Allgemeines	22
4.2.2 Stochastisches Modell	23
4.2.3 Normungsvorschlag	28
4.2.4 Vergleich mit bisherigen Normen	30
4.3 Parkhausnutzlasten	39
4.3.1 Allgemeines	39
4.3.2 Stochastisches Modell nach König/Marten	41
4.3.3 Stochastisches Modell nach Rackwitz/Gross	47
4.3.4 Normungsvorschlag	49
4.3.5 Vergleich mit bisherigen Normen	52



5. Verkehrslasten auf Brücken	54
5.1 Überblick	54
5.2 Straßenverkehrslasten	54
5.2.1 Allgemeines	54
5.2.2 Prinzipien für stochastische Modelle	55
5.2.3 Prinzipien für Normungsvorschläge	57
A.5.1 Ansätze für ein stochastisches Modell der Straßenverkehrslasten	58
A.5.2 Grundlagen für europäisch vereinheitlichte Lastbeschreibungen	95
6. Klimatische Lasten	136
6.1 Überblick	136
6.2 Schneelasten	137
6.2.1 Allgemeines	137
6.2.2 Einführende physikalisch-stochastische Bemerkungen	137
6.2.3 Stochastisches Modell	142
6.2.4 Extrema der Dachschneelasten	146
6.2.5 Anmerkungen für die Normung	148
6.3 Windlasten	150
6.3.1 Allgemeines	150
6.3.2 Berechnungsmodelle zur Böenlast	150
6.3.3 Berechnungsmodelle für Windlasten quer zur Windrichtung	153
6.3.4 Instabilitäten	157
6.3.5 Aerodynamische Beiwerte	157
6.3.6 Normungsvorschlag	158
A.6.1 Windmodell für Windlastannahmen	159
A.6.2 Stochastisches Windlastkonzept - Berechnungsformeln	164
A.6.3 Umrechnung vom Böenmaximum auf das 10 min-Mittel	177
A.6.4 Kriterien für Schwingungsanfälligkeit	178
A.6.5 Berechnungsvorschläge für nichtschwingungs- fähige Bauwerke	182
A.6.6 Berechnungsverfahren für wirbelerregte Schwingungen schlanker Baukonstruktionen	186
A.6.7 Berechnung der Querschwingungen von Schornsteinen	194
A.6.8 Kriterium für Instabilitäten	200

7. Wertung und Folgerungen	202
7.1 Lastbeschreibungskonzept	202
7.2 Eigenlasten	203
7.3 Verkehrslasten auf Decken	204
7.4 Verkehrslasten auf Brücken	205
7.5 Klimatische Lasten	206
8. Literaturhinweise	207

Anhang Arbeitsblätter zur Ermittlung von Eigenlasten  
und Nutzlasten für Normenangaben

## VORBEREITUNG

Das Forschungsvorhaben "Schaffung von Grundlagen für die Überarbeitung von Lastnormen" wurde gemeinsam von König und Heunisch, Beratende Ingenieure, dem Lehrstuhl für Stahlbau der RWTH Aachen und dem Lehrstuhl für Massivbau der TU München durchgeführt. Als Vertreter des Auftraggebers wirkte Herr Baudirektor Hirtz beratend mit.

Der vorliegende Abschlußbericht faßt die von den drei Forschergruppen geleisteten Arbeiten zusammen. Er wurde unter Federführung von D. Hosser auf der Basis folgender Textbeiträge erstellt:

Abschnitt 1	H. Hirtz und D. Hosser
Abschnitt 2	H. Hirtz und D. Hosser
Abschnitt 3	D. Hosser, H. Hirtz, R. Rackwitz
Abschnitt 4	D. Hosser, G. König, R. Rackwitz, H. Hirtz, G. Sedlacek und A. Hemmert-Halswick
Abschnitt 5	R. Rackwitz, J. Jacquemoud, G. Sedlacek, G. König, H.-C. Gerhardt
Abschnitt 6	R. Rackwitz, H. Ruscheweyh, H. Hirtz, D. Hosser
Abschnitt 7	D. Hosser, G. König, H.-C. Gerhardt, H. Hirtz G. Sedlacek

## KURZFASSUNG

Der vorliegende Bericht enthält Arbeitsgrundlagen und Entscheidungshilfen für die deutsche Mitarbeit an künftigen europäischen Lastregeln sowie für die koordinierte Aufstellung einer neuen Generation wahrscheinlichkeitstheoretisch orientierter nationaler Lastnormen.

Zunächst wird ein allgemeines Lastbeschreibungskonzept skizziert. Es faßt die für eine realistische Lastbeschreibung notwendigen Angaben, Klassifizierungen und Definitionen zusammen und stellt den Zusammenhang mit dem modernen Sicherheitskonzept her.

Für einige wichtige Lastarten werden physikalische und stochastische Modelle nach dem Stand von Wissenschaft und Technik und verfügbare statistische Daten zusammengetragen. Hieraus werden Vorschläge und Hinweise für eine künftige Normung abgeleitet und mit bestehenden Regelungen verglichen. Im einzelnen werden behandelt:

- Eigenlasten  
(von tragenden und nichttragenden Bauteilen)
- Verkehrslasten auf Decken  
(für die repräsentative Nutzung in Bürohäusern, Wohnhäusern, Schulen, Hotels, Krankenhäusern und Parkhäusern)
- Verkehrslasten auf Brücken  
(Straßenverkehrslasten)
- klimatische Lasten  
(Schnee- und Windlasten).

Abschließend werden Empfehlungen für die Erarbeitung eines europäischen Lastcodes gegeben und die Voraussetzungen für wahrscheinlichkeitstheoretisch orientierte Regelungen bei den einzelnen Lastarten bewertet. Recht ausgereift erscheinen die Modelle bei den Eigenlasten, den Nutzlasten auf Decken mit repräsentativer Nutzung sowie bei den Schnee- und Windlasten; hier können in absehbarer Zeit Anwendungsregeln formuliert werden. Noch unbefriedigend ist die Datenbasis bei Nutzlasten auf Decken mit Sondernutzungen (z.B. Lager, Archive, Versammlungsstätten). Auch die physikalischen und stochastischen Modelle für Straßenverkehrslasten müssen in weiteren Forschungsarbeiten verbessert und abgesichert werden.

## S U M M A R Y

This report gives fundamentals and background information for the German contribution to future European load regulations and for the coordinated elaboration of a new generation of probability based national load codes.

First a general concept of load description ist drafted. It summarizes the necessary informations, classifications and definitions with respect to the probabilistic safety concept.

Physical and stochastic models according to the state of the art and available statistical data are collected for some important types of loads. They are used to derive proposals and comments for the future codification and are compared with present regulations. The following loads are treated in more detail:

- dead load  
(of load bearing and non load bearing structures)
- live loads on slabs  
(for the representative use in office buildings, residential buildings, schools, hotels, hospitals and car parkings)
- imposed loads on bridges  
(road traffic bridge loads)
- climatic loads  
(snow and wind loads).

Finally, recommendations are given for the elaboration of a European load code and the possibilities of probability based load regulations are discussed. The models for dead load, live loads on slabs with normal use as well as for snow and wind loads already appear to be sufficiently developed; in these cases practical rules for application can be formulated within a foreseeable period of time. On the other hand the data base for imposed loads on slabs of special use (e.g. storage areas, archives, assembly halls) is still insufficient. Also, the physical and stochastic models for road bridge loads have to be improved with the help of additional research projects.

## R E S U M E

Ce rapport contient des bases de travail et des aides à la décision pour la contribution allemande aux futures réglementations européennes et pour l'élaboration unifiée d'une nouvelle génération des codes d'actions nationaux basés sur le concept probabiliste.

Un concept général de description des actions est tout d'abord esquissé. Celui-ci résume les informations, classifications et définitions nécessaires pour une description réaliste des actions et établit le lien avec le concept de fiabilité moderne.

Des modèles physiques et stochastiques pour des types d'actions importants sont rassemblés, basés sur l'état de la science et de la technique ainsi que sur les données statistiques disponibles. De cela sont dérivées des propositions et des indications pour une future codification qui sont comparées aux réglementations existantes. Les actions suivantes sont traitées en détail:

- charges permanentes  
(pour des éléments porteurs et non porteurs)
- charges d'exploitation sur planchers  
(pour l'utilisation représentative dans des bureaux, des immeubles, des écoles, des hôtels, des hôpitaux et des garages)
- charges dues au trafic sur des ponts  
(charges de la circulation routière)
- charges climatiques  
(charges dues à la neige et au vent) .

Pour finir sont données des recommandations pour l'élaboration d'un code d'actions européen et les conditions nécessaires à une réglementation basée sur la théorie probabiliste sont discutées selon le type d'action. Les modèles de charges permanentes, de charges d'exploitation sur planchers avec utilisation représentative ainsi que les modèles de charges dues à la neige et au vent semblent être fort convenables; dans ces cas, des règles pratiques peuvent être formulées dans un bref délai.

La base de données pour les charges sur planchers en utilisation exceptionnelle (par exemple pour des entrepôts, archives, et salles de réunion) est encore insuffisante. De même, les modèles physiques et stochastiques pour les charges dues au trafic routier sur ponts doivent être améliorés et vérifiés par des travaux de recherche supplémentaires.

## 1. EINLEITUNG

### 1.1 Anlaß

Die erstmals aufgestellten europäischen Regeln über den Nachweis der Sicherheit und Zuverlässigkeit von baulichen Anlagen (EUROCODES) lassen sich nur dann sinnvoll anwenden, wenn neben der Bemessung auch die Lastbeschreibungen und Lastermittlungen auf wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage erfolgen. Die Aufstellung eines EUROCODES über Belastungsannahmen ist daher zwingend.

Aus rechtlichen wie aus baupraktischen Erwägungen ist die Anwendbarkeit von Lastfestlegungen über lange Zeiträume erwünscht. Diese Forderung wird sich bei den neu aufzustellenden europäischen Regeln nur erfüllen lassen, wenn diese fachlich ausreichend begründet sind und zumindest alles derzeit zugängliche Material über Lastmodelle und Lastdaten berücksichtigen.

Die vorliegende Forschungsarbeit soll gleichermaßen für die deutsche Mitarbeit an künftigen europäischen Lastregeln wie auch für die koordinierte Aufstellung einer wahrscheinlichkeitstheoretisch orientierten neuen Generation nationaler Lastnormen Arbeitsgrundlagen und Entscheidungshilfen liefern (vgl. Beschluß 2/1984 des NABau-Beirats). Dabei sind eigene nationale Untersuchungen in jedem Falle durchzuführen, selbst wenn die nationale Regelsetzung zunächst zugunsten der internationalen Aktivitäten zurückgestellt wird (vgl. Beschluß 17/1982 des NABau-Beirats).

### 1.2 Aufgabenstellung

Die hier dargestellten Forschungsarbeiten sind Teil eines mehrstufigen Forschungsprogramms mit dem Endziel, Normvorschläge über wahrscheinlichkeitstheoretisch begründete Belastungsannahmen zu erarbeiten. Diese sollen als Grundlage für die Aufstellung allgemein anerkannter Regeln der Technik für baupraktische Erfordernisse dienen. Das Gesamtprogramm umfaßt folgende Stufen:



Stufe 1 - Voruntersuchungen

- o Erarbeitung eines Lastbeschreibungskonzeptes zur Absteckung des Gesamtrahmens künftiger Lastregeln
- o Zusammentragen der verfügbaren Informationen über Lastbeschreibungsmodelle und Lastdaten
- o Identifizieren von Kenntnislücken bei der Lastbeschreibung, die vordringlich durch zusätzliche Forschungsarbeiten zu schließen sind

Stufe 2 - Gezielte Forschungsarbeiten

- o Durchführung begrenzter Untersuchungen zur Lastphysik, zu stochastischen Lastmodellen und zu Lastdaten zur Schließung der identifizierten Kenntnislücken
- o Vergleichende Betrachtung zur zweckmäßigsten probabilistischen Definition von Lastannahmen in Abhängigkeit des Bemessungsformats

Stufe 3 - Codifizierung

- o Aufstellung von wahrscheinlichkeitstheoretisch begründeten Arbeitsregeln für den baupraktischen Anwendungszweck
- o Vergleichende Betrachtung derzeitiger nationaler und internationaler Lastregeln mit Bewertung der Unterschiede und Kalibrierung der aufgestellten Arbeitsregeln.

Die mit diesem Bericht abgeschlossene Stufe 1 der Untersuchungen wurde ausschließlich im nationalen Rahmen mit Förderung durch das Institut für Bautechnik durchgeführt. Die noch ausstehenden Stufen 2 und 3 sind als deutscher Beitrag zu einem abgestimmten europäischen Forschungsprogramm mit Unterstützung durch die Kommission der Europäischen Gemeinschaften geplant. Teile der Stufe 3 - mit Behandlung einiger besonders wichtiger Lastarten - sollen dabei vorgezogen werden, um frühzeitig einen ersten Entwurf des EURO-Lastcodes erarbeiten zu können.

## 2. LASTBESCHREIBUNGSKONZEPT

### 2.1 Zielsetzung

Ein zukünftiges System von zuverlässigkeitstheoretisch orientierten Lastnormen soll die physikalische Wirklichkeit besser erfassen als die derzeitigen nationalen Normen, deren Datenbasis zum Teil relativ schmal ist und die daher viele nach Natur und Auswirkung unbekannte Entscheidungselemente enthalten. Künftige Lastnormen sollten mindestens folgende Angaben bereitstellen:

- extreme (Höchst-)Werte bezogen auf einen zweckmäßig gewählten Bezugszeitraum
- Werte im normalen Gebrauch von Bauwerken
- Dauer und Häufigkeit von Lasten, die bestimmte Niveaus überschreiten
- ermüdungswirksame Lastanteile; z.B. Betriebslastkollektive.

Darüber hinaus sollten die Lastnormen alle Informationen und Daten enthalten, die zur rechnerischen Erfassung von Lastkombinationen bei Nachweisen baulicher Anlagen für Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchsfähigkeit benötigt werden. Die maßgebenden Lastkombinationen ergeben sich aus einer Analyse der zu den möglichen Bemessungssituationen gehörigen Gefährdungsbilder. Es sind Informationen als Entscheidungsgrundlage bei folgenden Fragen zu liefern:

- Welche Einwirkungen treten in einer bestimmten Bemessungssituation des zu untersuchenden Tragwerks auf?
- Wie sind die einzelnen Einwirkungen im Sinne von Kombinationsregeln zu klassifizieren?
- Welche der möglichen Einwirkungskombinationen liefert das ungünstigste Bemessungsergebnis?
- In welcher Höhe ist eine Einwirkung in dieser Einwirkungskombination für den untersuchten Grenzzustand anzusetzen?

Erfahrungsgemäß werden die Angaben über Einwirkungen zweckmäßig gegliedert in (Tabelle 2.1):

- Lastkombinationsregeln
- Lastanwendungsregeln
- Lastermittlungsregeln
- Lastberechnungsgrundlagen .

Die Lastkombinationsregeln werden - soweit sie bauartunabhängig sind - im EUROCODE Nr. 1 über gemeinsame einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe aufgeführt; dies betrifft insbesondere die Kombinationsgleichungen für Lagesicherheitsnachweise. Die übrigen Angaben gehören grundsätzlich in den Lastcode. Sofern einzelne Parameter bauart- oder systemabhängig sind (z.B. bei statischen Ersatzlasten), sind diese für die Bauarten oder Bauwerkstypen (z.B. für Brücken, Türme, Maste) getrennt anzugeben; dies kann z.B. in speziellen Teilen oder Anhängen der jeweiligen Lastnorm geschehen.

Der vorliegende Bericht konzentriert sich auf die bauart- und systemunabhängigen Lastberechnungsgrundlagen und Lastermittlungsregeln. Die hierzu benötigten physikalischen und stochastischen Modelle werden für die einzelnen Lastarten nach dem derzeitigen Kenntnisstand (d.h. ohne zusätzliche eigene Forschung) bereitgestellt. Soweit möglich, wird auf vorhandene statistische Daten von Lastmessungen zurückgegriffen. Lücken bei den Modellen oder Daten werden aufgezeigt. Im Hinblick auf die später zu erarbeitenden Normvorschläge werden die aufgrund der verfügbaren Modelle und Daten derzeit regelbaren Aspekte benannt und vorläufige Zahlenwerte der entsprechenden Parameter ermittelt. Weiterhin wird verdeutlicht, wo und in welchem Umfang Entscheidungselemente in Lastnormen eingebracht bzw. einzubringen sind.

Tabelle 2.1 Erforderliche Angaben für die Belastungsannahmen

I Lastkombinationsregeln	II Lastanwendungsregeln	III Lastermittlungsregeln	IV Lastberechnungsgrundlagen
1. Art (Definition) der zu kombinierenden Lasten (Einwirkungen) 2. Größe (Betrag) mit dem die verschiedenen Lasten in die jeweiligen Kombinationen eingehen	Zweck und Inhalt 1. Regeln über den Ansatz (auch Unterscheidung "günstig" - "ungünstig") 2. Regeln über die räumliche Anordnung der Lasten		Angabe bezogener Lastwerte für definierte und klassifizierte Stoffe und Bauteile sowie anderer physikalischer Grunddaten der Lasten und Einwirkungen
DIN 1072, Abschn. 6.2	Beispiele im derzeitigen DIN-Normenwerk DIN 1072, Tabelle 2		DIN 1055 Teil 1 DIN 1055 Teil 2  Teil 4 Teil 5
Beschränkung: Diese Regeln sind nicht bauart- und systemunabhängig. Sie sind also teilweise bei den "Bauartregeln" unterzubringen und individuell am Einzelsystem zu entwickeln.		Zum Teil bauart- und systemabhängig (z.B. statische Ersatzlasten)	

## 2.2 Klassifizierung der Einwirkungen

Einwirkungen können sowohl als Belastung (z.B. Lasten oder Momente) als auch in Form von aufgezwungenen oder behinderten Verformungen auftreten. Als Voraussetzung für eine zutreffende Einführung der Einwirkungen in die Kombinationsregeln ist ihre Klassifizierung im Sinne des Sicherheitskonzeptes /2.1 - 2.3/ erforderlich. In diesem Vorhaben wird von folgender Klassifizierung ausgegangen, die auch Grundlage für eine zweckmäßige Einteilung des Lastregelwerkes sein kann:

- ständige Einwirkungen
  - o Eigenlasten
  - o Erdlasten
  - o Baugrundsetzungen
  - o Vorspannung, Kriechen und Schwinden, Stützensenkungen  
(diese Angaben müssen bauartbezogen erfolgen)
  
- veränderliche Einwirkungen
  - o Nutzlasten
    - Verkehrslasten auf Decken
    - Verkehrslasten auf Brücken
    - Kranlasten
    - Silolasten

- o klimatische Einwirkungen
  - Schneelasten
  - Windlasten
  - Wärmewirkungen
- o nichtklimatische Wärmewirkungen
  - Heizungs- und Betriebswärme
  - Hydratationswärme
- außergewöhnliche Einwirkungen
  - o Erdbeben
  - o Anpralllasten
  - o Explosion
  - o Einwirkungen aus Brand.

### 2.3 Verknüpfung mit dem Sicherheitskonzept

Wesentliche Bestandteile des probabilistischen Sicherheitskonzeptes gemäß /2.1 - 2.3/ sind:

- die Gewährleistung der Tragfähigkeit, Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken während ihrer vorgesehenen Lebensdauer mit angemessener Zuverlässigkeit
- die Untersuchung von Grenzzuständen für den Verlust der Funktionsfähigkeit eines Tragwerks - insbesondere Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit - in ausgewählten Bemessungssituationen
- der Nachweis der Tragfähigkeit oder Gebrauchstauglichkeit mit der Methode der Teilsicherheitsbeiwerte unter Ansatz von charakteristischen Werten (Nennwerten) für Einwirkungen und Widerstände
- die Verwendung (weitestgehend) baustoff- und bauartunabhängiger Teilsicherheitsbeiwerte und charakteristischer Werte für Einwirkungen
- die Zuordnung bestimmter Kombinationen von Einwirkungen zu den Grenzzuständen des statischen Gleichgewichtes oder der Widerstandsfähigkeit und den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit und die Abminderung der charakteristischen Werte von "Begleiteinwirkungen" durch Kombinationsbeiwerte.

Die Zielvorgaben bezüglich der beiden erstgenannten Punkte werden dem Anhang I zu /2.3/ entnommen. Dort sind u.a. Anhaltswerte für den Bezugszeitraum der Bemessung (normal:  $T = 50$  Jahre) und für die anzuzielende Zuverlässigkeit in Abhängigkeit der Versagensfolgen angegeben:

Grenzzustand der Tragfähigkeit bei mittleren Folgen:

$$p_f = 10^{-4} \text{ bis } 10^{-6}$$

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit:

$$p_f = 10^{-1} \text{ bis } 10^{-2} .$$

In Anlehnung an /2.1/ wird hier für Vergleichszwecke von einer auf  $T = 1$  Jahr bezogenen mittleren Zuverlässigkeit  $\beta = 4,7$  ( $p_f = 10^{-6}$ ) für Grenzzustände der Tragfähigkeit und  $\beta = 3,0$  ( $p_f = 10^{-3}$ ) für Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit ausgegangen. Das entspricht für den Bezugszeitraum  $T = 50$  Jahre in etwa folgenden angezielten Zuverlässigkeiten:

$$\text{Tragfähigkeit:} \quad \beta = 3,83 \quad (p_f = 6 \cdot 10^{-5})$$

$$\text{Gebrauchstauglichkeit:} \quad \beta = 1,50 \quad (p_f = 6,7 \cdot 10^{-2}).$$

Abweichungen von diesen mittleren Werten bei Bemessungssituationen mit größerer oder geringerer Gefahr für Leib und Leben (Grenzzustand der Tragfähigkeit) oder im Hinblick auf Beeinträchtigung der Nutzung (Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit) können im Einzelfall sinnvoll sein. Dies kann jedoch hier nicht weiter betrachtet werden.

Hinsichtlich der Definition von Bemessungswerten für Einwirkungen als Voraussetzung für die praktische Festlegung in künftigen Lastnormen wird im wesentlichen auf die Interpretationen in /2.4/ zu /2.1/ zurückgegriffen. Bei Nachweisen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sind bei veränderlichen Einwirkungen die Extremwerte für den Bezugszeitraum  $T = 50$  Jahre anzusetzen. Nachweise der Ermüdung sind am Ende des Bezugszeitraumes mit der bis zu diesem Zeitpunkt aufgetretenen Schädigung durch das Bemessungs-Lastkollektiv zu führen; hier sind keine Extremwerte der Lastamplituden für den gesamten Bezugszeitraum zu berechnen. Bei Grenzzuständen der Ge-

brauchstauglichkeit können die Lasten sowohl als Extremwerte als auch als Momentanwerte (quasi-ständige Lasten) eingehen.

Bei der rechnerischen Ermittlung von Bemessungswerten für Einwirkungen wird hier von einer globalen Aufspaltung der Bemessungsgleichung in Beanspruchbarkeit  $R$  und Beanspruchung  $S$  mit einer entsprechenden Wichtung der Zuverlässigkeit  $\beta$  über die Wichtungsfaktoren  $\alpha_R = 0,8$  und  $\alpha_S = -0,7$  nach /2.1, 2.4/ ausgegangen. Der Bemessungswert  $p^*$  der 50 - Jahresextremwerte ist dann so definiert, daß er nur mit einer Wahrscheinlichkeit

$$p = \Phi(-0,7 \beta) \quad (2.1)$$

(mit  $\Phi$  = Funktion der Standardnormalverteilung) überschritten wird.

In Kombination mit einer anderen veränderlichen Einwirkung, die aufgrund eines größeren Streuungseinflusses die "Leiteinwirkung" der Bemessung darstellt, sind reduzierte Bemessungswerte der veränderlichen Einwirkungen maßgebend. Diese werden so ermittelt, daß der Bezugszeitraum für die Extremwertbildung dem Grundzeitintervall (d.h. der Zeitdauer zwischen zwei Lastwechseln) der Leiteinwirkung entspricht und die Bemessungsfraktile gegenüber Gl. (2.1) reduziert wird auf

$$p' = \Phi(-0,4 - 0,7 \beta) \quad (2.2)$$

Die jeweiligen Bemessungswerte können stets auch mit Hilfe von charakteristischen Werten und Teilsicherheitsbeiwerten bzw. Kombinationsbeiwerten ausgedrückt werden. Im folgenden wird auf die in der deutschen Stellungnahme zu den EUROCODES /2.5/ empfohlenen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte Bezug genommen, die in Tabelle 2.2 zusammengestellt sind.

Die Kombinationsbeiwerte  $\psi$  gemäß Tabelle 2.2 für veränderliche Einwirkungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit, der Gebrauchstauglichkeit oder der Ermüdung sollen bei dieser Gelegenheit nochmals überprüft werden. Sie sollten etwa dem Verhältnis von reduziertem Bemessungswert gemäß Gl. (2.2) zu vollem Bemessungswert gemäß Gl. (2.1) entsprechen; aus Gründen der Praktikabilität sollte auf eine zu feine Differenzierung der Zahlenwerte verzichtet werden.

Tabelle 2.2 Teilsicherheitsbeiwerte und Kombinationsbeiwerte für Einwirkungen gemäß /2.5/

a) Teilsicherheitsbeiwerte

Einwirkung		Teilsicherheitsbeiwert bei	
		ungünstiger Wirkung	günstiger Wirkung
ständige Einwirkung	$\gamma_G$	1,35	0,9 *)
Vorspannung	$\gamma_P$	**)	**)
veränderliche Einw.	$\gamma_Q$	1,50	0

\*) die nationalen Beratungen zu diesem Wert sind noch nicht abgeschlossen  
 \*\*) Zahlenwerte müssen bauartbezogen festgelegt werden

b) Kombinationsbeiwerte

Einwirkung	Kombinationsbeiwert		
	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Nutzlasten auf Decken in			
- Wohnhäusern	0,5 *)	0,4	0,4
- Bürohäusern und Warenhäusern	0,5	0,4	0,4
- Parkhäusern	0,8	0,9	0,7
Windlasten	0,5	0,6	0 **)
Schneelasten	0,5	0,6	0,1 **)

\*) abhängig von der Anzahl der Geschosse  
 \*\*) je nach geographischer Lage anzupassen



### 3. EIGENLASTEN

#### 3.1 Überblick

Zu den Eigenlasten zählen /3.1/:

- Eigenlasten tragender Bauteile
- Eigenlasten nichttragender Bauteile

Die Lasten von Lager- und Schüttgütern, z.B. als Füllmaterial von Behältern und Silos oder Stapelgüter in Regallagern, werden häufig mit den Eigenlasten in einer Norm zusammengefaßt. Von ihren Eigenschaften her sind sie jedoch eher zu den Nutzlasten zu zählen. In diesem Bericht werden derartige Lasten nicht behandelt.

#### 3.2. Berechnungsmodelle für Eigenlasten

Hinsichtlich der Modellannahmen ist zweckmäßig, folgende Unterteilung zu treffen:

- Baustoffe und Werkstoffe
  - . Homogene Baustoffe
  - . Inhomogene oder heterogene Baustoffe
  - . Verbundwerkstoffe
- Bauteile und Bauarten

Die Möglichkeit zur Ermittlung der aus dem Eigengewicht (Masse) herrührenden Eigenlasten einer Konstruktion oder eines Bauteiles aus seinem Volumen und dem spezifischen Gewicht der verwendeten Baustoffe setzt deren ausreichende Homogenität voraus. In der Baupraxis bleibt dieser Fall daher strenggenommen auf Metallkonstruktionen, d.h. solche aus Stahl oder Aluminium beschränkt.

Zahlenmäßig überwiegen Baustoffe oder Werkstoffe, bei denen ihrer Struktur wegen mit dem Begriff des spezifischen Gewichtes nicht gearbeitet werden kann. Es hat sich durchgesetzt, das Gewicht von Bauteilen aus derartigen Baustoffen und Werkstoffen mit Hilfe der Rohdichte zu ermitteln. In der Regel wird die Rohdichte  $\rho_t$  des Werkstoffes nach Trocknen bis zur

Gewichtskonstanz als Quotient aus dem Gewicht eines definierten Probekörpers und seinem Rauminhalt einschließlich aller Löcher und Poren zugrundegelegt. Derartige Baustoffe sind insbesondere die Betone und Steine. Wegen der Abhängigkeit ihres Gewichtes vom Feuchtigkeitsgehalt sollten auch Hölzer und Holzwerkstoffe dazugerechnet werden.

Für Verbundwerkstoffe im weitesten Sinne, die durch Verbindung von Baustoffen unterschiedlicher spezifischer Gewichte bzw. Rohdichten zu einem Werkstoff entstehen, lassen sich die Eigenlasten nur aus den Eigenlasten und den Verhältnissen der Bestandteile ermitteln. Baustoffe in diesem Sinne sind Stahlbeton, Mauerwerk und Bauplatten aus verschiedenen Bestandteilen, z.B. Gipskarton, Styropor, Holzwolleleichtbauplatten.

Eigenlasten von Bauteilen und Bauarten lassen sich normativ nur dann angeben, wenn diese eindeutig beschrieben sind. Falls dieses nicht durch Bezugnahme auf Konstruktionsnormen möglich ist, sind die Konstruktionen in der Eigenlastnorm selbst zu beschreiben.

Die aus den Gewichten homogener Baustoffe herrührenden Lasten  $G$  werden als Produkt von spezifischem Gewicht  $\Gamma$  und Volumen  $V$  berechnet:

$$G = \Gamma \cdot V \quad (3.1 \text{ a})$$

Danach erhält man z.B. für Metallkonstruktionen, die aus Profilstäben oder Blech zusammengesetzt sind:

$$G = \sum \Gamma \cdot A_i \cdot l_i \cdot (1 + \mu) \quad (3.1 \text{ b})$$

Dabei sind

$A_i$  die aus Tabellenwerken zu entnehmenden Sollwerte der Querschnitte

$\mu$  ein Zuschlag zur Erfassung der Verbindungen und Anschlüsse

$l_i$  die zeichnungsgemäße Bauteillänge .

Für Bauteile aus nichtmetallischen Werkstoffen, bei denen nur eine Rohdichte, nicht aber ein spezifisches Gewicht definiert werden kann, ergibt sich die Eigenlast zu

$$G = g \cdot \rho_f \cdot (1 + u_m) \cdot V \quad \text{in kN} \quad (3.1 c)$$

Dabei ist

- g die Erdbeschleunigung (9,81 m/s<sup>2</sup>)
- $\rho_f$  die Rohdichte des Baustoffes, in der Regel definiert als Trockenrohddichte in kg/dm<sup>3</sup>
- $u_m$  der massebezogene Feuchtegehalt
- V das Volumen in m<sup>3</sup>, in der Regel definiert als Volumen des umschriebenen Körpers (z.B. bei Hohlblocksteinen)

Für Baustoffe, die üblicherweise gezielt mit über große Bereiche veränderlichen Rohdichten hergestellt werden, wie z.B. Betone und künstliche Steine für Mauerwerk lassen sich also Eigenlasten nur nach Vorgabe der Rohdichte und bei Kenntnis des tatsächlichen Feuchtegehaltes bzw. des Feuchtegehaltes bei Sättigung angeben. Für Baustoffe mit kontinuierlich veränderbarer Rohdichte können in Regelwerken nur Rohdichteklassen mit vorgegebenen Grenzwerten definiert und für diese dann die Eigenlasten angegeben werden. Die Zusammenhänge werden mit nachstehender Skizze für Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge und porigen Zuschlägen nach DIN 4219 /3.10/ erläutert, wobei als praktischer Feuchtegehalt nach DIN 4108 Teil 4, Anhang A /3.11/ 15 % angesetzt worden sind. Für einen Baustoff mit der Rohdichte 1,2 kg/dm<sup>3</sup> ergibt sich unter Umrechnung des volumenbezogenen Feuchtegehaltes in den massebezogenen die Rohdichte zu:

$$\rho_f = 1,2 \cdot \left(0,15 \frac{1,0}{1,2} + 1\right) = 1,2 \cdot 1,125 = 1,35 \text{ kg/dm}^3$$

Wegen der gleichen physikalischen Gesetzmäßigkeiten sollte auch die Eigenlastermittlung bei Holz nach diesem Schema erfolgen. Es wären also Last- und Rohdichteangaben zu unterscheiden für die Zustände trocken, mit praktischem Feuchtegehalt und naß.

Bei Werkstoffen, die aus unterschiedlichen Baustoffen mit stark unterschiedlichen spezifischen Gewichten bzw. Rohdichten und unterschiedlichem Verhalten gegenüber der Luftfeuchte zusammengesetzt sind, läßt sich die Eigenlast aus den Volumenanteilen  $\alpha_i V$  (mit  $\sum \alpha_i = 1$ ) ermitteln:

$$G = \sum G_i = g \cdot \sum \alpha_i \cdot \rho_{fi} \cdot (1 + u_i) \cdot V \quad (3.1 d)$$

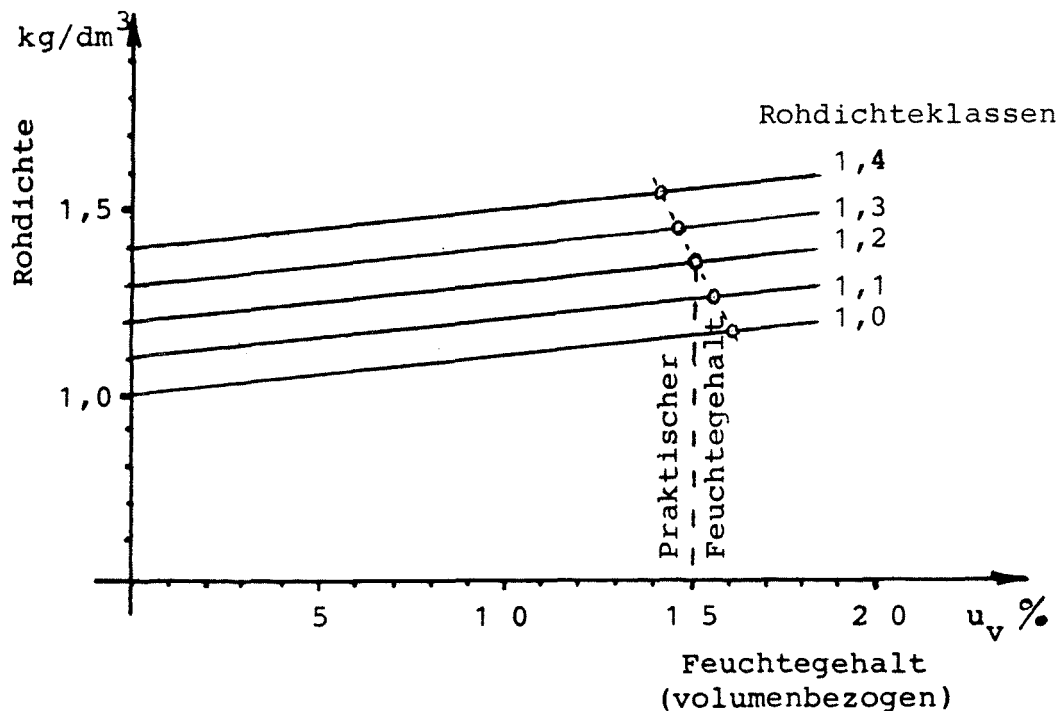


Bild 3.1 Abhängigkeit der Rohdichte vom Feuchtegehalt für Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge und porigen Zuschlägen

Eine Gesamtrohdichte läßt sich definieren als:

$$\rho_{fg} = \frac{1}{V} \cdot \Sigma G_i = \Sigma \alpha_i \cdot \rho_{fi} \cdot (1 + u_i) \quad (3.1 e)$$

Auf diese Weise wäre z.B. bei Stahlbeton oder Mauerwerk zu verfahren.

### 3.3 Stochastisches Modell

Das stochastische Modell für die Eigenlasten soll am Beispiel der Definition gemäß Gl. (3.1 a) erläutert werden, auf die sich die übrigen Eigenlastdefinitionen zurückführen lassen. Es sind primär räumliche Schwankungen des spezifischen Gewichtes und des Volumens von Interesse.

Die Veränderlichkeit des spezifischen Gewichtes  $\Gamma$  hängt von der inneren Homogenität des Materials und der Konstruktion ab. Innerhalb einer Charge ist der Einfluß solcher Schwankungen aufgrund der räumlichen Mittelung im allgemeinen gering. Gößere örtliche Schwankungen sind jedoch bei Baustoffen mit natürlichen Zuschlagstoffen denkbar. In solchen Fällen kann  $\Gamma$  auf der Basis von Messungen wie folgt angegeben werden /3.2/:

$$\Gamma(V) = \Gamma_0 \cdot \gamma(V) \quad (3.2)$$

mit

- $\Gamma_0$  = aktueller Mittelwert (oder Medianwert)  
 $\gamma(V)$  = Zufallsvariable mit Median 1.0, deren Standardabweichung mit  $1/V$  abnimmt  
 $\rho_\gamma$  = Korrelationsradius (in m)

Da  $\rho_\gamma$  selten größer als 1 m ist, sind auch die Streuungen von  $\gamma$  innerhalb einer Charge, wie oben erwähnt, normalerweise gering; die Variationskoeffizienten  $V_\gamma$  liegen bei 2 % bis maximal 7 % .

Je nach Material kann  $\Gamma_0$  u.U, mit Variationskoeffizienten bis über 10 % streuen; üblicherweise kann jedoch bei Beton, Mauerwerk oder anderen häufig vorkommenden Baustoffen von  $V_{\Gamma_0} = 5$  % ausgegangen werden. Die statistischen Parameter der spezifischen Gewichte  $\Gamma_0$  einiger wichtiger Baustoffe sind in Tabelle 3.1 nach /3.3/ zusammengestellt.

Die Schwankungen des Volumens  $V = f(D_i)$  hängen von den statistischen Streuungen der geometrischen Abmessungen  $D_i$  ab. Die Zufallsvariablen  $D_i$  können dargestellt werden als

$$D_i = (d_i + \Delta) \cdot \epsilon_i \quad (3.3)$$

mit

- $d_i$  = planmäßige Abmessung  
 $\Delta$  = systematische Abweichung von der planmäßigen Abmessung  
 $\epsilon_i$  = Zufallsvariable mit Median 1,0 und Standardabweichung  $\sigma_i$

Normalerweise stimmen die geometrischen Abmessungen im Mittel mit den Sollwerten überein, so daß  $\Delta = 0$  ist. Bei dünnen Ortbetonbauteilen kann  $\Delta$  Werte bis zu 2 cm annehmen /3.4/. Die zufälligen Streuungen sind nahezu unabhängig von den absoluten Abmessungen, außer bei kleinen Abmessungen bis 15 cm. Daher können bei größeren Bauteilabmessungen die Streuungen oft vernachlässigt werden. Die in der Literatur /3.4 - 3.7) angegebenen Standardabweichungen  $\sigma_i$  geometrischer Abmessungen sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt. Die jeweils kleineren Werte gelten für höhere Ausführungsqualität.

Tabelle 3.1 Statistische Kennwerte der spezifischen Gewichte von Baustoffen (nach /3.3/)

Baustoffe		Mittelwert	Variationskoeffizient
		$\Gamma_o$ kN/m <sup>3</sup>	$V_{\Gamma_o}$ -
Beton <sup>*)</sup>	Normalbeton mit stabilem Feuchtigkeitsgehalt	23 - 24	0,05 - 0,20
	Leichtbeton	10 - 21	0,04 - 0,08
	Bimbsbeton		0,05 - 0,10
	Schwerbeton		0,01 - 0,02
Bauholz <sup>*)</sup>	Rottanne, Fichte	4,4	
	Pinie	5,1	
	Lärche	6,6	0,1
	Buche	6,8	
	Eiche	6,5	

<sup>\*)</sup> Angaben gelten bei praktischem Feuchtegehalt

Tabelle 3.2 Standardabweichungen  $\sigma_i$  von Abmessungen verschiedener Bauteile

Bauteile aus	Querschnitts-abmessung (mm)	Längsabmessung (mm)
Beton	5 - 10	5 - 20
Stahl	1 - 3	5 - 10
Holz	5	5 - 20
Mauerwerk	5 - 10	5 - 20

Die örtlichen Schwankungen der Eigengewichtslasten sind korreliert. Für Betonbrücken wurde in /3.8/ folgende empirische Autokorrelationsfunktion auf der Basis von Messungen vorgeschlagen:

$$\rho (\Delta x) = \exp \{ - c_d \Delta x \} \quad (3.4)$$

mit

$\Delta x$  = gegenseitiger Abstand der Beobachtungspunkte (in m)

$c_d$  = 0,9 - 1,1 (in 1/m)

Auch zwischen verschiedenen Bauteilen eines Tragwerkes kann eine Korrelation aufgrund von  $\Gamma_o$  und ggf. auch  $V$  bestehen. Als Verteilungsfunktion für  $\Gamma$  und  $V$  werden in /3.2/ logarithmische Normalverteilungen empfohlen, die als von einander unabhängig angesehen werden können. Unter dieser Voraussetzung ist auch die Eigengewichtslast  $G$  logarithmisch normalverteilt mit Gesamtvariationskoeffizienten zwischen 5 % und 15 %. Bei diesen relativ geringen Streuungen kann alternativ auch eine Gauß-Normalverteilung für  $G$  mit gleichem Variationskoeffizienten verwendet werden.

Bei nichttragenden Bauteilen, deren Veränderung während der Lebensdauer nicht ausgeschlossen werden kann, läßt sich die Verteilung des Eigengewichtes näherungsweise mit Hilfe eines Rechteck-Erneuerungsprozesses bestimmen. Die mittlere Last-

wechselrate  $v$  liegt dabei in der Größenordnung 0,02 bis 0,1 pro Jahr. Die Lastamplitude nach jedem Lastwechsel kann nach Gln. (3.1) bis (3.4) beschrieben werden. Der Variationskoeffizient  $V_G$  ist jedoch im allgemeinen größer als bei tragenden Bauteilen ( $V_G > 0,1$ ).

Der Einfluß von Fehlern bei der Eigenlastermittlung von Metallbauteilen nach Gl. (3.1 b) ist sehr unterschiedlich. Bei reinen Stahlkonstruktionen, z.B. Stahlbrücken, Kranen, Kranbahnen und Gittermasten ist der Einfluß zwar sehr gering, kann aber wohl nicht grundsätzlich unbeachtet bleiben. Bei Bauwerken, in denen Stahlbauteile nur in geringem Maße zum Gesamtgewicht beitragen, wie z.B. bei Stahlskelettbauten, können die Eigenlaststreuungen der Stahlbauteile völlig vernachlässigt werden. Die an der Eigenlastermittlung beteiligten Variablen dürften etwa folgenden Anteil an der Gesamtstreuung haben:

$\rho$  kann praktisch als physikalische Konstante betrachtet werden; bei Stahl z.B.  $\rho = 7,85 \text{ kg/dm}^3$

$A_i$  Die Querschnittsfläche der Profile unterliegt den Walztoleranzen und dürfte eine für die Eigenlastermittlung vernachlässigbare Streuung aufweisen.

$l_i$  wird aus den Systemabmessungen zum Zeitpunkt der statischen Berechnung über eine Schätzung ermittelt. Fehler sind möglich bei konstruktiven Änderungen ohne Überarbeitung der Berechnung.

$\mu$  als Zuschlag für Anschluß und Verbindungsmittel wird in der Praxis durch Schätzungen ermittelt. Die Streuungseinflüsse dieser Größe sind in der Regel vernachlässigbar.

Bei den nichtmetallischen Werkstoffen hängt die Streuung der Eigenlastparameter wesentlich von der Definition dieser Baustoffe ab. Bei Baustoffen, deren Eigenschaften in weiten Grenzen veränderlich sind, wie z.B. Steine aller Art (Ziegel, Kalksandsteine und Steine aus Beton) und Betone gehört die Zuordnung zu einer Rohdichteklasse zur Baustoffdefinition. Dabei werden die Rohdichteklassen über die Mittelwerte der Trockenrohddichten der Baustoffe angegeben. Von dieser Situation ausgehend ist die Streuung der Eigenlastparameter zu überprüfen. Da die Rohdichteklassen über die Mittelwerte der



Trockenrohdichten definiert sind, ist zunächst zu entscheiden, welche Größt- und Kleinstwerte für eine definierte Rohdichteklasse sinnvollerweise noch berücksichtigt werden sollten. Davon ausgehend sind dann die Streuungen der Rohdichte für den praktischen Feuchtegehalt (Sorptionsfeuchte) bzw. der Rohdichte im wassergesättigten Zustand für Außenbauteile wie Brücken und Kranbahnen zu erfassen.

In der Regel kommen im Bauwesen Werkstoffe zum Einsatz, die aus Einzelbaustoffen im vorgenannten Sinne zusammengesetzt sind. Die häufigsten Werkstoffe dieser Art sind Stahlbeton und Mauerwerk. Ausgehend von den spezifischen Gewichten bzw. Rohdichten der Einzelbaustoffe sind z.B. für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Mindest- und der Höchstbewehrung einschließlich der konstruktiven Bewehrungsanteile wie Stoßüberdeckungen, Bügel, Frösche und Schwindbewehrung die Streuungen der Gesamtrohdichte zu ermitteln. Für Mauerwerk gilt entsprechendes, wobei die verwendete Steinart und die Mörtelgruppe zu berücksichtigen sind.

Bei Eigenlastangaben für Bauarten, z.B. Dach- und Deckenkonstruktionen, ist zunächst eine eindeutige Definition, d.h. Beschreibung der Konstruktion erforderlich. Dann können die Eigenlasten, bezogen auf Einheiten z.B. Flächeneinheiten, mit ihren Streuungen aus den entsprechenden Angaben für die Konstruktionselemente wie vor ermittelt werden.

#### 3.4 Normungsvorschlag

Auf der Grundlage des Sicherheitskonzeptes gemäß Abschnitt 2.3 sind Bemessungswerte  $G^*$  bzw. charakteristische Werte  $G_k$  für die Eigenlasten bei Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchsfähigkeit zu definieren. Die Bemessungswerte im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten auch für Nachweise der Ermüdung. Eine Abminderung bei Kombination der Eigenlasten mit veränderlichen Einwirkungen ist nicht vorgesehen.

Grundsätzlich sollte bei Eigenlasten tragender Bauteile, deren Gesamtvariationskoeffizient  $V_G \leq 0,1$  beträgt, der Erwartungswert  $E(G)$  (= Mittelwert) bei Annahme einer Normalverteilung von  $G$ , bzw. der Medianwert  $G$  bei Annahme einer logarithmischen Normalverteilung als charakteristischer Wert gewählt

werden. Hierauf sind - je nach Grenzzustand und günstiger oder ungünstiger Wirkung - die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_G$  gemäß Tabelle 2.2 anzuwenden.

Bei Eigenlasten tragender Bauteile mit  $V_G \leq 0,1$  sowie bei Eigenlasten nichttragender Bauteile sind im allgemeinen obere und untere charakteristische Werte  $\max G_k$  und  $\min G_k$  zu definieren. Hierfür können vorläufig bis  $V_G \leq 0,2$  die 90 %- bzw. 10 %-Fraktilen gewählt werden (ggf. auch 95 %- bzw. 5 %-Fraktile). Dies gilt stets auch für tragende Bauteile mit kleinen Abmessungen, z.B. für dünne Stahlbetondecken oder -wände.

Sofern Eigenlasten bereichsweise günstig und bereichsweise ungünstig wirken, z.B. in bezug auf die Schnittgrößen im Momenten- oder Querkraftnullpunkt von Durchlaufssystemen, sind auch bei kleinen Streuungen der Eigenlast ( $V_G < 0,1$ ) oberen und untere charakteristischen Werten zu unterscheiden oder alternativ entsprechende unterschiedliche Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_{G,max}$  und  $\gamma_{G,min}$  zu verwenden.

### 3.5 Vergleich mit bisherigen Normen

Bei bisherigen Lastnormen fehlt grundsätzlich die Unterscheidung hinsichtlich der Größe zufälliger Streuungen. Folglich wird auch im allgemeinen nicht bei größeren Streuungen zwischen oberen und unteren Nennwerten unterschieden. Vielmehr wird grundsätzlich eine ungünstige Wirkung der Eigenlast unterstellt, für die der Nennwert bei vermuteten größeren Schwankungen bereits einen gewissen Sicherheitszuschlag enthält. Wenn Nachweise künftig im Regelfall einfach bleiben sollen - also auf eine Unterscheidung von oberen und unteren Nennwerten verzichtet werden soll - ist als Beurteilungsmaßstab für die Zulässigkeit dieser Vereinfachung die Angabe der zufälligen Streuungen (z.B. eines Variationskoeffizienten) sinnvoll.

Der Entwurf einer ISO-Norm "Permanent Actions" sieht die Ermittlung der Eigenlasten tragender Bauteile aus den zeichnungsgemäßen Abmessungen und der mittleren Dichte der Baustoffe vor. Bei nichttragenden Bauteilen soll ebenso verfahren werden oder aber - falls angemessen - ein oberer

oder unterer Wert berücksichtigt werden; mit diesen beiden Werten soll die vorhersehbare Streuung der Eigenlast erfaßt werden. In einigen Fällen kann der untere Wert Null sein. Zahlenwerte sind in zwei Anhängen enthalten: im Anhang 1 als Rohdichteangaben für tragende und nichttragende Bauteile, in Anhang 2 für Lasten aus Lager- und Schüttgütern (einschließlich Erdlasten). Die meisten Werte beruhen auf Schätzungen; auf statistische Unterlagen konnte nur in wenigen Fällen zurückgegriffen werden. In den Grundansätzen stimmt der ISO-Entwurf mit dem Normungsvorschlag in Abschnitt 3.4 überein.

Das Zusammenwirken günstiger und ungünstiger Eigenlasten in besonderen Fällen - z.B. im Momentennullpunkt - wird derzeit noch nicht konsequent berücksichtigt. Eine Behandlung gemäß dem Vorschlag in Abschnitt 3.4 ist jetzt jedoch erstmals in die Überarbeitung der DIN 1072 /3.9/ eingeflossen.

#### 4. VERKEHRSLASTEN AUF DECKEN

##### 4.1 Überblick

Nutzlasten in Gebäuden umfassen Gewichte von festen Einrichtungen wie Möbeln und Waren sowie von Personen und beweglichen Einrichtungen. Nicht enthalten sind Eigenlasten tragender und nichttragender Bauteile (vgl. Abschnitt 3.2), Trennwände oder schwere Maschinen, welche für die Nutzungsart unüblich sind.

Entsprechend der vorgesehenen Nutzung kann man u.a. Nutzlasten - für Raumbereiche mit repräsentativer Nutzung - in folgenden Gebäudearten unterscheiden (vgl. /4.1, 4.2/):

- Bürohäuser
- Wohnhäuser
- Geschäfts- und Warenhäuser
- Schulen
- Hotels
- Krankenhäuser
- Parkhäuser

Nutzlasten sind räumlich und zeitlich veränderlich, wobei das Ausmaß der räumlichen Schwankungen und die Häufigkeit der Lastwechsel während der Nutzungsdauer von der Art der Nutzung abhängen. Im Hinblick auf die Beschreibung der räumlichen und zeitlichen Änderungen ist eine Aufteilung der Nutzlasten in einen quasi-ständigen Anteil und einen kurzzeitigen Anteil sinnvoll /4.2, 4.3/.

Aufgrund der unterschiedlichen Bedeutung dieser Nutzlastanteile ist es vorteilhaft, die "normalen" Nutzlasten in Gebäuden und die Parkhausnutzlasten als zwei Hauptgruppen zu bearbeiten (vgl. Abschnitt 4.2 und 4.3).

Neben den vertikalen Verkehrslasten auf Decken sind auch horizontale Nutzlasten zu berücksichtigen, die jedoch nicht Gegenstand dieses Berichtes sind. Es handelt sich hierbei oft um kurzzeitige Lasten, die nach der Funktion der Bauteile zu unterscheiden sind. Beispiele sind:

- a) Absturzsicherungen ohne Menschengedränge
- b) Absicherungen unter Menschengedränge (in Sportstätten, bei Brückengeländern usw.)

## 4.2 Normale Nutzlasten

### 4.2.1 Allgemeines

Die "normalen" Nutzlasten sind dadurch gekennzeichnet, daß im allgemeinen quasi-ständige und kurzzeitige Lastanteile gemeinsam auftreten. Hierbei bestehen die quasi-ständigen Lasten aus den festen Einrichtungen sowie ständig vorhandenen Waren und Personen. Sie ändern sich hauptsächlich bei einem Wechsel der Benutzer oder Mieter; zwischen zwei solchen Wechseln bleiben sie mehr oder weniger konstant. Zu den kurzzeitigen Lasten gehören unübliche Personenansammlungen, z.B. anlässlich einer Feier oder einer Notsituation wie Brand, sowie vorübergehende Stapelungen von Möbeln und Waren bei Renovierungsarbeiten (Bild 4.1).

Die zahlreichen Lastmessungen in der Literatur, die z.B. in /4.4/ zusammenfassend wiedergegeben sind, behandeln vornehmlich die quasi-ständigen Lastanteile in Bereichen mit repräsentativer Nutzung. Vergleichsweise wenig ist dagegen über die quasi-ständigen Lasten bei Sondernutzungen (z.B. Lager, Archive, Büchereien, Geräteräume) und über die kurzzeitigen Lasten bekannt. Dementsprechend hat sich hinsichtlich der Beschreibung der quasi-ständigen Lasten bei repräsentativer Nutzung ein an Daten geeicherter Stand der Technik herausgebildet /4.2, 4.3/. Dagegen müssen für die kurzzeitigen Anteile weitgehend theoretische Modelle mit zumeist geschätzten Zahlenwerten herangezogen werden.

Grundsätzlich erscheint es sinnvoll, bei der Beschreibung der Nutzlasten die räumliche und zeitliche Veränderlichkeit separat zu betrachten. Bei der räumlichen Veränderlichkeit ist aus Gründen der Praktikabilität eine Darstellung der an sich diskreten Lasten mit Hilfe einer äquivalenten gleichförmig verteilten Last üblich. Die äquivalente gleichförmig verteilte Last hängt einmal von der Einzugsfläche und zum anderen von dem statischen System des zu bemessenden Bauteils ab. Die zeitliche Veränderlichkeit ist zu berücksichtigen, wenn es

darum geht, extreme Nutzlasten während eines vorgegebenen Bezugszeitraumes zu ermitteln.

#### 4.2.2 Stochastisches Modell

Allgemein kann die quasi-ständige Nutzlast in einem Aufpunkt  $(x,y)$  wie folgt dargestellt werden /4.2, 4.3/:

$$w_S(x,y,t) = m_S(t) + \Gamma + \tilde{w}(x,y) \quad (4.1)$$

mit

$w_S(x,y,t)$  = Modelllastintensität

$m_S(t)$  = räumlich gemittelte Lastintensität für eine bestimmte Nutzungsart zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$

$\Gamma$  = Zufallsvariable mit Mittelwert Null, die einen zufälligen Wert für jedes Stockwerk annimmt

$\tilde{w}(x,y)$  = Zufallsprozeß mit Mittelwert Null, der die räumliche Veränderlichkeit innerhalb eines Stockwerkes darstellt

Die quasi-ständige Gesamtlast in einem Feld mit der Grundfläche  $A$  zu einem gegebenen beliebigen Zeitpunkt  $t$  beträgt (unter Vernachlässigung einer räumlichen Korrelation)

$$L_S(A) = \iint_A w_S(x,y) dx dy \quad (4.2)$$

mit den statistischen Kennwerten

$$E \{ L_S(A) \} = m_S \quad (4.3)$$

$$\text{Var} \{ L_S(A) \} = \sigma_{\Gamma_S}^2 + \sigma_{\tilde{w}}^2/A \quad (4.4)$$

$$\text{Cov} \{ L_S(A_1), L_S(A_2) \} = \sigma_{\Gamma_S}^2 \quad (4.5)$$

Im Hinblick auf die Schnittgröße  $S_S$  ist die Last  $L_S$  mit der Einflußfläche  $i(x,y)$  zu wichten:

$$S_S(A) = \iint_A i(x,y) w_S(x,y) dx dy \quad (4.6)$$

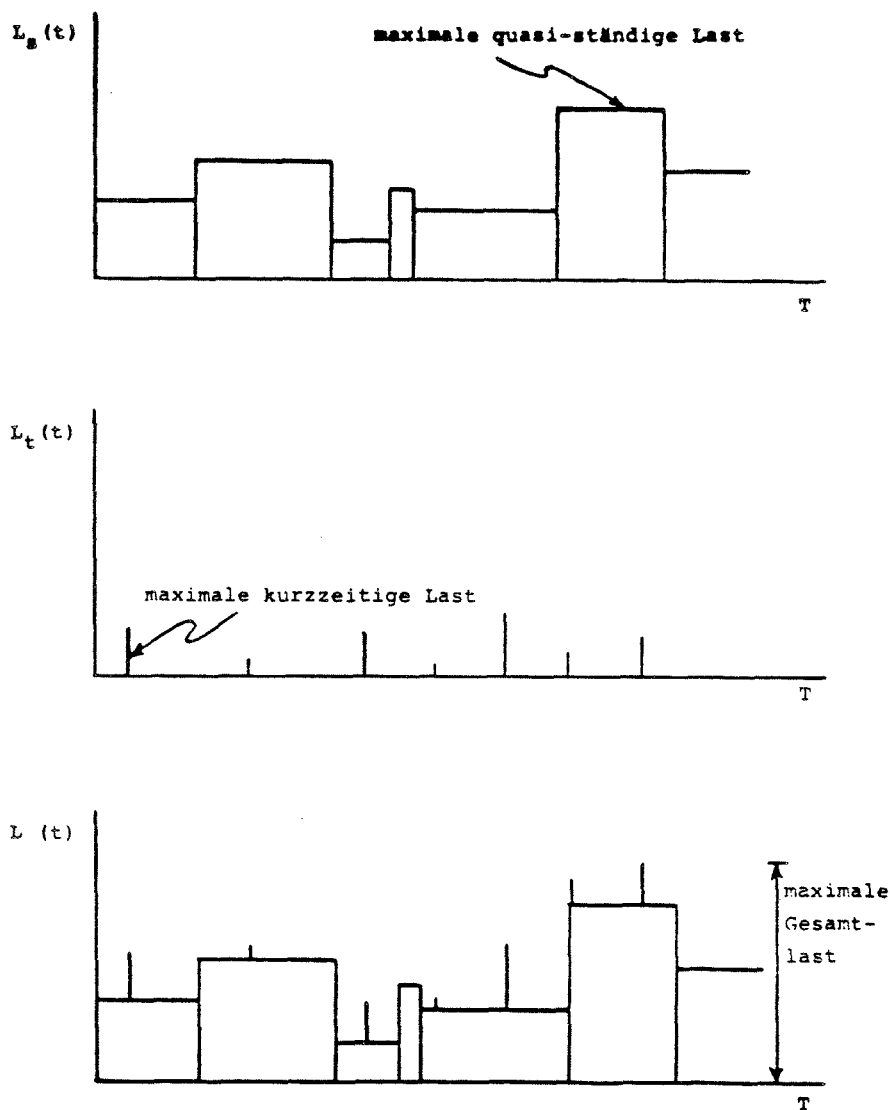


Bild 4.1 Quasi-ständige und kurzzeitige Nutzlast, sowie maximale Gesamtnutzlast im Bezugszeitraum T

Eine äquivalente gleichförmig verteilte Last  $p_s$  kann dann so definiert werden, daß sie die gleiche Schnittgröße  $S_S(A)$  erzeugt wie die gegebene Last  $w_S(x,y)$ :

$$P_S = \frac{S_S(A)}{\iint_A i(x,y) dx dy}$$

Dies führt zu den Kennwerten

$$\begin{aligned} E \{ P_S \} &= m_S \\ \text{Var} \{ P_S \} &= \sigma_{I_S}^2 + \frac{\sigma_{\tilde{W}}^2}{A} \kappa(A) \end{aligned} \quad (4.7)$$

mit dem Systemfaktor

$$\kappa(A) = \frac{\iint_A (i(x,y))^2 dx dy}{\left( \iint_A i(x,y) dx dy \right)^2} \quad (4.8)$$

gemäß Tabelle 4.1.

Tabelle 4.1 Systemfaktor  $\kappa(A)$  für ausgewählte Bauteile

Bauteil	Schnittgröße	$\kappa(A)$
Platte	Feldmoment	1,5
Balken, gel. gelagert	Feldmoment	2,7
" , eingespannt	Einspannmoment	2,0
" , mit Kragarmen	Feldmoment	2,0
Stütze, innen	Moment	2,2

Die zeitliche Veränderlichkeit des Lastprozesses  $L_S(A,t)$  kann durch einen stationären Poisson-Erneuerungsprozeß angenähert werden. Ausgehend von einer mittleren Lastwechselrate  $\lambda_S$  ergibt sich dann die mittlere Anzahl von Überschreitungen einer bestimmten Last  $l$  im Bezugszeitraum  $T$  zu

$$v_S(l) = \lambda_S T \cdot F_L(l) \cdot \{ 1 - F_L(l) \} \quad (4.9)$$



Sofern die Lasten bei einem Lastwechsel vollständig entfernt werden, wird der erste Faktor zu 1,0 und die Extremwertverteilung für den Bezugszeitraum  $T$  lautet

$$F_{\max L}(1) = \exp \{ - \lambda_S \cdot T \cdot (1 - F_L(1)) \} \quad (4.10)$$

Die Gesamtzeit  $\tau$ , in der die Last  $1$  überschritten wird, ist Poisson-verteilt mit Mittelwert

$$m_\tau = T \cdot \{1 - F_L(1)\} \quad (4.11)$$

und Varianz

$$\sigma_\tau^2 = 2 T \cdot \{1 - F_L(1)\} / \lambda_S \quad (4.12)$$

Für den kurzzeitigen Lastanteil kann generell eine Darstellung analog Gln. (4.1) bis (4.8) gewählt werden; näherungsweise kann  $\sigma_F$  vernachlässigt werden.

Die zeitliche Veränderlichkeit kann mit Hilfe eines Poisson-Prozesses modelliert werden, wobei die mittlere Auftretensrate  $\lambda_t$  wenige Male pro Jahr beträgt und die Dauer der Belastung sehr kurz ist /4.3/, z.B.

- 4 - 8 Std. für Personenansammlungen
- 10 - 20 min. für Notsituationen
- 1 - 7 d für Renovierungssituationen.

Für kurzzeitige Lasten, die nur auf Personenansammlungen zurückgehen, werden in /4.2, 4.5/ alternative Modelle unter Berücksichtigung der (normalverteilten) Personengewichte  $P_i$  und der Anzahl pro Einzugsfläche  $N(A)$  angegeben.

Wenn quasi-ständige und kurzzeitige Lastanteile gleichzeitig auftreten können, kann das Maximum der Summe beider Anteile im Bezugszeitraum  $T$  von Bedeutung sein. Das Maximum der Summe ergibt sich in der Regel aus einer der folgenden beiden Kombinationen:

- a) quasi-ständiger Anteil mit Extremwert für den Bezugszeitraum  $T$ , kurzzeitiger Anteil mit Extremwert für das Grundzeitintervall des quasi-ständigen Anteils

$$\max_{(0,T)} \{L(l)\} = \max_{(0,T)} \{L_S(l)\} + \max_{(0,t_S)} \{L_t(l)\} \quad (4.13)$$

b) quasi-ständiger Anteil mit Momentanwert, kurzzeitiger Anteil mit Extremwert für den Bezugszeitraum T

$$\max_{(0,T)} \{L(l)\} = L_S(l) + \max_{(0,T)} \{L_t(l)\} \quad (4.14)$$

Hierbei bedeuten

$\max_{(0,T)} \{ \}$  = Extremwert im Bezugszeitraum T

$\max_{(0,t_S)} \{ \}$  = Extremwert während der mittleren Dauer  $t_S = 1/\lambda_S$  der quasi-ständigen Last

Abschließend sind in Tabelle 4.2 die statistischen Kennwerte der quasi-ständigen und kurzzeitigen Anteile der normalen Nutzlasten aufgrund einer Literaturlauswertung in /4.3/ zusammengestellt. Bei den Wohnhausnutzlasten wird zusätzlich auf eine neue Auswertung in /4.6/ zurückgegriffen. Die angegebenen Kennwerte werden dem Normungsvorschlag in Abschnitt 4.2.3 zugrundegelegt. Nach /4.3/ werden für beide Lastanteile Gamma-Verteilungen angenommen.

Tabelle 4.2 Statistische Kennwerte der normalen Nutzlasten (Lastangaben in  $\text{kN/m}^2$ )

Gebäudeart	quasi-ständige Last				kurzzeitige Last		
	$m_S$	$\sigma_\Gamma$	$\sigma_w$	$\lambda_S$	$m_t$	$\lambda_t$	
Bürohäuser	0,60	0,05	0,60	1/8	0,10	0,4	1
Wohnhäuser /4.3/	0,40	0,03	0,50	1/10	0,30	0,80	2
/4.6/	0,30	0,03	0,52	1/10	0,29	0,55	1
Geschäftshäuser	0,40	0,05	0,30	1/3	0,25	0,6	4
Schulen	0,65	0,05	0,40	1/2	0,45	0,7	2
Hotels	0,30	0,06	0,21	1/5	0,15	0,5	20
Krankenhäuser	0,40	0,05	0,30	1/5	0,10	0,08	5

Anmerkungen: a) für Mietwohnungen  $\lambda_S = 1/5 - 1/2$   
b) Lasten im Erdgeschoß 50 % höher

#### 4.2.3 Normungsvorschlag

Für die Nutzlasten als "veränderliche Einwirkungen" im Sinne der GruSiBau /4.7/ sind folgende Kennwerte zu definieren /4.8/:

- Bemessungswert (der Extremwerte)  $p^*$  für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und für den Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit
- charakteristische Werte  $p_k$  (Nennwerte), die zusammen mit den in Abschnitt 2.3 angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten  $\gamma_Q$  und ggf. Kombinationsbeiwerten  $\psi$  anstelle der vorgenannten Bemessungswerte  $p^*$  zu verwenden sind.
- gegebenenfalls Bemessungslastkollektive für den Grenzzustand der Ermüdung .

Die Bemessungswerte und reduzierten Bemessungswerte werden nach den in Abschnitt 2.3 zusammengefaßten Grundsätzen ermittelt. Zur Berechnung des Extremwertes der Kombination aus quasi-ständigem und kurzzeitigem Lastanteil werden die beiden Kombinationen a) und b) gemäß Gln. (4.13) und (4.14) getrennt untersucht; das ungünstigere Ergebnis ist maßgebend. Die Berechnung erfolgt mit dem Rechenprogramm FORM /4.9/.

Aus den Daten der Tabelle 4.2 unter Ansatz von Gamma-Verteilungen für die Momentanwerte beider Lastanteile resultieren die Bemessungswerte  $p^*$  für die Nutzlast als Leiteinwirkung im Grenzzustand der Tragfähigkeit ( $\beta = 3,83$ ) bzw. im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit ( $\beta = 1,5$ ), die in Tabelle 4.3 zusammengestellt sind. Dort ist auch jeweils der Quotient  $p^*/\gamma_Q$  als mögliche Definition des charakteristischen Wertes  $p_k$  angegeben. Erwartungsgemäß kommt man von beiden Grenzzuständen aus zu unterschiedlichen  $p_k$ -Definitionen, da die Teilsicherheitsbeiwerte unabhängig von einander und ohne genaue Kenntnis der stochastischen Modelle festgelegt wurden. In der Regel ist die Kombination b) maßgebend. Für eine künftige Normung sollte zweckmäßigerweise ein mittlerer Wert ausgewählt werden, der für die Mehrzahl der Bemessungsfälle zutrifft.

Die Abminderung mit der Einzugsfläche ist bei allen Nutzungsarten deutlich ausgeprägt. Hier erscheint es sinnvoll, den

charakteristischen Wert entsprechend der am häufigsten verteilten Einzugsfläche festzulegen und bei größeren Flächen Reduktionen bzw. bei sehr kleinen Flächen eine zusätzliche Einzellast vorzusehen /4.6/.

Die reduzierten Bemessungswerte  $p^*_{red}$  für die Nutzlast als Begleiteinwirkung in Tabelle 4.4 werden ermittelt, indem der quasi-ständige Lastanteil  $p_s$  mit seinem Momentanwert und der kurzzeitige Lastanteil  $p_t$  mit dem Extremwert im Grundzeitintervall der unterstellten Leitgefah $r$  angesetzt wird; konservativ wird davon ausgegangen, daß das Grundzeitintervall der Leitgefah $r$  nicht kleiner ist als das des quasi-ständigen Lastanteils. Setzt man die so ermittelten reduzierten Bemessungswerte  $p^*_{red}$  der Nutzlasten in Relation zu den o.a. Bemessungswerten  $p^*$ , ergeben sich die in Tabelle 4.4 als Anhalt für die Kombinationsbeiwerte  $\psi_0$  und  $\psi_1$  ausgewiesenen Zahlenwerte. Die gleichen Zahlenwerte können auch zur Definition langandauernder Lasten ,z.B. zur Ermittlung von Kriech- oder Alterungseinflüssen (Kombinationsbeiwert  $\psi_2$ ) herangezogen werden.

Zur Vermeidung von Anwendungsfehlern empfiehlt sich eine Mittelung der Werte für unterschiedliche Einzugsflächen und möglichst auch für beide Grenzzustände; da die Kombinationsbeiwerte alle im Bereich von 0,5 - 0,7 liegen, bietet sich die Größenordnung von 0,6 als Mittelwert an. Angesichts der sehr konservativen Annahmen bei der Berechnung der reduzierten Bemessungswerte kommt jedoch auch 0,5 in Betracht. Dies wäre aus der Sicht der Praxis sicher vorteilhaft.

Eine Ermüdungsgefah $r$  infolge der quasi-ständigen und kurzzeitigen Nutzlastanteile ist wegen der bei beiden Anteilen zu geringen Lastwechselzahlen auszuschließen. Daher wird hier auf die Herleitung von Bemessungs-Lastkollektiven verzichtet. Ermüdungswirksame nicht-ruhende Lasten, z.B. aus Gabelstaplerbetrieb oder aus Maschinen in Geschäfts- und Warenhäusern sind gesondert zu betrachten.

#### 4.2.4 Vergleich mit bisherigen Normen

Die "normalen" Nutzlasten werden in DIN 1055 Teil 3 /4.1/ geregelt, wobei die Nennlasten nach Nutzungsarten abgestuft sind (Tabelle 4.5). Die Abhängigkeit von der Einzugsfläche  $A$  wird lediglich bei Balkonen berücksichtigt, wo Flächen unter und über  $10 \text{ m}^2$  unterschieden sind. Offenbar wird eine ausreichende Querverteilung der Lasten (Systemeinfluß auf die äquivalente gleichmäßig verteilte Last) als Regelfall unterstellt, von dem lediglich bei Wohnräumen ungünstig abgewichen werden kann. Für Bauteile, die Lasten aus mehr als 3 Vollgeschossen aufnehmen, darf die Nutzlast gemäß Tabelle 4.6 abgemindert werden.

Eine Übersicht der Nutzlastregelungen anderer Länder ist /4.10/ entnommen (Tabelle 4.7). Die Festlegungen sind zum Teil recht unterschiedlich, insbesondere durch die zahlreichen Sonderregelungen. In einigen neueren Vorschriften und Empfehlungen finden sich Abminderungen der Nutzlasten mit zunehmender Einzugsfläche  $A$ , die auch in den Entwurf eines ISO-Standards /4.11/ eingeflossen sind. Daneben sind unterschiedliche Methoden zur Lastreduktion bei Bauteilen mit Last aus mehreren Geschossen gebräuchlich, die in Bild 4.2 gegenübergestellt sind:

- Prozentsatzmethode
- Gewichtsverhältnismethode
- Einzugsbereichsmethode.

Tabelle 4.3 Bemessungswerte und Nennwerte der Nutzlasten bei repräsentativer Nutzung

Nutzlast	Grenzzu- stand der	Einzugs- fläche m <sup>2</sup>	Last- kombi- nation	Lastintensität (kN/m <sup>2</sup> )			
				p <sub>s</sub> *	p <sub>t</sub> *	p*	p <sub>k</sub>
Büro- haus	Tragfä- higkeit	10	a	1,21	1,57	2,78	1,85
			b	0,92	2,02	2,94	1,96
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,96	0,47	1,43	0,95
			b	0,89	0,55	1,44	0,96
		10	a	1,11	0,60	1,71	1,71
			b	0,73	1,05	1,78	1,78
50	a	0,85	0,29	1,14	1,14		
	b	0,71	0,40	1,11	1,11		
Wohn- haus	Tragfä- higkeit	10	a	1,07	1,51	2,59	1,73
			b	0,80	1,82	2,62	1,75
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,62	0,69	1,31	0,87
			b	0,56	0,75	1,31	0,87
		10	a	0,73	0,93	1,66	1,66
			b	0,40	1,27	1,67	1,67
50	a	0,49	0,54	1,03	1,03		
	b	0,38	0,63	1,01	1,01		
Ge- schäfts- haus	Tragfä- higkeit	10	a	0,72	2,20	2,92	1,95
			b	0,46	2,96	3,42	2,28
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,59	0,85	1,44	0,96
			b	0,49	1,02	1,51	1,01
		10	a	0,71	1,14	1,85	1,85
			b	0,42	1,91	2,33	2,33
50	a	0,57	0,58	1,15	1,15		
	b	0,44	0,77	1,21	1,21		
Schule	Tragfä- higkeit	10	a	1,12	2,02	3,15	2,10
			b	0,80	2,72	3,52	2,35
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,89	0,97	1,88	1,25
			b	0,79	1,15	1,94	1,29
		10	a	1,09	1,10	2,19	2,19
			b	0,72	1,86	2,57	2,57
50	a	0,87	0,71	1,58	1,58		
	b	0,71	0,94	1,65	1,65		
Hotel	Tragfä- higkeit	10	a	0,50	2,76	3,26	2,17
			b	0,32	3,46	3,78	2,52
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,46	0,87	1,33	0,89
			b	0,38	1,01	1,39	0,93
		10	a	0,50	1,59	2,09	2,09
			b	0,30	2,29	2,59	2,59
50	a	0,44	0,60	1,04	1,04		
	b	0,34	0,76	1,10	1,10		
Kranken- haus	Tragfä- higkeit	10	a	1,06	0,19	1,25	0,83
			b	0,89	0,23	1,12	0,75
	Gebrauchs- fähigkeit	50	a	0,72	0,14	0,86	0,57
			b	0,64	0,15	0,79	0,53
		10	a	0,76	0,19	0,95	0,95
			b	0,54	0,23	0,77	0,77
50	a	0,59	0,13	0,72	0,72		
	b	0,48	0,15	0,63	0,63		

Tabelle 4.4 Reduzierte Bemessungswerte und Kombinationsbeiwerte der Nutzlasten bei repräsentativer Nutzung

Nutzlast	Grenzzustand der	Einzugsfläche m <sup>2</sup>	Lastintensität (kN/m <sup>2</sup> )			Kombinationsbeiwert
			p <sub>s</sub> *	p <sub>t</sub> *	p <sub>red</sub> *	
Bürohaus	Tragfähigkeit	10	0,75	0,56	1,31	0,44
		50	0,71	0,27	0,98	0,68
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,59	0,39	0,98	0,55
		50	0,61	0,23	0,84	0,74
Wohnhaus	Tragfähigkeit	10	0,40	0,92	1,32	0,51
		50	0,37	0,53	0,90	0,69
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,25	0,77	1,03	0,62
		50	0,30	0,48	0,78	0,76
Geschäfts- haus	Tragfähigkeit	10	0,42	1,12	1,54	0,45
		50	0,44	0,56	1,00	0,66
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,37	0,87	1,24	0,53
		50	0,40	0,49	0,89	0,74
Schule	Tragfähigkeit	10	0,71	1,06	1,77	0,50
		50	0,70	0,69	1,39	0,67
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,63	0,83	1,46	0,57
		50	0,65	0,62	1,27	0,77
Hotel	Tragfähigkeit	10	0,30	1,59	1,89	0,54
		50	0,34	0,59	0,93	0,72
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,27	1,30	1,57	0,61
		50	0,30	0,53	0,83	0,75
Krankenhaus	Tragfähigkeit	10	0,54	0,18	0,72	0,58
		50	0,48	0,13	0,61	0,71
	Gebrauchsfähigkeit	10	0,42	0,18	0,60	0,63
		50	0,42	0,13	0,55	0,76

Tabelle 4.5 Gleichmäßig verteilte lotrechte Verkehrslasten für Dächer, Decken und Treppen /4.1/

1		2		3	4
Dächer waagrecht oder bis 1:20 geneigt		Art der Nutzung		Treppen einschließlich der Treppennußböden und Zugänge	Lotrechte Verkehrslast $q_k$ (kN/m <sup>2</sup> )
		Böden			
2a		Spitzböden, die auf Grund ihrer Querschnittsabmessungen nur bedingt begehbar sind			180 (1)
2b		Fertigstellungsdecken mit geringerer Tragfähigkeit während des Einbauszustandes, die mit Transportgefäßen für Beton bis zu 180 l Fassungsvermögen befahren werden			
3a		Wohnräume mit ausreichender Querverteilung der Lasten, z. B. nach DIN 1045			150 (1,5)
3b		Fertigstellungsdecken mit geringerer Tragfähigkeit während des Einbauszustandes, die mit Transportgefäßen für Beton bis zu 180 l Fassungsvermögen befahren werden			
3a	beizunehmender Aufenthalt von Personen <sup>1)</sup>	Wohnräume ohne ausreichende Querverteilung der Lasten <sup>2)</sup> , z. B. nach DIN 1045 und Holzbalkendecken. Bei Weiterleitung dieser Verkehrslast auf stützende Bauteile darf diese Verkehrslast um 30 kN/m <sup>2</sup> (0,5 kN/m <sup>2</sup> ) vermindert werden			200 (2)
3b		Bürräume; Verkaufsräume bis 30 m <sup>2</sup> Grundfläche in Wohngebäuden; Flure und Dachbodenräume in Wohn- und Bürogebäuden; Krankenzimmer und Aufenthaltsräume in Krankenhäusern; Kleinviehstallungen			
3c		Fertigstellungsdecken mit geringerer Tragfähigkeit während des Einbauszustandes, die mit Transportgefäßen für Beton bis zu 200 l Fassungsvermögen befahren werden			
4a	zugängliche Dächer von Terrassenhäusern, Dachgärten, wenn hierfür nicht höhere Belastungen in Frage kommen	Balkone und Laubengänge über 10 m <sup>2</sup> Grundfläche; Meubehaltungskeller; Höräle, Klassenzimmer; Behandlungsräume, Küchen und Flure in Krankenhäusern		in Wohngebäuden	350 (3,5)
4b		Garagen und Parkhäuser, die von Personenkraftfahrzeugen oder ähnlichen Kraftfahrzeugen bis zu einem zulässigen Gesamtgewicht von 2,5 t befahren werden, für Stützweiten $l \geq l_0$ mit $l_0 = 3$ m bei Platten und $l_0 = 5$ m bei Balken. Für Stützweiten $l < l_0$ ist die nebenstehende Verkehrslast in Spalte 4 mit dem Faktor $l_0/l$ zu multiplizieren, wobei dieser Vergrößerungsfaktor nicht größer als 1,43 anzusetzen ist, dieser Faktor braucht nicht für die Weiterleitung der Verkehrslast auf Stützen oder Wände berücksichtigt zu werden.			350 (3,5)
5a		Balkone, Laubengänge und offene gegen Innenräume abgeschlossene Meislauber bis 10 m <sup>2</sup> Grundfläche; Keller besonderer Art, z. B. Kohlenkeller			
5b	Mehrschreiberlandeplätze (Einzellasten siehe Abschnitt 6.4)	Versammlungsräume in öffentlichen Gebäuden, z. B. Kirchen, Theater- und Lichtspieltheater, Tanzsäle, Turnhallen; Tribünen mit festen Sitzplätzen, Flure zu Höräulen und Klassenzimmern; Ausstellungen- und Verkaufsräume, Geschäfts- und Warenhäuser, Buchereien, Archive, Aktenräume, soweit nicht die Ermittlung nach DIN 1055 Blatt 1 höhere Werte ergibt; Gastwirtschaften, Großküchen, Schlächtereien, Bäckereien; Fabriken und Werkstätten mit leichtem Betrieb, nicht befahrbare Markterdecken, Verplätze; Großviehstallungen		in öffentlichen Gebäuden nach Spalte 2 Zeile 5b, 4b	300 (3)
5c		Zufahrten und Rampen in Garagen und Parkhäusern, die von Personenkraftfahrzeugen oder ähnlichen Kraftfahrzeugen bis zu einem zulässigen Gesamtgewicht von 2,5 t befahren werden; für die Weiterleitung dieser Verkehrslast auf Stützen oder Wände ist sie auf 350 kN/m <sup>2</sup> (3,5 kN/m <sup>2</sup> ) abzumindern			
6		Tribünen ohne feste Sitzplätze, Werkstätten und Fabriken sowie Lagerräume, wenn nicht höhere Belastungen nach Zeile 7a bis 7f in Frage kommen			750 (7,5)
7a		Werkstätten und Fabriken sowie Lagerräume mit schwerem Betrieb, z. B. durch Gabelstapler (siehe Abschnitt 6.3). Die Verkehrslast ist in jedem Einzelfall zu bestimmen. Kommen hierfür gleichmäßig verteilte Verkehrslasten in Betracht, so empfiehlt es sich, nebenstehende Stufung nach Spalte 4 zu wählen. Dient diese Verkehrslast im wesentlichen als Ersatzlast für schwere Einzelasten (z. B. schwere Maschinen), so darf sie mit Zustimmung der Bauaufsichtsbehörde für Hauptträger und Stützen aufenweise abgemindert werden, wenn die Ersatzlast, die sich für die gesamte Lastfläche des Bauteils errechnet, wesentlich größer ist als die Last, die tatsächlich — auch beim Ein- und Ausbauen der Maschinen — auf der Fläche wirkt.			1800 (18)
7b				1250 (12,5)	
7c				1500 (15)	
7d				2800 (28)	
7e				2500 (25)	
7f				3800 (38)	

<sup>1)</sup> Bei dieser Verkehrslast brauchen im Regelfall Winddruck und Schneelast nicht berücksichtigt zu werden; der Windzug ist jedoch nachzuweisen.  
<sup>2)</sup> Für den Zustand beim Einbau ist eine Einzelast von 180 kN (18 kN) in ungünstigster Stellung in Rechnung zu stellen, wenn nicht die Verkehrslast von 300 kN/m<sup>2</sup> (3 kN/m<sup>2</sup>) ungünstiger ist. Die Verteilungsbreite der Einzelast ist gleich der Plattenbreite anzunehmen. Bei einer Verteilungsbreite von mindestens 0,5 m ist der Nachweis für die Einzelast nur bei Stützweiten bis 2 m erforderlich.



Tabelle 4.6 Abzüge und Minderungswerte für die Verkehrslast von Bauteilen, die die Last von mehr als drei Vollgeschossen aufzunehmen haben, bei gleicher Verkehrslast in allen Geschossen

Anzahl der Geschosse	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Wohngebäude usw. nach a)												
1 Abzüge in %	0	0	0	20	40	40	80	80	80	40	40	40
2 Minderungswert $\alpha$	1	1	1	0,93	0,88	0,8	0,71	0,65	0,6	0,6	0,6	0,6
Werkstätten usw. nach b)												
3 Abzüge in %	0	0	0	10	20	30	40	40	40	20	20	20
4 Minderungswert $\alpha$	1	1	1	0,98	0,94	0,9	0,86	0,83	0,8	0,8	0,8	0,8

Bei der Berechnung von Bauteilen, die die Lasten von mehr als drei Vollgeschossen aufnehmen, darf für die Weiterleitung der Verkehrslasten von Balkonen und Laubengängen einheitlich für alle Geschosse die Verkehrslast von 350 kp/m<sup>2</sup> (3,5 kN/m<sup>2</sup>) bzw. 500 kp/m<sup>2</sup> (5 kN/m<sup>2</sup>) nach Abschnitt 6.1, Tabelle 1, auf 150 kp/m<sup>2</sup> (1,5 kN/m<sup>2</sup>) abgemindert werden.

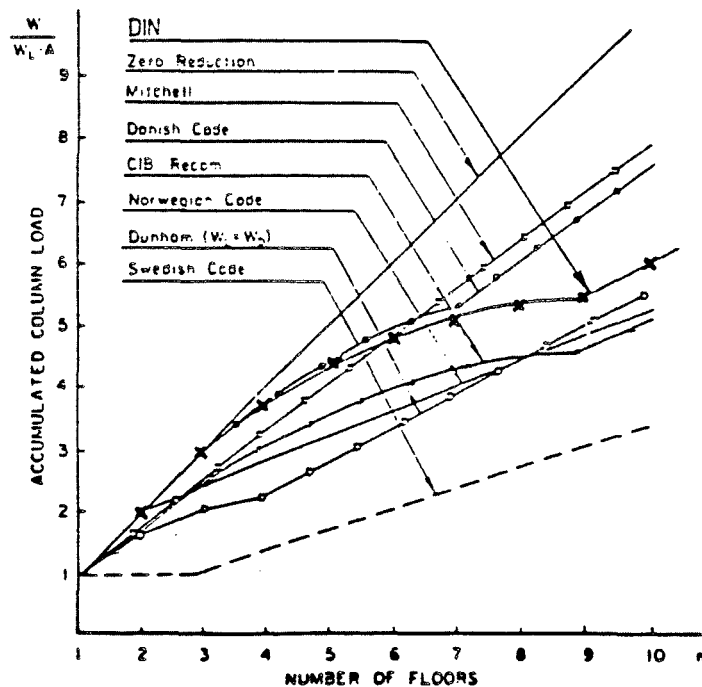


Bild 4.2 Vergleich verschiedener Methoden zur Berechnung der Verkehrslastreduzierungen

- CIB-Recommend. : Prozentsatzmethode
- Norwegian C. : Einzugsbereichsmethode
- Dunham : Gewichtsverhältnismethode

Tabelle 4.7 Empfohlene Nutzlasten in verschiedenen Ländern nach /4.10/

Occupancy (1)	Australia (AS1170, Part 1-1971)			Britain (CP3: Chap. V Part 1: 1967)		
	kPa (2)	psf (3)	kg/m <sup>2</sup> (4)	kPa (5)	psf (6)	kg/m <sup>2</sup> (7)
Assembly Halls					(Note 1)	
fixed seat	4.0	84	408	4.0	84	408
movable seat	5.0	104	510	5.0	104	510
platform	5.0	104	510	5.0	104	510
Balcony (exterior)						
public	4.0	84	408		(Note 3)	
Corridors		(Note 1)				
first floor	4.0	84	408		(Note 4)	
apartments	3.0	63	306		(Note 4)	
hospitals	3.0	63	306		(Note 4)	
offices	3.0	63	306		(Note 4)	
theaters	4.0	84	408		(Note 4)	
Dance Halls and Ballrooms	4.0	84	408	5.0	104	510
Dining Rooms and Restaurants	2.0	42	204	2.0	42	204
Fire Escapes						
general						
multifamily residential						
Garages						
passenger cars only	3.0	63	306	2.5	52	255
approach ramps	5.0	104	510	2.5	52	255
Hospitals						
operating rooms, labs	3.0	63	306	2.0	42	204
private rooms, wards	2.0	42	204	2.0	42	204
Libraries						
reading rooms	2.5	52	255	2.5	52	255
book stacks		(Note 2)			(Note 13)	
Office Buildings						
offices	3.0	63	306	2.5	52	255
lobbies	4.0	84	408	2.5	52	255
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Residential						
apartments	2.0	42	204	1.5	31	153
hotels	2.0	42	204	2.0	42	204
public rooms	2.0	42	204	2.0	42	204
stairs	4.0	84	408		(Note 7)	
corridors	3.0	63	306		(Note 3)	
Stairs						
buildings over three stories	4.0	84	408		(Note 7)	
Stores						
first floor	5.0	104	510	4.0	84	408
upper floors	5.0	104	510	4.0	84	408
wholesale	5.0	104	510	4.0	84	408
Theaters						
aisles, corridors, lobbies	4.0	84	408		(Note 9)	
orchestra floor	4.0	84	408		(Note 9)	
balconies	4.0	84	408		(Note 9)	
stage floors	7.5	156	765	7.5	156	765

Tabelle 4.7 Fortsetzung

Occupancy	Canada (NBC 4:1)			CIB (Bulletin No. 4)			France (NF P06.001)		
	kPa (8)	psf (9)	kg/m <sup>2</sup> (10)	kPa (11)	psf (12)	kg/m <sup>2</sup> (13)	kPa (14)	psf (15)	kg/m <sup>2</sup> (16)
Assembly Halls	(Note 10)								
fixed seat	2.4	50	244	4.0	84	408	4.9	102	500
movable seat	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
platform	4.8	100	488				4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public	4.8	100	488				4.9	102	500
Corridors	(Note 5)								
first floor	4.8	100	488	(Note 11)			3.4	71	350
apartments	(Note 12)								
hospitals	1.9	40	195	3.0	63	306	1.7	35	175
offices	4.8	100	488	3.0	63	306			
theaters	4.8	100	488	3.0	63	306	4.9	102	500
Dance Halls and Ballrooms	4.8	100	488				4.9	102	500
Dining Rooms and Restaurants	4.8	100	488				4.9	102	500
Fire Escapes									
general	4.8	100	488						
multifamily residential	4.8	100	488						
Garages							(Note 6)		
passenger cars only	2.4	50	244						
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs	3.6	75	366						
private rooms, wards	1.9	40	195						
Libraries									
reading rooms	2.9	60	293						
book stacks	7.2	150	732						
Office Buildings									
offices	2.4	50	244				2.0	41	200
lobbies	4.8	100	488				2.5	51	250
corridors	4.8	100	488	(Note 10)					
	(Note 5)								
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
hotels	1.9	40	195	1.5	31	153	1.7	35	175
public rooms	same as assembly halls						4.9	102	500
stairs	1.9	40	195				2.5	50	250
corridors	1.9	40	195	(Note 11)			1.7	35	175
	(Note 12)								
Stairs									
buildings over three stories	same as corridors						3.9	82	400
Stores									
first floor	(Note 10)								
upper floors	4.8	100	488	4.0	84	408	4.9	102	500
wholesale	4.8	100	488	4.0	84	408	3.9	82	400
	(Note 8)								
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	(Note 9)						4.9	102	500
orchestra floor	(Note 9)						4.9	102	500
balconies	(Note 9)						4.9	102	500
stage floors							4.9	102	500

Tabelle 4.7 Fortsetzung

Occupancy	Germany (DIN 1055, 61.3)			Italy (C.N.R. UNI 10012-67)			Japan (AIJ Standard)		
	kPa (17)	psf (18)	kgf/m <sup>2</sup> (19)	kPa (20)	psf (21)	kgf/m <sup>2</sup> (22)	kPa (23)	psf (24)	kgf/m <sup>2</sup> (25)
Assembly Halls	(Note 14)								
fixed seat	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
movable seat	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
platform	4.9	102	500	4.9	102	500			
Balcony (exterior)									
public	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
Corridors									
first floor									
apartments	2.0	41	200	4.9	102	500	1.8	37	180
hospitals	3.4	72	350	2.0	41	200	1.8	37	180
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
theaters	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
Dance Halls and Ballrooms	4.9	102	500	5.9	122	600	3.5	74	360
Dining Rooms and Restaurants	4.9	102	500	3.4	72	350	2.9	61	300
Fire Escapes									
general									
multifamily residential									
Garages									
passenger cars only	3.4	72	350	2.9	61	300	5.4	113	550
approach ramps	4.9	102	500				5.4	113	550
Hospitals									
operating rooms, labs									
private rooms, wards									
Libraries	(Note 18)								
reading rooms									
book stacks									
Office Buildings									
offices	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
lobbies				3.4	72	350			
corridors	2.0	41	200	3.4	72	350	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
hotels	1.5	31	150	2.0	41	200	1.8	37	180
public rooms									
stairs									
corridors	2.0	41	200	3.4	72	350	1.8	37	180
corridors				3.9	82	400	1.8	37	180
Stairs									
buildings over three stories									
Stores									
first floor	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
upper floors	4.9	102	500	4.9	102	500	2.9	61	300
wholesale	4.9	102	500	4.9	102	500			
Theaters									
aisles, corridors, lobbies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
orchestra floor	4.9	102	500	4.9	102	500			
balconies	4.9	102	500	4.9	102	500	3.5	74	360
stage floors	4.9	102	500	4.9	102	500			

Tabelle 4.7 Fortsetzung

Occupancy	South Africa (SBR: Ch. 3-1970)			U.S.A. (ANSI A58.1-1972)			U.S.S.R. (SN & PII-A.11-62)		
	kPa (26)	psf (27)	kgf/m <sup>2</sup> (28)	kPa (29)	psf (30)	kgf/m <sup>2</sup> (31)	kPa (32)	psf (33)	kgf/m <sup>2</sup> (34)
Assembly Halls									(Note 16)
fixed seat	3.8	80	391	2.9	60	293	3.9	82	400
movable seat	4.8	100	488	4.8	100	488	4.9	102	500
platform				4.8	100	488	4.9	102	500
Balcony (exterior)									
public				4.8	100	488	3.9	82	400
Corridors									
first floor	4.8	100	488	4.8	100	488	2.9	61	300
apartments	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
hospitals	4.8	100	488	3.8	80	391	2.9	61	300
offices	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
theaters	4.8	100	488	4.8	100	488	3.9	82	400
Dance Halls and Ballrooms				4.8	100	488	3.9	82	400
Dining Rooms and Restaurants				4.8	100	488	2.9	61	300
Fire Escapes									
general				4.8	100	488			
multifamily residential				1.9	40	195			
Garages		(Note 15)							
passenger cars only	1.4	30	143	2.4	50	244			
approach ramps									
Hospitals									
operating rooms, labs				2.9	60	293	2.0	41	200
private rooms, wards				1.9	40	195	1.5	31	150
Libraries					(Note 17)				
reading rooms				2.9	60	293	2.0	41	200
book stacks				7.2	150	732	4.9	102	500
Office Buildings									
offices	2.4	50	244	2.4	50	244	2.0	41	200
lobbies	3.8	80	391	4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	2.4	50	244	3.8	80	391	2.9	61	300
Residential									
apartments	1.9	40	195	1.9	40	195	1.5	31	150
hotels	1.9	40	195	1.9	40	195	2.0	41	200
public rooms				4.8	100	488	2.0	41	200
stairs				4.8	100	488	2.9	61	300
corridors	1.9	40	195	3.8	80	391	2.9	61	300
Stairs					(Note 3)				
buildings over three stories				4.8	100	488	2.9	61	300
Stores									
first floor	3.8	80	391	4.8	100	488	3.9	82	400
upper floors	3.8	80	391	3.6	75	366	3.9	82	400
wholesale				6.0	125	610	3.9	82	400
Theaters									
aisles, corridors, lobbies				4.8	100	488	3.9	82	400
orchestra floor				2.9	60	293	3.9	82	400
balconies				2.9	60	293	3.9	82	400
stage floors				7.2	150	732	4.9	102	500

## 4.3 Parkhausnutzlasten

### 4.3.1 Allgemeines

In Parkhäusern fehlt im allgemeinen der quasi-ständige Nutzlastanteil. Bei den kurzzeitig wirkenden Nutzlasten sind zu unterscheiden:

- die Lasten auf den Parkflächen
- die Lasten auf den Fahrwegen und Rampen .

Hiervon wechseln die ersteren in Abständen von wenigen Stunden bis Tagen, die letzteren mehrmals pro Stunde.

Die Größe der Belastung pro Flächeneinheit hängt bei den Parkflächen noch von der geometrischen Anordnung der Einstellplätze ab; man unterscheidet:

- senkrechte Anordnung
- schräge Anordnung .

Eine realistische Nutzlastbeschreibung setzt Informationen voraus über:

- die räumliche Anordnung der Fahrzeuge auf den Parkflächen
- die Abmessungen und Gewichte der Fahrzeuge einschließlich Insassen und Zuladung
- die zeitlichen Veränderungen der Lasten auf den Parkflächen und Fahrwegen.

Die räumliche Anordnung der Fahrzeuge ergibt sich aus den vorgesehenen Parkflächen und der Art der "Auffüllung" des Parkhauses. Die Abmessungen und Gewichte der Fahrzeuge sind zufällig; die Häufigkeit ihres Auftretens im Parkhaus entspricht etwa der mittleren Häufigkeit bei den entsprechenden Fahrzeugtypen (z.B. PKW, Kombi, Lieferwagen).

Die zeitlichen Veränderungen werden in den Parkhäusern, zumindest in der Summe der eingestellten Fahrzeuge, registriert. Mit Zusatzinformationen über bestimmte Auffüllschemata, z.B. bei mehrstöckigen Parkhäusern, läßt sich hieraus auf die mittlere Anzahl von Lastwechseln auf den Parkflächen sowie auf die Häufigkeit bestimmter Grenzbelastungen schließen (Bild 4.3).

Die Betriebszeiten des Parkhauses sowie die Häufigkeit von Lastwechseln und die Verweildauer der Fahrzeuge hängen von der speziellen Nutzung ab. Typische Parkhäuser in innerstädtischen Geschäftszonen wurden von König/Marten in /4.12, 4.13/ untersucht. Für andere Bereiche haben Rackwitz/Gross /4.14/ entsprechende Kennwerte geschätzt. Diese Daten sind in Tabelle 4.8 zusammengestellt.

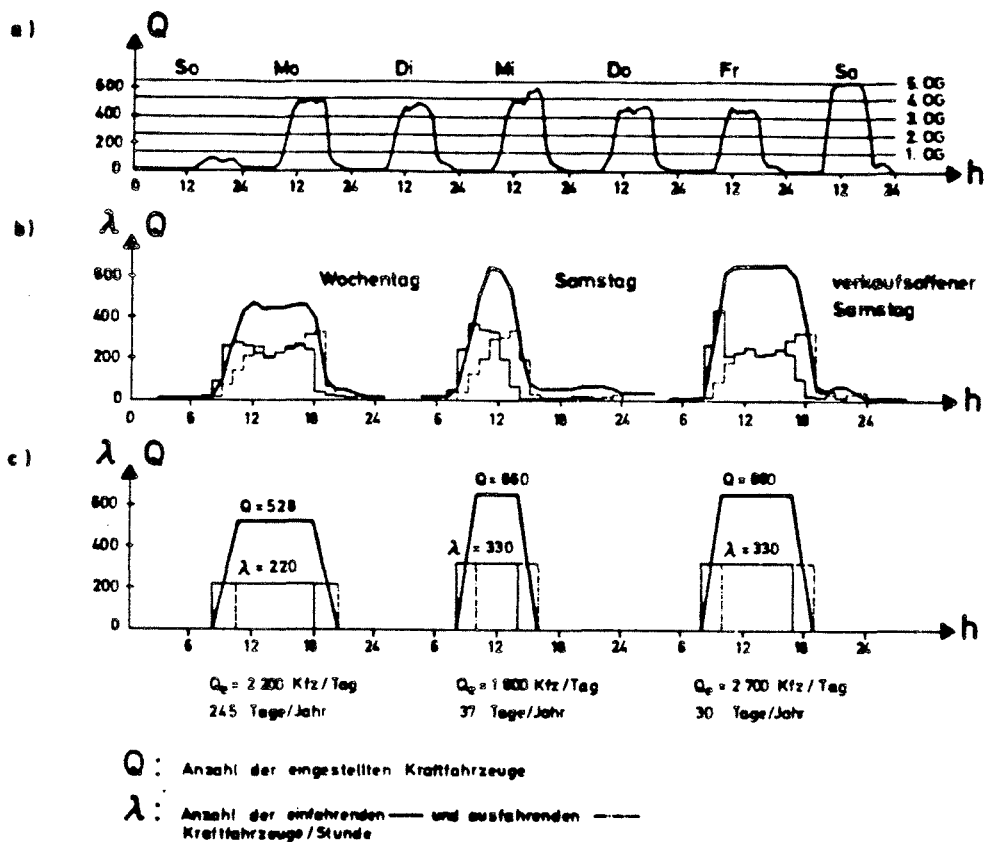


Bild 4.3 Zeitliche Veränderlichkeit der Anzahl  $Q$  der eingestellten Fahrzeuge und der Anzahl  $\lambda$  von Fahrzeugen pro Stunde am Beispiel des Parkhauses Konstabler Wache (nach /4.12/)

Tabelle 4.8 Typische Betriebszeiten, mittlere Verweildauern und Lastwechselraten für unterschiedlich genutzte Parkhäuser (nach/4.14/)

Bereich	Anzahl der Betriebstage pro Jahr $t_y$ (d)	Betriebszeit pro Tag $t_d$ (h)	Mittlere Verweildauer $\tau$ (h)	Lastwechselrate $\lambda_d$ (1/d)
Geschäftszonen in Innenstadt	245 37 30	8 4 7	2,4 2,0 2,0	
	312			3,2
an Bahnhöfen u. Flugplätzen	360	14 - 18	10 - 14	1,3
an Versammlungsstädten bei Bürogebäuden oder Fabriken	50 - 150	2,5	2,5	1,0
in Wohngebieten	260	8 - 12	8 - 12	1,0
	360	17	8	2,1

#### 4.3.2 Stochastisches Modell nach König/Marten

Wie in Abschnitt 4.2.2 werden die räumliche und zeitliche Veränderlichkeit der Parkhausnutzlasten nacheinander betrachtet. In beiden Fällen wird ein stationärer ergodischer Prozeß als stochastisches Modell angenommen. Grundlage für die Modellierung sind die Untersuchungen und Lastmessungen in /4.12,4.13/.

Zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$  läßt sich die räumliche Verteilung der Nutzlasten in einem Geschoß durch eine Zufallsfunktion  $H(x,y)$  beschreiben. Deren statistische Kennwerte

$$E \{H(x,y)\} = \mu_0 \quad (4.15)$$

$$\text{Var} \{H(x,y)\} = \sigma_0^2 \quad (4.16)$$



sind bei gleichartiger Nutzung der Fläche unabhängig von den Koordinaten  $x, y$  .

Es wird angenommen, daß die Nutzlastordinaten  $H(x_1, y_1)$  und  $H(x_2, y_2)$  an zwei Punkten eines Geschosses mit dem gegenseitigen Abstand

$$\tilde{r} = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2} \quad (4.17)$$

korreliert sind, wobei die Korrelationsfunktion  $\rho(r)$  mit dem Abstand abnimmt. Die Kovarianz

$$\text{Cov} \{H(x_1, y_1), H(x_2, y_2)\} = \sigma_0^2 \rho(\tilde{r}) \quad (4.18)$$

und damit die Korrelationsfunktion  $\rho(\tilde{r})$  können empirisch aus den Lastmessungen ermittelt werden. Hierbei ist oft ein einfacher exponentieller Ansatz

$$\rho(\tilde{r}) = \exp(-a_0 \tilde{r}) \quad (4.19 a)$$

oder

$$\rho(\tilde{x}, \tilde{y}) = \rho_\infty + \rho_0 \exp\{-\varepsilon(\tilde{x} + \tilde{y})\} \quad (4.19 b)$$

mit

$$\tilde{r} = \tilde{x} + \tilde{y} = |x_2 - x_1| + |y_2 - y_1| \quad (4.19 c)$$

ausreichend genau.

Neben der Korrelation innerhalb eines Geschosses kann zusätzlich eine Korrelation zwischen den Lasten verschiedener Geschosse auftreten. Diese läßt sich bei gleichartiger Nutzung der Geschosse nach /4.12/ durch einen konstanten Korrelationskoeffizienten  $\rho_g$  beschreiben, der als zusätzlicher Faktor in Gl. (4.18) eingeht.

Analog zu Abschnitt 4.2.2 kann man die Gesamtlast  $L$  auf einer Einzugsfläche  $A$  durch Integration der Funktion  $H(x, y)$  gewinnen

$$L(A) = \iint_A H(x, y) dx dy \quad (4.20)$$

Hieraus läßt sich eine gleichförmig verteilte Nutzlast  $p$  definieren

$$\bar{p} = L(A) / A \quad (4.21)$$

mit dem Erwartungswert

$$E \{ \bar{p} \} = \mu_0 \quad (4.22)$$

Die Varianz hängt vom Ansatz der Korrelationsfunktion  $\rho$  und der Form der Einzugsfläche  $A$  ab. Mit  $(x,y)$  gemäß Gl.(4.19 b) und einer etwa quadratischen Einzugsfläche ergibt sich beispielsweise

$$\begin{aligned} \text{Var} \{ \bar{p} \} &= \sigma_0^2 \left\{ \rho_\infty + \rho_0 \cdot \left( \frac{2}{\varepsilon^2 \cdot A} \right)^2 \cdot (\varepsilon \sqrt{A} + e^{-\varepsilon \sqrt{A}} - 1)^2 \right. \\ &= \sigma_0^2 \cdot \frac{1}{\varepsilon^2 \cdot A} \end{aligned} \quad (4.23)$$

Die Parameter  $\rho_\infty$ ,  $\rho_0$  und  $\varepsilon$  in Gl. (4.23) können durch Vergleich mit den statistischen Kennwerten der beobachteten Lasten  $p_m$  empirisch bestimmt werden, da gelten muß

$$E \{ \bar{p}_m \} = E \{ \bar{p} \} = \mu_0 \quad (4.24 \text{ a})$$

$$\text{Var} \{ \bar{p}_m \} = \text{Var} \{ \bar{p} \} \quad (4.24 \text{ b})$$

Aus den Lastmessungen ergibt sich, speziell für kleinere Einzugsflächen  $A$  auch eine relativ große Wahrscheinlichkeit  $P(\bar{p} = 0)$  dafür, daß keine Nutzlast vorhanden ist, weil der betreffende Einstellplatz nicht belegt ist (Bild 4.4). Die Verteilung der Momentanwerte der gleichförmig verteilten Nutzlast  $\bar{p}$  ist also eine gemischte Verteilung, die wie folgt dargestellt werden kann:

$$F_{\bar{p}}(\bar{p}) = P(\bar{p} = 0) + \{1 - P(\bar{p} = 0)\} \cdot \tilde{F}_{\bar{p}}(\bar{p}) \quad (4.25)$$

mit

$$\begin{aligned} \tilde{F}_{\bar{p}}(\bar{p}) &= \Phi \left( \frac{\bar{p} - \tilde{\mu}_{\bar{p}}}{\tilde{\sigma}_{\bar{p}}} \right) \\ \tilde{\mu}_{\bar{p}} &= \frac{\mu_{\bar{p}}}{1 - P(\bar{p} = 0)} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\bar{p}}^2 = \frac{1}{1 - P(\bar{p} = 0)} \left\{ \sigma_{\bar{p}}^2 - \mu_{\bar{p}}^2 \cdot \frac{P(\bar{p} = 0)}{1 - P(\bar{p} = 0)} \right\}$$

Bezieht man in die Definition einer äquivalenten gleichförmig verteilten Nutzlast  $p$  noch die Wichtung über eine Einflußfläche  $i(x,y)$  analog Gln. (4.6) bis (4.8) ein, so ergibt sich

$$E\{p\} = \mu_0 \quad (4.26)$$

$$\begin{aligned} \text{Var}\{p\} &= \sigma_0^2 \cdot \frac{\int_A i^2(x,y) dx dy \int_A \rho(x,y) dx dy}{A^2 \left\{ \int_A i(x,y) dx dy \right\}^2} \\ &= \text{Var}\{\bar{p}\} \cdot \kappa(A) \end{aligned} \quad (4.27)$$

mit  $\kappa(A)$  gemäß Gl. (4.8) und Tabelle 4.1 .

Die zeitliche Veränderlichkeit des Lastprozesses  $L(A,t)$  kann analog zu Abschnitt 4.2.2 durch einen stationären Poisson-Erneuerungsprozeß dargestellt werden. Hierzu muß die mittlere Lastwechselrate  $\lambda$  pro Zeiteinheit aus Beobachtungen bekannt sein; im folgenden werden zur Unterscheidung  $\lambda_s$  für die Parkflächen und  $\lambda_a$  für die Fahrwege verwendet.

Für die Extremwerte im Bezugszeitraum  $T$  gilt unter Verwendung von Gl. (4.9) für die Parkflächen

$$F_{\max p}(p) = F_p(p) \cdot \exp\{-\lambda_s T \cdot (1 - F_p(p)) \cdot F_p(p)\} \quad (4.28)$$

$$\begin{aligned} f_{\max p}(p) &= f_p(p) \cdot \{1 - \lambda_s T \cdot (1 - 2 F_p(p)) \cdot F_p(p)\} \\ &\quad \exp\{-\lambda_s T \cdot (1 - F_p(p)) \cdot F_p(p)\} \end{aligned} \quad (4.29)$$

$$E\{\max p\} = \int_{-\infty}^{\infty} p \cdot f_p(p) dp = \mu_{\max p} \quad (4.30 a)$$

$$\text{Var}\{\max p\} = \int_{-\infty}^{\infty} (p - \mu_{\max p})^2 \cdot f_p(p) dp \quad (4.30 b)$$

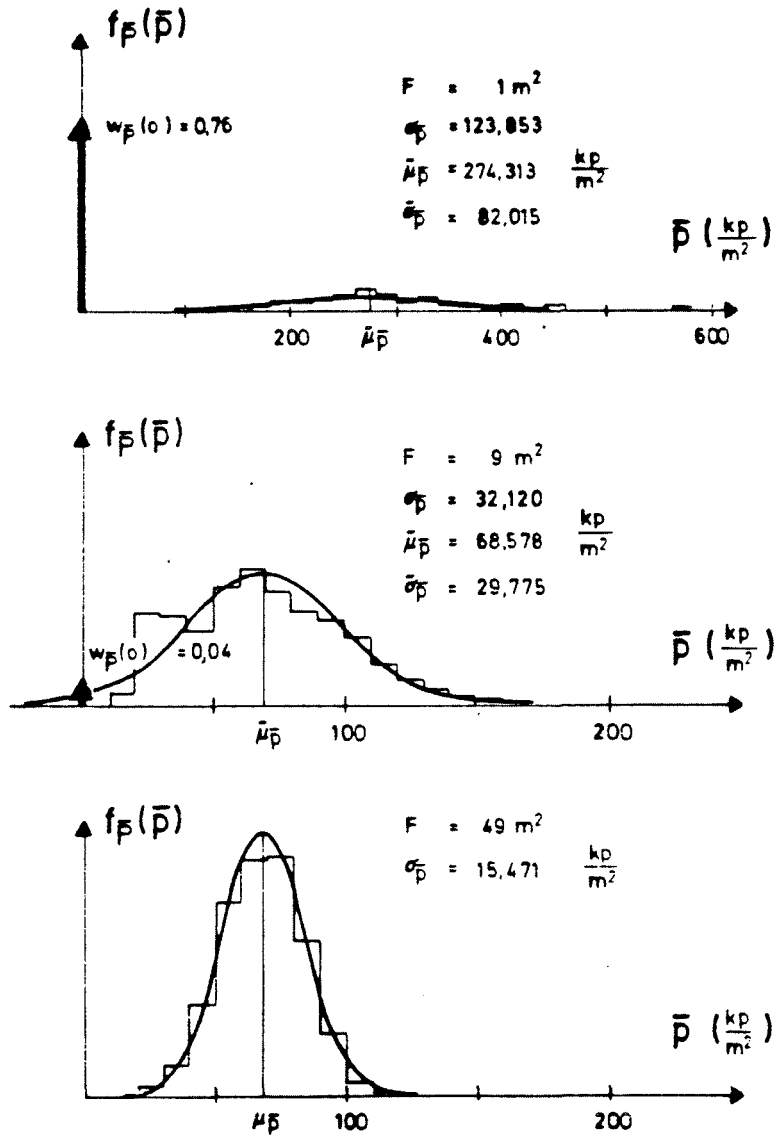


Bild 4.4 Verteilungen der gleichförmig verteilten Nutzlast  $p$  für unterschiedlich große Einzugsflächen  $A$  /4.12/

Bei der Ermittlung der Extremwerte für die Fahrwege kann wegen der großen Wahrscheinlichkeit dafür, daß keine Last vorhanden ist, die Näherung gemäß Gl. (4.10) benutzt werden:

$$F_{\max p}(p) = \exp \{ - \lambda_a \cdot T \cdot (1 - F_p(p)) \} \quad (4.31)$$

$$f_{\max p}(p) = \lambda_a \cdot T \cdot f_p(p) \cdot \exp \{ - \lambda_a \cdot T \cdot (1 - F_p(p)) \} \quad (4.32)$$

Die Extremwertverteilungen gemäß Gln. (4.28) bis (4.32) lassen sich gut durch Fisher-Tippett Typ I - Verteilungen annähern.

Bei der Extrapolation auf einen langen Bezugszeitraum (T = 50 Jahre) ist zu beachten, daß die Fluktuation der Lasten dadurch nach oben begrenzt wird, daß die gesamte Parkfläche mit Fahrzeugen besetzt bzw. der gesamte Fahrweg bei Stau zugestellt ist.

Aus den Lastmessungen in /4.12, 4.13/ können bei Parkhäusern in Geschäftszonen der Innenstädte die in Tabelle 4.9 zusammengestellten Eingangsgrößen für die beschriebenen Lastmodelle verwendet werden. Für Parkhäuser in anderen Bereichen können die Lastwechselraten  $\lambda_s$  und  $\lambda_a$  aus Tabelle 4.8 entnommen werden. Die Annahmen über Fahrzeuggewichte, Insassen und Zuladung, die in den Kennwerten der Tabelle 4.9 implizit enthalten sind, bleiben weiter gültig.

Tabelle 4.9 Parameter der Nutzlastmodelle für Parkhäuser in Geschäftszonen (nach /4.12, 4.13/)

Last auf	$\mu_o$ $\sigma_o$		Kennwert		$\lambda_s$	$\lambda_a$
	kN/m <sup>2</sup>		$\rho_\infty$	$\rho_o$		
Parkflächen						
- senkrechte Anordnung	0,83	9,54	0	1	12,2	1248
- schräge Anordnung	0,66	25,40	0	1	40	1248
Fahrwegen	0,05	0,80	0	1	2,5	62400

#### 4.3.3 Stochastisches Modell nach Rackwitz/Gross

Im Rahmen der Beratungen der CIB-Kommission W 81 haben Rackwitz/Gross ein alternatives stochastisches Modell der Parkhausnutzlasten eingebracht /4.14/. Es modelliert die Fluktuationen mit Hilfe eines einfachen stationären Erneuerungsprozesses. Unter Vernachlässigung der kleineren Gewichtsänderungen der Fahrzeuge zwischen Einfahrt und Ausfahrt können die zeitlichen Änderungen der Fahrzeuglasten streng als Rechteck-Erneuerungsprozeß dargestellt werden (Bild 4.5).

Eine Schnittgröße  $S(t)$  zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$  infolge der Gewichte von  $n$  Fahrzeugen ergibt sich dann zu

$$S(t) = \sum_{j=1}^n i_j X_j(t) \quad (4.33)$$

wobei die Fahrzeuggewichte  $X_j$  im Fahrzeugschwerpunkt konzentriert auf einem bestimmten Einstellplatz angreifen;  $i_j$  sind wiederum die Ordinaten einer Einflußfläche. Es wird angenommen, daß die Fahrzeuggewichte auf verschiedenen Einstellplätzen von einander unabhängig und normalverteilt sind. Die Verteilungskennwerte werden analog zu Abschnitt 4.3.2 vorgegeben, wobei Leergewicht, Insassengewicht und Zuladung zu berücksichtigen sind. Die Verteilung der Momentanwerte der Schnittgröße  $S(t)$  läßt sich als Summe von Normalverteilungen einfach berechnen; aufgrund der gegenseitigen Unabhängigkeit der Fahrzeuggewichte wächst die Standardabweichung von  $S(t)$  nur mit  $\sqrt{n}$ . In bezug auf die äquivalente gleichförmig verteilte Last führt dies tendenzmäßig zu der in /4.12, 4.13/ beobachteten Reduktion der Standardabweichung mit zunehmender Einzugsfläche.

Die für die Bemessung maßgebenden Extremwerte der Schnittgröße  $S(t)$  über den Bezugszeitraum  $T$  können analog zu Abschnitt 4.2.2 und 4.2.3 berechnet werden. Die Charakteristika der Lastwechsel auf den Einstellplätzen können Tabelle 4.8 entnommen werden. Bei jedem Lastwechsel geht die Lastamplitude zunächst auf Null zurück, um dann beim Einfahren eines anderen Fahrzeuges einen neuen zufälligen Wert anzunehmen. Dies entspricht also exakt den Voraussetzungen eines Poisson-Rechteck-Erneuerungsprozesses, dessen Amplituden bei Erneuerung auf Null zurückgehen.

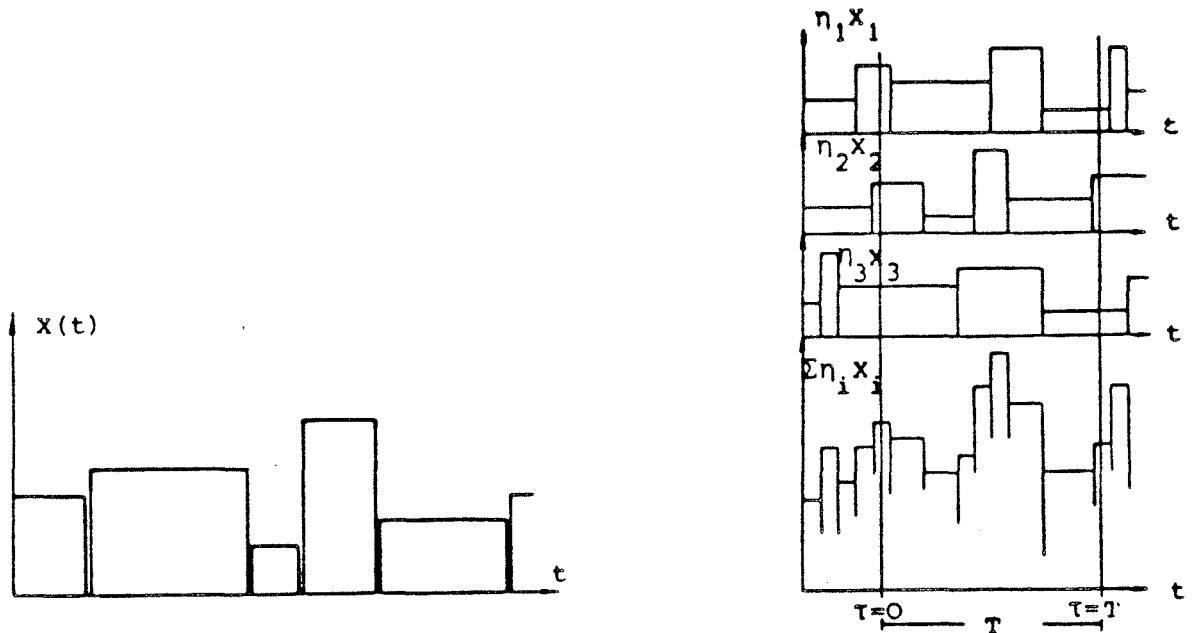


Bild 4.5 Rechteck-Erneuerungsprozeß für die Last eines Fahrzeuges und Summe der Lasten von drei Fahrzeugen

Die Überschreitungsrates einer bestimmten Amplitude  $s$  durch  $S(t)$  im Verlaufe einer stationären Betriebsperiode (siehe Tabelle 4.8) ergibt sich nach /4.18/ zu

$$\begin{aligned}
 v(s) &= \sum_{j=1}^n \bar{\mu}_j \{ P(S_j^- > s) - P\{(S_j > s) \mid (S_j^- > s)\} \\
 &\quad + P(S_j^+ > s) - P\{(S_j > s) \mid (S_j^+ > s)\} \} \quad (4.34)
 \end{aligned}$$

mit  $\bar{\mu}_j = 1/\tau = \lambda_a$ . Der erste Ausdruck gilt für das Verlassen eines Einstellplatzes und ist nur von Interesse für günstig wirkende Belastung (d.h. negative  $i$ ). Der zweite Ausdruck gilt für Fahrzeuge, die in den Einstellplatz einfahren. Bei positivem  $\bar{\mu}_j$  ist eine Überschreitung nur möglich, wenn ein neues Fahrzeug auf den Einstellplatz fährt. Aufgrund des zentralen Grenzwertsatzes der Wahrscheinlichkeitsrechnung gilt selbst für nicht-normal verteilte Lastamplituden

$$P(S_j^+ > s) = 1 - \Phi \left[ \frac{s - \sum_{j=1}^n i_j E\{X\}}{(\sum_{j=1}^n i_j^2 \text{Var}\{X\})^{1/2}} \right] \quad (4.34)$$

Unterstellt man Unabhängigkeit der stochastischen Eigenschaften an verschiedenen Tagen in T Jahren, erhält man für die Extremwertverteilung der Schnittgröße asymptotisch

$$\begin{aligned} F_{\max S}(s) &= \exp \{-v(s) \cdot t_d \cdot t_y \cdot T\} \\ &= \exp \{-\lambda_a \cdot t_y \cdot T \cdot \sum_{j=1}^n P(S_j^* > s)\} \end{aligned} \quad (4.36)$$

Ausgehend von der Verteilung des Extremwertes der Schnittgröße  $\max S(t)$  kann auch der Bemessungswert  $p^*$  der äquivalenten gleichförmig verteilten Parkhausnutzlast für beliebige Form und Größe der Einzugsfläche A mit den Zuverlässigkeitsanforderungen gemäß Abschnitt 2.3 hergeleitet werden. Es gilt

$$p^* = s^* / (A \sum i_j) = F_{\max S}^{-1} \left\{ \Phi(-0,7 \beta) \right\} \quad (4.37)$$

(0, T)

Für die Fahrbahnen läßt sich ganz analog die Extremwertverteilung der Schnittgröße S bestimmen. In /4.14/ wird davon ausgegangen, daß wegen der großen Abstände der Fahrzeuge im Vergleich zu den Abmessungen der statischen Systeme praktisch immer nur ein Fahrzeug zu einer Schnittgröße beiträgt. In diesem Falle ist der Extremwert der aus einem Fahrzeug resultierenden Beanspruchung zu bilden, wobei als Lastwechselzahl die Gesamtanzahl aller über den Bezugszeitraum T im Parkhaus eingestellten Fahrzeuge anzusetzen ist:

$$F_{\max S}(s) = \exp \left\{ -\lambda_a \cdot Q \cdot t_y \cdot T \cdot \Phi \left( -\frac{s - m_S}{\sigma_S} \right) \right\} \quad (4.38)$$

(0, T)

#### 4.3.4 Normungsvorschlag

Bemessungswerte, charakteristische Werte und Kombinationsbeiwerte für die Parkhausnutzlasten können auf die gleiche Weise



ermittelt werden wie in Abschnitt 4.2.3 für die normalen Nutzlasten, wobei jedoch die Überlagerung von quasi-ständigen und kurzzeitigen Lastanteilen entfällt.

Die Zuverlässigkeitsanforderungen für die Bemessungswerte  $p^*$  und reduzierten Bemessungswerte  $p_{red}^*$  werden Abschnitt 2.3 entnommen. Bei der Herleitung der reduzierten Bemessungswerte ist als Bezugszeitraum das Grundzeitintervall der Leiteinwirkung zugrunde zu legen. Da eine Kombination mit einer weiteren Nutzlast praktisch ausscheidet, wird als Leiteinwirkung eine klimatische Einwirkung unterstellt. Anstelle des Grundzeitintervalls wird konservativ ein Bezugszeitraum  $T' = 1$  Jahr angenommen.

Die Bemessungswerte  $p^*$ , reduzierten Bemessungswerte  $p_{red}^*$  und möglichen Definitionen für die charakteristischen Werte  $p^*/\gamma_Q$  bzw. die Kombinationsbeiwerte  $p_{red}^*/p^*$  sind in Tabelle 4.10 auf der Grundlage des stochastischen Modells nach Abschnitt 4.3.2 zusammengefaßt. Hinsichtlich der Schnittgrößenermittlung wird ein mittlerer Systemfaktor  $\kappa(A) = 2,0$  unterstellt.

Für Nachweise der Ermüdung sind nur die größeren Schwingbreiten (Laständerungen) maßgebend, die mit Häufigkeiten von  $N > 10^6$ /Nutzungsdauer auftreten. Geht man von den in Abschnitt 4.3.2 angegebenen mittleren Lastwechselraten  $\lambda$  pro Jahr aus, so könnten allenfalls die Lasten auf den Fahrwegen ermüdungswirksam werden. Die häufigeren Lastwechsel betreffen hier jedoch vorwiegend einzelne Fahrzeuge, während Extremwerte nur bei sehr seltenen Staus auftreten; damit kann eine Ermüdungsgefahr ausgeschlossen werden.

Die Abhängigkeit von der Einzugsfläche  $A$  kann nach /4.12,4.13/ mit Hilfe einer empirischen Formel erfaßt werden. Ausgehend von einer bestimmten Bezugsfläche, für die der charakteristische Wert definiert wird, lassen sich bei größeren Flächen Reduktionen berechnen. Diese Methode ist auch in die Neufassung der SIA 160 /4.15/ aufgenommen worden. Für die praktische Handhabung handlicher erscheint jedoch eine Abstufung, z.B. bei  $50 \text{ m}^2$  Einzugsfläche. Bei Einzugsflächen unter  $50 \text{ m}^2$  könnte etwa der bei  $20 \text{ m}^2$  geltende Bemessungswert als repräsentativ gewählt werden; bei größeren Flächen könnte der Wert für  $50 \text{ m}^2$  beibehalten werden. Ein derartiger Vorschlag ist in Tabelle 4.11 eingeflossen.

Tabelle 4.10 Bemessungswerte, charakteristische Werte und Kombinationsbeiwerte der Parkhausnutzlasten (Angaben in kN/m<sup>2</sup>)

Nutzlast für	A m <sup>2</sup>	Grenzzustand der Tragfähigkeit				Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit				
		P*	P* <sub>red</sub>	P*/γ <sub>Q</sub>	P* <sub>red</sub> /P*	P*	P* <sub>red</sub>	P*/γ <sub>Q</sub>	P* <sub>red</sub> /P*	
Parkflächen Einstellplätze - senkrecht	10	6,02	3,33	4,00	0,55	4,69	2,96	4,69	0,64	
	50	3,16	1,96	2,11	0,62	2,57	1,80	2,57	0,70	
	- schräg	10	5,33	2,90	3,55	0,54	4,13	2,58	4,13	0,62
		50	2,74	1,65	1,63	0,60	2,20	1,51	2,20	0,65
Fahrwege	10	3,26	2,74	2,19	0,64	3,01	2,67	3,01	0,85	
	50	1,14	0,90	0,76	0,79	1,02	0,89	1,02	0,65	

Eine Nutzlastreduktion bei Bauteilen mit Lasten aus mehreren Geschossen kann aufgrund der Korrelation über  $\rho_s$  (vgl. Abschnitt 4.3.2) begründet werden. In Anlehnung an /4.12, 4.13/ kann hierfür eine empirischer Reduktionsfaktor  $\alpha_{ni}$  definiert werden, der näherungsweise unabhängig von der Einzugsfläche A ist:

$$\alpha_{ni} = 0,85 + 0,15 / \sqrt{i} \quad (\text{Parkflächen}) \quad (4.39)$$

$$\alpha_{ni} = 0,30 + 0,70 / \sqrt{i} \quad (\text{Fahrwege}) \quad (4.40)$$

mit

i = Anzahl der belasteten Geschosse.

Die Bemessungswerte nach Abschnitt 4.3.3 für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bei verschiedenen Formen von Einflußflächen sind in Bild 4.6 in Abhängigkeit der Einzugsfläche A grafisch dargestellt. Die Zahlenwerte bei A = 50 m<sup>2</sup> und ( $t_y=312$ ,  $\lambda_a = 3,2$ ) können unmittelbar mit den Werten in Tabelle 4.10 verglichen werden. Man erkennt, daß die unterschiedliche Nutzung der Parkhäuser bei den in Tabelle 4.8 unterstellten Charakteristika relativ geringen Einfluß hat. Auch die Form der Einflußfläche ist von relativ geringem Gewicht.

#### 4.3.5 Vergleich mit bisherigen Normen

Die Empfehlungen gemäß Abschnitt 4.3.4 sind mit den derzeitigen Regelungen in /4.1/ sowie mit internationalen Empfehlungen nach /4.10, 4.11, 4.15, 4.16, 4.17/ zu vergleichen. Dies erfolgt tabellarisch in Tabelle 4.11.

Tabelle 4.11 Vergleich verschiedener nationaler und internationaler Nennwertdefinitionen für Parkhausnutzlasten mit den Vorschlägen dieser Studie

Land / Regelung	Nennlast (kN/m <sup>2</sup> )		Lastkonzentrationsfaktor		
	Parkflächen	Fahrwege			
a) Normen					
Australien AS 1170	3,06	5,10	-		
England CP 3	2,55	2,55	-		
Kanada NEC 4.1	2,44	-	-		
Frankreich NF PO 6.C01	nutzungsabhängig		-		
Deutschl. DIN 1055	3,50	5,00	-		
Italien	3,00	-	-		
Japan AIJ Stand.	5,50	5,50	-		
Südafrika SBR	1,43	-	-		
U.S.A. ANSI	2,44	-	-		
Schweiz SIA 160	2,00	-	-		
b) Empfehlungen					
JCSS	Basic Note	A > 10 m <sup>2</sup>			
	senkrecht	$0,83 + 3,86/\sqrt{A}$	$0,05 + 3,70/\sqrt{A} \cdot (1 + 0,97A^{-1}) \cdot (\sqrt{A} + \sqrt[3]{A})$		
	schräg	$0,65 + 3,50/\sqrt{A}$			
NMB	Recomm.	2,00	-		
ISO/DIS	2103.5	2,50	-		
c) diese Studie					
Abschn. 4.3.2	A ≤ 20 m <sup>2</sup>	A > 20 m <sup>2</sup>	A ≤ 20 m <sup>2</sup>	A > 20 m <sup>2</sup>	A > 10 m <sup>2</sup>
senkrecht	3,50	2,50			enth.
schräg	3,00	2,00			
Einzellast	10 kN		3,00	1,50	enth.
Abschnitt 4.3.3	2,00	1,50	2,10		

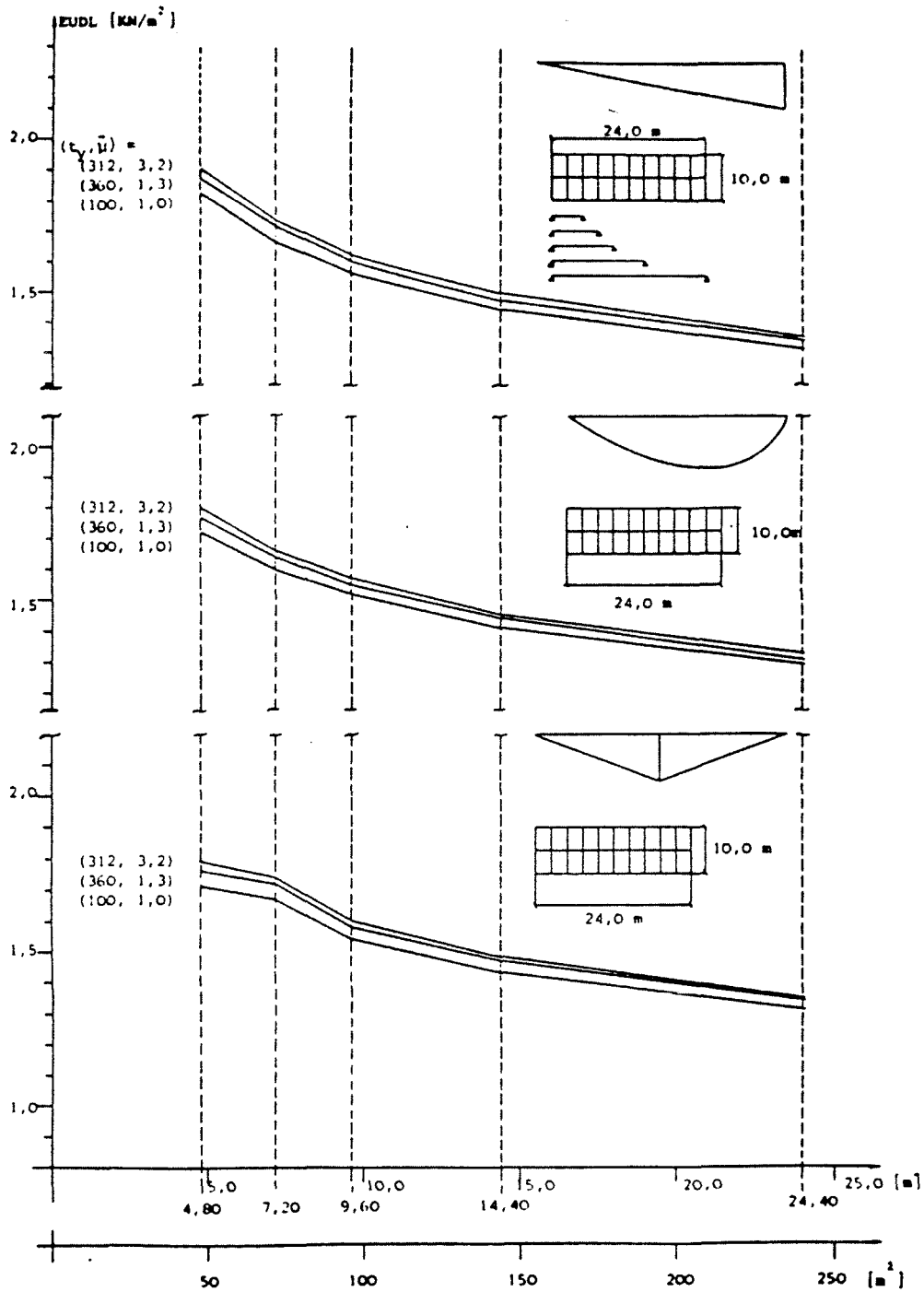


Bild 4.6 Bemessungswerte der äquivalenten gleichförmig verteilten Nutzlast auf Parkflächen /4.14/

## 5. VERKEHRSLASTEN AUF BRÜCKEN

### 5.1 Überblick

Zu den Verkehrslasten auf Brücken zählen

- Straßenlasten

- Bahnlasten.

Hiervon werden in diesem Bericht nur die Straßenlasten behandelt, über deren zweckmäßige Festlegung derzeit weder national noch international Einigkeit herrscht.

Die Bahnlasten werden ausgeklammert, weil hier international im Rahmen der Union International des Chemins de Fer (UIC) eine weitgehende Harmonisierung bereits erreicht ist. Insbesondere wurden einheitliche Lastbilder vereinbart, die in den verschiedenen Mitgliedstaaten derzeit noch mit unterschiedlichen Skalierungsfaktoren (Lastintensität) modifiziert werden. Längerfristig sollen - zumindest im Bereich der Europäischen Gemeinschaften - auch diese Skalierungsfaktoren angeglichen werden.

### 5.2 Straßenlasten

#### 5.2.1 Allgemeines

Bedingt durch die Komplexität des Straßenverkehrs und seine Abhängigkeit von einer Vielzahl von Parametern, bestehen erhebliche Schwierigkeiten, die Straßenlasten für Brücken in einer für die Normung geeigneten Weise zu beschreiben. Diese Schwierigkeiten werden noch vergrößert durch die Tatsache, daß der Zusammenhang zwischen Lasten und Beanspruchungen durch das dynamische Verhalten der Fahrzeuge und der Brücke sowie die dynamische Interaktion von Fahrzeugen und Brücke bestimmt wird. Da für die Praxis eine dynamische Berechnung kaum in Frage kommt, müssen statische Ersatzlasten definiert werden, die auch die dynamischen Wirkungen beinhalten.

Untersuchungen über die Lasten selbst (Radlasten, Achslasten, Fahrzeuggewichte) wurden im europäischen Rahmen, u.a. auch in

der Bundesrepublik, in größerem Umfang durchgeführt. Sie könnten als Basis eines "reinen" Lastmodells dienen. Da der Zusammenhang zwischen Lasten und Beanspruchung jedoch noch weitgehend ungeklärt und strittig ist, lassen sich die Auswirkungen eines gewählten Lastmodells nicht beurteilen. Dies hat bislang die Vereinbarung eines einheitlichen Lastmodells verhindert; die Forschung auf diesem Gebiet arbeitet daher mit unterschiedlichen, aus den jeweils verfügbaren Meßergebnissen abstrahierten Lastmodellen.

### 5.2.2 Prinzipien für stochastische Modelle

Die Straßenverkehrslasten können im Hinblick auf die Normung grundsätzlich aus der Betrachtung typischer Situationen abgeleitet werden:

- Der Ermittlung der Betriebslasten (für den Ermüdungsnachweis) ist der fließende Verkehr zugrundezulegen.
- Für die Ermittlung der Extremlasten (zum Tragfähigkeitsnachweis) ist im allgemeinen der Stau maßgebend, bei Brücken mit kleinen Spannweiten ( $< 20$  m) ggf. auch der fließende Verkehr.

Für diese typischen Situationen gelten die folgenden Bedingungen:

- Beim Stau können wegen der geringen Geschwindigkeiten dynamische Effekte vernachlässigt werden; der PKW-Verkehr ist zu berücksichtigen.
- Beim fließenden Verkehr kann wegen der geringen Beiträge zur Ermüdungsbeanspruchung der PKW-Verkehr vernachlässigt werden. Dynamische Effekte - einschließlich Wechselwirkung von Fahrzeugen und Brücke - sind zu berücksichtigen. Bei Brücken mit üblichen Spannweiten ( $< 100$  m) dominiert selbst im dichten Verkehr das Einzelereignis (Medianwert der Fahrzeugabstände  $> 250$  m), jedoch muß auch die Auswirkung von Fahrzeuggruppen erfaßt werden.
- Für die zutreffende Beschreibung der Ermüdungsbeanspruchung ist die Erfassung der Beanspruchungszyklen mit Hilfe eines

sinnvollen Zählverfahrens (z.B. Rainflow-Verfahren) unerlässlich.

Zur Lösung der Probleme erscheinen die folgenden Methoden denkbar:

- Stausituationen können mit probabilistischen und semi-probabilistischen Verfahren beschrieben werden. Obwohl einige Ansätze (z.B. Markowsche Erneuerungsprozesse, Poisson-Prozesse, Simulationsberechnungen) existieren, liegt eine allgemeingültige, vollständige Lösung derzeit nicht vor.
- Zur Beschreibung des fließenden Verkehrs ist wahrscheinlich eine getrennte Betrachtung der Teilprobleme unvermeidlich. Dabei werden voraussichtlich deterministische (z.B. dynamische Effekte) und semi-probabilistische (z.B. statische Wirkung) Methoden zum Einsatz kommen. Die einzelnen Teillösungen sind dann in geeigneter Weise zu kombinieren. Dies kann z.B. in Form einer Grundlösung für die statische Wirkung geschehen, die durch Beiwerte zur Erfassung der dynamischen Effekte modifiziert wird.

Zur Überprüfung der so erhaltenen Ergebnisse kommen in Frage:

- Messungen (teuer und nur für wenige ausgewählte Fälle anwendbar)
- Geschlossene Lösung mit Hilfe der Theorie der Zufallsschwingungen (eine Lösung, die alle o.g. Bedingungen erfüllt, zeichnet sich noch nicht ab)
- Simulationsberechnungen (sehr aufwendig).

Um den gegenwärtigen Stand der Forschung auf dem Gebiet der Straßenlasten zu dokumentieren, werden in einem Kapitelanhang A.5.1 einige Ansätze zur stochastischen Modellierung skizziert.

### 5.2.3 Prinzipien für Normungsvorschläge

Aus den stochastischen Modellen sollten für die Normung Lastannahmen in folgender Form abgeleitet werden:

- Festlegung eines einheitlichen Lastbildes (verteilte Lasten und Achslasten eines Schwerlastfahrzeuges) und der Geometrie (Spurbreite, Länge, Breite und Achsabstände des Schwerlastfahrzeuges) der Hauptspur
- Festlegung der Lastintensitäten unter Berücksichtigung nationaler und örtlicher Gegebenheiten im Hinblick auf den Tragfähigkeitsnachweis
- Festlegung von Faktoren für die weiteren Spuren im Hinblick auf den Tragfähigkeitsnachweis
- Festlegung von Faktoren zur Berücksichtigung von dynamischen Effekten im Hinblick auf den Tragfähigkeitsnachweis
- Festlegung von Reduktionsfaktoren für Gebrauchsfähigkeitsnachweise
- Festlegung von Daten (z.B. Fahrzeugtypen, Achslasten, Auftretenshäufigkeit) für ermüdungswirksame Fahrzeuge unter Berücksichtigung nationaler und örtlicher Gegebenheiten
- Festlegung von Faktoren zur Berücksichtigung von dynamischen Effekten im Hinblick auf den Ermüdungsnachweis

Eine Übersicht über die Grundlagen und die gegenwärtigen Vorschläge für eine nationale Normung und internationale Harmonisierung der Straßenlasten vermittelt der Beitrag im Kapitelanhang A.5.2.



## Anhang A.5.1 Ansätze für ein stochastisches Modell der Straßenverkehrslasten

### 1. Allgemeines

Reguläre Lasten aus Straßenverkehr für Brücken und ähnliche Bauwerke können unterteilt werden in solche, die in Richtung der Schwerkraft wirken, und solche, die tangential zur Straßenoberfläche, etwa bei Kurvenfahrt, Bremsen, etc. auftreten. Letztere sollen hier nicht weiter betrachtet werden, ebenso wie mit dem Verkehr verbundene Anpralllasten etc. Die Lasten setzen sich aus den statischen Achslasten sowie aus den z. B. durch Unebenheiten der Fahrbahn hervorgerufenen "Stoßlasten" zusammen. Dazu kommen bei Brücken gegebenenfalls die durch die Relativbewegungen von Brücke und Fahrzeug hervorgerufenen dynamischen Zusatzkräfte.

Aber nicht die Lasten selbst sondern die Lastwirkungen sind von vorrangigem Interesse, z. B. Schnittkräfte oder Spannungen, und dies sowohl im Hinblick auf extreme Beanspruchungen, auf gegebenenfalls materialermüdungswirksame Beanspruchungscharakteristika und auf die Beanspruchungen, die bei der Kombination mit anderen Lasten, z. B. aus Wind oder Temperatur, von Bedeutung sind. Dabei ist es zweckmäßig, zwischen quasi-statischem und dynamischem Tragverhalten der Brücke zu unterscheiden. Das Tragwerk wirkt in beiden Fällen als Filter. Jedes Lastmodell muß daher die besonderen Filtercharakteristika des Systems einbeziehen. Ein praxisgerechtes Lastmodell ist nicht eine Beschreibung der physikalischen Wirklichkeit, sondern eine Idealisierung dergestalt, daß die Abhängigkeit der Lastwirkungen von den verschiedenen Parametern von Last und System ausreichend zutreffend in den Anwendungen erfaßt werden.

Trotz umfangreicher nationaler und internationaler Forschungsarbeiten ist es bis heute weder möglich, alle interessierenden Aspekte von Straßenverkehrslasten durch ein einziges Modell zu beschreiben, noch in Bezug auf die relevanten Charakteristika der Lastwirkungen eine einheitliche Untersuchungsmethode anzuwenden. Gute Last- und Lastwirkungsmodelle sind aber unumgänglich, da auf experimentellem Wege wegen der Schwierigkeit, alle notwendigen Größen gleichzeitig zu beobachten und die Gegebenheiten des Systems adäquat zu erfassen, allenfalls punktweise die Richtigkeit eines Ansatzes gezeigt werden kann.

## 2. Konzept der Modellierung

Ein (stochastisches) Modell für Straßenverkehrslasten umfaßt:

- a. Ein Verkehrsmodell, welches gegebenenfalls nach Straßentyp und Fahrspur getrennt, die Verkehrsmischung, die Verkehrsstärke und mithin Geschwindigkeiten des Verkehrsbandes, die Zeitlücken zwischen Fahrzeugen, den Anteil von Stausituationen, etc. angibt,
- b. ein Modell für die (stochastischen) Fahrzeug- bzw. Achslasten und deren geometrische Anordnung,
- c. ein Modell für die dynamischen "Stoßbelastungen" infolge Fahrbahnunebenheiten gegebenenfalls unter Einbezug der Fahrzeugdynamik,
- d. ein Modell für den Übergang (statisch oder dynamisch) von Last zu Lastwirkung,

Entsprechende Betrachtungen gelten für die Lasten infolge Militärverkehr.

Bezüglich der Untersuchungsmethoden zur Ermittlung der extremen Beanspruchungen, der Beanspruchungen bei "normalem" Verkehr und der ermüdungswirksamen Beanspruchungen, d.h. ihrer zuverlässigkeitsorientierten Beschreibung mit den Mitteln der Wahrscheinlichkeitslehre, können folgende Verfahren angewandt werden.

α) Stochastische Simulation

Diese Methode, insbesondere in Verbindung mit dem Zeitschrittverfahren ist sehr flexibel. Sie bewältigt beispielsweise komplizierte Verkehrs- und Fahrzeugmodelle, dynamische Interaktion zwischen Verkehrsband und Tragwerk und sogar nicht-lineares Tragverhalten. Sie ist jedoch extrem aufwendig. Allgemeine Gesetzmäßigkeiten können nur aufgrund umfangreicher Parameterstudien gewonnen werden.

β) Exakte Wahrscheinlichkeitsrechnung

Wegen des numerischen Aufwandes ist sie nur für einfachste Verkehrs- und Lastmodelle sowie Tragsysteme geeignet.

γ) Theorie der Erneuerungsprozesse

Die Methode erfordert gewisse Vereinfachungen im stochastischen Verkehrsmodell. Sie ist für Tragwerke mit Einflußlinien (-flächen) mittlerer und kleiner Größe geeignet.

### 8) Korrelationstheorie stationärer stochastischer Prozesse

Diese Methode führt bei linearem Tragverhalten zu weitgehend analytischen Ergebnissen und ist am wenigsten rechenintensiv. Die Voraussetzungen für ihre Anwendung sind bei mittleren und großen Tragwerken gegeben. Die Berechnungen können im Zeitbereich oder im Frequenzbereich (Spektralmethode) durchgeführt werden. Bei großen Tragwerken ist die Spektralmethode am leistungsfähigsten. Bei gewissen zusätzlichen Vereinfachungen im Verkehrs- und Fahrzeugmodell kann die Korrelationstheorie auch auf instationäre Vorgänge erweitert werden.

### 3. Verkehrsmodell

Grundlage jedes für die Ausarbeitung von Brückenlasten geeigneten und auch ausreichenden Modells ist die Annahme, daß der Verkehr in jedem stationär angenommenen Verkehrszustand durch eine Folge von pro Fahrspur und Richtung mit konstanter Geschwindigkeit fahrenden, zufällig gemischten Fahrzeugen besteht. Die Verkehrszustände bilden ihrerseits eine ergodische Folge, die vor allem durch die Gesamtverkehrsstärke  $q$  [KFZ/Zeiteinheit] beschrieben wird. Die Gesamtverkehrsstärke folgt einer im allgemeinen vom Straßentyp abhängigen Verteilung. Diese Verteilung bestimmt die (langfristig gemittelten) Zeitanteile bestimmter Verkehrszustände. Die den einzelnen Fahrspuren entsprechenden Verkehrsstärken genügen  $q = \sum_{j=1}^s q_j$ , wobei die  $q_j$  in guter Näherung durch  $q_j = a_j + b_j q$  gegeben werden können. Die Näherung  $q_j = q/s$  dürfte im allgemeinen zu grob sein. Der zufällige Parameter  $q$  bestimmt demnach in deterministischer Weise die Fahrspurverkehrsstärke und damit auch die gefahrenen Geschwindigkeiten.

Dabei ist es für vorliegende Zwecke ausreichend, die Änderungen der Verkehrsmischung mit der Verkehrsstärke zu vernachlässigen, d. h. die Änderungen der Verkehrsmischung zu verschiedenen Tageszeiten, an bestimmten Wochentagen und jene, die - allerdings wenig ausgeprägt - über das Jahr hinweg beobachtet werden können.

Jeder Straßentyp (innerstädtische Verbindungswege, Bundesstraßen, Bundesautobahnen, ...) ist durch eine bestimmte Verkehrsmischung, d. h. die Anteile  $h_m$  der verschiedenen Fahrzeugtypen (Pkw, Lkw, Lastzüge, Sattelschlepper, ...) am gesamten Verkehrsaufkommen charakterisiert, wobei geographische Unterschiede durchaus signifikant sein können.

Die Zeitlücken zwischen den Fahrzeugen sind zufällig. Dabei ist zwischen gebundenem (= Kolonnenverkehr bzw. Stau) und freiem Verkehr zu unterscheiden. Bei gebundenem Verkehr gilt die Relation

$$v_j = \frac{\bar{L}_j}{\frac{1}{q_j} - \bar{T}_2} \quad (1)$$

worin  $\bar{L}_j$  die mittlere Fahrzeuglänge und  $\bar{T}_2$  die mittlere Nettozeitlücke zwischen zwei aufeinander folgenden Fahrzeugen ist. Die Zeitlücken können näherungsweise als exponentialverteilt mit einem Mittelwert von  $\bar{T}_2 = 1.5[s]$  angenommen werden, d. h. mit der Dichte

$$f_{T_2}(t) = \begin{cases} 0 & \text{für } T < t_{\min} \\ \frac{1}{\bar{T}_2 - t_{\min}} \exp\left[-\frac{t - t_{\min}}{\bar{T}_2 - t_{\min}}\right] & \text{für } T \geq t_{\min} \end{cases} \quad (2)$$

Darin ist  $t_{\min}$  eine angenommene minimale Zeitlücke in der Größenordnung von 0.5[s]. Für die vorliegenden Betrachtungen genügt es nicht, nur die Verteilung von  $q$  und damit auch der  $q_j$  zu kennen. Es ist darüberhinaus notwendig, den relativen Zeitanteil  $p_{\text{Stau}}$  zu bestimmen, in dem Kolonnenverkehr oder Stau herrscht.  $p_{\text{Stau}}$  ist eine kleine Zahl in der Größenordnung von 0.01 und aus Beobachtungen für die betreffenden Straßentypen zu ermitteln. Darüberhinaus ist in Abhängigkeit von  $q$  bzw.  $q_j$  eine kritische Geschwindigkeit zu bestimmen, die die Verkehrszustände des gebundenen und freien Verkehrs trennt. Es sei  $q_j^*$  die kritische Verkehrsstärke. Also ist

$$v_j^* = \frac{\bar{L}_j}{\frac{1}{q_j^*} - \bar{T}_{2,j}} \quad (3)$$

Beobachtungen über die Verteilung der Geschwindigkeiten in Stauzuständen liegen nur spärlich vor. Ihre genaue Quantifizierung ist, wie Parameterstudien zeigten, auch nicht so wichtig. Die Annahme einer Gleichverteilung oder sogar einer mittleren Geschwindigkeit  $v_j \approx v_j^*/2$  erscheint ausreichend, vorausgesetzt, daß der Stauanteil  $p_{\text{Stau}}$  richtig angesetzt wird. Eine zutreffende Erfassung der Stausituationen ist vor allem für die Voraussage der extremen Beanspruchungen wichtig.

Bei freiem Verkehr ist die Geschwindigkeit des Verkehrsbandes nahezu unabhängig von der Verkehrsstärke, aber in gewissem Umfang von der Fahrspur abhängig. Außerdem streut sie wenig. Man kann sie als konstant zu  $\bar{v}_j$  annehmen. Daraus ergibt sich, daß die mittlere Zeitlücke zwischen Fahrzeugen im freien Verkehr gegeben ist durch

$$\bar{T}_{1,j} = \frac{1}{q_j} - \frac{\bar{L}_j}{\bar{v}_j} \quad (4)$$

Auch hier kommt eine Exponentialverteilung den Beobachtungen sehr nahe. Daher

$$f_{T_1}(t) = \begin{cases} 0 & \text{für } T < t_{\min} \\ \frac{1}{\bar{T}_1 - t_{\min}} \exp \left[ - \frac{t - t_{\min}}{\bar{T}_1 - t_{\min}} \right] & \text{für } T \geq t_{\min} \end{cases} \quad (5)$$

Man beachte, daß hierin der Parameter  $\bar{T}_1$  eine Zufallsgröße ist, die entsprechend Gl. (4) von der Zufallsgröße  $q_j$  abhängt. Die Größe  $\bar{T}_1$  bestimmt die Anzahl von Fahrzeugen auf der Brücke.

Allgemein ergibt sich daher für eine beliebige Lastwirkung X

$$\begin{aligned} F_X(x) &= p_S \int F_X(x|v) dF_v + (1 - p_S) \int F_X(x|q) dF_q \\ &\approx p_S \cdot F_X(x|v^*) + (1 - p_S) \int F_X(x|q) dF_q \end{aligned} \quad (6)$$

Die ebenfalls zum Verkehrsmodell gehörige Verkehrsmischung wird in Abschnitt 4 diskutiert.

#### 4. Fahrzeugmodell

Es ist zweckmäßig, den auf Straßen befindlichen Fahrzeugpark in eine ausreichende Anzahl von Kategorien einzuteilen und diesen dann

(zufällige) Fahrzeuggeometrien und zufällige Achslasten zuzuordnen. Je kleiner die Anzahl dieser Kategorien gewählt wird, umso eher müssen auch die Fahrzeuggeometrien als Zufallsvariable eingeführt werden. Eine systematische Untersuchung der Auswirkungen der hier möglichen Annahmen steht noch aus. Übereinstimmung besteht, daß zwischen Personenkraftwagen und Lastkraftwagen unterschieden werden muß. Für Personenkraftwagen reicht eine relativ grobe Beschreibung aus, z. B. durch Angabe deterministischer Geometrie und normalverteilten Achslasten. Die Achslasten des Schwerverkehrs weisen häufig eine charakteristische zweigipfelige Häufigkeitsdichte auf. Die Gipfel entsprechen jeweils dem unbeladenen bzw. beladenen Lkw. Für mittlere und lange Einflußlinien reicht eine Beschreibung der Achslasten durch Mittelwerte und (Ko-)Varianzen aus (zentraler Grenzwertsatz). Ein Beispiel für eine Kategorisierung zeigt Bild 1.

Von großer Bedeutung ist die Verkehrsmischung, die je nach Straßentyp und Fahrspur unterschiedlich ausfallen kann. In sehr guter Näherung ist die Verkehrsmischung rein zufällig. Der Anteil des Schwerverkehrs kann zwischen wenigen % und mehr als 50% schwanken. Darüber hinaus ist die Zusammensetzung des Schwerverkehrs stark vom Straßentyp bzw. der verkehrstechnischen Funktion der Straße abhängig. Schließlich können sowohl Fahrzeugdaten als auch Verkehrsmischungen langfristigen Schwankungen unterworfen sein.

Für ein realistisches Bruchlastmodell müssen ältere und neuere Messungen noch systematisch ausgewertet werden mit dem Ziel, für wohldefinierte Straßentypen zu wenigen Kombinationen von Verkehrs- und Fahrzeugparametern zu kommen, die der Kategorisierung in einer



möglichen Lastvorschrift im Sinne einer Entscheidungsgrundlage dienen. Verkehrs- und Fahrzeugmodell für einen Straßentyp sollten daher nicht den mittleren Gegebenheiten entsprechen, sondern dem vorgesehenen Zweck, d. h. der beim Bau der Straße vorgesehenen möglichen Auslastung.

### 5. Dynamische Zusatz-(Stoß-)belastung

Unebenheiten der Fahrbahn erzeugen vor allem für die Betrachtung unmittelbar belasteter Bauglieder nicht vernachlässigbare dynamische Zusatzbeanspruchungen. Umfangreiche Messungen haben gezeigt, daß die Fahrbahnebenheiten gut durch einen Gaußschen Prozess beschrieben werden können. Sein Spektrum kann wie folgt angegeben werden

$$S_Z(\bar{\omega}) = \begin{cases} S_0(\bar{\omega}_0) \cdot \left[ \frac{\bar{\omega}}{\bar{\omega}_0} \right]^{-n} & \text{für } 0 \leq \bar{\omega} \leq \bar{\omega}_c \\ S_0(\bar{\omega}_0) \cdot \left[ \frac{\bar{\omega}}{\bar{\omega}_0} \right]^{-n} & \text{für } \bar{\omega} > \bar{\omega}_c \end{cases} \quad (7)$$

Mit  $\bar{\omega}_0 = 1[1/m]$  ist  $S_0(\bar{\omega}_0)$  ein Bezugswert für den Grad der Unebenheiten.  $\bar{\omega}_c$  ist ein Wert in der Nähe des Ursprungs und trennt im doppelt logarithmischen Maßstab den konstanten vom linear abfallenden Bereich. Nach [4] ist  $\bar{\omega}_c \approx 0.08[1/m]$ . Typische Werte sind

<u>Straßenbeschaffenheit</u>	<u>n</u>	<u><math>S(\bar{\omega}_0) [m^3]</math></u>
sehr glatt	2.2	5
mittel	2.0	22
rauh	1.8	40
sehr rauh	2.1	>600

Ein für Berechnungen im Fahrzeugbau und von Beanspruchungen der Straßendecke anerkanntes Feder-Masse-Dämpfer-Modell ist in Bild 2 angegeben, bei dem die Systemparameter für die verschiedenen Fahrzeugtypen geeignet zu wählen sind. Daraus läßt sich das Spektrum der dynamischen Zusatzlast zu

$$S_{\tilde{Q}}(\omega) = |H_Q(\omega)|^2 \frac{1}{v} S_Z \left[ \frac{\omega}{v} \right] \quad (8)$$

angeben.

$$H_{\tilde{Q}}(\omega) = -\omega^2 (m_1 H_1(\omega) + m_2 H_2(\omega)) \quad (8a)$$

$$H_1(\omega) = \frac{\omega_1^2 \omega_2^2 + 2j D_1 \omega_1 \omega_2^2 \omega}{\left[ \omega_1^2 - \omega^2 \right] \left[ \omega_2^2 - \omega^2 \right] - \frac{m_1}{m_2} \omega_1^2 \omega_2^2 + 2j D_1 \omega_1 \omega \left[ \omega_2^2 - \omega^2 \left( 1 + \frac{m_1}{m_2} \right) \right]}$$

$$H_2(\omega) = \frac{\left[ \omega_1^2 \omega_2^2 - \omega_2^2 \omega^2 \right] + 2j D_1 \omega_1 \omega_2^2 \omega}{\left[ \omega_1^2 - \omega^2 \right] \left[ \omega_2^2 - \omega^2 \right] - \frac{m_1}{m_2} \omega_1^2 \omega_2^2 + 2j D_1 \omega_1 \omega \left[ \omega_2^2 - \omega^2 \left( 1 + \frac{m_1}{m_2} \right) \right]}$$

Integration über  $\omega$  ergibt die Varianz der dynamischen Zusatzlast. Das entsprechende mechanische Modell kann relativ leicht verfeinert werden. Für die vorliegenden Zwecke ist die richtige Wahl der dynamischen Fahrzeugparameter am wichtigsten. In der Anwendung auf

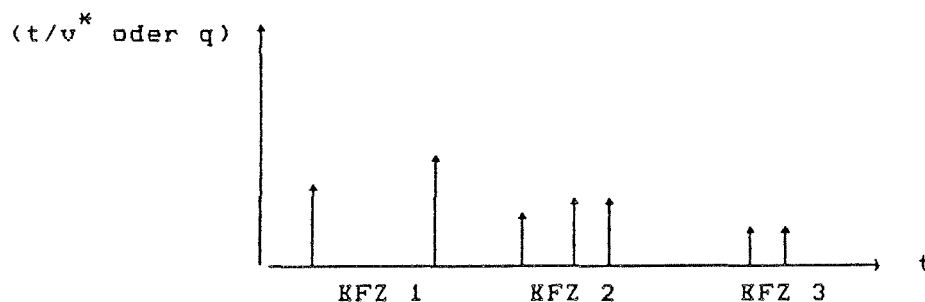
Brückenlasten dürfte es genügen, die dynamischen Zusatzlasten den statischen Achslasten als "weißes Rauschen" mit äquivalenter "Stärke" zu überlagern.

6. Zuverlässigkeitsorientierte Beschreibung der Lastwirkungen

A. Unmittelbar belastete Bauteile

a. Normale Beanspruchung

Die Belastung kann als Zufallsfolge von Impulsen aufgefaßt werden



Die Amplituden der Impulse setzen sich jeweils aus dem statischen und dem dynamischen Anteil zusammen. Der dynamische Anteil erhöht die Varianz. Die Verteilungsfunktion ist eine gemischte Verteilung

$$F_k(x|v^* \text{ oder } q) = \sum_{m=1}^M h_m \cdot F_m(x|v^* \text{ oder } q) \quad (9)$$

Die unbedingte Verteilungsfunktion erhält man aus Gl. (6). näherungsweise kann auf die Integration verzichtet werden und  $q = E[Q]$  gesetzt werden.

b. Extremale Beanspruchung

Die Extremwertverteilung einer zufälligen Poissonschen Folge ist bekanntlich

$$F_{\text{ext.}}(x) = \exp \left[ -vt \left( 1 - F_x(x) \right) \right] \quad (10)$$

worin  $vt=n$  gleich der mittleren Anzahl von Impulsen im Zeitintervall  $[0,t]$  ist. Es gilt  $v=1/\bar{T}$ .  $\bar{T}$  ist die mittlere Zeit zwischen den Impulsen. Im vorliegenden Fall ist

$$F_x(x) = \sum_{m=1}^M h_m F_m(x) \quad (11)$$

Für die Stausituationen gilt

$$n_S = p_S \frac{t}{\bar{T}_2 + \bar{L}/v^*} \quad (12)$$

Für die freien Verkehrszustände wird ein Intervall  $[q, q+dq]$  betrachtet. Die Gesamtdauer, in der sich der Verkehr in diesem Zustand befindet ist asymptotisch  $dt_q = (1-p_S)tf_Q(q)dq$ . Die mittlere Zeit zwischen den Fahrzeugen ergibt sich aus Gl. ( 4 ) wie oben. Also ist

$$n_{\text{frei}}(q) = \frac{t_q}{\bar{T}_1(q) + \bar{L}/v} \quad (13)$$

Betrachtet man die Extremwerte in verschiedenen Verkehrszuständen als unabhängig, so kommt man zu

$$F_{\text{ext}}(x) = \exp \left[ -t \left[ \frac{p_S}{\bar{T}_2 + \frac{\bar{L}}{v^*}} \cdot \left[ 1 - F_x(x|v^*) \right] + (1 - p_S) \int_0^{q_{\text{max}}} \frac{\left[ 1 - F_x(x|q) \right] f_Q(q)}{\bar{T}_1(q) + \frac{\bar{L}}{v}} dq \right] \right] \quad (14)$$

c. Belastungskollektiv

Unter einem Belastungskollektiv versteht man die mittlere Anzahl der Lastimpulse während eines gegebenen Zeitraums, die größer als ein vorgegebener Wert  $x$  sind, d. h.

$$B(x, t) = t \cdot E[N] (1 - F_x(x)) \quad (15)$$

$E[N]$  ist die mittlere Anzahl von Lastimpulsen pro Zeiteinheit. Im vorliegenden Fall müssen die verschiedenen Verkehrszustände berücksichtigt werden. Analog zum Vorgehen in b. erhält man

$$B(x, t) = t \cdot \sum_{m=1}^m h_m \left[ \frac{p_S}{\bar{T}_2 + \frac{\bar{L}}{v^*}} \left[ 1 - F_m(x|v^*) \right] + (1 - p_S) \int_0^{q_{\text{max}}} \frac{\left[ 1 - F_m(x|q) \right] f_Q(q)}{\bar{T}_1(q) + \frac{\bar{L}}{v}} dq \right] \quad (16)$$

Für Schadensberechnungen im Zusammenhang mit Wöhlerlinien und der Palmgren-Miner-Hypothese wird der Ausdruck

$$S(t) = t E[N] E[x^v] \quad (17)$$

benötigt.

In diesem Fall ergibt sich

$$S(t) = t \left[ \frac{p_S}{\bar{T}_2 + \frac{\bar{L}}{v^*}} \cdot \sum_{m=1}^M h_m E[x_m^v | v^*] \right. \quad (18)$$

$$\left. + (1 - p_S) \sum_{m=1}^M h_m \int_0^{q_{\max}} \frac{E[x_m^v | q] f_Q(q)}{\bar{T}_1(q) + \frac{\bar{L}}{v}} dq \right]$$

## B. Lange Brücke

Bei langen Brücken kann man davon ausgehen, daß sich immer mehrere Fahrzeuge gleichzeitig auf der Brücke befinden. Die Lastreaktion ist eine Linearkombination unabhängiger Zufallsvariablen (Fahrzeug- bzw. Achslasten) bei Annahme linearem Tragverhaltens und ist aufgrund des zentralen Grenzwertsatzes in guter Näherung normalverteilt. Dies vereinfacht bei zusätzlicher Annahme der Stationarität die Ermittlung der Beanspruchungsgrößen wesentlich. Dann werden die Korrelationstheorie stationärer stochastischer Prozesse und insbesondere die Untersuchungsmethoden im Frequenzbereich anwendbar [21].

Bei dynamischer Tragwerksreaktion ergibt sich für eine Zustandsgröße  $Z(x_Z)$  (= Schnittgröße, Verformung, ...) die Leistungsspektraldichte nach der bekannten Beziehung zu

$$S_Z(\omega) = H^*(\omega) S_p(\omega) H(\omega) \quad (19)$$

mit  $H(\omega)$  = Übertragungsfunktion,  $H^*(\omega)$  = konjugiert komplexe Übertragungsfunktion,  $S_p(\omega)$  = Lastspektrum.

Für den Fall eines einfachen kontinuierlichen Balkenschwingers ist beispielsweise [8]

$$S_Z(x_Z, \omega) = \int_0^L \int_0^L H^*(x_Z, x_1, \omega) S_p(x_1, x_2, \omega) H(x_Z, x_2, \omega) dx_2 dx_1 \quad (20)$$

wobei  $S_p(x_1, x_2, \omega)$  das Kreuzspektrum für die Orte  $x_1, x_2$  ist und  $H(x_Z, x_i, \omega)$  die entsprechende Übertragungsfunktion.  $L$  ist die Balkenlänge.

Die Gleichung vereinfacht sich wesentlich, weil die Orte  $x_i$  über die Geschwindigkeit  $v$  gekoppelt sind, mit der das Verkehrsband über die Brücke fährt. Es folgt

$$S_Z(x_Z, \omega) = \left| \int_0^L H(x_Z, \omega) e^{j\omega \frac{x}{v}} dx \right|^2 S_p(\omega) \quad (21)$$

Der Term  $e^{j\omega \frac{x}{v}}$  steht für die Zeitdifferenz zwischen den  $x_i$  in Abhängigkeit der Geschwindigkeit  $v$ . Für einen viskos gedämpften gelenkig gelagerten Balken sei der Ausdruck

$$\left| \int_0^L H(x_M, \omega) e^{j\omega \frac{x}{v}} dx \right|^2 \quad (21a)$$

für das Moment an der Stelle  $x_M$  angegeben:

$$\left| \int_0^L H(x_M, \omega) e^{j\omega \frac{x}{v}} dx \right|^2 =$$

$$\sum_{k=1}^{\infty} \frac{2 \sin\left[\frac{k\pi}{L} x_M\right]}{k\pi \left[ \left(\frac{k\pi}{L}\right)^2 - \left(\frac{\omega}{v}\right)^2 \right]} \frac{1 + j \frac{2\xi_k \omega}{\omega_k}}{1 - \left(\frac{\omega}{\omega_k}\right)^2 + j \frac{2\xi_k \omega}{\omega_k}}$$

$$\left| 1 - \cos(k\pi) e^{j\frac{\omega}{v}L} \right|^2 \quad (22)$$

mit

$\omega_n$  =  $n$ -te Eigenfrequenz

$\xi_n$  = Dämpfungsparameter für die  $n$ -te Eigenfrequenz

$v$  = Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom Verkehrszustand  $q$

In dieser Darstellung ist die statische Tragwerksreaktion nur ein Spezialfall der dynamischen Antwort. Nach einiger Rechnung ergibt sich analog zu Gleichung (21):



$$S_{Z, \text{stat}}(x_Z, \omega) = \left| \int_0^L H(x_Z, 0) e^{j\omega \frac{x}{v}} dx \right|^2 S_p(\omega) \quad (23)$$

Die Übertragungsfunktion ist hier in Bezug auf  $\omega$  konstant und nur für die Stelle  $\omega=0$  zu berechnen. Die Übertragungsfunktionen anderer statischer Systeme können z. T. ebenfalls analytisch angegeben werden. Für reale Brückensysteme mit räumlich veränderlicher Massenbelegung und Steifigkeit müssen numerische Verfahren eingesetzt werden.

Geidner [2] ermittelte für das in den Abschnitten 3 und 4 beschriebene Modell das Lastspektrum und den Mittelwert:

$$S_p(\omega) = \frac{1}{v \cdot \bar{T} + \bar{L}} \quad (24)$$

$$\left[ \begin{array}{c} M \\ \sum_{m=1} \left[ \begin{array}{c} Z_m \\ \sum_{\mu=1} E [Q_{m\mu}^2] + 2 \cdot \sum_{\mu=1}^{Z_{m-1}} \sum_{v=\mu-1}^{Z_m} E [Q_{m\mu} Q_{mv}] \end{array} \right] \right] \cdot \text{RE} \left[ M_{A_{mv}} - A_{m\mu}(\omega) \right] \right] + 2 \text{RE} \left[ \frac{M_T(v\omega)}{1 - M_T(v\omega)M_L(\omega)} \right]$$

$$\left[ \begin{array}{c} M \\ \sum_{m=1} \left[ \begin{array}{c} Z_m \\ h_m \sum_{\mu=1} E [Q_{m\mu}] M_{A_{m\mu}}(\omega) \end{array} \right] \right] \cdot \left[ \begin{array}{c} m \\ \sum_{m=1} \left[ \begin{array}{c} Z_m \\ h_m \sum_{\mu=1} E [Q_{m\mu}] \cdot M_{L_m - A_{m\mu}}(\omega) \end{array} \right] \right] \right]$$

$$E [p] = \frac{\sum_{m=1}^M h_m \sum_{\mu=1}^{Z_m} E [Q_{m\mu}]}{v \cdot \bar{T} + \bar{L}}$$

mit

$M$  = Anzahl der Fahrzeugtypen;  $m = 1, \dots, M$

$h_m$  = relative Häufigkeit des jeweiligen Typs

$Z_m$  = Achsanzahl für Fahrzeugtyp  $m$

$A_{m\mu}$  = Abstand der  $\mu$ -Achse des  $m$ -ten Fahrzeugtyps von  
der Fahrzeugvorderseite

$L_m$  = Gesamtlänge des  $m$ -ten Fahrzeugtyps

$Q_{m\mu}$  = statische Achslast der  $\mu$ -ten Achse des  $m$ -ten  
Fahrzeugtyps

$M(\omega)$  = charakteristische Funktion der jeweiligen  
Verteilung

Da Gleichung (24) nur für einen bestimmten Verkehrszustand gilt,  
sind für  $\bar{T}$  und  $v$  in Abhängigkeit von  $q$  die Werte für den jeweiligen  
Verkehrszustand einzusetzen.

Der Ausdruck (24) läßt sich vereinfachen, wenn man nur ein Durch-  
schnittsfahrzeug ( $M=1$ ) betrachtet, dem jeweils nur eine Achse zu-  
geordnet wird. Für sehr lange Brücken ist diese Vereinfachung zu-  
lässig. Konkrete Rechnungen sollten jedoch mit dem vollständigen  
Ansatz durchgeführt werden.

Es ergibt sich

$$S_P(\omega) = \frac{1}{(v \cdot \bar{T} + \bar{L})} \left[ E [Q^2] \right. \quad (25)$$

$$\left. + E^2 [Q] \cdot 2 \operatorname{RE} \left[ \frac{M_T(v \cdot \omega) M_{\bar{A}}(\omega) M_{\bar{L}-\bar{A}}(\omega)}{1 - M_T(v \cdot \omega) M_{\bar{L}}(\omega)} \right] \right]$$

$$E [p] = \frac{E [Q]}{v\bar{T} + \bar{L}}$$

Die charakteristischen Funktionen lassen sich analytisch angeben. Bei konstant angenommenen  $\bar{L}$ ,  $\bar{A}$  bzw.  $\bar{L} - \bar{A}$  und exponential verteilten Zeitlücken entsprechend Gl. ( 2 ) ist beispielsweise

$$M_{\bar{A}}(\omega) = e^{j\omega\bar{A}} \quad (26)$$

$$M_{\bar{L}}(\omega) = e^{j\omega\bar{L}}$$

$$M_{\bar{L}-\bar{A}}(\omega) = e^{j\omega(\bar{L}-\bar{A})}$$

$$M_T(v \cdot \omega) = \frac{e^{j\omega v t_{\min}}}{1 - j\omega v (\bar{T} - t_{\min})}$$

Unter Einbeziehung der dynamischen Stoßbelastung aus Fahrbahnunebenheiten (Abschnitt 5 muß der Term  $E(Q^2)$  durch folgenden ersetzt werden [3]:

$$\begin{aligned}
 B(\omega) = E [Q^2] + E [m_1^2] \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^4 S_{y1}(\omega) d\omega \\
 + E [m_2^2] \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \omega^4 S_{y2}(\omega) d\omega
 \end{aligned} \tag{27}$$

Mit den Gleichungen (20) und (24) mit (27), gegebenenfalls mit den dargelegten Vereinfachungen läßt sich das Lastwirkungsspektrum für eine beliebige Zustandsgröße berechnen. Für zuverlässigkeitsorientierte Betrachtungen interessieren die probabilistischen Momente der Lastwirkungsverteilungen. Sie genügen wegen der vorausgesetzten Gültigkeit des zentralen Grenzwertsatzes. Bekanntlich stehen Leistungsspektraldichte und Korrelationsfunktion in der folgenden Beziehung (Wiener-Chintchin-Relation):

$$S_Z(f) = \int_{-\infty}^{\infty} R_Z(\tau) e^{-j2f\tau} d\tau \tag{28}$$

$$R_Z(\tau) = \int_{-\infty}^{\infty} S_Z(f) e^{j2\pi f\tau} df$$

mit  $\omega = 2\pi f$ . Weiter gilt:

$$\sigma_Z^2 = R_Z(0) = \int_{-\infty}^{\infty} S_{oZ}(f) df$$

für die Varianz des Wirkungsprozesses und

$$\sigma_Z^2 = -\ddot{R}_Z(0) = \ddot{R}_{ZZ}(0) = \int_{-\infty}^{\infty} -(2\pi f)^2 S_{oZ}(f) df$$

für die Varianz der 1. Ableitung  $\dot{z} = \frac{dz}{dt}$  des Wirkungsprozesses.

$S_{\dot{z}}(\omega)$  ist das Spektrum des zentrierten Prozesses:

$$S_{\dot{z}}(f) = S_z(f) - E^2(Z) \cdot \delta(f)$$

Damit sind alle für weitere Berechnungen notwendigen Parameter bekannt.

a. "Normale" Beanspruchung

Zur Ermittlung der "normalen" Beanspruchung genügt die Angabe des Mittelwertes  $E(Z)$  und der Korrelationsfunktion  $R_z(\tau)$ . Allerdings muß noch über die verschiedenen Verkehrszustände gemittelt werden.

Sind die  $p_i = \frac{\Delta t_i}{t}$  ( $t =$  Gesamtnutzungsdauer) die Zeitanteile der jeweiligen Verkehrszustände mit  $\sum p_i = 1$  so ergibt sich der Mittelwert zu

$$E(Z) = \sum p_i E_i(Z) \quad (29)$$

und die Korrelationsfunktion

$$R_z(\tau) = \sum p_i R_{z,i}(\tau) \quad (30)$$

wobei der Zustand  $i$  einer Verkehrsstärke  $q_i$  zugeordnet wird.

b. Extreme Beanspruchung

Wahrscheinlichkeitstheoretisch exakte Resultate können nicht angegeben werden. Das Konzept der Austrittsraten für Zufallsprozesse aus "sicheren" Bereichen liefert jedoch gute Ergebnisse für hochzuverlässige Systeme. Nach Rice ist der Mittelwert der Schwellenwertkreuzungen pro Zeiteinheit über ein Niveau  $z_0$  für einen zentrierten stationären Gaußprozeß

$$E^+(z_0) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_z'}{\sigma_z} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{z_0}{\sigma_z} \right)^2 \right] \quad (31)$$

$N_Z(z_0)$  ist der Zählprozeß, der die Niveaureuzungen pro Zeiteinheit angibt.

Ist das dem Verkehrszustand  $q_i$  zugeordnete Zeitintervall  $\Delta t_i$  mit  $\sum \frac{\Delta t_i}{t} = 1 = \sum p_i$ , so ergibt sich im Mittel

$$E^+(z_0) = \sum p_i E_i^+(z_0) \quad (32)$$

Unter der Annahme, daß die Niveaureuzungen selten und damit unabhängig erfolgen, ist  $N_Z(z_0)$  ein Poissonprozeß. Damit kann man die Wahrscheinlichkeit angeben, mit der im Intervall  $[0, t]$  mindestens ein Versagensfall auftritt:

$$G_T(t) = 1 - \exp \left[ - E^+(z_0) \cdot t \right] \quad (33)$$

Da  $P \left( \max_{[0, t]} Z_0(t) \leq z_0 \right) = 1 - G_T(t)$ , errechnet sich daraus auch die Verteilung der extremalen Beanspruchung. Unter bestimmten Bedin-

gungen können diese Ergebnisse z.T. wesentlich verbessert werden. Verallgemeinerungen auf Vektorprozesse  $\underline{Z}_0(t)$  (z.B.  $\sigma_x(t), \sigma_y(t), \tau_{xy}(t)$ ) und beliebige Versagenskriterien (z.B. v. Mises Fließkriterium) liegen ebenfalls vor.

c. Beanspruchungskollektiv

Die mittlere Anzahl der ermüdungswirksamen Lastwirkungsspannen  $\Delta Z$ , die ein bestimmtes Niveau  $\Delta z_0$  während des Intervalls  $[0, t]$  überschreiten, ist durch das (mittlere) Beanspruchungskollektiv definiert.

$$\bar{B}(\Delta z_0, t) = t E(N) [1 - F_{\Delta Z}(\Delta z_0)] \quad (34)$$

$E(N)$  steht für die erwartete Anzahl der Beanspruchungszyklen pro Zeiteinheit. Für einen schmalbändigen Prozeß kann man  $E(N)$  mit der erwarteten Anzahl der Mittelwertkreuzungen mit positiver Steigung gleichsetzen.

$$E(N) = \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{Z}}}{\sigma_Z} \quad (35)$$

So ergibt sich mit  $\sum p_i = 1$ :

(36)

$$\bar{B}(\Delta z_0, t) = t \cdot \sum p_i E_i(N) (1 - F_{i, \Delta Z}(\Delta z_0))$$

Für einen schmalbändigen Prozeß gilt [7]:

$$\bar{B}(\Delta z_0, t) = t \cdot \sum p_i E_i(N) \quad (37)$$

$$\cdot \left[ 1 - \int_0^{\Delta z_0} \frac{z}{\sigma_{i,Z}^2} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{z}{\sigma_{i,Z}} \right)^2 \right] dz \right]$$

d. h. die Amplituden von  $\Delta Z_0$  sind Rayleigh-verteilt. Unter Annahme der Schadensakkumulation nach Palmgren-Miner und unter Anwendung von Wöhlerlinien läßt sich damit eine äquivalente Lastspanne ermitteln, die bei N Lastspielen denselben Schaden verursacht wie die tatsächlich wirkende Belastung. Ist D(t) der akkumulierte Schaden zum Zeitpunkt t, so folgt für E[D(t)] unter Annahme eines schmalbändigen Gauß-Prozesses

$$E[D(t)] = \frac{t}{K} \cdot \sum p_i \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{i,Z}}{\sigma_{i,Z}} \int_0^{\infty} \frac{z^{m+1}}{\sigma_{i,Z}^2} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{z}{L_{i,Z}} \right)^2 \right] dz$$

$$= \frac{t}{K} \cdot \frac{1}{2\pi} \Gamma \left[ \frac{m+1}{2} \right] \sum p_i \frac{\sigma_{i,Z}}{\sigma_{i,Z}} \left[ \sqrt{2} \sigma_{i,Z} \right]^m \quad (38)$$

mit

m = Steigerung der Wöhlerlinie

k = Parameter, der den Bezugspunkt der Wöhlerlinie

festlegt  $N \cdot \Delta Z^m = K$ .

$\Gamma(x)$  ist die vollständige Gamma-Funktion.



Unter Vorgabe einer Lastspielzahl  $N$  ergibt sich z.B. für das Mittenmoment eines gelenkig gelagerten Balkens als äquivalente Lastspanne  $p_E$  [kN/m]:

$$\begin{aligned}
 N \cdot \Delta M_E^m &= N \left( \frac{p_E L^2}{8} \right)^m \\
 &= \frac{t}{2\pi} \Gamma \left( \frac{m}{2} + 1 \right) \sum_i p_i \frac{\sigma_{i,M}}{\sigma_{i,M}} \left[ \sqrt{2} \sigma_{i,M} \right]^m \\
 p_E &= \frac{8}{L^2} \left[ \frac{t}{N} \frac{1}{2\pi} \Gamma \left( \frac{m}{2} + 1 \right) \sum_i p_i \frac{\sigma_{i,M}}{\sigma_{i,M}} \left[ \sqrt{2} \sigma_{i,M} \right]^m \right]^{1/m} \quad (39)
 \end{aligned}$$

Gleichung (39) stellt keine Wahrscheinlichkeitsaussage dar.  $p_E$  ist der Mittelwert der äquivalenten Lastspanne für das Intervall  $[0, t]$  und kann, weil Gleichung (39) exakt nur für einen schmalbändigen Prozeß gilt, als Abschätzung zur sicheren Seite herangezogen werden. Nach [11] kann die Breitbändigkeit des Prozesses durch den empirischen Faktor  $\lambda$  berücksichtigt werden. So ist  $\tilde{p}_E = \lambda p_E$  die entsprechende äquivalente Lastspanne für den breitbändigen Prozeß, wobei  $\lambda$  je nach Form und Breite des Spektrums Werte zwischen 1,0 und 0,6 annimmt.

7. Beispielrechnung für die lange Brücke

b. Extreme Beanspruchung

Erläuterungen zum verwendeten Datenmaterial

Der entscheidende Vorteil der oben beschriebenen analytischen Methoden besteht darin, Parameterstudien durchführen zu können. So läßt sich z. B. die Auswirkung eines erhöhten Schwerverkehranteils auf die Zustandsgrößen eines Tragwerks genau verfolgen.

Beispielhaft wurde hier für das Mittenmoment eines gelenkig gelagerten Balkens eine äquivalente Flächenlast berechnet. Dabei entspricht die Versagenswahrscheinlichkeit des Tragwerks unter dieser Belastung der Überschreitungswahrscheinlichkeit eines Wertes  $M_0$  während eines Nutzungszeitraums von 50 Jahren. Das Wahrscheinlichkeitsniveau wurde mit  $\phi(-0,7 \cdot 3,83) = 3,67 \cdot 10^{-3}$  entsprechend der Versagenswahrscheinlichkeit für den Verlust der Tragfähigkeit festgelegt. Als Straßenquerschnitt dient der für Bundesfernstraßen übliche RQ 12,50, bei dem die Fahrspurbreite 3,75 m beträgt. Die statische wie auch die dynamische Berechnung erfolgte nach der in Abschnitt 6 beschriebenen Spektralmethode für stationäre Schwinger, wobei die Parameter "Stauanteil", "Schwerverkehranteil" und "Brückenlänge" variiert wurden. Hierzu einige Erläuterungen:

Ein bestimmter Verkehrszustand läßt sich durch die Größen  $q[\text{KFZ/sec}] = \text{Verkehrsstärke}$ ,  $\bar{T}[\text{sec}] = \text{mittlere Zeitlücke}$  und  $v[\text{m/sec}] = \text{Geschwindigkeit}$  beschreiben. Weil  $q$ ,  $F$  und  $v$  in einem

deterministischen Zusammenhang stehen, kann ein bestimmter Verkehrszustand durch jeweils 2 Parameter hinreichend beschrieben werden. Der frei fließende Verkehr ist durch eine weitgehende Unabhängigkeit von  $v$  und  $q$  gekennzeichnet, wobei  $v$  nur gering um einen Mittelwert streut, während beim gebundenen Verkehr (Stauzustände) eine Abhängigkeit zwischen  $v$  und  $q$  besteht. Folgende Werte wurden der Berechnung zugrunde gelegt:

Freier Verkehr:  $\bar{v} = 30 \text{ m/sec}$   $q = 500 \text{ KFZ/h}$   
Gebundener Verkehr:  $0 < v < 30 \text{ m/s}$  (Gleichverteilung)  
 $\bar{T} = 1,5 \text{ sec}$

Für die Berechnung erfolgte eine Aufteilung des Schwerverkehrs in 3 Kategorien:

- Einzel-LKW 45 %
- Lastzug 40 %
- Sattelschlepper 15 %

Die Prozentzahlen geben die Mischung innerhalb des Schwerverkehranteiles an.

Zusatzlast aus Straßenunebenheiten:

Außer den oben beschriebenen Einflüssen soll die Auswirkung der dynamischen Impulslast aus Straßenunebenheiten auf das Balken-tragwerk ermittelt werden. Die hierfür benötigten dynamischen Fahrzeugparameter stammen aus (12) und (13) und stellen Durchschnittswerte für die jeweiligen Fahrzeugtypen dar. Sie wurden auf die hier verwendeten Typen umgerechnet und anhand von Systemwerten wie Eigenfrequenz und Dämpfungsverhalten, für die typische Ver-

gleichswerte in (12) und (13) vorhanden sind, überprüft, so daß das Schwingungsverhalten der hier verwendeten Fahrzeuge mit denen aus (12) und (13) übereinstimmt.

#### Wertung der Ergebnisse

Die Ergebnisse der Berechnung ohne Ansatz einer dynamischen Zusatzlast zeigt die nachstehende Tabelle. Die Auswertung erfolgte für die Brückenlängen 50, 100 und 150 m, sowie für eine Fahrspur. Zu den Auswirkungen der einzelnen Parameter folgendes:

#### Brückenlänge:

Wegen des Mittelungseffektes über die Brückenlänge nimmt die äquivalente Last mit zunehmender Länge ab. Am deutlichsten ist dieser Effekt bei 0 % Stauanteil. Dieser Verkehrszustand besitzt wegen der hohen Durchschnittsgeschwindigkeit die größte Dynamik. Ein Maß hierfür ist das Verhältnis  $\frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{M}}}{\sigma_M}$ , das für einen schmalbändigen Prozess die erwartete Anzahl der Mittelwertskreuzungen angibt. Als Beispiel seien die Werte für die 150 m lange Brücke bei statischer Berechnung und 0 % LKW-Anteil angegeben:

$$v = 30 \text{ m/sec} \quad \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{M}}}{\sigma_M} = 0,13 \text{ sec}^{-1}$$

$$v = 7,5 \text{ m/sec} \quad \frac{1}{2\pi} \frac{\sigma_{\dot{M}}}{\sigma_M} = 0,01 \text{ sec}^{-1}$$

Zwischen der 100 m und 150 m langen Brücke bestehen praktisch keine Unterschiede mehr. Nur bei der dynamischen Berechnung ergeben sich

kleine Unregelmäßigkeiten insofern, als die Werte der 150 m Brücke geringfügig höher liegen als die der 100m-Brücke. Dies wird durch die unterschiedlichen Verhältnisse von EI, Masse pro m und Tragwerkslänge verursacht. Wollte man für alle Brückenlängen hierfür ein konstantes Verhältnis annehmen, würde dies bei großen Spannweiten zu unüblich großen Querschnittabmessungen führen.

Die Unterschiede zwischen statischer und dynamischer Berechnung sind nur bei der 50 m-Brücke und hier auch nur bei 0 % Stauanteil von Bedeutung. Eine dynamische Berechnung ergibt also nur für Spannweiten unter 50 m deutlich höhere Werte.

Schwerverkehrsanteil (LKW-Anteil):

Die Erhöhung des LKW-Anteils bewirkt erwartungsgemäß eine deutliche Erhöhung der äquivalenten Last. Dabei besteht kaum Abhängigkeit von der Stützweite und von der Berechnungsart (statisch/dynamisch), wohl aber eine deutliche Abhängigkeit vom Stauanteil. Bei einem Stauanteil von 0 % beträgt das Verhältnis 0 % LKW-Anteil zu 20 % LKW-Anteil etwa 3 bei 0,5 % und 10 % Stauanteil etwa 2,55.

Stauanteil:

Wie schon die Auswertung in (2) zeigte, erhöht sich die äquivalente Last auf das 2-3fache, wenn während eines Teils der Nutzungsdauer gebundener Verkehr oder Stau vorhanden ist. Die Größe des Stauanteils hat auf die äquivalente Last nur noch geringfügige Auswirkung.

Impuls-(Zusatz-)Last aus Fahrbahnunebenheiten:

Die Werte der Tabelle wurden ohne Ansatz einer dynamischen Zusatzlast ermittelt. Die Erhöhung der äquivalenten Flächenlast durch die Impulslast bleibt bei den betrachteten Brückenabmessungen unter einem Prozent. Auf eine Darstellung der Ergebnisse wurde deshalb verzichtet. Die dynamische Radlasterhöhung, die für die Bemessung einzelner Brückenbauteile wie z.B. Fahrbahnübergänge berücksichtigt werden muß, liegt allerdings wesentlich höher. Nach (12) ist der Radlaststoßfaktor  $n$  wie folgt definiert:

$$n = \frac{F_{\text{stat}} + F_{\text{dyn}}}{F_{\text{stat}}}$$

$F_{\text{stat}}$  = statische Radlast

$F_{\text{dyn}}$  = dynamische Zusatzlast

Setzt man  $F_{\text{dyn}} \approx 3 \sigma_{\text{dyn}}$  als Maximalwert, so folgt:

$$n = \frac{F_{\text{stat}} + 3\sigma_{\text{dyn}}}{F_{\text{stat}}}$$

Als Beispiel sei hier  $n$  für 0 %-LKW-Anteil und  $v = 30$  m/sec angegeben.

$$F_{\text{stat}} = 12,0 \text{ KN} \qquad \sigma_{F_{\text{dyn}}} = 1,89 \text{ KN}$$

$$n = \frac{12 + 3 \cdot 1,89}{12} = 1,47$$

Dieser Wert liegt in dem in (12) und (13) angegebenen Bereich.

Dieses Beispiel zeigt erneut, wie entscheidend der Einfluß der Bauteil- bzw. Bauwerksabmessungen ist. Die Erhöhung der statischen Fahrzeug- bzw. Radlast beträgt für das Einzelbauteil 47 %, während die Erhöhung bei der 50 m-Brücke bereits unter einem Prozent bleibt, obwohl die Lastparameter in beiden Berechnungen dieselben sind.

Äquivalente Last  $p_E$  (kN/m<sup>2</sup>) für eine Fahrspurbreite von 3,75 m

L = 50 m (Tragwerkslänge)

Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,27	0,81
0,5 %	0,66	1,69
10 %	0,70	1,78

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20%
0 %	0,32	0,95
0,5 %	0,67	1,72
10 %	0,71	1,81

L = 100 m

Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,19	0,57
0,5 %	0,55	1,41
10 %	0,58	1,48

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20%
0 %	0,20	0,59
0,5 %	0,56	1,44
10 %	0,59	1,51

L = 150 m

Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,15	0,46
0,5 %	0,55	1,40
10 %	0,58	1,48

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20%
0 %	0,16	0,48
0,5 %	0,57	1,46
10 %	0,60	1,53



### c. Betriebslastkollektiv

Für die Berechnung des Betriebslastkollektivs wurden dieselben Eingangsdaten verwendet wie für die Ermittlung der extremen Beanspruchung. Ergebnis der Berechnung ist eine äquivalente Lastspanne  $p_E$  ( $\text{kN/m}^2$ ), die bei  $2 \cdot 10^6$  Lastwechseln dieselbe Schädigung verursacht wie die aufgebrachte Last. Die Rechnungen wurden für eine Neigung der Wöhlerlinie von  $m = 3$  durchgeführt.

#### Wertung der Ergebnisse

Wie im Falle der Extremwertberechnung zeigt sich eine deutliche Abnahme der Lastspanne mit der Brückenlänge infolge des Mittelungseffektes über die Spannweite, wobei hier keine Unterschiede bezüglich des Stauanteils bzw. des LKW-Anteils festzustellen sind, d.h. die Abnahme der Lastspanne mit der Brückenlänge ist unabhängig vom Stauanteil und LKW-Anteil.

Die Ergebnisse liefern für die dynamische Berechnung deutlich höhere Werte. Dies ist auf die größere Anzahl der Mittelwertkreuzungen bei der dynamischen Berechnung zurückzuführen.

Eine Erhöhung des LKW-Anteils bewirkt eine Erhöhung der äquivalenten Lastspanne. Das Verhältnis 0 %-LKW-Anteil zu 20 % LKW-Anteil ist hier sowohl unabhängig vom Stauanteil als auch von der Spannweite und beträgt etwa 3.

Im Gegensatz zur Extremwertberechnung ist die Auswirkung eines vergrößerten Stauanteils hier nur von geringer Bedeutung. Die Erhöhung der äquivalenten Lastspanne durch eine Erhöhung des Stauanteils bleibt im allgemeinen unter 10 %.

Die dynamische Zusatzlast aus Straßenunebenheiten kann für die hier betrachteten Spannweiten vernachlässigt werden.

Äquivalente Lastspanne  $p_E$  (kN/m<sup>2</sup>) bei  $N = 2 \cdot 10^6$  Lastwechseln

Fahrspurbreite 3,75 m

L = 50 m (Tragwerkslänge)

Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,36	1,07
0,5 %	0,36	1,08
10 %	0,39	1,13

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,58	1,74
0,5 %	0,59	1,74
10 %	0,61	1,79

L = 100 m

Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,20	0,59
0,5 %	0,20	0,59
10 %	0,21	0,62

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,23	0,67
0,5 %	0,23	0,68
10 %	0,24	0,70

L = 150 m

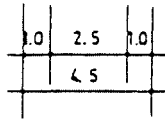
Statische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,14	0,42
0,5 %	0,14	0,42
10 %	0,15	0,44

Dynamische Berechnung		
Stau-Anteil	LKW-Anteil	
	0 %	20 %
0 %	0,19	0,55
0,5 %	0,19	0,56
10 %	0,23	0,64

PKW



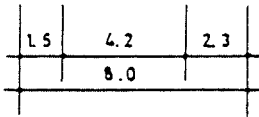
$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \begin{array}{c} \downarrow 5.5 \\ \downarrow 6.5 \end{array} \quad [\text{kN}] \\ \sigma_Q &= \begin{array}{c} \downarrow 2.0 \\ \downarrow 3.0 \end{array} \end{aligned}$$



LKW  
ohne Anhänger



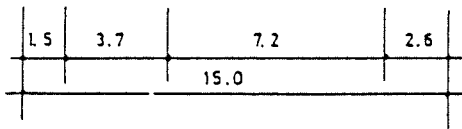
$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \begin{array}{c} \downarrow 32.9 \\ \downarrow 49.1 \end{array} \quad [\text{kN}] \\ \sigma_Q &= \begin{array}{c} \downarrow 14.8 \\ \downarrow 31.3 \end{array} \end{aligned}$$



Sattelschlepper



$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \begin{array}{c} \downarrow 42.6 \\ \downarrow 65.5 \\ \downarrow 95.7 \end{array} \quad [\text{kN}] \\ \sigma_Q &= \begin{array}{c} \downarrow 12.4 \\ \downarrow 33.6 \\ \downarrow 58.2 \end{array} \end{aligned}$$



Lastzug



$$\begin{aligned} \bar{Q} &= \begin{array}{c} \downarrow 33.5 \\ \downarrow 51.5 \\ \downarrow 42.5 \\ \downarrow 48.9 \end{array} \quad [\text{kN}] \\ \sigma_Q &= \begin{array}{c} \downarrow 14.8 \\ \downarrow 34.6 \\ \downarrow 24.1 \\ \downarrow 34.8 \end{array} \end{aligned}$$

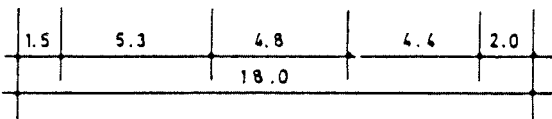
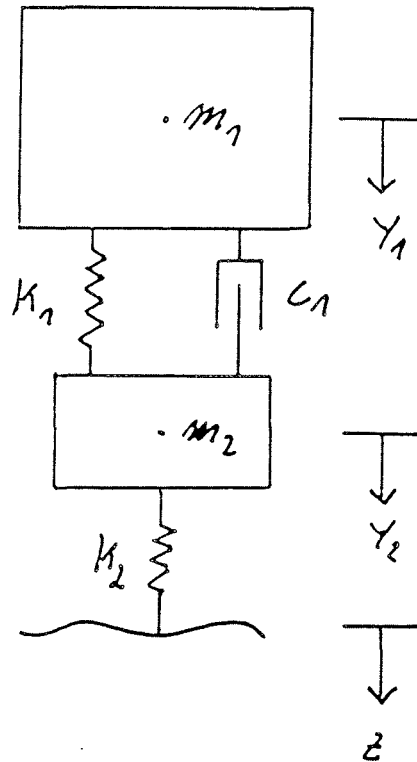


Bild 1 Beispiel für eine Kategorisierung der Fahrzeuglasten



$$\omega_1 = \sqrt{\frac{K_1}{m_1}} \quad [1/s]$$

$$D_1 = \frac{c_1}{2 \cdot \sqrt{K_1 \cdot m_1}} \quad [1]$$

$$\omega_2 = \sqrt{\frac{K_2}{m_2}} \quad [1/s]$$

Bild 2 Feder-Masse-Dämpfer-Modell für die dynamische Zusatzbelastung

Anhang A.5.2 Grundlagen für europäisch vereinheitlichte  
Lastbeschreibungen

1. Allgemeines

- 1) Der rechnerische Nachweis der Tragfähigkeit, der Gebrauchsfähigkeit und der Ermüdung wird mit vereinfachten Lastmodellen für den Straßenverkehr erbracht.
- 2) Die Verkehrsfläche umfaßt die eigentliche Fahrbahn aus Fahrspuren und Standspur, die Trenn-, Mittel- und Randstreifen, sowie dem Motorverkehr zugängliche Rad- und Gehwege, sofern diese nicht durch dauerhafte bauliche Maßnahmen von den Fahrstreifen getrennt sind.
- 3) Neben den vertikalen Verkehrslasten sind bei der Bemessung auch Bremslasten zu berücksichtigen.
- 4) Zentrifugalkräfte aus Straßenverkehrslasten brauchen nicht berücksichtigt zu werden.
- 5) Aufpralllasten sind als Ausnahmelasten anzusetzen.

2. Grenzsituationen für stählerne Straßenbrücken und Anforderungen an das Lastmodell

- 1) Für das Fahrbahnblech und den Belag ist die Radlast incl. Stoßanschlag mit ihrer Druckverteilung auf der Berührungsfläche maßgebend, Bild 1. Wesentliche Begleiteinwirkung ist die Temperatur, die die mittragende Wirkung des Belags, Bild 2, und seinen Rißwiderstand bestimmt.

Die Tragsicherheit ist wegen der hohen überkritischen Reserven (Membranwirkung des Deckblechs bei Ausfall des Belages) gegenüber der Gebrauchssicherheit unkritisch.

Die Gebrauchsbedingungen hängen mit Blechdurchbiegung und Blechkrümmungen bei hoher Belagstemperatur (praktisch keine Mitwirkung des Belages) als Parameter für die Dauerhaftigkeit des Belages zusammen.

Die physikalischen Zusammenhänge sind aber bislang so unklar, daß ein Nachweis des Deckblechs unter der Radlast durch eine Konstruktionsregel für Mindestdicke und Mindestabstand der Blechunterstützung durch Rippen ersetzt ist, Bild 1.

Kritisch für die Ermüdung des Fahrbahnblechs kann die Schweißnaht zwischen Rippensteg und Blech werden, die aufgrund der Winkeländerung des Deckblechs über den Stegen belastet wird, Bild 3. Bei den vorgenannten Mindestbedingungen für das Deckblech und HV - Stegnaht mit vollem Einbrand (Schweißparameterkontrolliertes Schweißverfahren) ist die Ermüdung unkritisch.

Eine Lastmodellierung für das Fahrbahnblech ist demnach vorderhand nicht nötig.

- 2) Für die Fahrbahnlängsrippen mit Fahrbahnblech als Obergurt interessieren die Radlasten mit Stoßzuschlag einschließlich der geometrischen Abmessungen der Druckverteilung auf der Berührungsfläche und den Abständen in Quer- und Längsrichtung, Bild 4.

Für den Tragfähigkeitsnachweis interessiert die gleichzeitig ungünstig wirkende Verkehrsbelastung auf der Brücke, da sich die örtliche Biegebeanspruchung der Rippen aus den Fahrzeugrädern mit den Zug- oder Druckbeanspruchungen der Rippen aus der Mitwirkung im Gurt der Brückenhauptträger überlagern.

Für den Gebrauchssicherheitsnachweis, z.B. inform der Begrenzung der Durchbiegungsunterschiede benachbarter Rippen in Hinblick auf die Haltbarkeit der Beläge, sind die lokalen Radlasten maßgebend. Mangels Kenntnis der genaueren physikalischen Zusammenhänge wird der rechnerische Nachweis durch Konstruktionsregeln für die Mindeststeifigkeit der Längsrippen ersetzt, Bild 5.

Für den Ermüdungsnachweis (kritisch können die geschweißten Fensterstöße oder die Schubnähte an den Querträgern sein, Bild 6) interessiert wegen höheren Schädigungspotentials der lokalen Lasten (größere Schwingungsbreiten und Lastwechselzahl der Rippenschwingungen als die der Brückenträgerschwingungen) und wegen der Möglichkeit der Vernachlässigung der Mittelspannungen i.d.R. nur die lokale Wirkung der Einzelfahrzeuge auf die Längsrippenbewegung, nicht die gleichzeitige Wirkung der Brückenhauptträgerbelastung auf die Hauptbeanspruchung. Die Wirkung eines



Betriebsfestigkeitsnachweises ist grob, da für den Rippenobergurt mehrachsige Spannungszustände (Flächenträgerelement) vorliegen, für die es bis heute kein abgesichertes Nachweiskonzept gibt und für die Rippengurte (Linientragelement) die Ermüdungsfestigkeiten für den Bereich  $10^6$  -  $10^8$  Lastwechsel interessieren, in denen bisher wenig experimentelle Daten vorliegen.

- 3) Die Querträger mit oder ohne Trägerrostwirkung mit den Längsrippen oder mit Längsträgern werden im Wesentlichen durch die Fahrzeugachsen belastet.

Für den Tragsicherheitsnachweis interessieren das Extremfahrzeug der Hauptspur mit den Achsabständen zur Ermittlung der auf den betrachteten Querträger anfallenden Lastanteile aller Achsen, sowie das gleichzeitig anzusetzende Extremfahrzeug des Begegnungs- oder Überholverkehrs.

Das gleiche Lastbild interessiert für den Gebrauchsnachweis, z.B. im Hinblick auf Durchbiegungen oder Grenzzustände für die Anschlüsse.

Für den Ermüdungsnachweis sind die "Zahnblätter" der Querträger, deren Stegnähte, die Kreuzungspunkte der Querträgerstege und Querträgeruntergurte mit den Hauptträgerstegen und besonders die Anschlüsse zwischen Querträger und Querrahmen (z.B. den Quersteifen der Stegblechfelder der Hauptträger) wichtig, Bild 7. Das Lastbild wird ebenfalls durch die Einzelfahrzeuge mit ihren Achsgewichten und Achsabständen und deren Häufigkeit auf den einzelnen Spuren bestimmt.

- 4) Die Tragsicherheitsnachweise für die Querschnitte der Hauptträger werden je nach Längen und Breiten der Einflußfläche durch mehr oder weniger viele Fahrzeuge und deren Mischung im Verkehrsaufkommen bestimmt, wobei extreme Situationen wie Stau, Überfahrt von Schwertransportern in Verbindung mit Kriechspuren, Überholverbot für LKWs und Verkehrsumleitungen interessieren.

Für Gebrauchsfähigkeitsnachweise, z.B. für Durchbiegungen, sind seltene Staustituationen evtl. mit Sondereinflüssen von Bedeutung, Bild 8.

Für Ermüdungsnachweise interessieren die gewöhnlichen Verkehrsabläufe, die den größten Teil der geplanten Nutzungszeit über einwirken, Bild 8.

### 3. Überblick über die internationalen Lastnormen

In 1975 wurde von der EKS, TC1 - WG "Bridges", in 1978 von der OECD ein Überblick über die Lastvorschriften in Belgien, Großbritannien, Frankreich, die Bundesrepublik, die Niederlande, Italien und Spanien gegeben.

In beiden Berichten werden die Vergleiche anhand der Biegemomente für Einfeldträger geführt, wobei der Stoßfaktor und das verschiedene Niveau der zulässigen Spannungen mitberücksichtigt wurden. In den Bildern 9 und 10 sind aus dem OECD - Bericht einige äquivalente Lasten, entweder über die ganze Spannweite verteilt oder auf 10 m konzentriert angegeben. Die größten Unterschiede treten demnach für vier Spuren und größere Spannweiten auf.

Kurz gefaßt sind die wesentlichen Unterschiede der Normenansätze:

- Verschiedene Lastklassen gibt es in Frankreich, der Bundesrepublik, Italien und den Niederlanden. Nur eine Lastklasse gibt es in Belgien und Großbritannien.
- Alle Normen sehen eine Kombination von Einzellasten (in Form eines Fahrzeugs, von Achsen oder Rädern) und von gleichmäßig verteilten Lasten vor, mit unterschiedlichen Zahlenwerten.
- Weitere Unterschiede bestehen in der Frage, ob Einzellasten für die zweite Spur vorgesehen werden, ob die gleichmäßig verteilten Lasten für die zweite und die weitere Spur abgemindert werden und wie die Spannweite in die Lastermittlung eingeht. In Belgien und der Bundesrepublik ist die gleichmäßig verteilte Last unabhängig von der Spannweite.
- Die meisten Normen spezifizieren Stoßfaktoren, die abhängig von der Spannweite sind und auf die Einzellasten oder gleichmäßig verteilten Lasten angesetzt werden. In Belgien und Frankreich wird das Verhältnis von Nutzlast zu Eigengewicht berücksichtigt, während im Britischen Code die dynamischen Effekte bereits in den Lastannahmen enthalten sind. Der neue Ontario-Code und der neue Entwurf von SIA 160 regelt die Stoßfaktoren abhängig von der Grundfrequenz des betrachteten Bauteils.
- Die gleichmäßig verteilten Lasten bestimmen im Wesentlichen die Bemessung der Hauptträger, Lager usw für große Stützweiten. Die Einzellasten bestimmen im Wesentlichen die Dimensionierung von Brücken mit kurzen Spannweiten und der Fahrbahnkonstruktion mit Längsträgern und Querträgern.

- Einige der Normen befinden sich in Überarbeitung. Eine der Grundfragen ist, ob ein Ermüdungsnachweis gefordert werden soll, und wie er durchzuführen ist.
- Allgemeine Auffassung ist, daß die Ermüdungsgefahr bei der Detailgestaltung der verkehrsbelasteten Brückenteile berücksichtigt werden muß.
- Weitestgehend ist im Hinblick auf Ermüdungsnachweise die Britische Norm BS 5400, Teil 10, und der Schweizer Normenvorschlag SIA 160 in Verbindung mit dem Vorschlag für SIA 161 (Stahlbau). In beiden Normen werden ermüdungswirksame Ersatzlasten angegeben, in BS 5400 /10 durch ein Standard-Last-Spektrum von 10 Fahrzeugtypen, im SIA 160 durch 3 Fahrzeugtypen, jeweils in Verbindung mit ihren Häufigkeiten im Gesamtverkehr und der Gesamtanzahl von Fahrzeugen pro Jahr abhängig von der Straßenkategorie. Daraus ist in beiden Normen jeweils ein schadensäquivalentes ermüdungswirksames Ersatzfahrzeug entwickelt.

Für den Ermüdungsnachweis gelten in beiden Normen die gleichen Festigkeitsgrundlagen, nämlich die Rainflowzählmethode, die Miner-Regel und die Wöhlerlinien in Form von  $\Delta\sigma - N$  - Diagrammen mit den Neigungen 3 oberhalb und 5 unterhalb der Dauerfestigkeit im doppelt logarithmischen Maßstab für die Schadensakkumulation. Die Kerbfalleinstufungen sind in den beiden Normen etwas verschieden.

Der Nachweis kann mit unterschiedlichem Aufwand und verschiedener Annäherung erfolgen:

- a) in einem einfachen, konservativen Nachweis wird die maximale Schwingbreite unter den Extremlasten begrenzt
  - b) das ermüdungswirkende Ersatzfahrzeug wird zur Ermittlung der Schwingbreiten benutzt und mit der Miner-Regel die Nutzungsdauer ermittelt
  - c) mit Hilfe des Standard - Last - Spektrums wird eine volle Berechnung mit der Miner-Regel durchgeführt.
4. **Überlegungen für den Vorschlag eines international harmonisierten Straßenverkehrslastbildes**
- 1) Angestrebt wird ein zunächst geometrisch festgelegtes Lastbild für eine Spur, dessen Intensitäten aus den verfügbaren Informationen über die z.Zt. aktuellen Gebrauchsbedingungen, der Abschätzung der künftigen Entwicklungen der Fahrzeugentwicklung, Beladungen und des Straßenbaus, den für die Strassenkategorisierung zugrundegelegten Ordnungssystemen und den Sicherheitsüberlegungen festgelegt werden können.
  - 2) Entsprechend den Erfordernissen der Tragsicherheitsnachweise setzt sich dieses Lastbild aus einem Fahrzeug für die Nachweise der kurzen Brücken- und Fahrbahnelemente und einer Streckenlast vor und hinter dem Fahrzeug zusammen, die die Wirkung weiterer Fahrzeuge ersetzt.
  - 3) Die Entscheidungen für die Geometrie des Fahrzeugs können in zwei Richtungen getroffen werden:

- a) Ausgehend von den normalen Gebrauchsbedingungen wird ein realitätsnahes Fahrzeug gewählt, dessen geometrische und Belastungskonfiguration in der Nähe des häufigen Fahrzeugtyps liegt, der sowohl für den Tragfähigkeitsnachweis kritisch ist als auch für den Ermüdungsnachweis das größte Schädigungspotential bringt.

Solche Überlegungen liegen zu den Fahrzeugannahmen in Großbritannien, der Schweiz und USA zugrunde und führen in der Regel zu einem unsymmetrischen Fahrzeug mit verschiedenen Achsabständen, siehe Bild 11.

Der Vorteil ist die einfache Verwendung bei Tragfähigkeitsnachweisen, Gebrauchsfähigkeitsnachweisen und einem vereinfachten Ermüdungsnachweis wegen der Modellierung realitätsnaher Bedingungen, Bild 12.

Der Nachteil ist, daß dieser Ansatz bei den Tragfähigkeitsnachweisen für die Fahrbahnelemente zu zu leichten Bauweisen führt und deshalb der Ermüdungsnachweis für eine dauerhafte Auslegung kritisch wird und geführt werden muß. Darüber hinaus muß der Ausnahmeverkehr (Schwertransporte) gesondert geregelt und nachgewiesen werden, Bild 13.

- b) Ausgehend von Ausnahmebedingungen wird ein Schwerfahrzeug festgelegt, daß für normale Bedingungen nicht mehr realitätsnah sein muß und deshalb auch vereinfacht mit symmetrischer Achseinteilung ähnlich dem UIC-Fahrzeug bei der Eisenbahnbrückenbelastung angesetzt werden darf, Bild 14.

Die Achslasten, Gesamtlasten und die Geometrie dieses Fahrzeuges ist derart, daß die Fahrzeuge des Gebrauchs- und des Ausnahmeverkehrs (dieser verzerrt um die Unterschiede der Sicherheitsfaktoren) in ihrer Wirkung auf die Tragsicherheitsnachweise einhüllend beschrieben werden.

Der Vorteil dieser Maßnahme ist, daß durch das relative schwere Fahrzeug die Fahrbahn in der Regel mit zul. Spannungen so steif ausgelegt wird, daß sich bei Einhaltung konstruktiver Mindestbedingungen die Ermüdungsnachweise, die ohnehin mangels ausreichender Festigkeitskenntnisse nur in grober Annäherung geführt werden können, erübrigen. Weiterhin besteht ein größerer Spielraum für exceptionelle Lasten und für die Weiterentwicklung der Fahrzeugtechnik, siehe Normen der Bundesrepublik und Normenvorschlag in Italien, Bild 15.

Da ein Bezug zu ermüdungswirksamen Fahrzeugen nicht angestrebt ist, müssen für im Sonderfall notwendige Ermüdungsnachweise besondere Ersatzfahrzeuge angegeben werden, Bild 16 und Bild 17.

Eine Entscheidung zugunsten der Vorgehensweise a) oder b) muß von den Bedarfsträgern durchgeführt werden.

- 4) Die Lastbilder der zweiten und der weiteren Spuren könnten im Hinblick auf die Notwendigkeiten für die Bemessung der Fahrbahn als mit Faktoren verzerrte Belastungsmodelle der Hauptspur aufgefaßt werden, z. B. mit dem Faktor  $0.5 \div 0.6$  für die zweite Spur (italienischer Vorschlag und DIN 1072).

Hierbei hat die Vorgehensweise b) mit symmetrischem Fahrzeug rechnerische Vorteile.

5. Festlegung der Intensitäten des Belastungsmodelles für den Tragfähigkeitsnachweis und Gebrauchsfähigkeitsnachweis

- 1) Für große Einflußlinienlängen, bei denen der Einfluß der Streckenlast gegenüber dem Einzelfahrzeug überwiegt, können für gedachte Stausituationen anhand von Verkehrsdaten Mindestbedingungen für die Größe der Streckenlast ermittelt werden.
- 2) Zunächst soll die Situation bei Verkehrsstillstand (ohne Schwingbeiwert) nach (11) betrachtet werden, siehe Bild 18.
- 3) Ausgegangen wird von einer Kategorisierung der Verkehrsfläche in 5 verschiedene Spurbelastungen, Tab. 1. Die Verkehrszusammensetzung wird auf 3 verschiedene Fahrzeugarten reduziert, Bild 19, deren Merkmale, Gesamtlast, Gesamtlänge, relative Häufigkeit als Mittelwerte aus den Verkehrslastmessungen entnommen werden.
- 4) Die durch einen Spurbelastungstyp belasteten Fläche wird in Rechteckbelastungen mit zwei verschiedenen Belastungsintensitäten und ihren Häufigkeiten aufgeteilt, Bild 5.20, wobei die Abmessungen dieser Rechtecke durch die mittleren Fahrzeugabmessungen und Abstände der schweren Lastkraftwagen vorgegeben sind. Die Größe der Belastungsintensitäten wird durch Klassenbildung anhand der relativen Häufigkeit der Fahrzeuggesamtwichte festgelegt, Bild 21.
- 5) Mit Hilfe der Binomialverteilung, die die Realität gut wiedergibt, wird die Besetzung der Belastungsrechtecke mit den höher belasteten Fahrzeugen berechnet, die einem Fraktilwert 5 % der Summenhäufigkeit entspricht, siehe Bild 18. Damit läßt sich der entsprechende Fraktilwert der Streckenbelastung ermitteln.



- 6) Ausgehend von den Verkehrsparametern in Tab. 2 sind die äquivalente Streckenlasten für jeden Spurtyp in Bild 22 dargestellt.
- 7) Auf einer großen Brücke, Bild 23 lassen sich für eine vorgegebene Spurkonstellation z. B. (1 + 2 + 4 + 5) oder (5 + 4 + 4 + 3 + 2) die Belastungen der Richtungsfahrbahn auf der Brücke ermitteln, Bild 24. Für beide Richtungsfahrbahnen zusammen ergibt sich die Belastung nach Bild 25.  
  
Die Wirkung der Belastung der DIN 1072 mit nur einem SLW 60 und ohne Schwinbeiwert ist gegenübergestellt. Für das Beispiel des Projekts der verbreiteten Autobahnbrücke bei Köln-Rodenkirchen führen die Ergebnisse zu einer abgeminderten DIN-Belastung, siehe Bild 26.
- 8) Die Brauchbarkeit des Verfahrens geht aus den Gegenüberstellungen in Bild 27 und Bild 28 hervor. Das Bild 28 zeigt das Ergebnis einer Computersimulation der Staubebelastung einer Hauptspur anhand gemessener LKW-Gewichte und die 5 % Fraktile gerechnet nach dem obigen Verfahren.
- 9) Die Anwendungsgrenzen dieses Verfahrens dürfen näherungsweise bei 6 Belastungsrechtecken mit zwei Schwerfahrzeugen liegen, um die Zufälligkeit der Fahrzeugfolge zu gewährleisten. Das bedeutet für nur einspurigen Verkehr eine minimale Spannweite von 100 m bzw. bei dem Beispiel einer mehrspurigen Fahrbahn der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen eine Grenze von 30 m.
- 10) Für Gebrauchsnachweise, z.B. Durchbiegungsforderungen kann die Anforderung an die Belastungsfraktile geringer als 5% sein.

Legt man z.B. die 50%-Fraktile der möglichen Schwerlastbelegungen der Belastungsrechtecke zugrunde, so liegt der Unterschied zwischen den Werten  $m_{50}$  und  $m_5$  in dem Faktor  $\alpha = \frac{m_{50}}{m_5} \approx 0,7 \div 0,75$ , mit dem die rechnerische  $S_5$ -Werte zu belegen wären.

- 11) Anstelle des hier dargestellten einfachen semiprobabilistischen Verfahrens können auch andere Verfahren zur Bestimmung der Mindestwerte der Streckenbelastung aus den bisher zur Verfügung stehenden Meßdaten verwendet werden ( ).

## 6. Modelle für ermüdungswirksame Fahrzeuge

- 1) Die Bewertung verschiedener Fahrzeugtypen und ihrer Häufigkeit hinsichtlich ihres Schädigungspotentials für die Ermüdung setzt die Anwendung der Miner Regel und die Darstellung der Festigkeiten durch eine Wöhlerlinienschar mit vorgegebenen Neigungen oberhalb und unterhalb der Dauerfestigkeit voraus, Bild 29.
- 2) Bild 30 zeigt, daß für die vorgegebenen Spannungskollektive nur wenige der Fahrzeugtypen für die Erfassung der Schädigung wichtig sind. Daher kann die Vielzahl der Fahrzeugtypen und ihre Häufigkeit durch einige wenige repräsentative Fahrzeugklassen ersetzt werden, Bild 31.
- 3) Diese wenigen Ersatzmodelle sind durch ihre Gesamtlasten  $Q$  relativen Häufigkeiten  $f_j$ , ihre Achslasten  $q_i$ ,  $Q_e$  und Achsabstände  $e_i$  charakterisiert, Bild 32.

- 4) Die für die Ermittlung der Nutzungsdauer erforderliche tägliche Schwerverkehrsstärke, die der Anzahl aller Ersatzfahrzeuge pro Tag gleichgesetzt wird, hängt stark von der Straßenkategorie und der Bedeutung des untersuchten Streckenabschnittes für den Fernverkehr und Nahverkehr ab, Bild 33

Die Vorschläge für eine Klassifizierung können Tab. 3 entnommen werden.

- 5) Für rechnerische Nachweise interessieren noch die Häufigkeitsfunktion für die Belegung der Spuren und die Spurtreue der Fahrzeuge, Bild 34.
- 6) Mit Hilfe der Übertragungsfunktionen, die die Wirkung des Laststandortes auf die Bemessungsstelle beschreiben, z.B. Einflußlinien in Längs- und Querrichtung für die Hauptträger, Querverteilungslinien für Fahrbahnrippen können die Beanspruchungen ermittelt werden.
- 7) Die Wirkung der zufälligen Abfolge der Fahrzeuge, in Bild 35 und 36 dargestellt, kann durch die Wirkung von Einzelfahrzeugen mit Abständen, die größer sind als die Brückenlänge, über die Korrekturfaktoren CEM, die Wirkung des mehrspurigen Verkehrs durch einen äquivalenten einspurigen Verkehr in der Hauptspur durch den Faktor CERT und der Ersatz der wirklichen Fahrzeuggeometrien durch äquivalente Fahrzeuge durch den Faktor CERL erfolgen, so daß die ermüdungswirksame Beanspruchung nach der Gleichung

$$\Delta \sigma_{eo} = \frac{\Delta \gamma \cdot L}{W} \cdot Q_e \cdot \text{CERL} \cdot \text{CEM} \cdot \text{CERT} \cdot \phi$$

ermittelt werden kann. Die Werte CERL, CEM und CERT sind aus (11) für das Beispiel der Bundesrepublik zu entnehmen.

- 8) Eine Untersuchung im Hinblick auf die Unterschreitung der Dauerfestigkeit muß an dem zulässigen, gerade nicht mehr ermüdungswirksamen Spitzenwert der Beanspruchung durchgeführt werden, die mangels genauerer Kenntnisse mit 75% der Extremlast für den Tragfähigkeitsnachweis (75% der 5% Fraktile) und mit extremen Schwingbeiwerten angenommen wird.

## 7. Dynamische Einflüsse

- 1) Die dynamischen Einflüsse äußern sich in einer Überlagerung der statischen Antwort der Konstruktion mit Schwingungen der Konstruktion, die durch die Fahrzeuge angeregt werden, Bild 37.

Die Fahrzeuganregung erfolgt durch die Welligkeit und Störungen der Fahrbahnoberfläche, Störungen an den Fahrbahnübergängen, Durchbiegungen der Fahrbahnkonstruktion und in den Fahrzeugen vorhandenen Unwuchten.

Die Brückenschwingungen interagieren mit den Fahrzeugschwingungen.

- 2) Die schwingende Beanspruchung der Brückenkonstruktion kann i.d. Regel wegen des Cut-off-Punktes der Festigkeitslinie bei  $0,55 \Delta \sigma_d$  dadurch berücksichtigt werden, daß nur die dynamische Überhöhung der statisch ermittelten Schwingungen vernachlässigt werden, Bild 37.
- 3) Meßergebnisse an verschiedenen Betonbrücken in der Schweiz Bild 38 und Simulationsrechnungen mit dynamisch modellierten Brücken und Fahrzeugen Bild 39 haben gezeigt, daß die extremen Schwingbeiwerte über den Grundfrequenzen der belasteten Bauteile einen Verlauf nach Bild 40 ergeben, wobei die Hügel der Schwingbeiwerte mit den Bereichen der Eigenschwingungen der Räder (7-11 Hz) und der Wagenkasten (1-5 Hz) begründet wird.

Die extremen Schwingbeiwerte gelten für langsamfahrende Schwerverfahrzeuge, die für den Tragsicherheitsnachweis angesetzt werden und für Nachweise der Gebrauchssicherheit und Dauerfestigkeit.

Der Schwingbeiwert für ermüdungswirksame Lasten wird mit max. 1,20 als Mittelwert abgeschätzt, siehe Bild 47.

## 8. Zusammenfassung

- 1) Eine europäische Harmonisierung der Straßenverkehrslasten erfolgt am besten anhand folgender Schritte:
  - a) Festlegung des Lastbildes und der Geometrie der Hauptspur für den Tragfähigkeitsnachweis, siehe Kap. 4
  - b) Festlegung der Lastintensitäten für die Streckenlasten und das Schwerlastfahrzeug, nach nationalen Erfordernissen siehe Kap. 5
  - c) Festlegung von Faktoren für die weiteren Spuren
  - d) Kalibrierung der Daten der ermüdungswirksamen Fahrzeuge und der täglichen Schwerverkehrsstärke an der nationalen Verkehrssituation, siehe Kap. 6
  - e) Vereinheitlichung der Klassifizierung der Lastintensitäten
  - f) Ermittlung von Konstruktionsempfehlungen und Rechnerhilfen für die Vereinfachung des Ermüdungsnachweises bzw. seine Anbindung an den Tragfähigkeitsnachweis

- 2) Die Entscheidung über die Wahl eines Verkehrslastmodells beinhaltet eine Reihe von Überlegungen zur zulässigen Tragfähigkeit in Extremsituationen und zur Dauerhaftigkeit unter gewöhnlichen Situationen, die mit den Bedarfsträgern getroffen werden sollten.

Die Erfahrung mit alten Stahlbrücken (Eisenbahnbrücken) zeigt, daß deren Dauerhaftigkeit nicht durch Ermüdung, Korrosion oder andere Materialmängel bestimmt werden, sondern Verstärkungen oder Abriß aus Gründen veränderten Anforderungen seitens der Fahrbahnprofile oder Lasten angeordnet werden mußten, die aufgrund der Änderung der Verkehrstechnik notwendig wurden.

Anlage: Durchführung des Betriebsfestigkeitsnachweises

1. Bestimmung der Lastintensität:  $Q_e = 238$  kN für die BRD
2. Bestimmung der Verkehrsstärke:  
und Nutzungsdauer z.B. DTSV = 6000 LKW's/d  
D = 50 a
3. Bestimmung der projektierten Fahrbahn-  
einteilung und der prozentualen Anteile  
der Schwerverkehrsanteile auf die Spuren z.B 50% pro Spur  
bei 2-spuriger Bundesstraße
4. Bestimmung der mechanischen Daten  
der Brücke z.B. für Durchlaufträger L = 30 m  
im Feld  $\Delta\eta = 0,2018$   
Querverteilungswerte  
 $CRT_1$  Spur = 0,81  
 $CRT_2$  Spur = 0,19  
 $W = 28,97 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3$

5. Bestimmung der Hilfswerte CERL-Wert nach Bild 4.8 in /12/  
CERL = 0,77  
CEM-Wert nach Tab. 4.1 in /12/  
 $CEM = 1,04$   
 $CERT = \left( \sum_{i=1}^k CRT_i^m \cdot SVA_i \right)^{\frac{1}{m}} =$   
 $(0,81^3 \cdot 0,5 + 0,19 \cdot 0,5)^{\frac{1}{3}} = 0,65$

6. Berechnung der äquivalenten Beanspruchung

$$\Delta\sigma_{e_0} = \frac{\Delta\eta L}{W} \cdot Q_e \cdot CERL \cdot CEM \cdot CERT \cdot \phi_{\Delta}$$

$$\phi = 1,2 - 0,004 L = 1,08$$

$$\Delta\sigma_{e_0} = \frac{0,2018 \cdot 30}{28,97} \cdot 238 \cdot 0,77 \cdot 1,04 \cdot 0,65 \cdot 1,08$$
$$= 27,96 \text{ N/mm}^2$$

7. Feststellung der Klasse  
des Konstruktionsdetails

z.B Eurocode 3 Klasse 90  
 $\Delta\sigma_D = 66,6 \text{ N/mm}^2$

8. Korrektur infolge der Dauerfestigkeit

nach Diagramm 5.6 in /12/

$$\Delta\sigma_D / \Delta\sigma_e = 2,38; \text{CLF} = 0,76$$

9. Endgültige äquivalente Beanspruchung

$$\Delta\sigma_e = \Delta\sigma_{e,\sigma} \cdot \text{CLF}$$

$$\Delta\sigma_e = 27,96 \cdot 0,76 = 21,25 \text{ N/mm}^2$$

10. Berechnung der Nutzungsdauer

und Nachweis:

Nachweis auf der N-Achse:

$$N \leq N_R$$

$$N = \text{DTSV} \cdot 365 \cdot D$$

$$= 6000 \cdot 365 \cdot 50 = 110 \cdot 10^6$$

$$N_R = 2 \cdot 10^6 \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_A}{\Delta\sigma_e} \right)^3$$

$$= 2 \cdot 10^6 \cdot \left( \frac{90}{21,25} \right)^3 = 154 \cdot 10^6$$

Nachweis auf der  $\Delta\sigma$ -Achse:

$$\Delta\sigma_e \leq \Delta\sigma_R$$

$$\Delta\sigma_R = \left( \frac{2 \cdot 10^6}{N} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \Delta\sigma_A$$

$$= \left( \frac{2 \cdot 10^6}{110 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot 90$$

$$= 0,263 \cdot 90 = 23,67 \text{ N/mm}^2$$



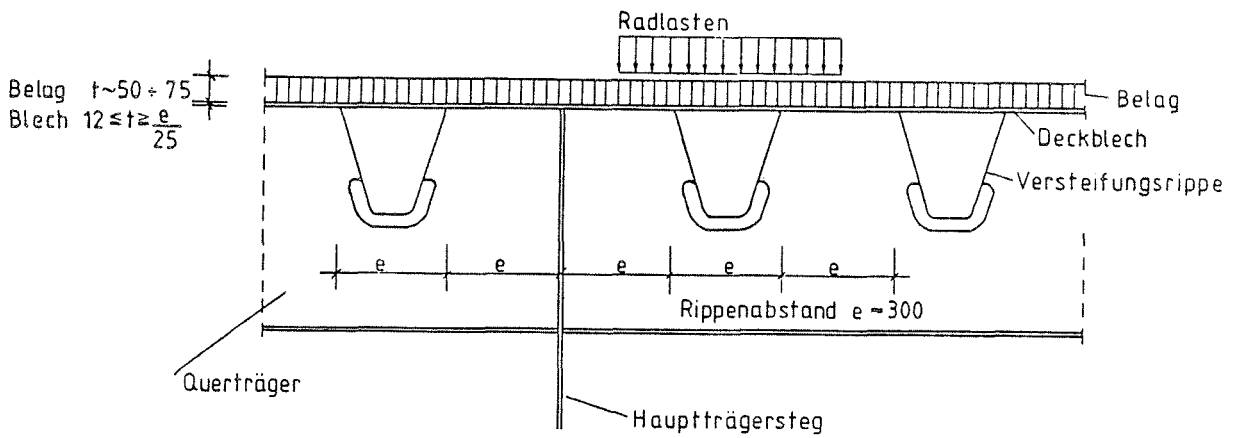


Bild 1: Fahrbahnblech und Belag mit Längsrippen

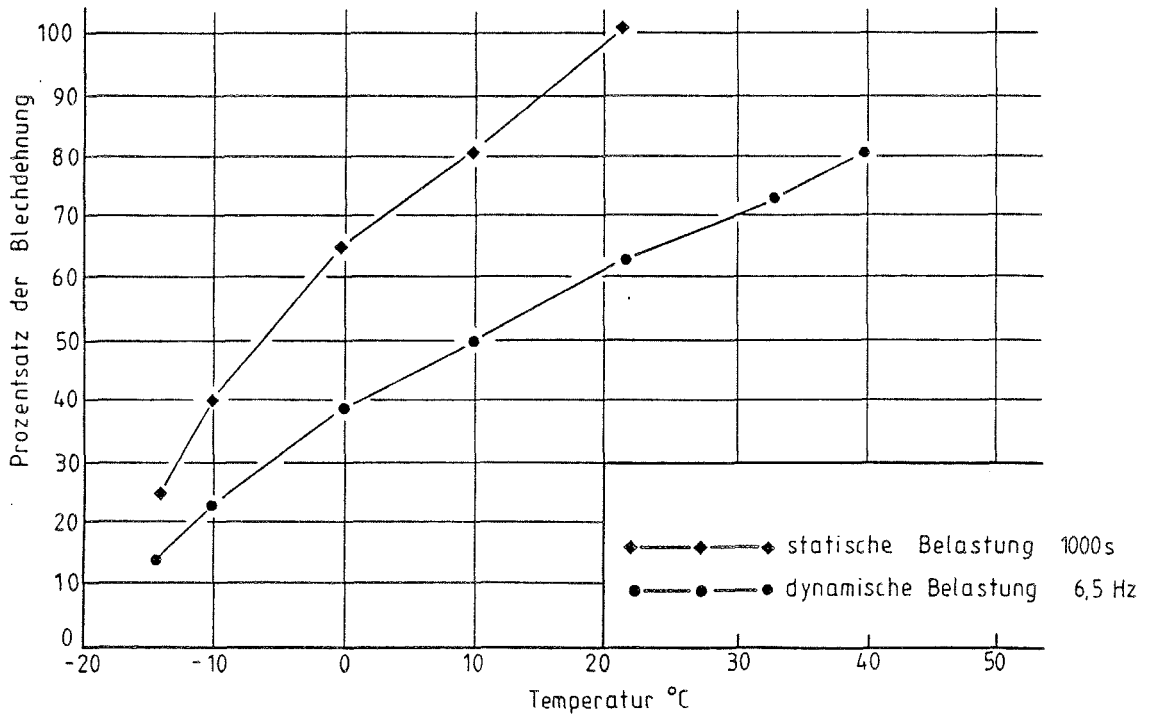


Bild 2: Mittragende Wirkung des Gußasphalts (50 mm) auf dem Fahrbahnblech bei der Blechbeanspruchung.

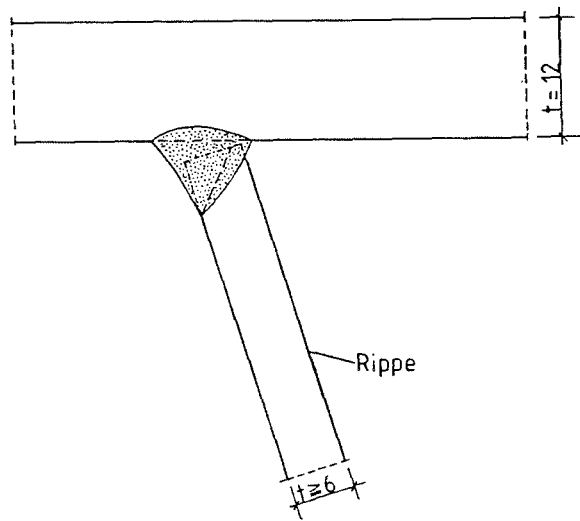


Bild 3: Schweißverbindung zwischen Rippensteg und Deckblech

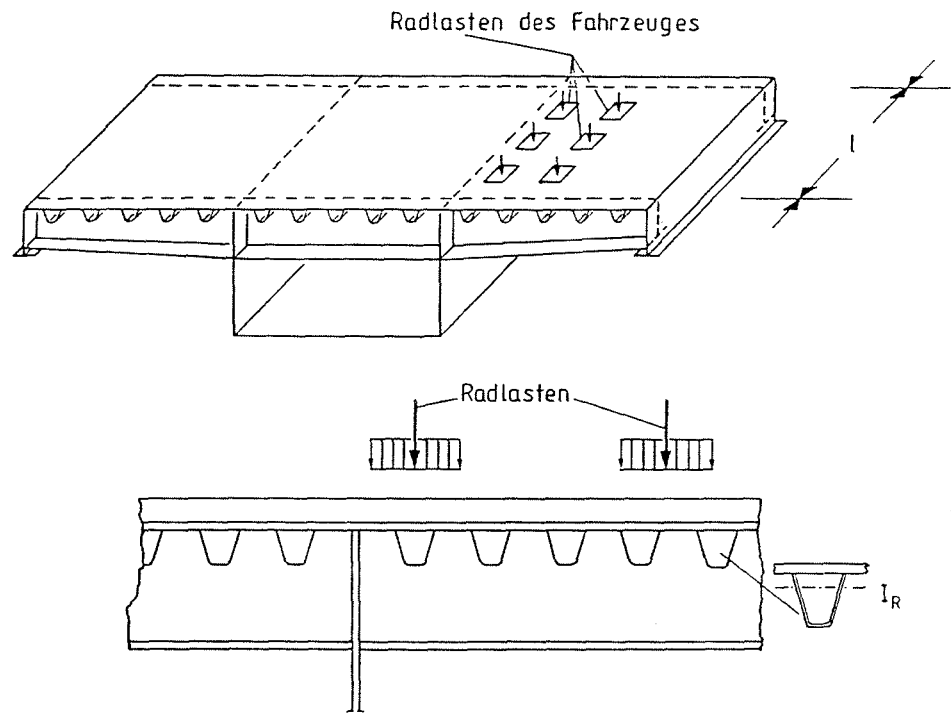


Bild 4: Belastung der Längsrippen der Stahlfahrbahn

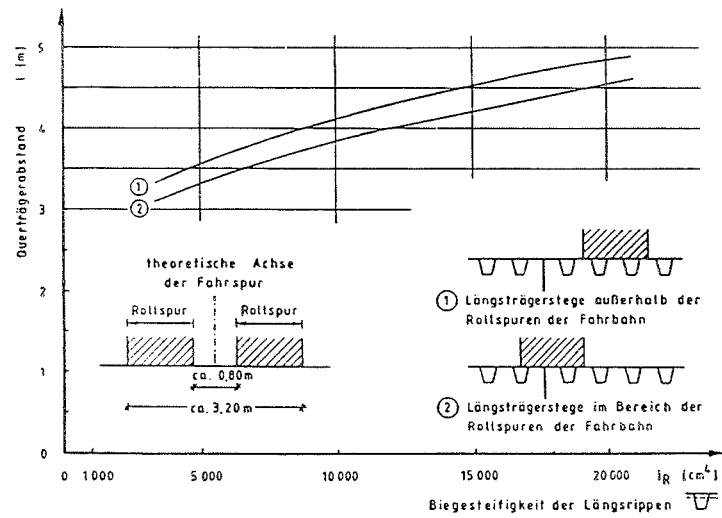


Bild 5: Regelung für die Mindeststeifigkeit von Längsrippen zur Vermeidung von Durchbiegungsunterschieden zwischen Rippen, die die Beläge schädigen könnten.

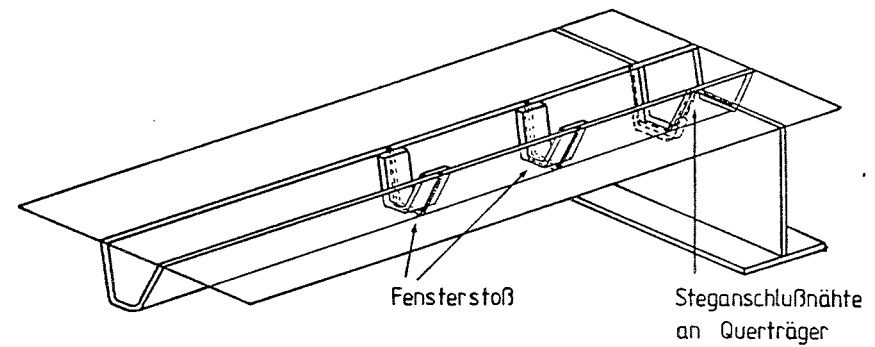


Bild 6: Kritische Detailpunkte für den Ermüdungsnachweis von Längsrippen.

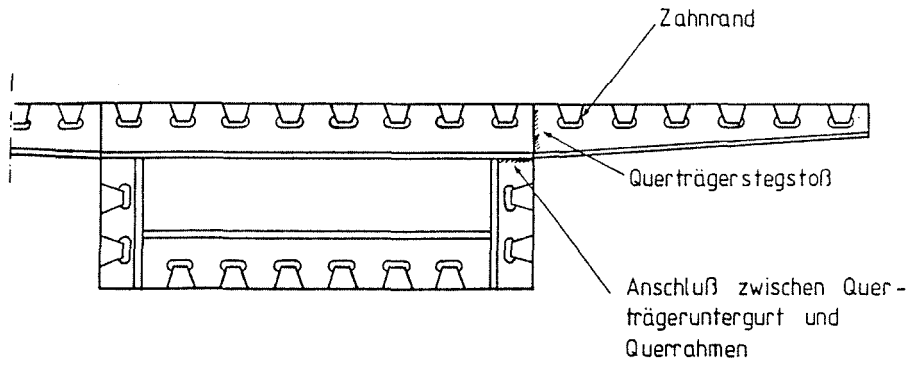


Bild 7: Für den Ermüdungsnachweis kritische Konstruktionspunkte des Querträgers.

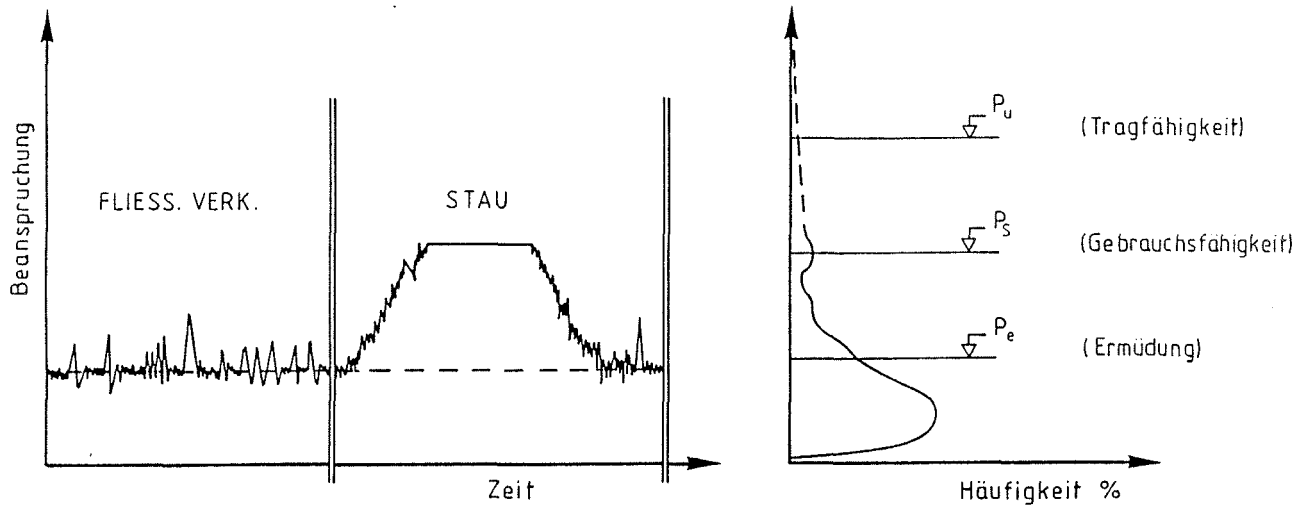


Bild 8: Verschiedene Lastniveaus für die verschiedenen Sicherheitsnachweise der Brückenhauptträger

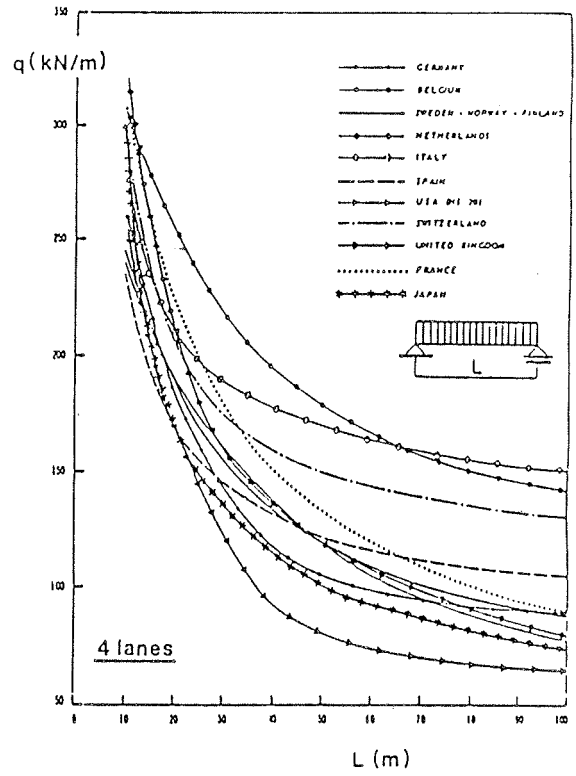
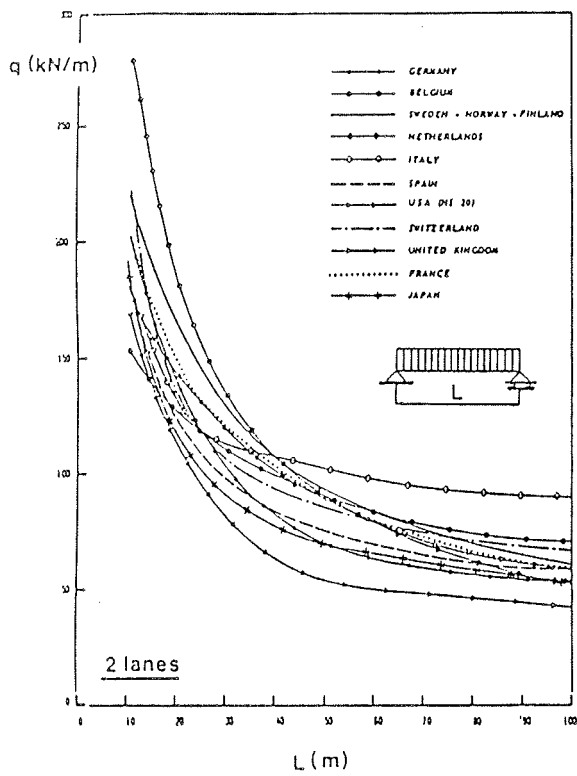


Bild 9: Vergleich verschiedener nationaler Belastungsannahmen auf der Basis gleichmäßig verteilter äquivalenter Lasten

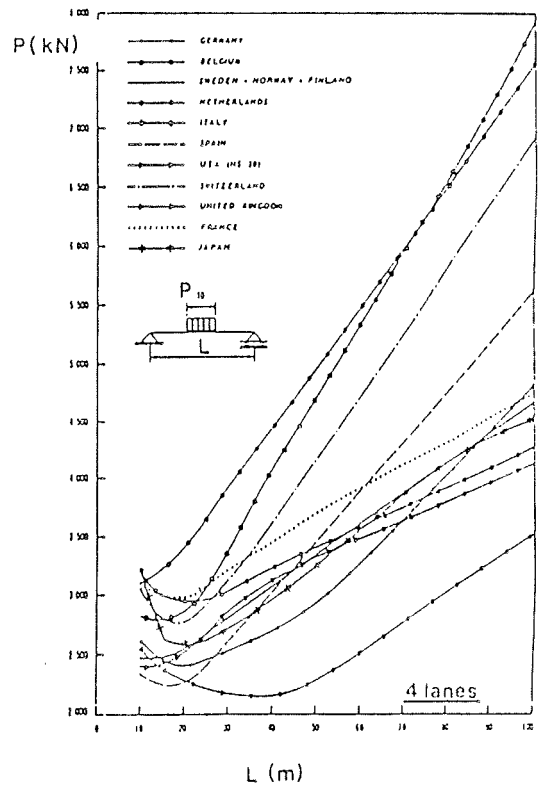
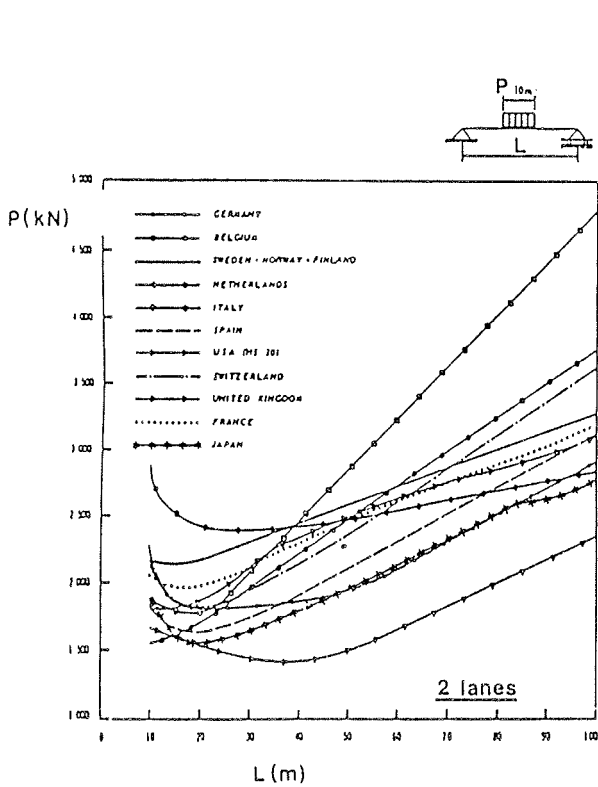


Bild 10: Vergleich verschiedener internationaler Belastungsannahmen auf der Basis einer auf 10 m Länge konzentrierten äquivalenten Belastung.

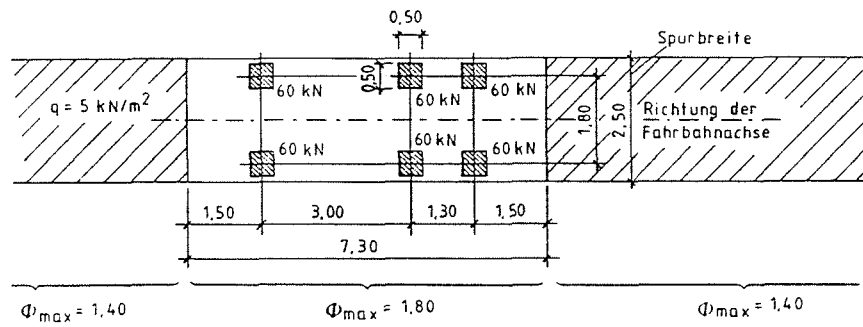
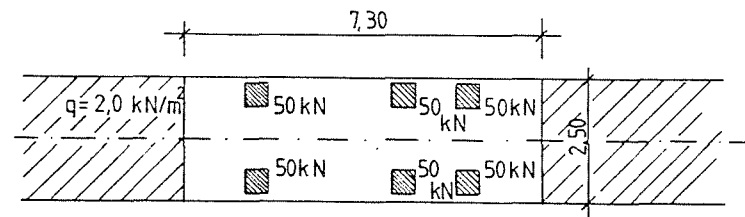


Bild 11: Lastannahmen für den Tragsicherheitsnachweis für die Hauptspur des Straßenverkehrs (Entwurf SIA 160/1985)  
Die Zahlenwerte sind mit  $\gamma_F = 1,50$  zurückgerechnet.



$\Phi = 1,80$  für Gebrauchsnachweis  
 $\Phi = 1,20$  für Ermüdungsnachweis

Bild 12: Lastansatz für Gebrauchs- und Ermüdungsnachweise für die Hauptspur des Straßenverkehrs (Entwurf SIA 160/1985)

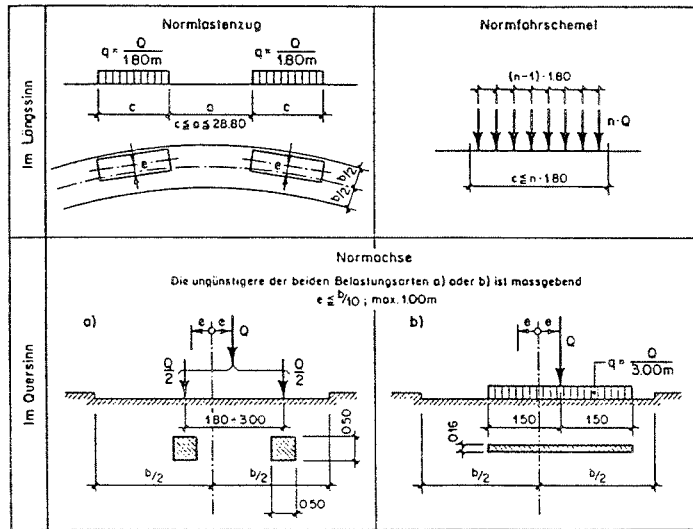


Bild 13: Lastannahme für Ausnahmelasten für Entwurf SIA 160/1985  
 $\max Q = 360 \text{ kN}$ ,  $n = 8$ ,  $\psi = 1,00$

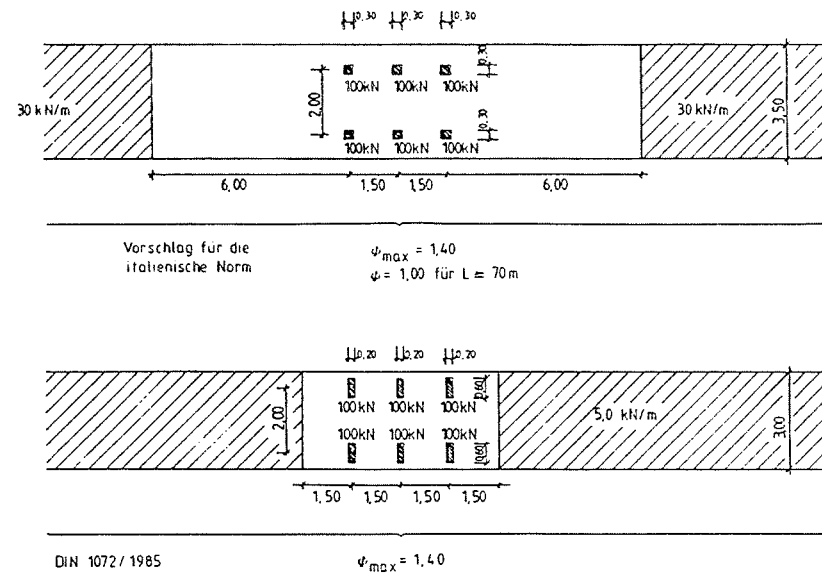


Bild 14: Lastansätze im italienischen Normenvorschlag und  
 DIN 1072/85

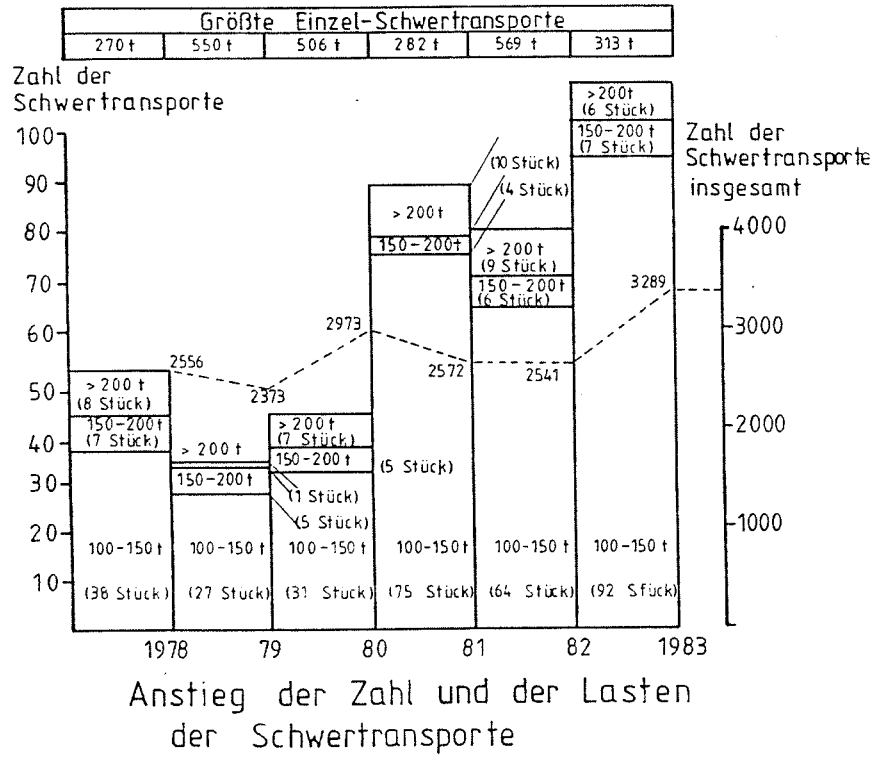


Bild 15: Entwicklung des Schwerverkehrs (Bereich der Autobahndirektion Nordbayern)

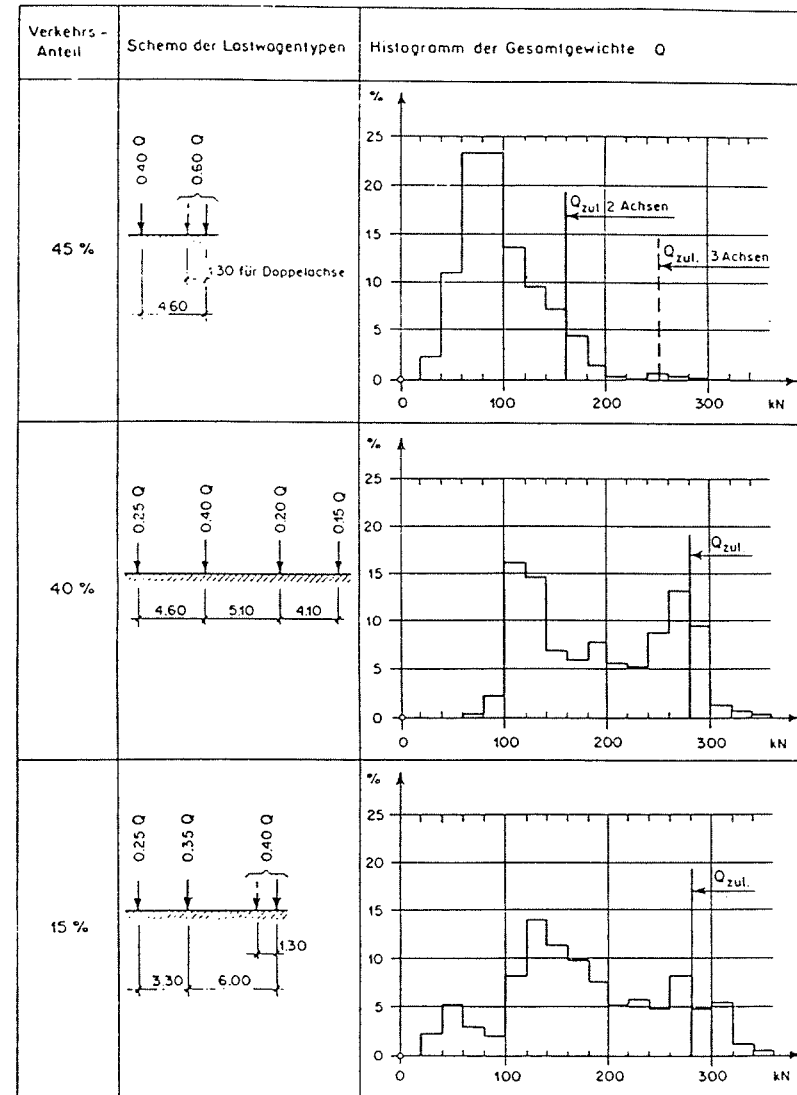


Bild 16: Standard - Last - Spektrum für Ermüdungsnachweise (Entwurf SIA 160/1985)

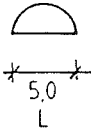
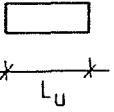
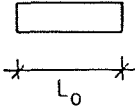


Modell-fahrzeug	Häufig-keit in ‰	Belastung
LKW ohne Anhänger	54	<p>4,66 m</p> <p>45 60 kN</p>
Lastzug	26	<p>3,98 1,50 3,80 3,82 1,50 m</p> <p>58 41 41 56 48 48 kN</p>
Sattel-schlepper	20	<p>3,22 1,50 4,23 1,50 m</p> <p>54 62 62 62 kN</p>

Bild 17: repräsentative Modellfahrzeuge für den Verkehr in der Bundesrepublik

- Beschreibung der Verkehrssituation durch  $L_0$  = Rechtecklänge  
 $P_p$  = Belastungsintensität  
 $P_q$  = in Rechtecke aufgeteilte Verkehrsfläche (s. Bild 5.20)  
 $p$  = relative Häufigkeiten  
 $q$   
 (siehe Bilder 5.19 und 5.21)
- Ermittlung der Besetzung der Rechteckflächen:  
 Ereignis  $\equiv$  Fahrzeug:  
 Binomialverteilt  
 $f(x) = \binom{n}{p} p^x q^{n-x}$
- Berechnung der 5% Fraktile der Besetzung  
 $f(n); f(n-1); \dots; f(n-i)$   
 und  $\sum_{i \geq 0} f(n-i)$   
 $x = (n-i)$  für  $\sum_{i \geq 0} f(n-i) \approx 5\%$
- Bestimmung der Linienlasten aus den Rechteckbelastungen  
 $S_{5\%L} = [x_{5\%} P_p + (n - x_{5\%}) P_q] \frac{k}{n}$

Bild 18: Vorgehen bei der Ermittlung der 5 ‰ Fraktile der Streckenbelastung.

PKW	LLKW (Leichte LKW)	SLKW (Schwere LKW)	
			Länge [m]
1 - SV	$f_U \times SV$	$f_0 \times SV$	Häufigkeit [%]
$Q' = 4.0$	$Q_U / L_U$	$Q_0 / L_0$	Gewicht [kN/m']

$$p = \frac{f_0 \times SV \times L_0}{(1 - SV)L' + f_U \times SV \times L_U + f_0 \times SV \times L_0}$$

mittlere Häufigkeit der SLKW

$$q = 1 - p$$

mittlere Häufigkeit der LLKW und PKW

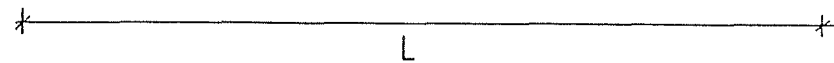
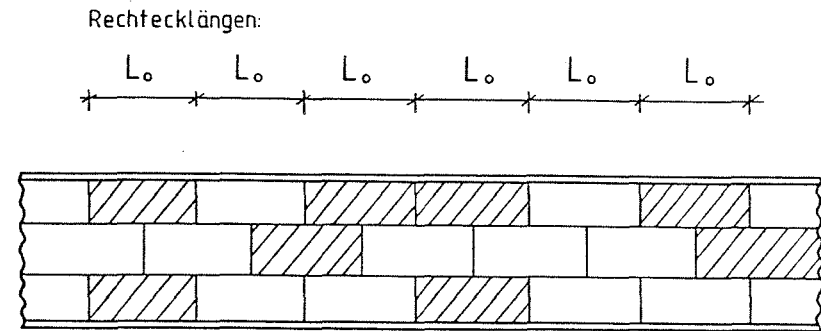
$$P_p = Q_0 / L_0$$

mittlere Last der schweren Fahrzeuge

$$P_q = \frac{Q' \times (1 - SV)L' + Q_U \times f_U \times SV \times L_U}{(1 - SV)L' + f_U \times SV \times L_U}$$

mittlere Last der leichten Fahrzeuge

Bild 19: Kategorisierung des Verkehrs in 3 verschiedene Fahrzeugarten.



$$l_i + e_i \rightarrow L_0 \text{ [m]}$$

$$\text{Hatched box} : \text{SLKW} \rightarrow P_p \text{ [kN/m'] Belastung}$$

$$\text{White box} : \text{LLKW oder PKW} \rightarrow P_q \text{ [kN/m] Belastung}$$

$$L \rightarrow f_{\text{SLKW}} \rightarrow p ; q \text{ [%] relative Häufigkeit}$$

Bild 20: Aufteilung der Verkehrsfläche in Rechteckbelastungen.

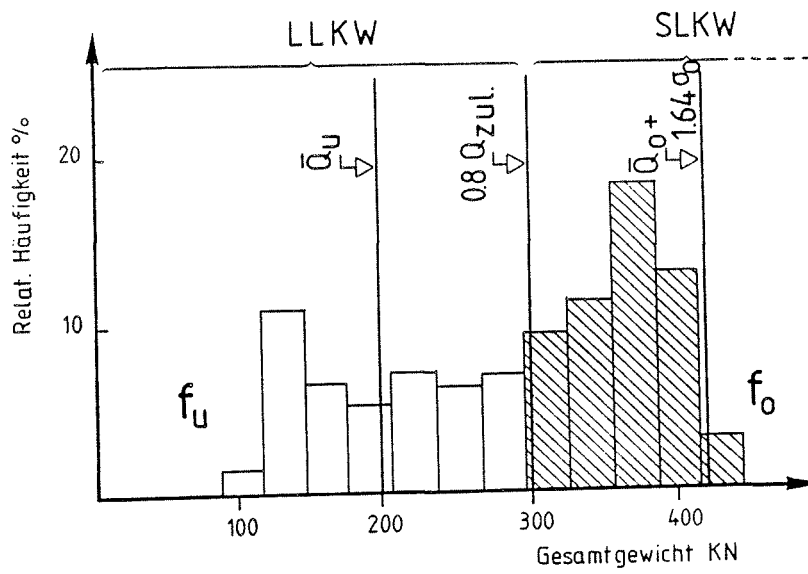


Bild 5.21: Definition der Belastungen und Häufigkeiten aus Meßergebnissen.

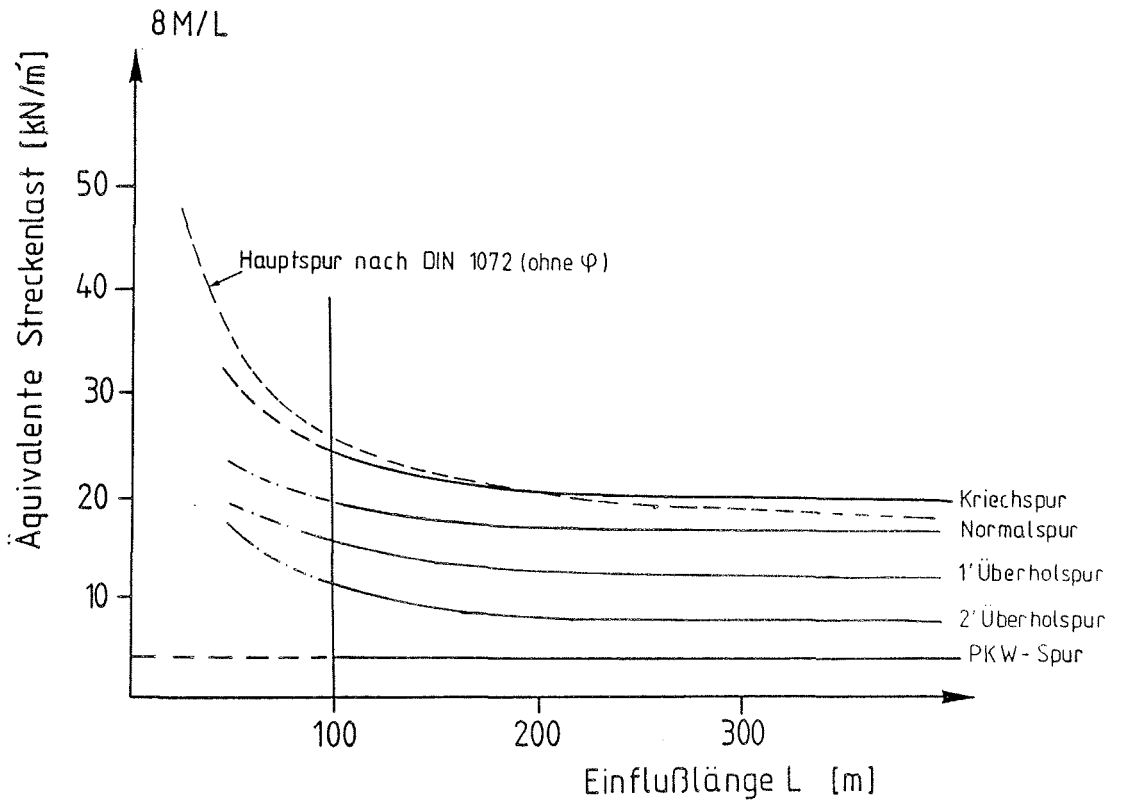


Bild 5.22: Streckenlasten für verschiedene Spurbelastungen

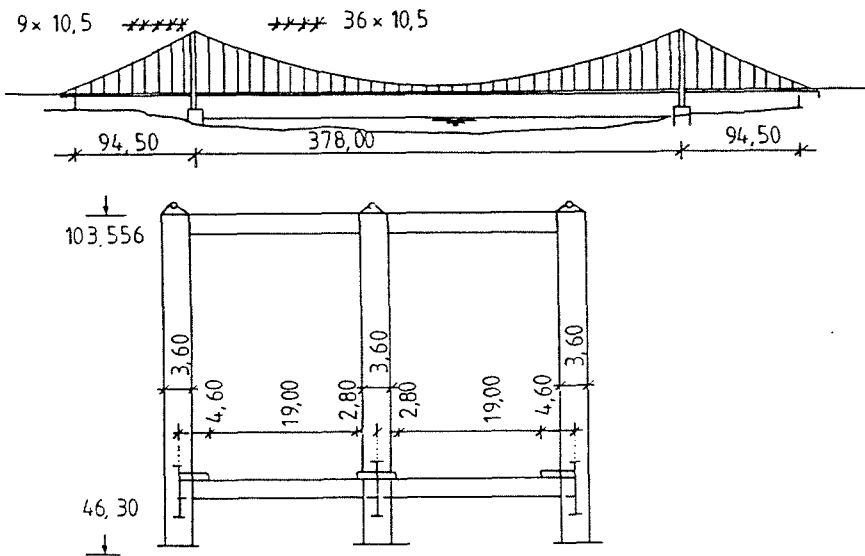


Bild 23: Querschnitt und Längsansicht der verbreiterten Rodenkirchener Brücke (Projekt)

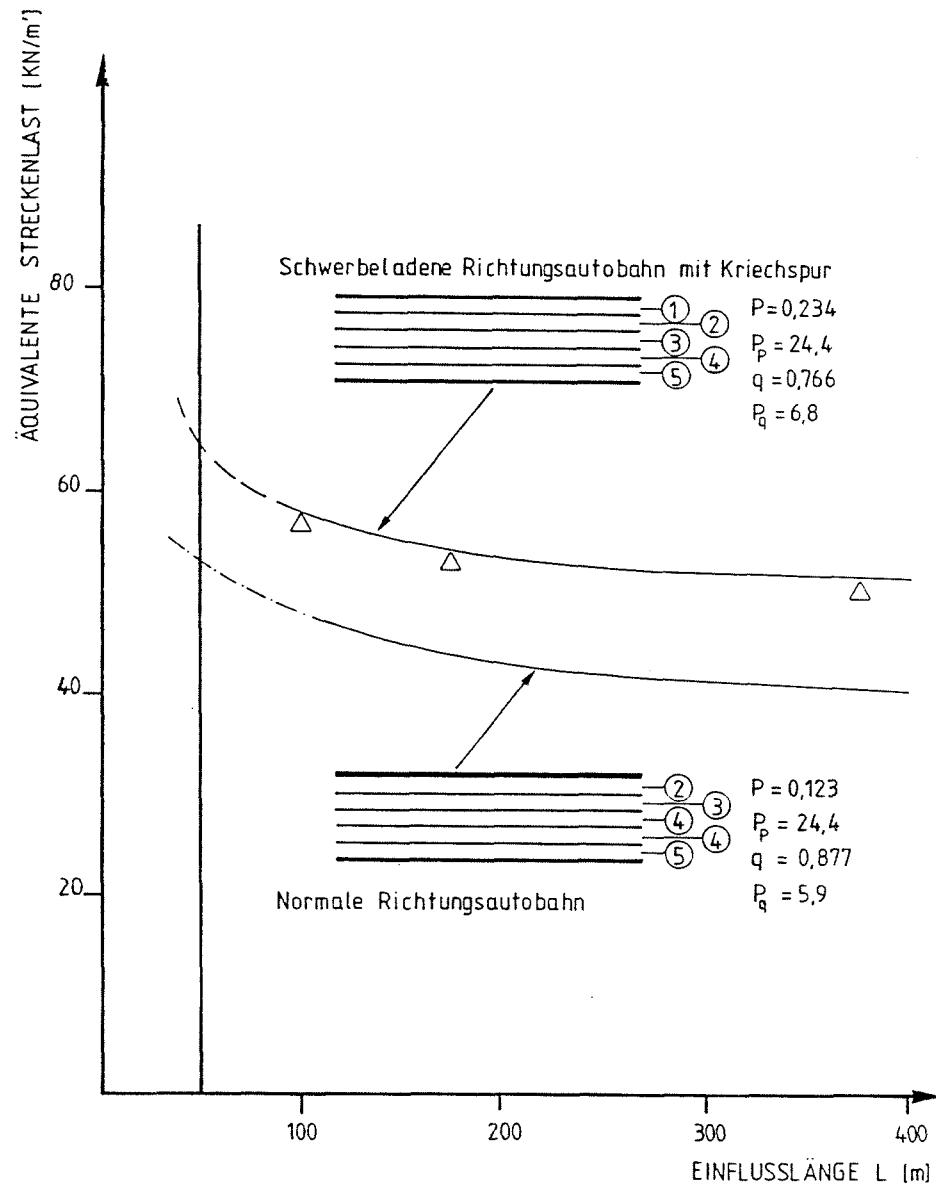


Bild 24: Äquivalente Streckenlasten für vorgegebene Spurkonstellationen auf 5 - spurigen Richtungs-fahrbahnen  
 $\Delta$  = Simulationsberechnung von Weyer.

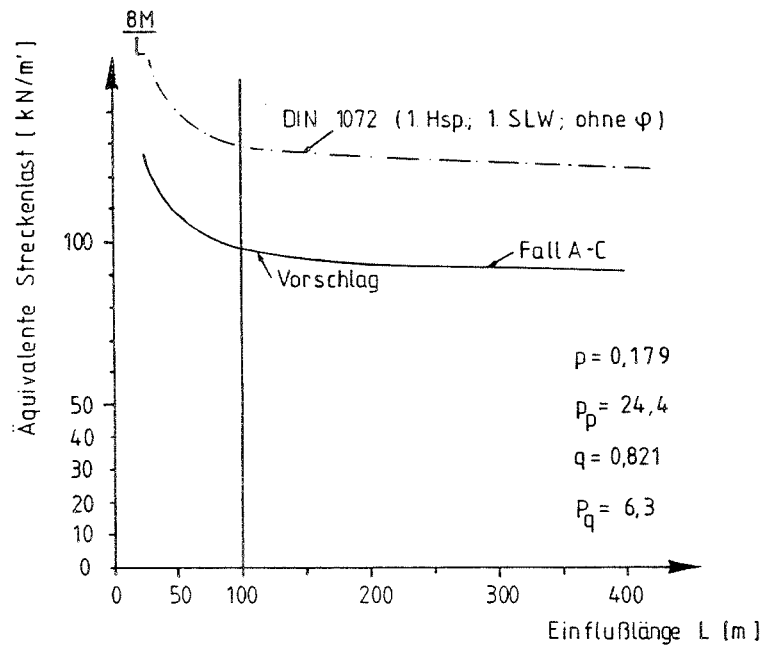


Bild 25: Äquivalente Streckenlasten für die Gesamtverkehrsfläche und die Spurkonstellationen nach "Bild 5.24"

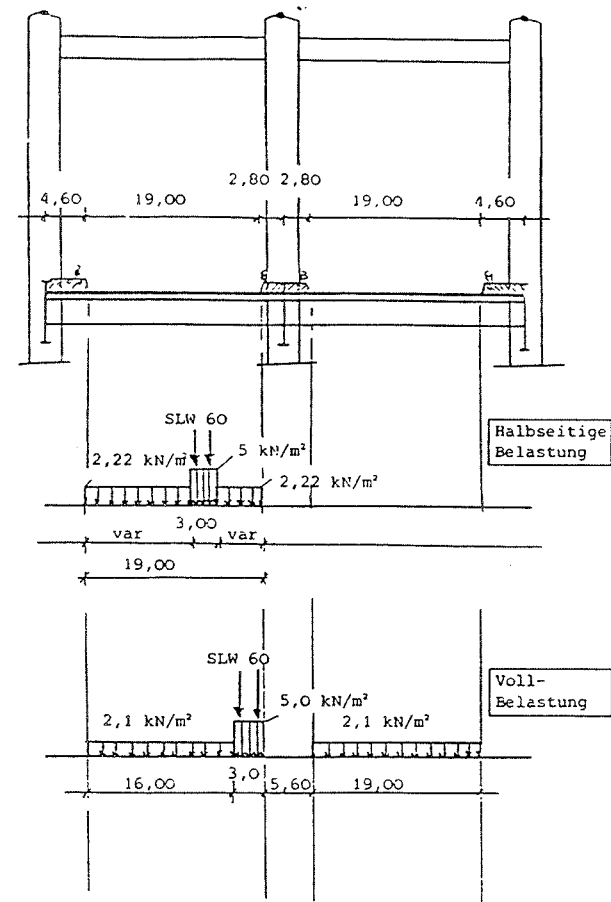


Bild 26: Belastungsanordnung auf der Rheinbrücke Köln-Rodenkirchen

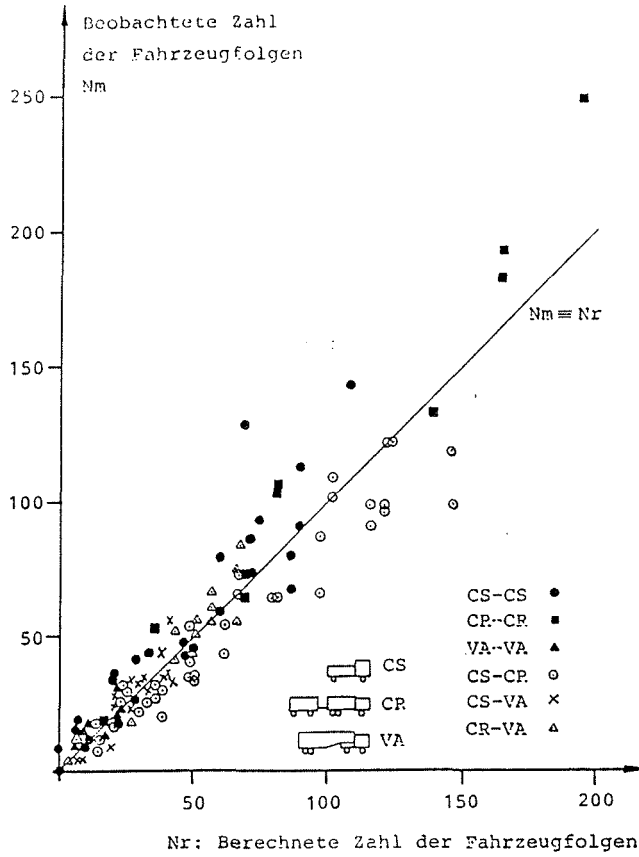


Bild 27: Korrelation zwischen den beobachteten und berechneten Anzahlen der Fahrzeugfolgen verschiedener Arten

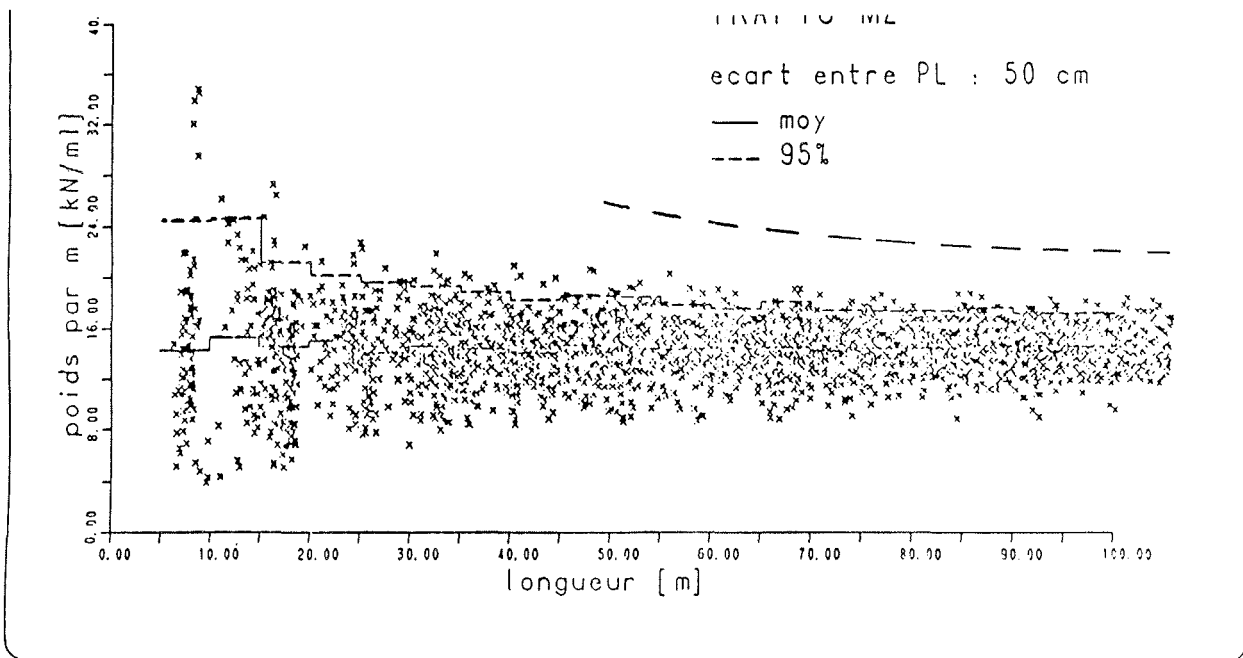


Bild 28: Ergebnisse der Computersimulation von Staubbelastungen anhand gemessener Fahrzeug- und Achsgewichte

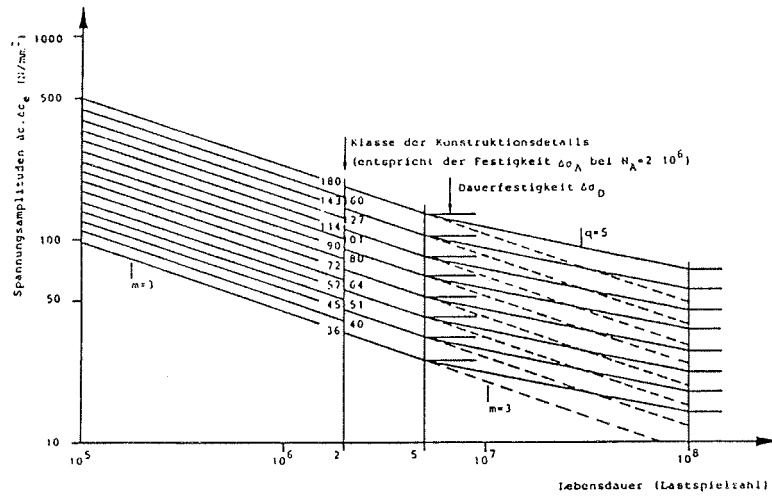


Bild 29: Wöhlerlinien für geschweißte stählerne Träger und eine Überlebenswahrscheinlichkeit 97,3 %

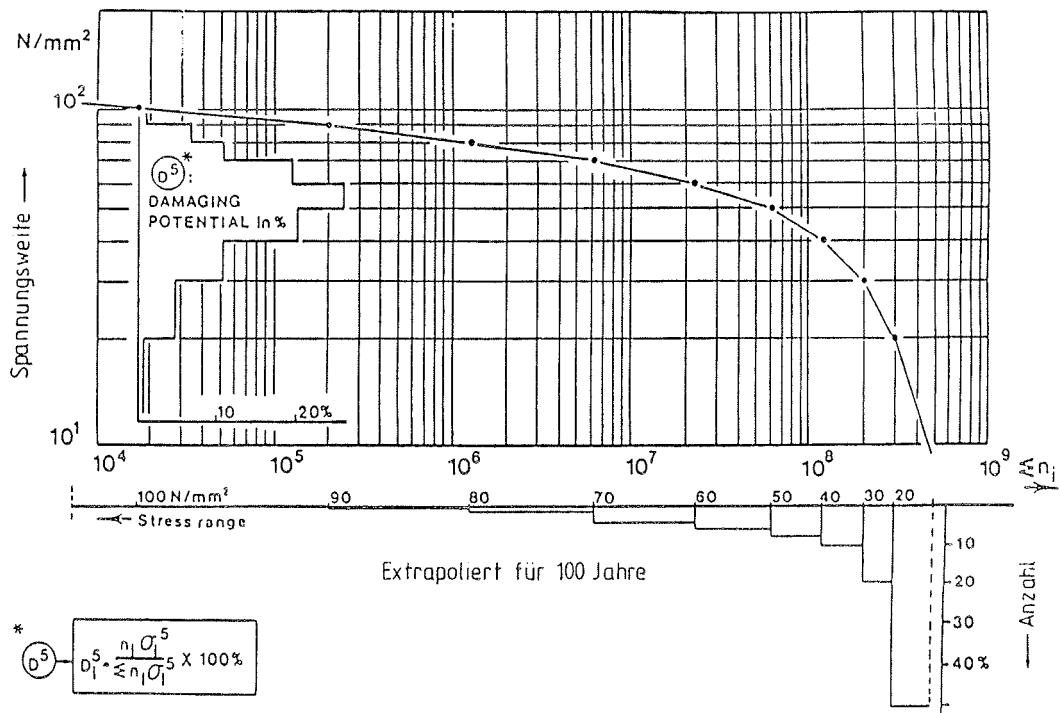


Bild 30: Schädigungspotential eines gemessenen Spannungsspektrums an einer Straßenbrücke (Rhede)

Modell-fahrzeug	Häufig-keit in %	Belastung
LKW ohne Anhänger MCS	54	
Lastzug MCR	26	
Sattel-schlepper MVA	20	

Bild 31: Modellfahrzeuge und ihre Auftretenswahrscheinlichkeit für den Ermüdungsnachweis

Schweiz

$$Q_e = 182 \text{ kN}$$

Modell-Fzg.	$\rho_1$	$\rho_2$	$\rho_3$	$\rho_4$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$f_j$	$Q_i/Q_e$
MCS	.43	.57			456			.45	.62
MCR	.25	.37	.20	.18	470	512	414	.43	1.17
MVA	.27	.37	.36		329	607		.12	1.18

Bundesrepublik Deutschland

$$Q_e = 232 \text{ kN}$$

Modell-Fzg.	$\rho_1$	$\rho_2$	$\rho_3$	$\rho_4$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$f_j$	$Q_i/Q_e$
MCS	.43	.57			466			.54	.45
MCR	.20	.28	.19	.33 <sup>1)</sup>	473	455	457	.26	1.26
MVA	.18	.41 <sup>1)</sup>	.41 <sup>1)</sup>		397	498		.20	1.29

1) Doppelachse

Frankreich

$$Q_e = 230 \text{ kN}$$

Modell-Fzg.	$\rho_1$	$\rho_2$	$\rho_3$	$\rho_4$	$e_1$	$e_2$	$e_3$	$f_j$	$Q_i/Q_e$
MCS	.38	.62			518			.45	.54
MCR	.17	.31	.20	.32	471	467	340	.05	1.29
MVA	.22	.36	.42 <sup>1)</sup>		352	645		.50	1.18

1) Doppelachse

Bild 32: Numerische Werte der Belastungsmodelle für Deutschland, Schweiz und Frankreich.



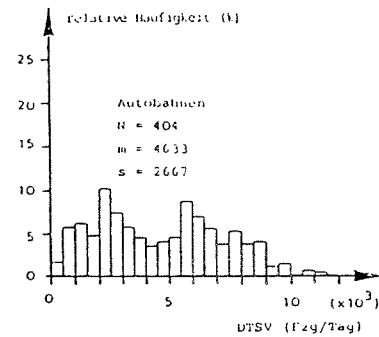
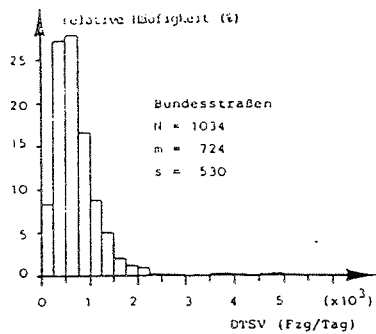
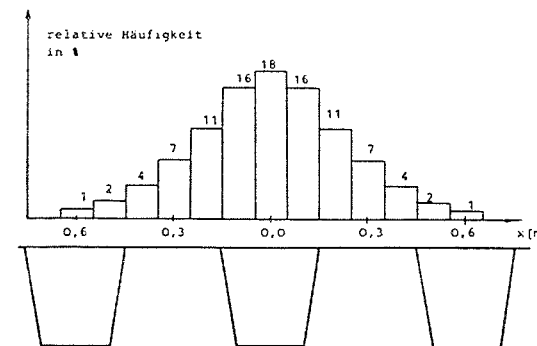


Bild 33: Durchschnittliche tägliche Schwerverkehrsstärke für Autobahnen und Bundesstraßen in Nordrhein-Westfalen (Bundesrepublik Deutschland), 1978

	zwei-spurige Fahrbahn		drei-spurige Fahrbahn		
	rechts	links	rechts	mitte	links
m	0,92	0,08	0,78	0,20	0,02
s	0,05	0,05	0,11	0,11	0,03

Mittelwert und Standard-Abweichungen der Anteile der SVA auf jeder Spur



Spurstellung der LKW's quer zur Fahrtrichtung

Bild 34: Belegung der Spuren mit LKW's und Spurtreue der Fahrzeuge.

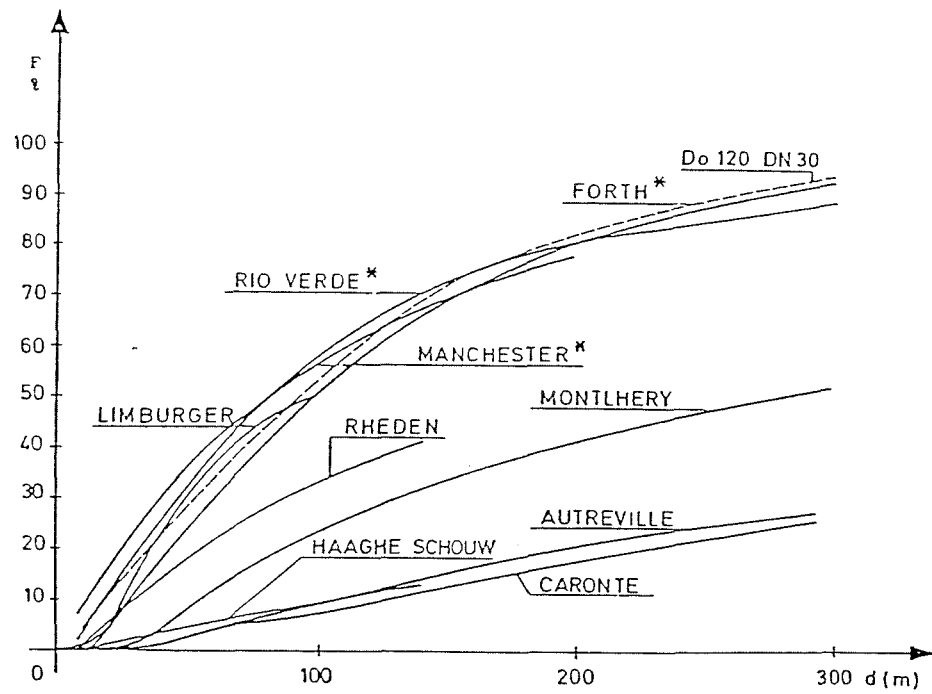


Bild 5.35: Abstände zwischen den Fahrzeugen

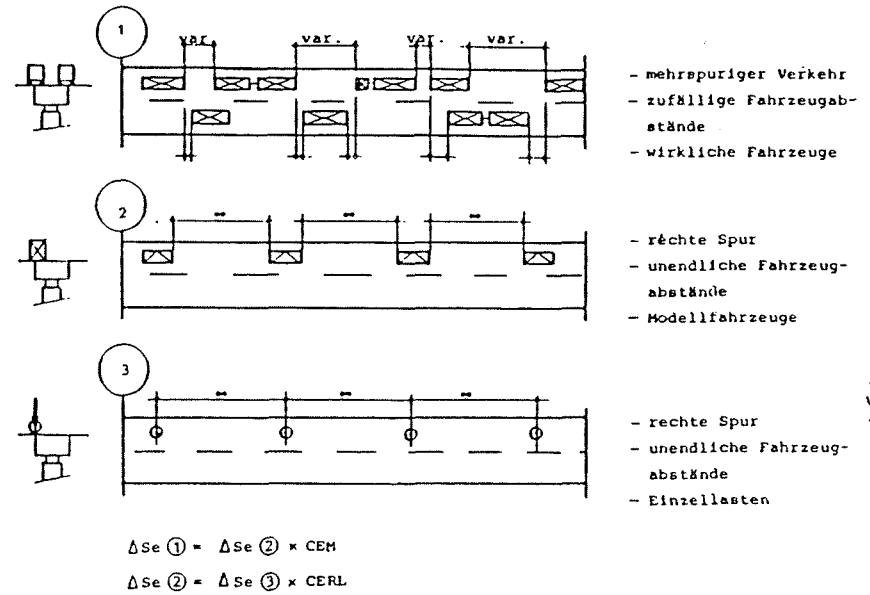


Bild 5.36: Stufenweise Vereinfachung der Verkehrsbelastung für eine deterministische Berechnung der schädigenden Beanspruchungen  $\Delta S_e$

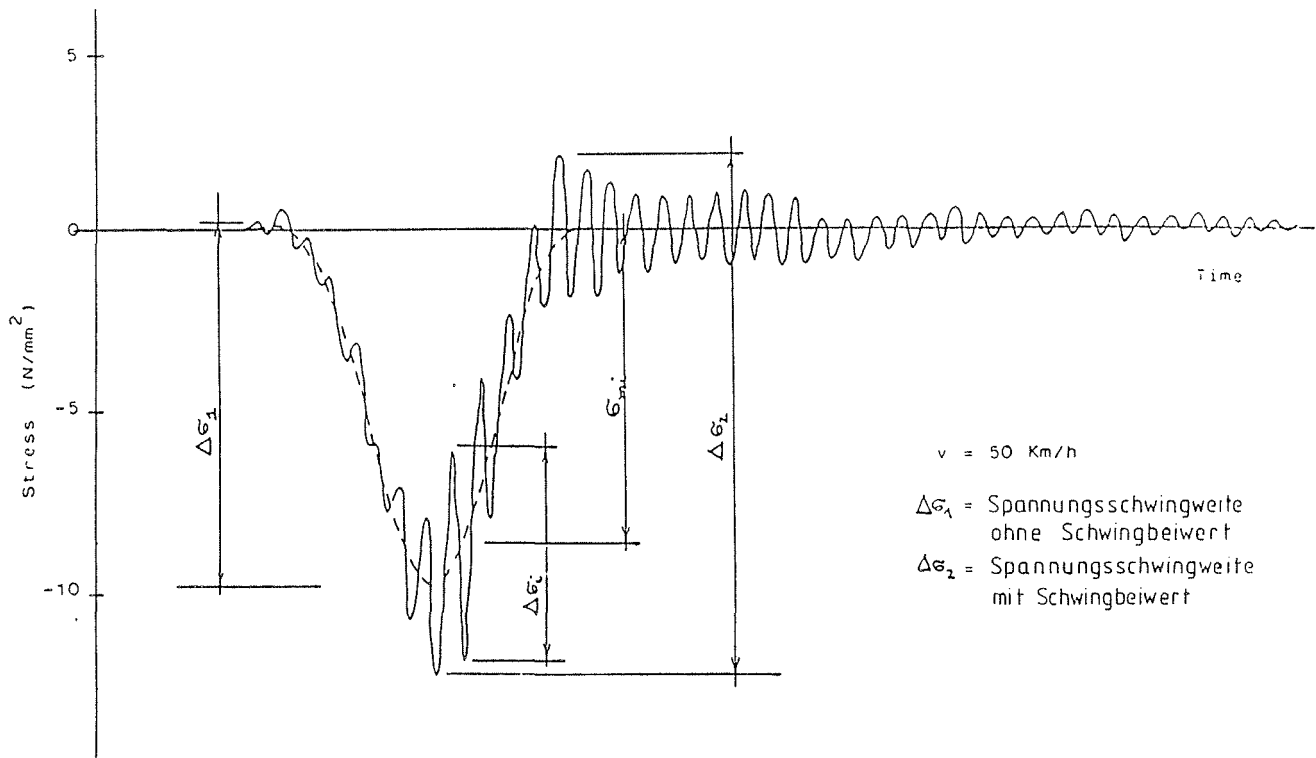


Bild 37: Bauwerksantwort (Spannungszeitverlauf) bei einer Fahrzeugüberfahrt.

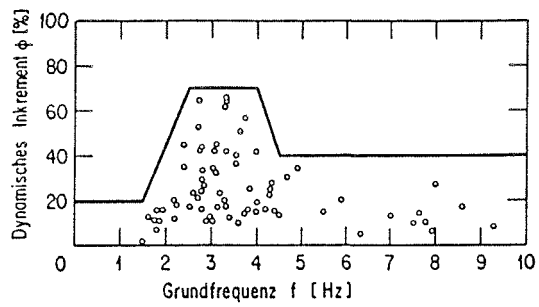


Bild 38: Meßergebnisse an Brücken in der Schweiz:

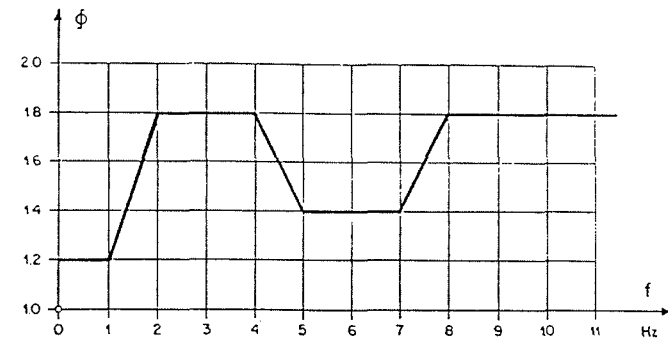
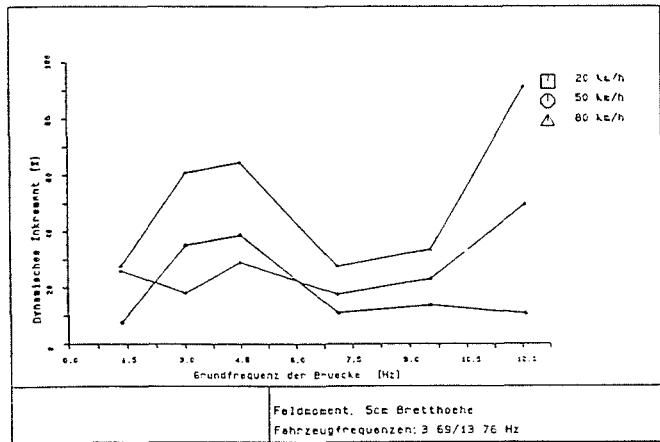
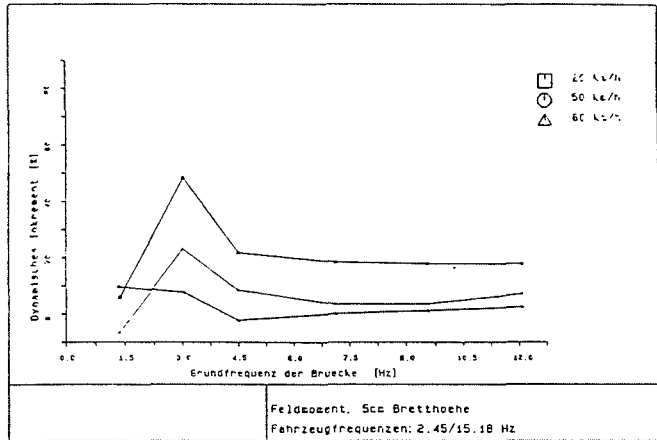


Bild 40: Dynamische Beiwerte für Straßenlasten. (Entwurf SIA 160/1985)

Bild 39: Dynamisches Inkrement aus Simulationsrechnungen

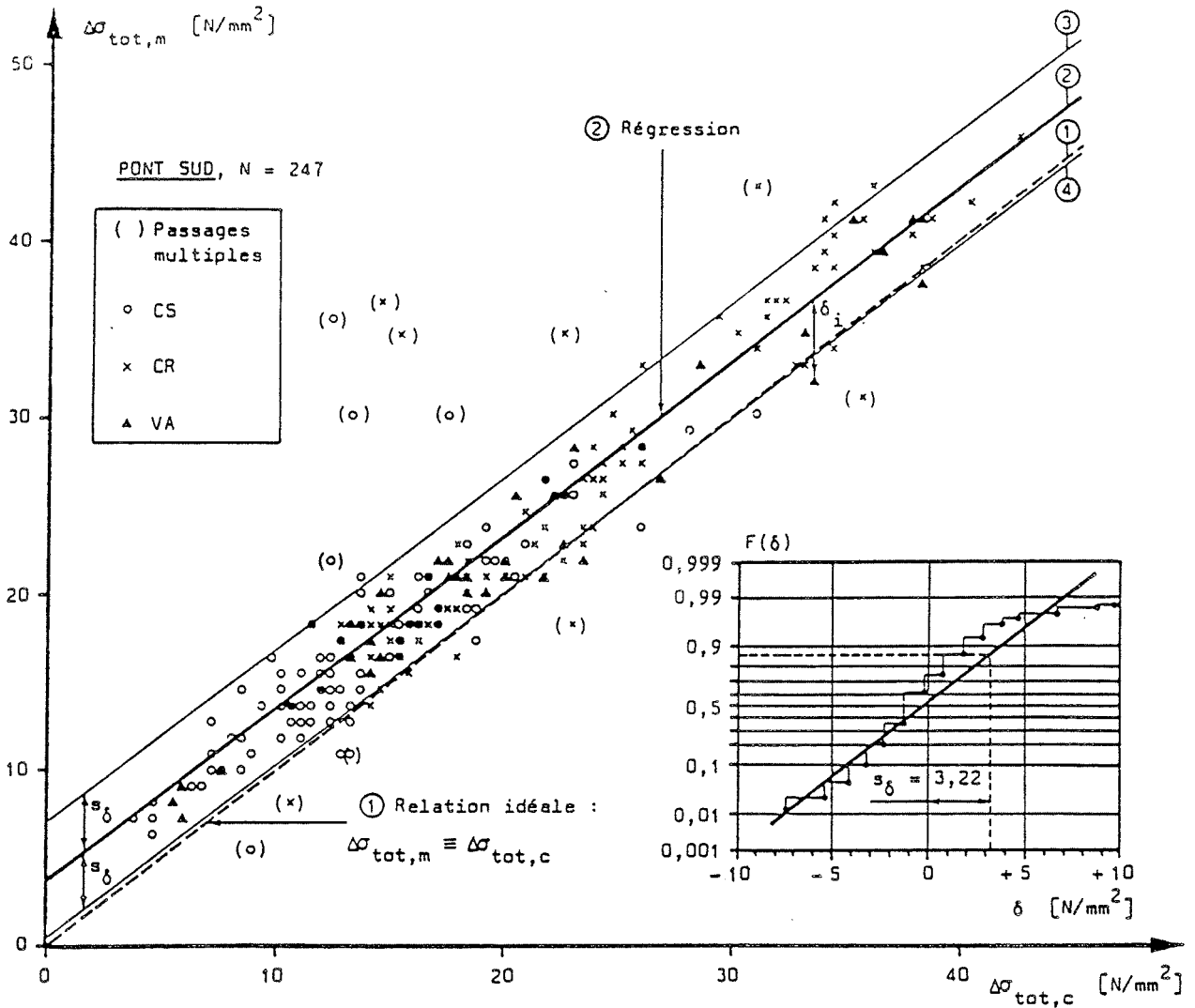


Bild 41: Dynamischer Einfluß bei Verbundbrücke ermittelt aus gerechneten und gemessenen Spannungswerten.

Spurtyp-Nr.		SV (%)
Kriechspur	1	100
Normalspur	2	68
1. Überholspur	3	16
2. Überholspur	4	3,6
PKW-Spur	5	0

Tab. 1: Spurtypen

Spurtyp	Nummer	p	q	$P_p$	$P_q$
Kriechspur	1	0,48	0,52	24,4	8,3
Normalspur	2	0,29	0,71	24,4	7,9
1. Überholsp.	3	0,13	0,87	24,4	6,1
2. Überholsp.	4	0,036	0,964	24,4	4,7
PKW-Spur	5	-	-	-	4

Tab. 2: Verkehrsparameter für verschiedene Spurtypen.

Verkehrsstärke	DTSV [LKWs/Tag]	
	BAB	Bundesstr.
extrem hoch	12.000	6.000
hoch	7.000	1.500
durchschnittlich	4.500	700

Tab. 3: Vorschlag für die Klassifizierung der Verkehrsstärke

## 6. KLIMATISCHE LASTEN

### 6.1 Überblick

Zu den klimatischen Einwirkungen zählen insbesondere

- Schneelasten
- Windlasten
- Wärmewirkungen
- Feuchtigkeitswirkungen.

Hiervon sollen in diesem Bericht nur Schneelasten und Windlasten im Detail betrachtet werden. Bei diesen Einwirkungen wurde dank jahrzehntelanger Beobachtungen eine Datenbasis geschaffen, die statistisch-probabilistische Aussagen ermöglicht. Weltweit wurden die physikalischen Zusammenhänge erforscht und in teilweise recht ausgereiften Modellen beschrieben. Hiervon zeugen besonders die neueren Angaben der betreffenden nationalen Normen sowie die weitgehend akzeptierten ISO-Vorschläge.

Bei den übrigen klimatischen Einwirkungen wurde die Normungsarbeit relativ spät aufgenommen, möglicherweise weil die Bedeutung dieser Einwirkungen für die Bauwerkssicherheit unterschätzt wurde. Von der Datenbasis her dürften wegen der kontinuierlichen meteorologischen Beobachtungen die Voraussetzungen ähnlich günstig sein wie bei den Schnee- und Windlasten. Die physikalische Modellierung ist jedoch umstritten und die stochastische Modellierung steht noch ganz am Anfang. Erste Ansätze für eine Normung der Temperatureinwirkungen sind national in die Neufassung der DIN 1072 (1/1986) eingeflossen; international wurden im CEB Vorschläge erarbeitet; vom ISO/TC 98/SC 3 wurde ein technischer Bericht "Temperature Climatic Actions" (April 1985) erstellt. Eine einfache stochastische Modellierung der Temperatureinwirkungen wurde im Rahmen der CIB W81 vorgelegt; darin wird auch über den Feuchteinfluß berichtet. Trotzdem erscheint der Stand von Wissenschaft und Technik bei diesen Einwirkungen noch zu wenig gefestigt, als daß in diesem Bericht konkrete Empfehlungen gegeben werden könnten.

## 6.2 Schneelasten

### 6.2.1 Allgemeines

Die Belastung von (Dach-)Tragwerken durch Schnee ist in DIN 1055, Teil 5 vom Juni 1975 geregelt. Darin ist die Regelschneelast  $s_0$  eine Funktion der Schneelastzone und der Lage über NN. Grundlage hierfür sind vom Deutschen Wetterdienst gemessene Jahresmaxima der Schneehöhen in fast 2.000 Beobachtungsstationen der Bundesrepublik Deutschland über einen Zeitraum von bis zu 30 Jahren (siehe z. B. Caspar/Krebs, 1974).

Die Umrechnung von Schneehöhen in Schneelasten erfolgt mit einer empirischen ebenfalls vom Deutschen Wetterdienst angegebenen Funktion. Die Schneelasten auf waagrechten Dächern betragen 80 % der für den Boden berechneten Werte. Für vom Flachdach abweichende Dachformen sind Korrekturfaktoren angegeben. Die Regelschneelast ist als 95 %-Fraktile der, als gumbel-verteilt mit einem konstanten Variationskoeffizienten von  $V = 0.45$  angenommenen, Jahresmaxima definiert. Im Lichte neuerer wissenschaftlicher Untersuchungen erscheinen die Festlegungen von DIN 1055, Bl. 5, 1975, in verschiedener Hinsicht verbesserungsfähig.

### 6.2.2 Einführende physikalisch-stochastische Bemerkungen

Schneelasten auf Dächern sind das Resultat komplexer, interaktiver Akkumulations- und Abtragungsvorgänge. Die Schneelast auf Dächern hängt in erster Linie von in Form von Schnee fallendem Niederschlag ab, darüberhinaus aber vom lokalen Temperatur-, Feuchtigkeits- und Windklima sowie der Geometrie des Daches. Für die Ablagerung ist insbesondere die Windgeschwindigkeit in Höhe des Daches im Vergleich zu derjenigen am Boden bedeutsam. Bei fülligem Windgeschwindigkeitsprofil können die Schneeablagerungen auf dem Dach weniger als 50 % der entsprechenden am Boden betragen - ganz abgesehen von Unterschieden in der räumlichen Verteilung der Ablagerungen. Unter entsprechenden Bedingungen kann auch in die



Schneedecke fallender Regen wesentlich zur Schneelast beitragen. Reifbildungen sind im allgemeinen von untergeordneter Bedeutung. Schnee und ganz besonders frisch gefallener Schnee kann unter der Einwirkung des Windes räumlich umverteilt und in extremen Fällen völlig weggeblasen werden. Die Schneedecke wird nicht nur durch Schmelzen abgetragen, sondern über längere Zeiträume hinweg auch maßgeblich durch Verdunstungsvorgänge. Die jeweiligen Abtragungsprozesse hängen vom lokalem Klima, der Orientierung des Daches in Bezug auf Sonneneinstrahlung und den thermischen Eigenschaften des Daches ab. Für Schmelzen ist notwendig, daß der Wärmezufuß für die (lokale) Aufheizung auf die Schmelztemperatur ausreicht. Es tritt daher bei gegebenen äußeren Klima und Wärmedurchsatz durch das Dach bei dünnen Schneedecken eher als bei dicken Schneedecken auf.

Bild 6.1 zeigt einen typischen, von der Wetterstation Hof-Hohensaas gemessenen Zeitverlauf. Die beobachteten Zeitverläufe in verschiedenen Jahren zeigen unregelmäßigen und im einzelnen nicht vorhersagbaren Charakter. Ähnliche jedoch nicht notwendig affine Zeitverläufe müssen für die Schneelasten auf benachbarten Dächern erwartet werden.

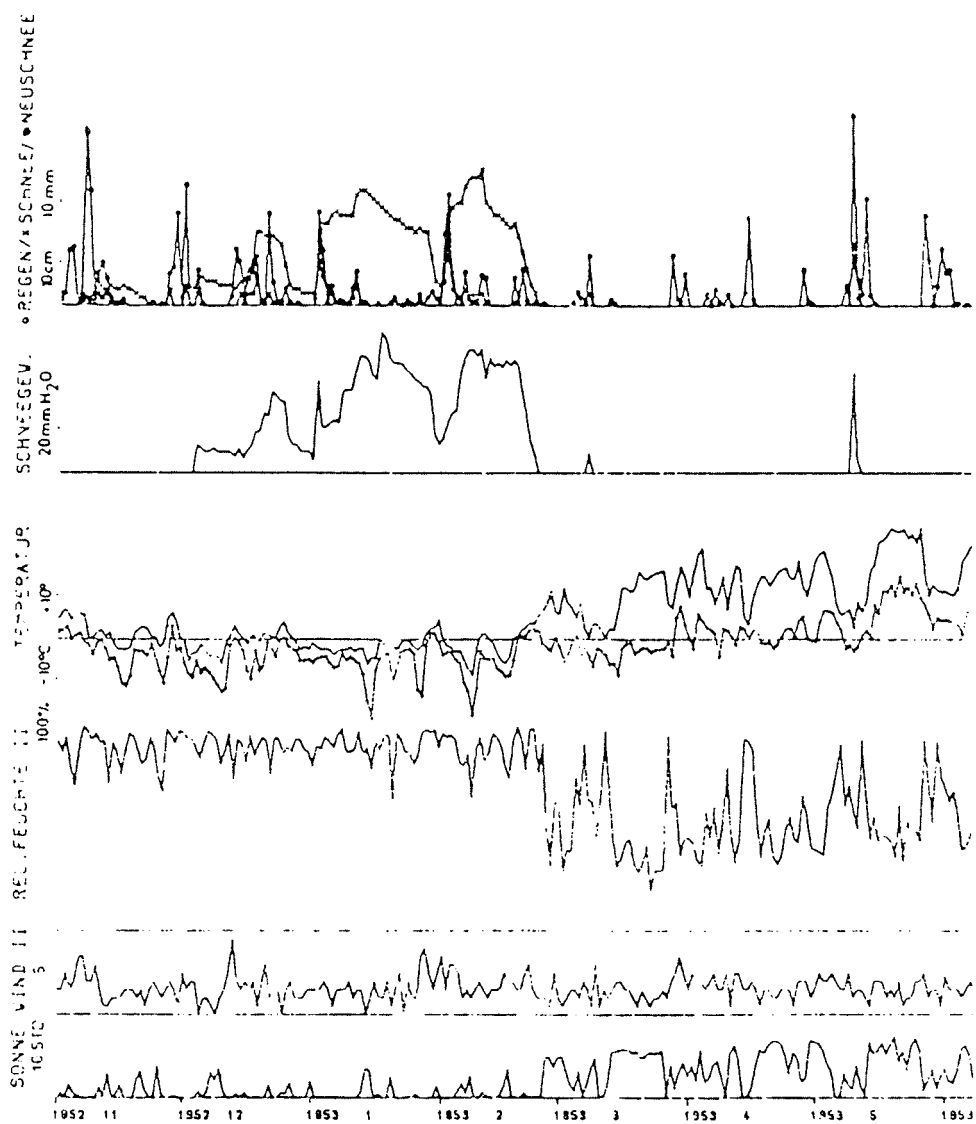


Bild 6.1 Wetterbeobachtungen Hof-Hohensaas 1952/53

Eine angemessene Beschreibung der Schneelasten als stochastischer Prozess erhält man z.B. durch (Isyomov, 1971 und Isyomov/Davenport, 1974):

$$S(t) = \sum_{i=1}^{N(t)} \Delta R_i - \int_0^t \Delta r(\tau) d\tau \quad (1)$$

Darin ist  $\Delta R_i$  der Zuwachs der Last beim  $i$ -ten Niederschlag.  $N(t)$  ist der Punktprozess der Schneefälle.  $\Delta r(\tau)$  ist der Abtragungsprozess. Ein dritter Term muß hinzugefügt werden, wenn maßgebliche räumliche Umverteilungen durch Schneedrift möglich sind. Obwohl die physikalischen Gesetzmäßigkeiten für den Aufbau und den Abbau einer gegebenen Schneedecke hinreichend gut bekannt sind (vergl. Geiger, R., 1965), ist es bisher nur unvollkommen gelungen, den Schneelastprozess als Funktion der relevanten meteorologischen und dachspezifischen Parameter anzugeben. Für die vorliegenden Zwecke ist ein rein physikalisch begründetes Vorgehen auch deswegen unzureichend, da es die Kenntnis einer großen Anzahl von Parametern erfordern würde, die im allgemeinen in der Entwurfspraxis unbekannt sind. Stattdessen soll ein weitergehend empirischer Ansatz verfolgt werden, der bei Vorliegen konkreter Informationen gegebenenfalls verbessert werden kann.

Ein vereinfachtes stochastisches Modell geht davon aus, daß Schneelasten durch einen markierten (stationären) Erneuerungsprozess mit gegebener Erneuerungsrate, gegebener Impulsform und zufälligen, die Höhe und die Dauer der Impulse bestimmenden, Parametern erfaßt werden kann. Die Schneelastimpulse können näherungsweise durch dreieckförmige (oder in gröberer Näherung auch durch Rechteckimpulse gleicher Spitzenamplitude und Dauer) Impulse modelliert werden. Die der Annahme eines markierten Erneuerungsprozesses zugrundeliegende Voraussetzung der Unabhängigkeit der Erneuerungen (Schneefälle) sowie der Parameter der Impulse sind, wie statistische Untersuchungen z. B. in Isyomov/Davenport, 1974, zeigen, näherungsweise gegeben.

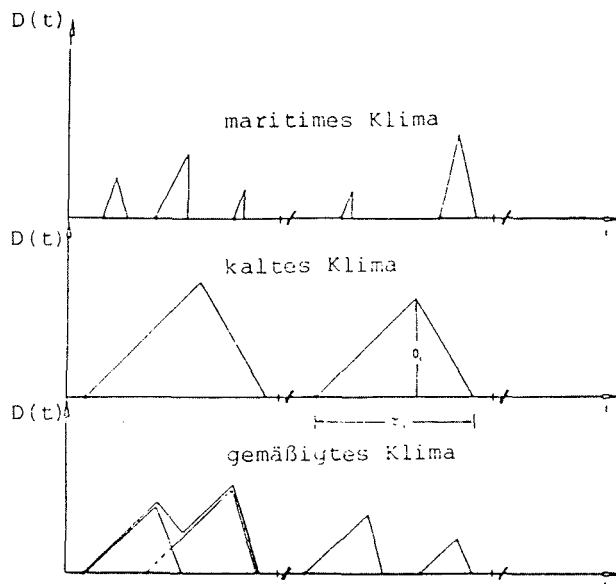


Bild 6.2 Idealisierter Schneelastprozess

Man unterscheidet drei Typen (Vergl. Bild 6.2). In warmen (maritimen) Klimata besteht der Schneelastprozess aus zeitlich deutlich getrennten Impulsen, die die einzelnen Schneefälle mit nachfolgendem Tauvorgang charakterisieren. In kalten (kontinentalen bzw. alpinen) Klimata kann man davon ausgehen, daß die Schneedecke bis in den Hochwinter hinein ständig zunimmt und dann schmilzt. Zwischen diesen extremen Fällen liegen Klimata, bei denen sich Anhäufungs- und Abtragungsvorgänge überlappen können. In der Bundesrepublik Deutschland liegen im wesentlichen maritime Klimata in vorstehend definiertem Sinne vor. Für Hochgebirgsregionen gilt in guter Näherung der Ansatz für kontinentale Klimata. Für maritime Klimata ist die Erneuerungsrate zum Teil wesentlich höher als für kontinentale Klimata und stimmt mit der Rate der Schneefälle überein. Andererseits sind die Maximalwerte der Schneelasten bei kontinentalen Klimata zum Teil um eine Größenordnung höher. Die Erneuerungsrate ist nahe Eins.

Insbesondere für kalte Klimata wurden verschiedentlich andere stochastische Modelle vorgeschlagen (siehe z. B. Banon, 1978 und Kuznetsov, 1985).

### 6.2.3 Stochastisches Modell

Auch wenn in den meisten Schneelastvorschriften die Schneelast auf Dächern bisher als (lineare) Funktion der Schneelasten auf dem Boden angesetzt wird, zeigen Feldbeobachtungen, daß die lokalen Faktoren, d.h. das lokale Windklima in Bezug auf die Schneeablagerungen und -verfrachtungen und das lokale Temperatur- bzw. Feuchtigkeitsklima (Dachisolierung, Dachorientierung, Dachgeometrie) den unterstellten straffen Zusammenhang spürbar stören können.

Eine wesentliche Verbesserung der Voraussage der Schneelast auf Dächern gelingt, wenn neben den für den Boden geltenden Schneelastdaten eine Klassifizierung des Dachtragwerkes bezüglich des lokalen äußeren Klimas und der dachspezifischen Wärmeangebots- bzw. Wärmedurchgangsverhältnisse möglich ist. Dann ist der folgende in der nordamerikanischen Normung bereits eingesetzte Ansatz zweckmäßig (O'Rourke/Redfield/v. Bradsky, 1982 und O'Rourke/Stiefel, 1983):

$$S = K C \Gamma D \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (2)$$

Darin ist  $K$  ein dimensionsloser, deterministischer Formkoeffizient (vergl. ISO 4355).  $C = 0,47 E T \epsilon_C$  ist ein Faktor zur Übertragung der auf dem Boden gemessenen Schneelasten auf die auf dem Dach wahrscheinlichen Schneelasten in Abhängigkeit von einem Faktor  $E$ , der das lokale äußere Klima erfaßt, und einem anderen Faktor  $T$ , der die thermischen Eigenschaften des Daches beschreibt.  $\epsilon_C$  erfaßt die Unsicherheit in dieser Beziehung. Es ist weiter  $\Gamma$  die Schneedichte in  $[\text{N/m}^3]$  und  $D$  die Schneehöhe bei mittlerem lokalem Klima in  $[\text{m}]$ . Der Faktor 0.47 wurde in der genannten Literatur durch Feldbeobachtungen ermittelt.

Die Schneedichte schwankt zwischen  $1000 \text{ N/m}^3$  für frisch gefallenen Schnee und mehr als  $4000 \text{ N/m}^3$  für Altschnee, verblasenen Schnee oder Schnee, der mehreren Schneeanhäufungs- und Schmelzperioden

ausgesetzt war. Die Schneedichte zeigt sich gut korreliert mit dem Logarithmus der Schneehöhe mit Tendenz zu kleineren Residualstreuungen bei größeren Schneehöhen. Theoretisch kann dies auch erwartet werden, wenn man ähnlich der Barometerformel annimmt, daß sich Schnee unter dem eigenen Gewicht verdichtet. In guter Annäherung gilt für den Zusammenhang für Schneedichte und Schneehöhe die Beziehung

$$\Gamma(D) = a D^b \varepsilon_{\Gamma} \quad (3)$$

mit  $a = 2400$ ,  $b = 0,2$  und  $\varepsilon_{\Gamma}$  einem log-normal verteilten Voraussagefehler mit Median 1 und logarithmischer Standardabweichung  $D[\ln \varepsilon_{\Gamma}] \approx 0,2$ . Spürbar bessere Voraussagen des Produktes  $\Gamma D$  werden erhalten, wenn die Wasseräquivalente (Wasserwerte)  $W = \Gamma D$  direkt gemessen werden. Neuere Datenerhebungen sollten grundsätzlich von den Wasserwerten ausgehen und dabei aber auch den Klimafaktor  $E$  berücksichtigen.

Verteilungstyp und Verteilungsparameter der Schneehöhe oder der Wasseräquivalente sollten im allgemeinen aus lokalen Beobachtungsdaten bestimmt werden. Für die Bundesrepublik liegen umfangreiche Datenerhebungen durch Caspar/Krebs, 1974 und Gränzer/Riemann, 1980 mit statistischen Auswertungen in Luy/Rackwitz, 1978 und Gränzer, 1983 vor. Werden lokale Daten verwendet, so ist es im Hinblick auf die anderen Unsicherheiten im allgemeinen zulässig, statistische Unsicherheiten selbst bei relativ kurzen Meßreihen zu vernachlässigen.

Die Frage des Verteilungstypes wurde in Luy/Rackwitz, 1978 eingehend untersucht. Hierbei wurde in Übereinstimmung mit der meteorologischen Literatur angenommen, daß einzelene Niederschläge exponential- bzw. gamma-verteilt sind. Für maritime Klimata sollte das Jahresmaximum dann einer Extremwertverteilung (Gumbelverteilung), bzw. bei an sich seltenen Schneefällen, eben der  $\Gamma$ -Verteilung der Niederschläge, folgen. In kontinentalen Klimata sollte das Jahresmaximum ebenfalls der  $\Gamma$ -Verteilung (Summen  $\Gamma$ -verteilter Variabler bleiben  $\Gamma$ -verteilt) oder sogar der Normalverteilung (zentraler Grenzwertsatz), folgen. Bild 6.3

zeigt für die Beobachtungen in Caspar/Krebs, 1974, die relative Anzahl derjenigen Stationen für die eine bestimmte Verteilungsannahme jeweils am besten paßte, aufgetragen über der jeweiliger Höhe über NN. In der Tat erweist sich die  $\Gamma$ -Verteilung als die die Beobachtungen am häufigsten am besten erfassende Verteilung. Die Normalverteilung und die Gumbel-Verteilung sind weniger geeignet.

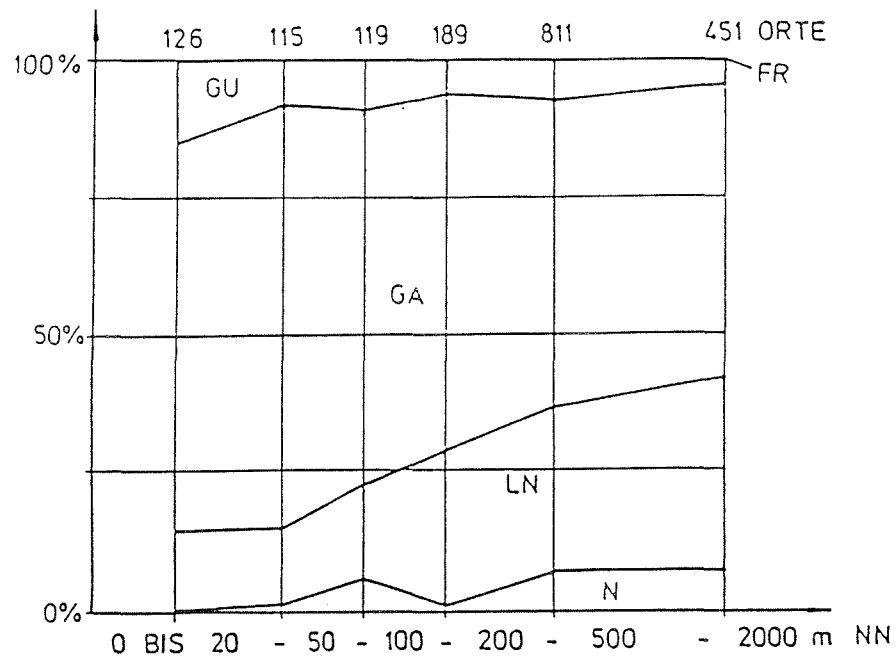


Bild 6.3 Relative Häufigkeit der am besten die Beobachtungen erfassenden Verteilungsfunktionen

Aber auch die log-normale Verteilung, die der  $\Gamma$ -Verteilung zwar ähnlich ist, aber sich aus dem physikalisch-stochastischen Ansatz nicht ohne weiteres begründen läßt, erfaßt die Beobachtungen gut. In rund einem Drittel der Fälle eignet sie sich sogar am besten. Da sich die weiteren Überlegungen bei Annahme von Log-Normalverteilungen sehr einfach gestalten, wird für die Schneehöhe oder die Wasseräquivalente die Log-Normalverteilung vorgeschlagen. Zu dem gleichen Ergebnis kommen O'Rourke/Stiefel, 1982 und Ellingwood/Redfield, 1983. Die Annahme der Log-Normalverteilung gilt nach O'Rourke/Redfield/v. Bradsky, 1982, auch für die Größen  $\epsilon_C$  und  $\epsilon_T$ . Aber selbst wenn die Verteilungen der einzelnen Faktoren in Gl. (2)

unbekannt oder nur schlecht bekannt wären, gilt für S in Gl.(2) eine Log-Normalverteilung in sehr guter Näherung (Zentraler Grenzwertsatz für Produkte).

Da die jährlichen Maxima eine Funktion des Niederschlages und des Temperaturklimas sind und damit auch eine Funktion des geographischen Ortes und der Höhe über NN, liegt es nahe die Jahresmaxima als Funktion des geographischen Ortes und der Höhe anzugeben. Vorgeschlagen wurde z.B.:

$$m_D \approx A \exp [BH] \quad (4)$$

bzw.

$$v_D \approx \frac{\bar{C}}{\sqrt{m_D}} \quad (5)$$

Darin ist H die Höhe über NN und A, B und  $\bar{C}$  klima-abhängige Konstanten. Es ist  $A \approx 0,1$  für maritimes Klima und  $A \approx 0,15$  für Inlandsklima. Ferner ist näherungsweise  $B \approx 0,002$  und  $\bar{C} \approx 0,3$ . In Formel (5) schlägt sich die aufgrund der obigen Modellannahmen vermutete und durch Beobachtungen verifizierte Aussage nieder, daß die relativen Streuungen der Schneehöhe etwa mit der Wurzel der Anzahl der Niederschläge fallen.

Zu gleichen Zeiten beobachtete Schneehöhen zeigen selbst über größere geographische Räume hinweg relativ hohe Korrelation. Das berechtigt unter Beachtung obiger Höhenformel geographisch zu interpolieren.

Die Vorschriften vieler Länder, so auch DIN 1055, Bl. 5, 1975, enthalten eine Höhenabhängigkeit der "Grundsneelast" ähnlich Gl.(4). DIN 1055 nimmt darüberhinaus noch eine Klimazoneneinteilung für die BRD vor. Die Zoneneinteilung erscheint im Lichte neuerer Auswertungen (Luy/Rackwitz, 1978 und Gränzer, 1983) überarbeitungsbedürftig. Im Hinblick auf die im Modell Gl. (2) eingehenden anderen Faktoren erscheint eine Reduktion der Zahl der Zonen auf zwei gerechtfertigt.



Die Faktoren E und T können bis zum Vorliegen eigener, deutscher Beobachtungen von O'Rourke/Stiefel, 1983 wie folgt übernommen werden:

$$E = \begin{cases} - 1.32 \text{ geschützte Dächer (in Wäldern oder Innenstädten)} \\ - 1.00 \text{ mittlere Verhältnisse} \\ - 0,95 \text{ dem Wind ausgesetzte Dächer in größerer Höhe über} \\ \text{Grund oder in Gelände mit fülligem Windgeschwindig-} \\ \text{keitsprofil.} \end{cases}$$

$$T = \begin{cases} - 1.22 \text{ ungeheizte oder sehr gut isolierte Dächer} \\ - 1.00 \text{ geheizte Dächer} \end{cases}$$

Die Unsicherheiten, die nach einer solchen Klassifizierungen von Bodenschneelasten auf Dachschneelasten verbleiben, wurden von den genannten Autoren aufgrund umfangreicher Feldbeobachtungen abgeschätzt und sind in der Variablen  $\varepsilon_C$  erfaßt. Diese lognormalverteilte Variable hat den Median 1 und die logarithmische Standardabweichung  $D [\ln \varepsilon_C] \approx 0,42$ .

#### 6.2.4 Extrema der Dachschneelasten

Unter Vernachlässigung statistischer Unsicherheiten kann die Dachschneelast als log-normal verteilt angenommen werden

$$F_{T=1}(s) = (1-p) + p \phi \left( \frac{\ln s - \tilde{m}_s}{\sigma_s} \right) \quad (6)$$

mit dem logarithmischen Mittelwert

$$\begin{aligned} \tilde{m}_s &= E [\ln S] = \ln K + E [\ln C] + E [\ln \Gamma] + E [\ln D] \\ &= \ln K - 0.755 + \ln E + \ln T + \ln a + (b + 1) E [\ln D] \end{aligned} \quad (7)$$

und der logarithmischer Varianz

$$\delta_s^2 = \text{Var} [\ln S] = \text{Var} [\ln \varepsilon_C] + \text{Var} [\ln \varepsilon_T] + (b + 1)^2 \text{Var} [\ln D] \quad (8)$$

Dabei ist  $p$  die Wahrscheinlichkeit in einem gegebenen Jahr überhaupt Schnee auf Dächern zu beobachten. In der BRD kann diese Wahrscheinlichkeit zu 1 angenommen werden. In manchen Mittelmeerlandern kann diese Wahrscheinlichkeit aber auf weniger als 0,1 absinken. Bei manchen Anwendungen kann eine Stützung der Verteilung, z. B. bei dem Wert  $C = 1$ , erforderlich werden.

Die Verteilungsfunktion der größten Dachschneelast in  $T$  Jahren ist

$$F_t(s) = [1 - p (1 - \phi(\frac{\ln s - \tilde{m}_s}{\delta_s}))]^t \quad (9)$$

Aus praktischen Gründen sollte Gl. (9) ersetzt werden durch:

$$F_T(s) \approx \exp[-t \{(1 - (1 - p) - p \phi(\frac{\ln s - \tilde{m}_s}{\delta_s}))\}]; s \geq 0 \quad (10)$$

Diese Gleichung unterstellt einen Poisson-Prozess der jährlichen Maxima. Die Verteilung der individuellen Maxima ist dann

$$F_S(s) = 1 + \frac{1}{\lambda} \ln \left( (1 - p) - p \phi\left(\frac{\ln s - \tilde{m}_s}{\delta_s}\right) \right) \geq 0 \quad (11)$$

worin  $\lambda = -\ln(1 - p)$  ist. Eine grobe Abschätzung für diese Rate und die mittlere Dauer der Lastimpulse ist nachstehend angegeben.

	$\lambda$	$E[\tau]$
kaltes Klima	1.0	0.2 %/ 0.5
maritimes Klima	2 %/ 10	0.01 %/ 0.04

Diese Information kann für Untersuchungen des Zusammenwirkens von Schneelasten mit anderen Lasten nach einem der gängigen Lastkombinationskonzepte nützlich sein.

Richtwerte der Schneelasten können durch Inversion der Gleichung (9) oder (10) erhalten werden, d. h. z.B.:

$$s_q = \exp \left[ \tilde{m}_s + \delta_s \phi^{-1} \left[ 1 - \frac{1-q}{p} \right]^{1/t} \right] \quad (12)$$

Darin ist  $q$  die Überschreitungswahrscheinlichkeit für eine Referenzperiode der Dauer  $t$ .

#### 6.2.5 Anmerkungen für die Normung

Mit Bezug auf die neuere Literatur zum Problem der Schneelasten und einschlägigen Zuverlässigkeitsuntersuchungen erscheint es sinnvoll DIN 1055, Bl. 5 in folgenden Punkten zu ändern:

- Grundlage verbesserte Schneelastangaben ist Gleichung 2 mit den dort angegebenen Faktoren zur Klassifizierung des Lokalklimas und der thermischen Verhältnisse der Dächer.
- Die Informationen über die Schneehöhe können aufgrund der anderen Unsicherheiten vereinfacht werden. Eine Einteilung der BRD in 2 Schneelastzonen zusammen mit einer Höhenformel für den Mittelwert des maximalen Wasserwertes pro Jahr und seinen Variationskoeffizienten dürfte genügen.
- Für komplizierte Dachformen besteht nach wie vor erhebliche Unsicherheit über die räumliche Verteilung der Schneelast auf dem Dach. Für eine neue DIN 1055, Bl. 5 sollten die in der Literatur vorhandenen experimentellen Ergebnisse und Feldbeobachtungen berücksichtigt werden, wenigstens aber die Angaben hierzu in ISO 4355 (1981).
- Bei Zugrundelegung der Daten in Gränzer, 1983, für die Schneehöhe ergeben sich für die ungünstigsten Fälle bzgl. des Klimafaktors und des thermischen Faktors mit DIN 1055, Bl.5

(1975) vergleichbare Schneelasten ( $q = 0.95$ ,  $t = 1$  Jahr). Gegenüber den DIN 1055, Bl.5 zugrundegelegten Daten ergeben sich zum Teil höhere Lasten. Die Berücksichtigung der günstigeren Klimafaktoren und thermischen Faktoren dürfte aber im gegebenen Fall immer zu günstigeren Schneelasten führen. Die Bemessungswerte nach Abschnitt 2.3 und entsprechend die zugehörigen charakteristischen Werte fallen generell höher (50% und mehr) aus. Eine pauschale Beurteilung des Schneelastmodells nach dem Schema von Abschnitt 2.3 erscheint unzweckmäßig, da der Variationskoeffizient der Schneelasten in den verschiedenen Gebieten zu unterschiedlich ist. Eine bessere Bewertung muß das Verhältnis von Schneelast zu Eigengewicht der Dachkonstruktion einbeziehen. Zusätzliche Untersuchungen sind erforderlich.

- Die derzeitige Anweisung für kombinierte Schnee- und Windlasten in DIN 1055, Bl. 5 (1975) bedarf der Überarbeitung. Sie erscheint allenfalls für Hochgebirgslagen realistisch. Hierzu sind noch Untersuchungen erforderlich ebenso wie für die Bestimmung der Koeffizienten in den "Höhenformeln" bzw. in der Schneedichteformel.
  
- Das vorgeschlagene Schneelastmodell verbessert das der ISO 4355 zugrundeliegende Modell. Abschnitt 5.3 in ISO 4355 ist ersetzt durch Gl. (2). Das zur Festlegung der charakteristischen Schneelast in ISO 4355 verwendete Konzept der Wiederkehrperioden ist überholt. Im übrigen beruht ISO 4355 im wesentlichen auf den gleichen Grundlagen, nämlich der "Basic Note on Snow Loads" des JCSS, wie DIN 1055,5. Es gelten die sinngemäßen Anmerkungen.

## **6.3 Windlasten**

### **6.3.1 Allgemeines**

Die Windeinwirkung auf Bauwerke hinsichtlich der Belastung kann in drei Hauptgruppen eingeteilt werden:

1. Böenlasten, die im wesentlichen in Windrichtung wirken und der extremen Windsituation zugeordnet werden (Maximalwind)
2. Windlasten quer zur Windrichtung, die sowohl statisch (Auftrieb), als auch dynamisch (Wirbelresonanzschwingungen, Galloping) wirken können.
3. Instabilitätsfall. Hierunter fällt das Flatterphänomen und als Sonderfall das Galloping. Da es sich hauptsächlich um Schwingungen quer zur Windrichtung handelt, kann der Instabilitätsfall auch als Untergruppe des Punktes 2. angesehen werden.

### **6.3.2 Berechnungsmodelle zur Böenlast**

Die Böenlast ist ihrem Charakter nach eine unregelmäßig wirkende Last (stochastisch). Sie läßt sich daher nur mit einem stochastischen Lastkonzept Wirklichkeitstreu beschreiben.

Frühere Ansätze mit deterministischen Rechenmodellen, die teilweise noch in gültigen Normen verankert sind, können als veraltet angesehen werden. Allerdings ist der Erfahrungsschatz mit diesen Rechenmodellen verwendbar.

Stochastische Windlastkonzepte in verschiedenen Varianten fußend auf den Vorschlägen von Davenport sind in den letzten Jahren entwickelt und erfolgreich angewendet worden. Auf eine vertiefte Wiedergabe der Grundlagen kann hier verzichtet werden, da diese in der Literatur hinreichend dargelegt sind [1-8]. Ein kurzer Überblick über das zugrundeliegende Windmodell findet sich im Kapitelanhang A.6.1; eine Zusammenfassung der Berechnungsformeln und der vereinfachten Verfahren ist in Anhang A.6.2 wiedergegeben.

Für das stochastische Windlastkonzept dient als Basis für die Eingangsgröße "Windgeschwindigkeit" das 10-min-Mittel oder das Stundenmittel der Windgeschwindigkeit. In vielen bestehenden Vorschriften ist jedoch als Basis für die Windgeschwindigkeit das Böenmaximum angegeben. Eine Umrechnung auf dieses Böenmaximum kann nur formal aus dem Ergebnis der stochastischen Windlastrechnung erfolgen (siehe A.6.3).

Generell ist das stochastische Windlastkonzept für alle Bauwerke anwendbar. Es zeigt sich jedoch, daß in vielen Fällen die dynamische Überhöhung infolge des Schwingverhaltens des Bauwerks sehr klein ist. Das gilt für Strukturen mit hoher Eigenfrequenz und/oder hoher Dämpfung. Um den Rechenaufwand für den praktizierenden Ingenieur möglichst klein zu halten, wird häufig für solche Bauwerke ein vereinfachtes Rechenverfahren angegeben, das den dynamischen Anteil vernachlässigt. Das bedeutet aber, daß die Bauwerke vorher in

- a) nicht schwingungsanfällig
- b) schwingungsanfällig

eingeteilt und dafür Kriterien angegeben werden müssen (siehe A.6.4).

Für nicht schwingungsanfällige Bauwerke entfällt der Resonanzanteil  $R$  in der Formel (A2.16), und für kleine Bauwerke wird die aerodynamische Übertragungsfunktion  $\chi_a \approx 1$ . Das Integral über

$$\int_0^{\infty} \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)^2} d(\ln f) \approx 1$$

wird dann definitionsgemäß gleich 1. Somit ergibt sich für kleine und steife Bauwerke:

$$y_{max} = \bar{y} (1 + 2g I_v) \quad (1)$$

Für steife aber größere Bauwerke ist  $\chi_a < 1$ , und man erhält

$$y_{max} = \bar{y} (1 + 2g I_v \sqrt{B'}) \quad *) \quad (2)$$

$$y_{max} = \bar{y} (1 + 2g I_v B') \quad (3)$$

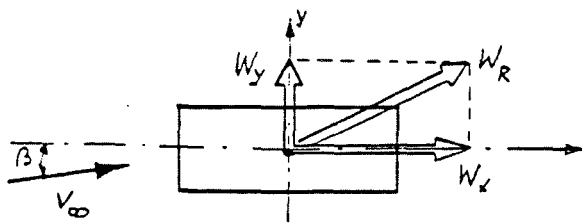
Im Anhang A4 sind verschiedene Normungsvorschläge für nicht schwingungswillige Bauwerke gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß -abgesehen von den Windgeschwindigkeitsannahmen, die regional verschieden sind- die Vorgehensweisen für nicht schwingungswillige Bauwerke in ihrer Auswirkung auf die Lastannahmen vergleichbar sind. Der grundsätzliche Unterschied liegt darin, daß einmal das 10-min-Mittel der Windgeschwindigkeit als Basis dient und ein Böereaktionsfaktor eingeführt ist und zum anderen das Böenmaximum als Bezugsgeschwindigkeit definiert ist und dafür kein Böereaktionsfaktor angegeben werden muß. In einigen Vorschriften wird ein Reduktionsfaktor für größere Bauwerke angegeben (Größenfaktor), der eine Reduktion der Last bis zu 20 % ergibt. In anderen Vorschriften wird dieser Wert zu 1 gesetzt.

---

\* In den Vorschlägen zur ISO-Norm wird mit B der Wurzelausdruck bezeichnet. Er soll hier mit B' (=  $\sqrt{B}$ ) bezeichnet werden (s. Bild A5.1).

### 6.3.3 Berechnungsmodelle für Windlasten quer zur Windrichtung

Hier ist zwischen einer statischen und dynamischen Einwirkung zu unterscheiden. Den statischen Fall betrifft ein Profil mit aerodynamischem Auftrieb. Auftrieb und Widerstand werden bei Bauwerken üblicherweise auf ein körperfestes Koordinatensystem bezogen (siehe Skizze) und durch Beiwerte, die auf



den Staudruck der ungestörten Anströmung  $v_\infty$  und die Bezugsfläche  $A$  bezogen sind, angegeben:

$$w_x = c_{f_x} q A \quad (4)$$

$$w_y = c_{f_y} q A$$

Darin bedeuten:

$c_{f_x}$  = Kraftbeiwert in x-Richtung

$c_{f_y}$  = Kraftbeiwert in y-Richtung

$q = \frac{\rho}{2} v_\infty^2$  = Staudruck

$\rho$  = Luftdichte

$v_\infty$  = ungestörte Windgeschwindigkeit

$A$  = Bezugsfläche

Bei der Angabe von Kraftbeiwerten ist es unbedingt erforderlich, die Bezugsfläche anzugeben. In der Regel wird hierfür die dem Wind zugekehrte Stirnfläche gewählt.

Bei bestimmten Profilen (z.B. Platte, flache Brückenprofile, Stahlprofile) können bei kleinen Windrichtungsänderungen große Kräfte quer zur Windrichtung auftreten.



Der dynamische Lastfall quer zur Windrichtung wird von dem Phänomen "Wirbelresonanzschwingung" beherrscht. Zur Erläuterung der physikalischen Hintergründe wird auf die Literatur verwiesen [6, 14, 15, 16].

Zur rechnerischen Behandlung der Wirbelresonanz haben sich zwei Rechenmodelle in der Praxis bewährt:

1. Das deterministische Modell zur Beschreibung der Schwingungen im lock-in-Bereich (große Amplituden, harmonische Schwingung)
2. Das stochastische Modell zur Beschreibung der Schwingungen unterhalb des lock-in-Bereichs (kleine Amplituden, stochastische Schwingung)

Eine Kombination beider Modelle ist neuerdings von Ruscheweyh (ausgehend vom deterministischen Modell, siehe A.6.6 und 6.7 von Vickery (ausgehend vom stochastischen Modell, siehe A.6.7) erarbeitet und für praktische Anwendungen aufbereitet worden.

Die aerodynamische Erregerkraft hängt von zahlreichen Einflußfaktoren ab:

Erregerkraft = f (Reynoldszahl, Schwingungsamplitude, Schwingungsform, Turbulenz, Oberflächenrauigkeit, Geschwindigkeitsverteilung der Anströmung, Längen-Durchmesser Verhältnis des Profils, Interferenzeffekte)

Den bedeutendsten Einfluß haben die beiden ersten Parameter, wobei die Schwingamplitude den so wichtigen aeroelastischen Rückkopplungseffekt (lock-in) ausgelöst.

Es gibt zwei Möglichkeiten, die Erregerkraft zu beschreiben:

1. Die Erregerkraft ist proportional zum Windstaudruck q

$$\tilde{F}(t) = \tilde{c}_y q A \sin(\omega t + \phi) \quad (5)$$

worin bedeuten

$\tilde{c}_y$  = aerodynamischer Erregerkraftbeiwert, der außer von den oben genannten Parametern vom Ort abhängt.

$\omega = 2\pi f$  = Wirbelablösefrequenz

t = Zeit

$\vartheta$  = Phasenverschiebung gegenüber der Schwingung y.

Im Resonanzfalle ist  $f = f_e$  (Eigenfrequenz der Struktur) und  $\vartheta = \frac{\pi}{2}$ . Dann aber ist die Erregerkraft in Phase mit der Schwinggeschwindigkeit  $\dot{y}$ .

Das führt zu dem Ansatz:

2. Die Erregerkraft ist proportional zur Schwinggeschwindigkeit

$$F(t) = c_a \dot{y} \quad (6)$$

worin bedeuten

$$c_a = k_a \cdot f \cdot d^2 f_e = \text{aerodynamischer Dämpfungsterm} \quad (7)$$

$$\dot{y} = \frac{dy}{dt} = \text{Schwinggeschwindigkeit} \quad (8)$$

Der aerodynamische Beiwert  $c_a$  bzw.  $k_a$  erhält somit den Charakter einer Dämpfung und wird daher auch aerodynamische Dämpfung genannt.

Beide Beiwerte,  $c_s$  und  $c_a$ , sind jedoch nicht konstant über der Schwingamplitude. Es muß in jedem Falle durch ein Experiment der Verlauf

$$\begin{aligned} c_s &= f(y/d) \\ c_y &= f(y/d) \end{aligned} \quad (9)$$

ermittelt werden. Keiner der beiden Ansätze hat daher aus diesem Gesichtspunkt heraus einen Vorteil gegenüber dem anderen.

In beiden Rechenansätzen erscheint in der Lösung die

$$\text{Scrutonzahl } Sc = \frac{2 M \delta_s}{\rho d^2} \quad (10)$$

als Ähnlichkeitsgröße.

Es bedeuten:

$M$  = äquivalente Masse pro Länge

$\delta_s$  = logarithmisches Dekrement der Strukturdämpfung

$\rho$  = Luftdichte

$d$  = Querschnittsabmessung (z.B. Durchmesser)

Die Schwingamplitude ist umgekehrt proportional zu  $Sc$ . Die Scrutonzahl wird daher manchmal als Grenzwert benutzt, um anzuzeigen, ob bei einem Bauwerk Wirbelresonanzschwingungen relevant sind oder nicht.

Mit Hilfe der in A.6.6 und 7 abgeleiteten Berechnungsformeln wird die Schwingamplitude ermittelt. Daraus ergibt sich unter Kenntnis der Schwingungsform die Trägheitskraftbelastung  $w$  pro Länge:

$$w = m(x) \cdot \ddot{y} \quad (11)$$

mit

$m(x)$  = Masse pro Länge

$$\ddot{y} = \frac{d^2 y}{dt^2} = \omega^2 y = \text{Schwingbeschleunigung} \quad (12)$$

aus der die tatsächlich auftretende Beanspruchung ermittelt wird. Es entfällt das bisher gängige Verfahren der statischen Ersatzlast, was in bestimmten Fällen zwangsweise zu völlig falschen Ergebnissen führt.

### 6.3.4 Instabilitäten

Zwei Instabilitätsfälle sind für die Baupraxis von Bedeutung:

- a) Galloping
- b) Flattern
- c) Interferenzgalloping

In allen Fällen ist beim Überschreiten des Stabilitätspunktes mit sehr großen Schwingamplituden zu rechnen. Das Berechnungsziel liegt hier bei der Ermittlung des kritischen Punktes (  $\rightarrow$  Einsetzgeschwindigkeit, kritische Flattergeschwindigkeit). Die Ermittlung der kritischen Flattergeschwindigkeit erfordert eine entsprechende Flatterrechnung (z.B. für weitgespannte Hängebrücken), wobei die aerodynamischen Eingangsdaten aus Windkanalversuchen gewonnen werden müssen. Für das Galloping- und das Interferenzgallopingproblem sind im A.6.8 Berechnungsformeln angegeben.

### 6.3.5 Aerodynamische Beiwerte

Wie aus den vergleichenden Betrachtungen im Anhang 4 zu erkennen ist, ergeben sich gleichwertige Windlasten aus den beiden Lastkonzepten:

$$\begin{aligned} \text{a) } w &= \bar{c}_f G \frac{\rho}{2} \bar{v}^2 B' A \\ \text{b) } w &= c_f \frac{\rho}{2} v_{B\ddot{o}}^2 B' A \end{aligned} \tag{13}$$

wobei  $G \bar{v}^2 \approx v_{B\ddot{o}}^2$  ist.

Es bedeuten:

$$\begin{aligned} \bar{v} &= \text{mittlere Windgeschwindigkeit (10-min-Mittel)} \\ v_{B\ddot{o}} &= \text{Böengeschwindigkeit (5-sec-Bö)} \end{aligned}$$

$A$  = Bezugsfläche  
 $\bar{c}_f, c_f$  = aerodynamischer Widerstandsbeiwert

Obige Aussage gilt nur dann, wenn

$$\bar{c}_f = c_f$$

ist. Das bedeutet: Der aerodynamische Widerstandsbeiwert ist in beiden Fällen derjenige, der als Mittelwert und bezogen auf den mittleren Staudruck gewonnen wird.

Die aus Versuchen ermittelten aerodynamischen Widerstandsbeiwerte  $c_f$  hängen von zahlreichen Einflußgrößen ab, z.B. vom verwendeten Grenzschichtprofil, vom Turbulenzgrad, von der Kantenausbildung am Modell, von der Modelloberflächenrauigkeit, um die wichtigsten Parameter zu nennen. Eine statistische Streuung anzugeben ist jedoch nicht sinnvoll, da die Streuung willkürlich durch veränderte Versuchsbedingungen manipuliert werden kann.

Die Variation des Wertes  $c_f$ , die durch die Turbulenz hervorgerufen wird, ist mit dem Böreaktionsfaktor  $G$  resp.  $v_{B\ddot{O}}^2$  erfaßt. Dies gilt jedoch nicht für örtliche Druckwerte, deren dynamisches Verhalten durch Wirbelablösungen geprägt wird.

Der Größeneinfluß wird durch den Faktor  $B'$  beschrieben. Zahlenwerte für die  $c_f$ -Werte der verschiedenen Baukörperformen sind aus gültigen Normen und aus neueren Normungsvorschlägen zu entnehmen (z.B. aus /10/ - /13/).

### 6.3.6 Normungsvorschlag

Aus den Anhängen 2 bis 8 ergeben sich direkt Normungsvorschläge. Modifikationen davon haben bereits in laufende Neubearbeitungen von Windlastnormen Eingang gefunden.

Anhang A.6.1 Windmodell für Windlastannahmen

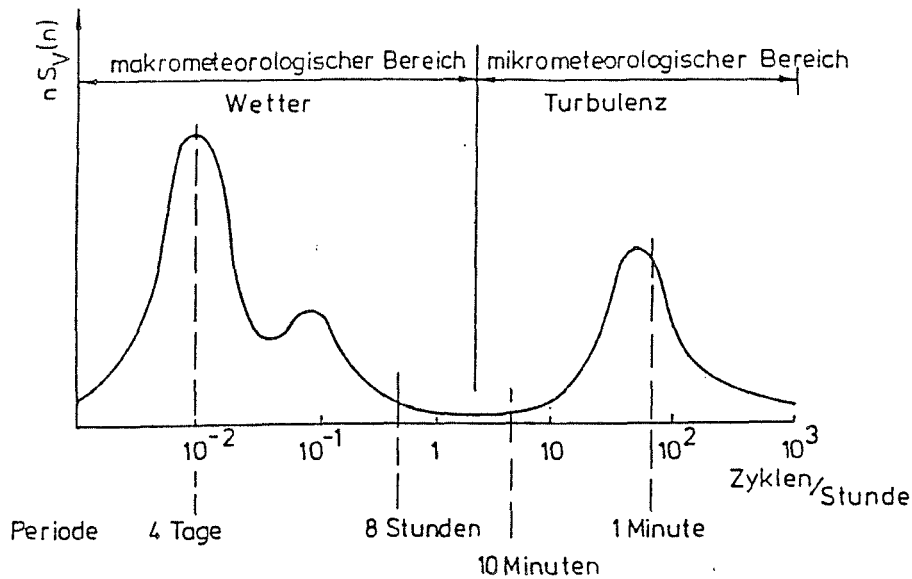
1 Physikalische Beschreibung

Für die Beschreibung des Starkwindes als Belastungsursache von Baukonstruktionen verwendet der Ingenieur ein gegenüber meteorologischen Beschreibungen stark vereinfachtes Modell. Der Wind wird hier betrachtet als Überlagerung von zwei Strömungsformen:

- a.) Einer großräumigen und gleichförmigen "Transportströmung", repräsentiert durch Mittelwerte der Windgeschwindigkeit, die über Zeitintervalle von 10 min und größer gemittelt sind.
- b.) Einer kleiräumigen turbulenten Strömung (Wirbel und Wirbelsysteme), repräsentiert durch Mittelwerte der Windgeschwindigkeit, die über Zeitintervalle von kleiner als 10 min gemittelt sind.

Dabei wird die Bezeichnung "Starkwind" verwendet, wenn der 10 min - Mittelwert der Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über Grund den Wert  $v_{m,10} = 10 \text{ m/s}$  überschreitet.

- 1.1 Die großräumige Transportströmung erhält ihre Energie aus der großräumigen Luftdruckverteilung der Erde (Druckausgleichströmung zwischen Hoch- und Tiefdruckgebieten). In mittleren Breiten wird die Windrichtung zusätzlich von den mit der Erdrotation verbundenen Kräften bestimmt (Korioliskräfte). Die großräumige Transportströmung erfaßt Gebiete der Größenordnung von 1000 x 1000 km, kann annähernd als translatorisch angesehen werden und ändert sich mit dem Großwettergeschehen nur relativ langsam. Die Transportströmung wird am Erdboden durch Reibung gebremst und bildet in den unteren 300 m bis 500 m eine Grenzschichtströmung mit typischen Geschwindigkeitsprofilen aus.
- 1.2 Die kleiräumige turbulente Strömung bildet sich unter der Wirkung des Widerstandes (Reibung) aus, den die Struktur der Erdoberfläche (natürlicher Bewuchs, Bebauung, topografische Form) auf die Transportströmung ausübt. Man kann sich die turbulente Strömung durch die Vorstellung veranschaulichen, daß "Wirbel" oder gleichförmig strukturierte Strömungsgebiete unterschiedlicher Größe, Form und Lage, vielfach geschachtelt und sich ständig verändernd in der großräumigen Transportströmung "mitschwimmen". Die charakteristische Größe der räumlichen Ausdehnungen solcher "Turbulenzballen" nimmt von der Größenordnung 1000 m an der oberen Grenze der Grenzschichtströmung bis zu sehr kleinen Abmessungen am Erdboden hin ab. Durch Zerfall großer Wirbel in Systeme kleinerer Wirbel wird die kinetische Energie der Turbulenzballen schließlich in Reibungswärme umgewandelt (Energiekaskade). Die Rotationsströmung der Luft in den Wirbeln führt zum Auftreten von Geschwindigkeitskomponenten abweichend von den bodenparallelen Transportströmung, d.h. zu zufallsverteilten Richtungs- und Geschwindigkeitsschwankungen der Windströmung.
- 1.3 Eine Möglichkeit zur Erfassung der physikalischen Kenngrößen dieser beiden Strömungsformen zeigt das nachstehende Geschwindigkeitsspektrum des Windes.



Dieses Spektrum beschreibt mit seinen Extremwerten im Periodenbereich von 4 Tagen bis 12 Stunden die mit dem Wechsel der Großwetterlage einhergehenden Veränderungen der Transportströmung einschließlich der Tagesschwankungen. Es ist deutlich erkennbar, daß Geschwindigkeitsschwankungen mit einer Periode von 10 min bis zu einer Stunde kaum auftreten. Infolgedessen kann man die jeweilige Transportströmung mit 10 min - bzw. Stundenmittelwerten quasi-stationär beschreiben und die aus der Böentätigkeit herrührenden Geschwindigkeitsschwankungen diesen Werten linear superponieren. Diese Böentätigkeit ist im rechten Verlauf des Spektrums an den Geschwindigkeitsschwankungen im Periodenbereich von 6 min bis 2 s und dem Extremum bei etwa 1 min zu erkennen.

## 2 Mathematisches Modell

Diesem physikalischen Modell entsprechend wird die momentane Geschwindigkeit als Summe aus Mittelwert und der - annähernd gaußverteilten - Schwankung um diesen Wert dargestellt:

$$v(t) = v_m + \Delta v(t)$$

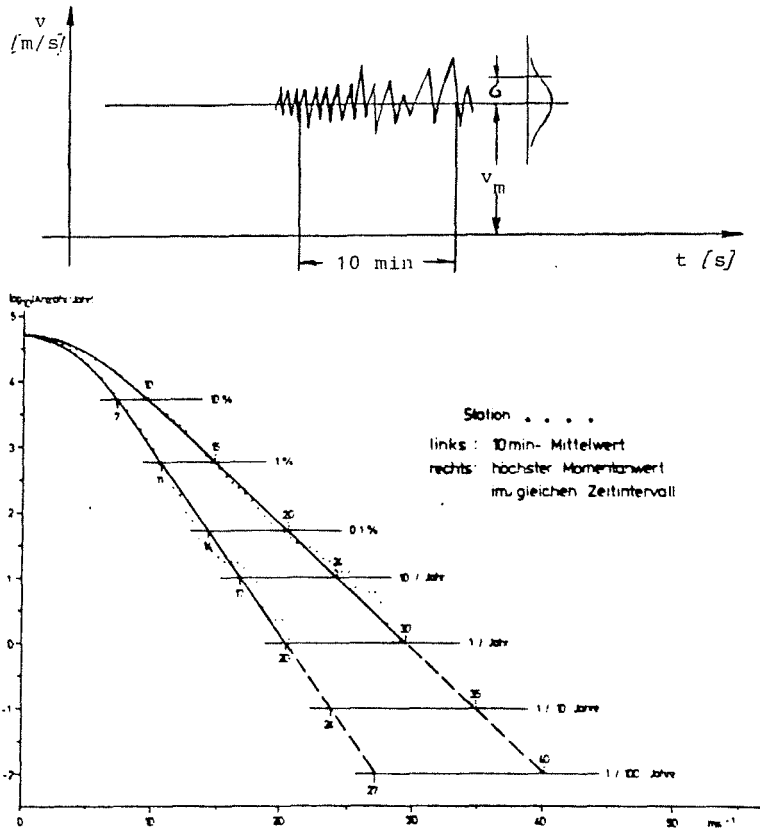
Es ist ausreichend, Geschwindigkeitsschwankungen nur bis zu einem vom betrachteten Problem abhängigen Spitzenwert zu berücksichtigen, der als Vielfaches der Standardabweichung  $g \cdot \sigma$  erfaßt wird. Damit wird

$$v(t) = v_m + g \cdot \sigma = v_m \left( 1 + g \cdot \frac{\sigma}{v_m} \right) = v_m (1 + g \cdot I)$$

wobei die Standardabweichung bezogen auf den Mittelwert als Turbulenzintensität  $I$  bezeichnet wird. Üblicherweise ist ein Spitzenfaktor  $g = 3,5$  ausreichend. Die Windwirkung ist proportional dem Staudruck

$$q = \frac{\rho}{2} v^2 = \frac{\rho}{2} v_m^2 (1 + 2 \cdot g \cdot I + g^2 \cdot I^2) \sim \frac{\rho}{2} v_m^2 (1 + 2 \cdot g \cdot I)$$

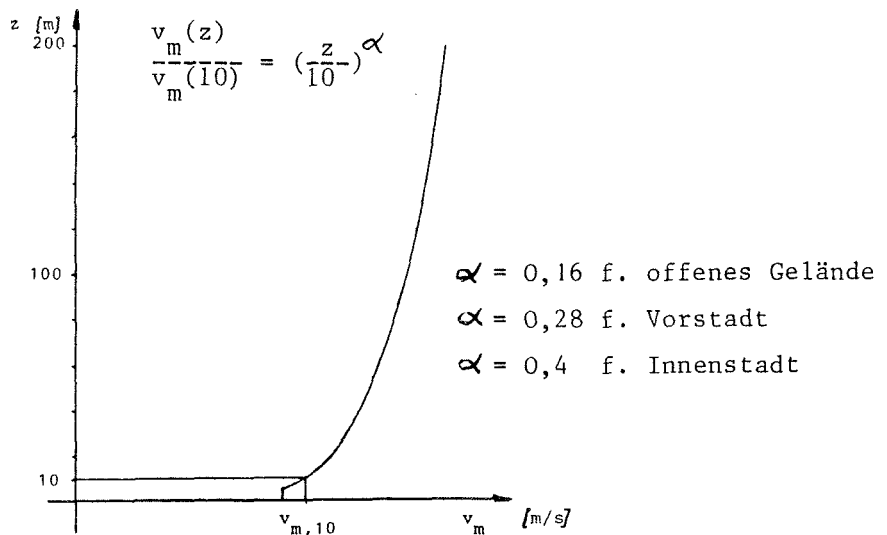
2.1 Charakteristische Werte der mittleren Windgeschwindigkeit sind Werte bestimmter, von der Sicherheitstheorie vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit. Sie werden aus möglichst langjährigen ungestörten Meßreihen der 10 min - bzw. Stundenmittel der Windgeschwindigkeit aus Extremwertverteilungen oder passenden Verteilungen der Grundgesamtheit ermittelt.



Mittlere jährliche Überschreitungshäufigkeiten der Windgeschwindigkeit.

Diese Werte werden für eine festgelegte Bezugshöhe, in der Regel 10 m über Gelände, angegeben.

Das von diesem Bezugswert ausgehende Höhenprofil der Mittelwerte wird ebenfalls aus Meßergebnissen hergeleitet und für Ingenieurzwecke überwiegend als sog. Potenzgesetz angegeben in der Form

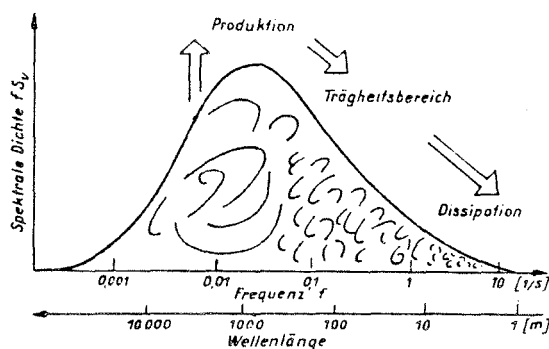




Böengeschwindigkeiten vorgegebener Überschreitungswahrscheinlichkeit werden analog ermittelt, wobei als Böengeschwindigkeit das Mittel über 5 s definiert ist.

Für Schwingungsuntersuchungen wird die Häufigkeitsverteilung der Böenfrequenzen benötigt. Definitionsgemäß ist

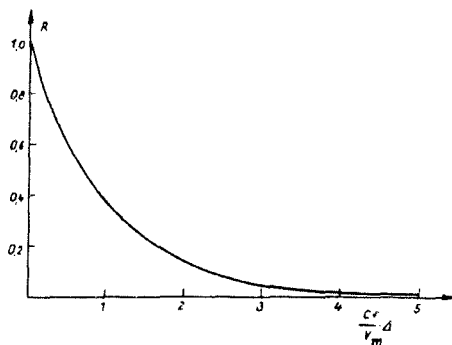
$$\sigma_x^2 = \int_0^{\infty} S_x(f) df$$



2.6 Mit Hilfe der Kreuzkorrelationsfunktionen (in der Regel horizontal und vertikal) wird die räumliche Ausdehnung der Bö und ihre belastende Wirkung, bezogen auf die Bauwerksgröße, erfasst. Korrelationskurven haben den Aufbau

$$R_v \left( \frac{f \cdot \Delta}{v_m} \right) = \exp \left( - C \frac{f \cdot \Delta}{v_m} \right)$$

und folgende Form



Auswertungen zeigen, daß Turbulenzelemente eine charakteristische Länge von etwa 200 m und eine charakteristische Breite von etwa 60 m aufweisen können.

### 3. Wichtung des Windes als Last am Bauwerk

Die vorstehend beschriebenen Eingangsparameter dienen der Beurteilung der Windwirkung am Bauwerk. Der Extremwert der Mittelgeschwindigkeit mit bestimmter Überschreitungswahrscheinlichkeit legt das mittlere Windlastniveau am Bauwerk fest. Die Böenschwankung um diesen Wert und die Ausdehnung der Böen ermöglicht die Berechnung der Lastschwankung. Mit Hilfe des Frequenzdichtespektrums werden bei gegebenen Eigenfrequenzen des Bauwerkes und für die vorhandene Dämpfung die Resonanzüberhöhungen aus der dynamischen Anregung des Bauwerkes durch die Böen ermittelt.

#### 4. Nachteile des Windmodells und notwendige Weiterentwicklungen

Die Schwäche des Windmodells besteht darin, daß alle genannten Variablen erheblich in Abhängigkeit von mehreren Parametern streuen. Dabei sind die Parametereinflüsse zum Teil gegenläufig. Zum Beispiel nimmt mit zunehmender Bodenrauhigkeit die mittlere Geschwindigkeit ab, während der zweite Anteil infolge Turbulenz anwächst. Den Schwierigkeiten, die sich daraus für den Anwender ergeben hat man in einigen Ländern durch Einführung von Rauigkeitsklassen (bis zu 8 Klassen!) zu begegnen versucht. Hierbei ist jedoch zu bedenken, daß die Kenngrößen irgendeiner dieser Klassen derart streuen, daß sie auch die benachbarten Rauigkeitsklassen jeweils überdecken können. Wird - bei genaueren Untersuchungen - auch noch der Einfluß der Geländetopographie erfaßt, kann die Übersichtlichkeit weitgehend verloren gehen.

Ein weiterer Nachteil ist der erheblich höhere Aufwand bei der Ermittlung aerodynamischer Beiwerte. Da die Windlastermittlung angewandte Modellmechanik ist, ist die Messung von Beiwerten im Windkanal zwingend. Die hierfür benötigten "Grenzschichtkanäle" zur Simulation des geschilderten Windmodells liegen zwar vor, es fehlen jedoch noch allgemein anerkannte Definitionen für die Übertragung der Meßergebnisse in Form von Beiwerten. Infolgedessen fehlen auch diesem Windmodell entsprechende Beiwertsammlungen für die baupraktisch wichtigen Anwendungsfälle. An diesem Punkt besteht der dringendste Bedarf für die Weiterentwicklung.

## Anhang A.6.2 Stochastisches Windlastkonzept - Berechnungsformeln

### 1. Ausgangsgleichungen

Ausgehend vom Böenspektrum  $S_v(f)$  wird mit Hilfe der aerodynamischen und der mechanischen Übertragungsfunktionen die spektrale Dichte der Systemantwort  $S_y(f)$  berechnet:

$$\frac{f \cdot S_y(f)}{I_v^2 \bar{y}^2} = 4 |\chi_a|^2 |\chi_m|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)^2} \quad (\text{A 2.1})$$

Der Rechenablauf ist in Bild A2.1 dargestellt.

Darin bedeuten:

- $f$  = Böenfrequenz
- $I_v$  = Turbulenzintensität des Windes
- $\bar{y}$  = statische Systemantwort unter dem stationären Wind  $\bar{v}(z)$
- $\chi_a$  = aerodynamische Vergrößerungsfunktion
- $\chi_m$  = mechanische Vergrößerungsfunktion

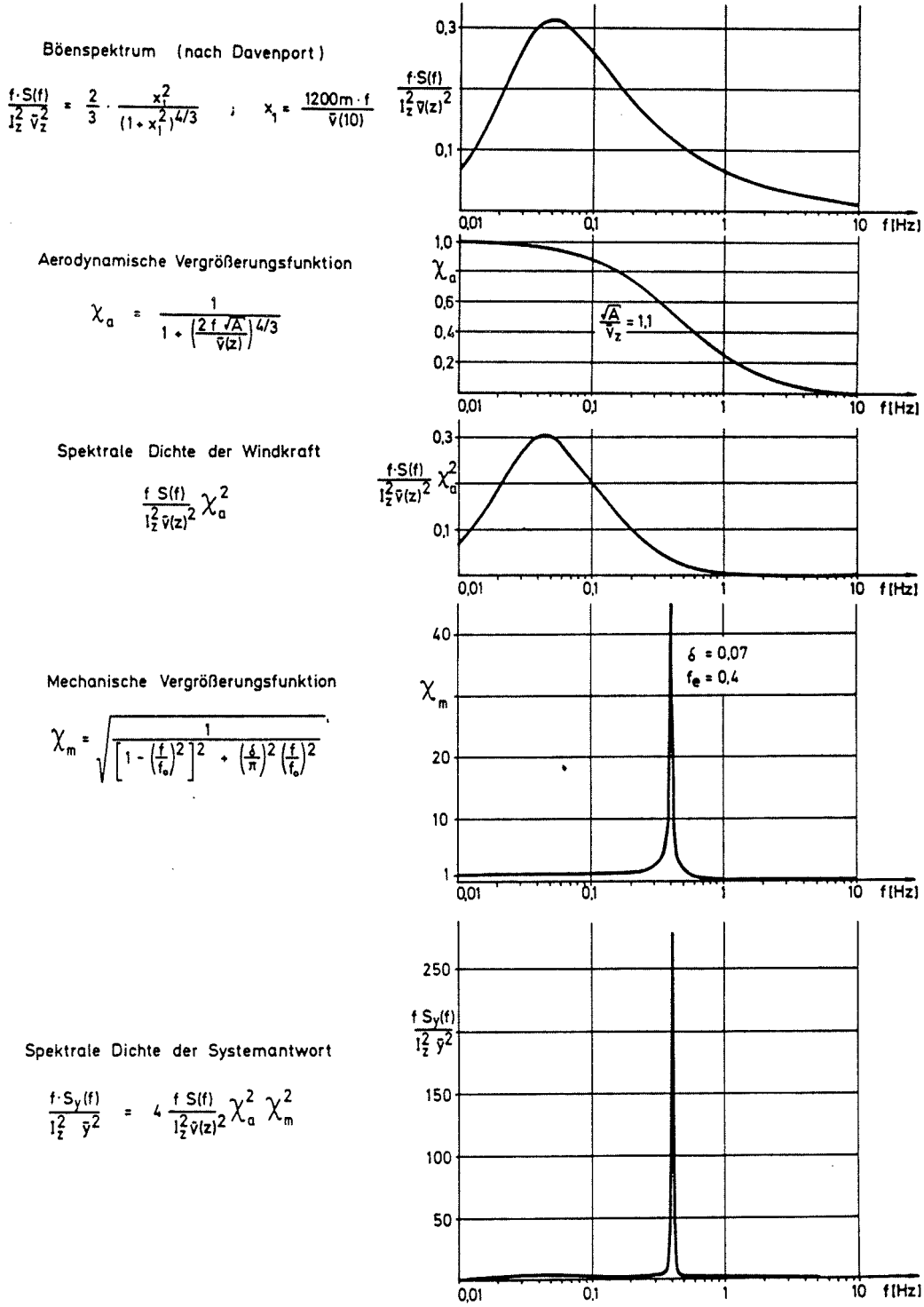


Bild A 2.1: Rechenablauf

Das Quadrat der Standardabweichung  $\sigma_y$  der Systemantwort erhält man durch Integration:

$$\sigma_y^2 = \int_0^{\infty} f \cdot S_y(f) \cdot d(\ln f) \quad (\text{A2.6})$$

$$\sigma_y^2 = I_v^2 \bar{y}^{-2} \int_0^{\infty} \frac{f \cdot S_y(f)}{I_v^2 \bar{y}^2} d(\ln f) \quad (\text{A2.7})$$

Setzt man voraus, daß die dynamische Systemantwort normal verteilt ist (mit Mittelwert Null und Standardabweichung  $\sigma_y$ ), so läßt sich ein Extremwert unter Angabe der Auftretenswahrscheinlichkeit mit dem Vielfachen  $g$  von  $\sigma_y$  beschreiben:

$$\tilde{y}_{max} = g \cdot \sigma_y$$

Der Spitzenfaktor  $g$  läßt sich aus der Extremwertverteilung angeben:

$$g = \sqrt{2 \ln \frac{\nu \cdot T}{\ln(1/p)}} \quad (\text{A2.8})$$

mit  $p$  = Wahrscheinlichkeit, daß der Maximalwert nicht überschritten wird (im allgemeinen  $p = 0,57$ ). Davenport gibt die Näherung an:

$$g = \sqrt{2 \ln \nu T} + \frac{0,58}{\sqrt{2 \ln \nu T}} \quad (\text{A2.9})$$

worin bedeuten:

- $\nu$  = effektive Frequenz ( $\approx$  Eigenfrequenz  $f_e$  bei schwach gedämpften Systemen, die hauptsächlich in der Eigenfrequenz  $f_e$  schwingen).
- $T$  = Mittelungszeit der mittleren Windgeschwindigkeit

Für  $T = 600 \text{ sec}$  ( $= 10 \text{ min}$ ) ist  $g$  als Funktion von  $\nu$  in Bild A.2.2 dargestellt.

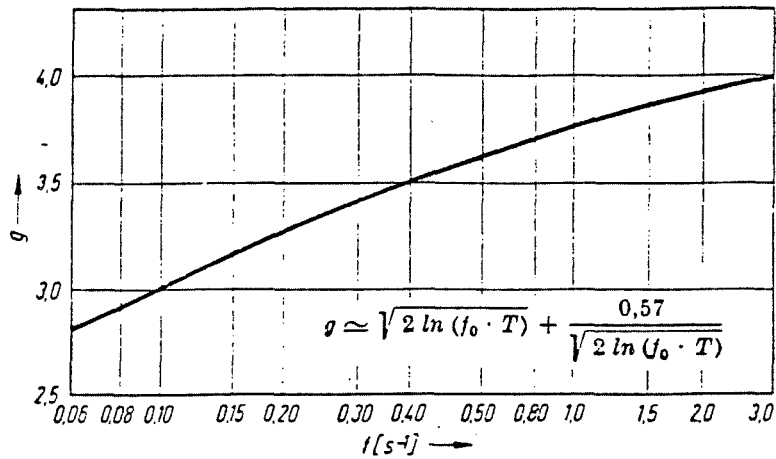


Bild A.2.2: Spitzenfaktor  $g$

Die gesamte Systemantwort ergibt sich aus der Summe der stationären und der maximalen dynamischen Antwort:

$$y_{max} = \bar{y} + g \cdot \sigma_y \quad (A2.10)$$

$$y_{max} = \left(1 + g \frac{\sigma_y}{\bar{y}}\right) \bar{y} \quad (A2.11)$$

$$y_{max} = G \cdot \bar{y} \quad (A2.12)$$

Der Ausdruck

$$G = 1 + g \frac{\sigma_y}{\bar{y}} \quad (A2.13)$$

wird Böreaktionsfaktor genannt.

## 2. Die Aufbereitung der Ausgangsgleichungen

Werden die Ausdrücke (A2.1) bis (A2.7) in die Gleichung (A2.12) eingesetzt, erhält man:

$$y_{max} = \bar{y} \left( 1 + 2g \cdot \bar{I}_v \sqrt{\int_0^{\infty} |\chi_a|^2 |\chi_m|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{\bar{I}_v^2 \bar{v}(f)^2} d(\ln f)} \right) \quad (A2.14)$$

Das Integral kann in einen quasistatischen Böenanteil B und in einen Resonanzanteil R aufgeteilt werden (s. Skizze im Bild A2.3).

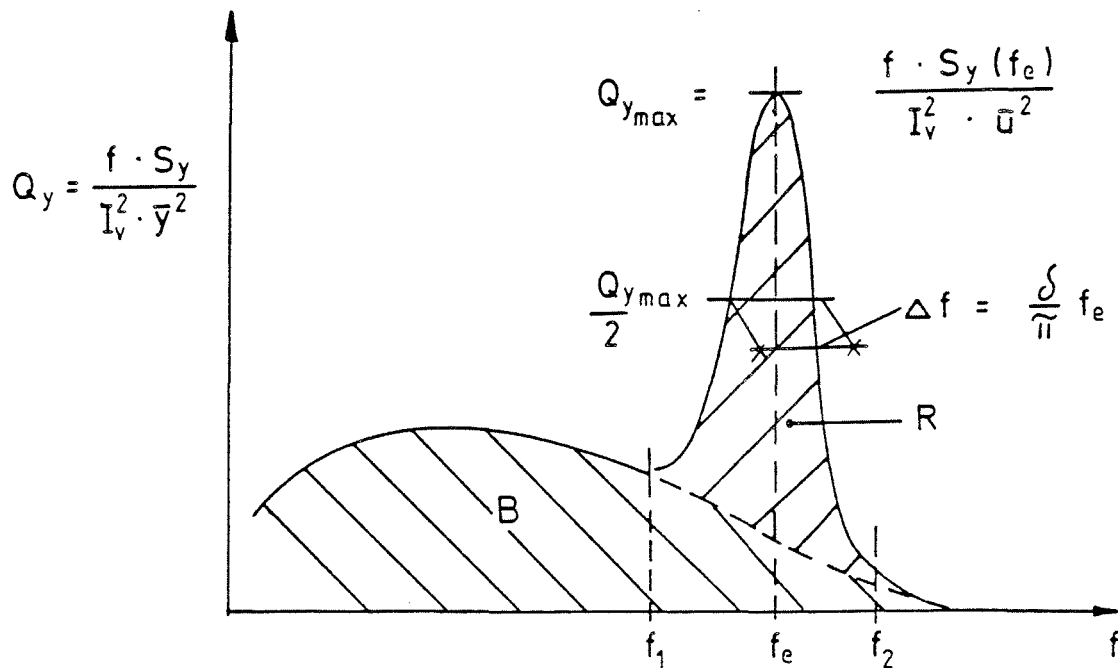


Bild A2.3: Aufteilung des Antwortspektrums in einen quasistatischen Böenanteil B und einen Resonanzanteil R

Für den Anteil B gilt:  $\chi_m^2 = 1$ . Gleichung (A2.14) schreibt sich damit wie folgt:

$$y_{max} = \bar{y} \left( 1 + 2gI_v \sqrt{\int_0^{\infty} |\chi_a|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)} d(\ln f) + \int_{f_1}^{f_2} |\chi_a|^2 |\chi_m|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)} d(\ln f)} \right) \quad (A2.15)$$

Man setzt:

$$r = 2 I_v = \text{Geländefaktor}$$

$$B = \int_0^{\infty} |\chi_a|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)} d(\ln f) = \text{quasistatischer Böenlastanteil} \\ (= \text{background factor})$$

$$R = \int_{f_1}^{f_2} |\chi_a|^2 |\chi_m|^2 \frac{f \cdot S_v(f)}{I_v^2 \bar{v}(z)} d(\ln f) = \text{Resonanzanteil}$$

somit:

$$y_{max} = \bar{y} \left( 1 + g \cdot r \sqrt{B + R} \right) \quad (A2.16)$$

Der Resonanzanteil kann durch die Werte  $S_v(f_e)$ ,  $\chi_a(f_e)$  und durch die Bandbreite  $\Delta f$  beschrieben werden:

$$R = |\chi_a(f_e)|^2 \frac{S_v(f_e)}{I_v^2 \bar{v}(z)} \int_{f_1}^{f_2} f \cdot |\chi_m|^2 d(\ln f)$$

$$R = |\chi_a(f_e)|^2 \frac{S_v(f_e)}{I_v^2 \bar{v}(z)} \left( \frac{\pi}{\delta} \right)^2 \Delta f \frac{\pi}{2}$$



Mit der Halbwertsbreite

$$\Delta f = \frac{\delta}{\tilde{\pi}} f_e$$

wird

$$R = \left| \chi_a(f_e) \right|^2 \frac{f_e \cdot S_v(f_e)}{I_v^2 \bar{v}(f_e)^2} \frac{\tilde{\pi}^2}{2 \delta} \quad (\text{A2.17})$$

und mit  $\delta \cong 2 \tilde{\pi} D$  (A2.18)

$$R = \frac{\tilde{\pi}}{4} \left| \chi_a(f_e) \right|^2 \frac{f_e \cdot S_v(f_e)}{I_v^2 \bar{v}(f_e)^2} \frac{1}{D} \quad (\text{A2.19})$$

Definiert man

$$s = \frac{\tilde{\pi}}{4} \left| \chi_a(f_e) \right|^2 = \text{Größenfaktor}$$

$$F = \frac{f_e \cdot S_v(f_e)}{I_v^2 \bar{v}(f_e)^2} = \text{Böenergiefaktor}$$

so erhält man die Gleichung:

$$y_{max} = \bar{y} \left( 1 + g \cdot r \sqrt{B + \frac{s \cdot F}{D}} \right) \quad (\text{A2.20})$$

Die Größen  $g$ ,  $r$ ,  $B$ ,  $s$  und  $F$  können in Diagrammen dargestellt werden [3,9] (Bild A2.4).

Eine ähnliche Aufbereitung ist in dem Normenvorschlag zur DIN 1055, Teil 4 erfolgt [10]. Hier gilt für den Böereaktionsfaktor (Böigkeitsfaktor  $\varphi$  genannt):

$$\varphi = 1 + r' \sqrt{B + \frac{s \cdot F}{\delta}} \quad (\text{A2.21})$$

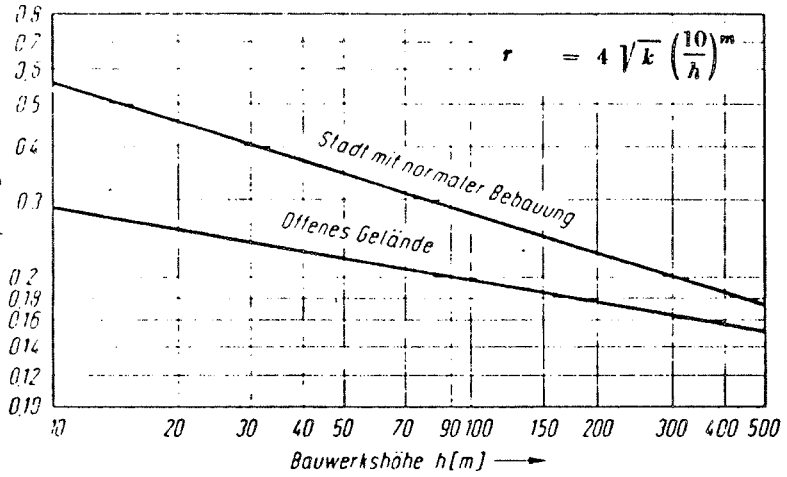
mit

- $r'$  = Geländefaktor - abhängig von der Gebäudehöhe  $h$
- $B$  = Böengrundanteil - abhängig von der Gebäudehöhe  $h$  und dem Verhältnis  $b/h$
- $S$  = Größenfaktor - abhängig von der bezogenen Frequenz  $f_e h/v_h$
- $F$  = Böenenergiefaktor - abhängig von der Wellenzahl  $f_e/v_h$
- $\delta$  = logarithmisches Dämpfungsdekrement

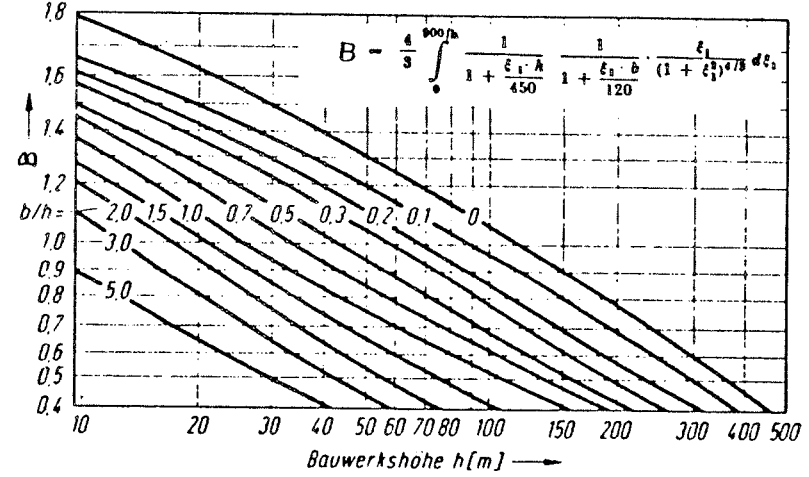
Die entsprechenden Diagramme für  $r'$ ,  $B$ ,  $s$ , und  $F$  sind in Bild A2.5 dargestellt [10].

Beide Darstellungen basieren auf den gleichen Grunddaten aus [3]. In der Aufbereitung für die DIN ist jedoch ein konstanter Spitzenfaktor  $g$  mit  $g = 3,5$  angesetzt. Während in [3,9] das Lehr'sche Dämpfungsmaß  $D$  benutzt wird, ist in dem DIN-Vorschlag das logarithmische Dekrement der Dämpfung benutzt ( $\delta \approx 2 \pi D$ ). Weiterhin sind die Konstanten in den Ausdrücken anders geordnet.

Eine weitere Vereinfachung schlägt Zilch [8] vor. Er ersetzt den Wurzelausdruck in Gleichung (A2.14) durch linearisierte Beziehungen über der Höhe  $z$ . Der Größeneinfluß auf die dynamische Böenlast wird dadurch berücksichtigt, daß diese auf einer begrenzten Fläche angesetzt wird. Ein Beispiel ist in Bild A2.6 dargestellt.

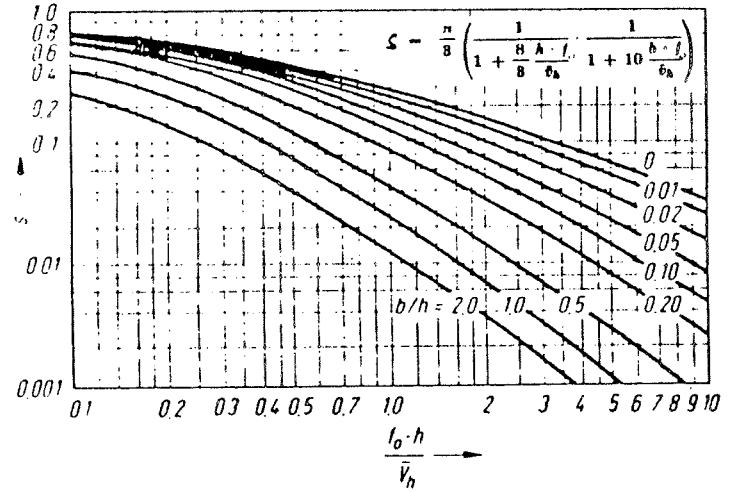


Geländefaktor  $r$

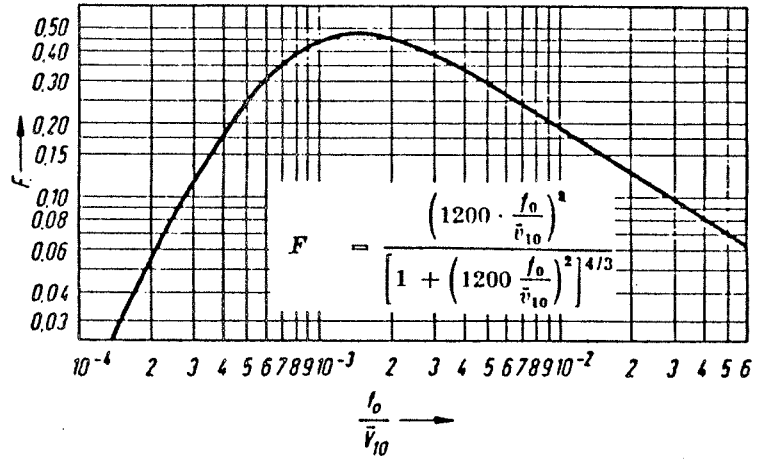


Böengrundfaktor  $B$

$$f_0 = \frac{1200 \cdot f}{\sqrt{v_{10}}}$$



Größenfaktor  $s$



Böenenergiefaktor  $F$

Bild A2.4: Werte zu Gleichung (A2.20). Spitzenfaktor  $g$  siehe Bild A2.2

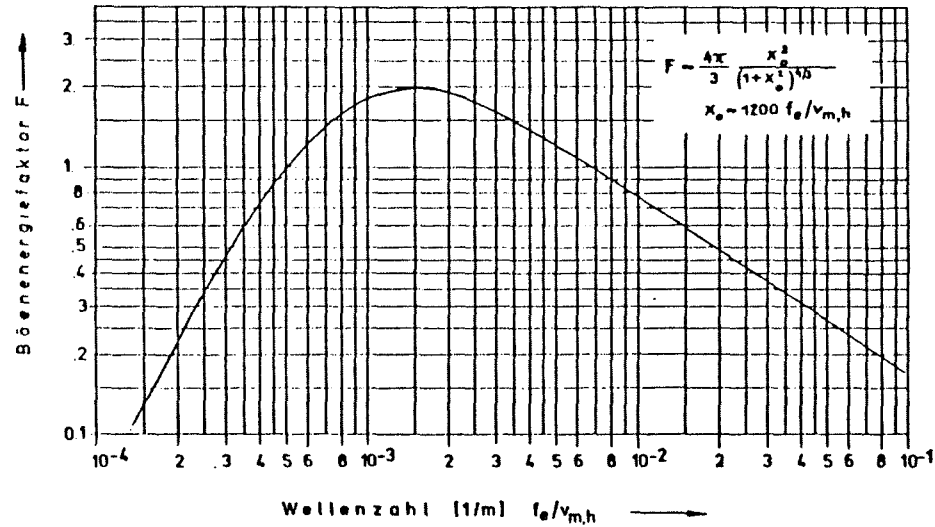
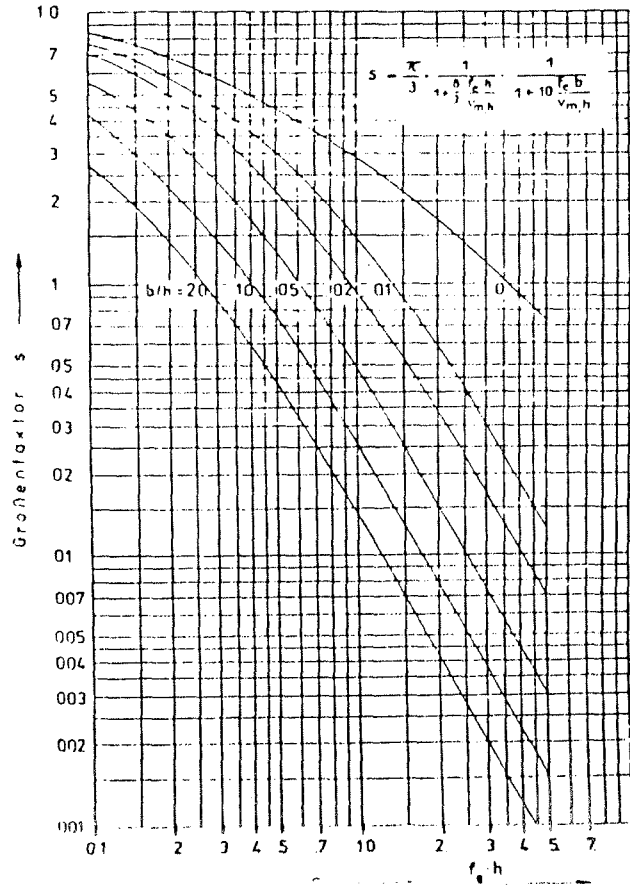
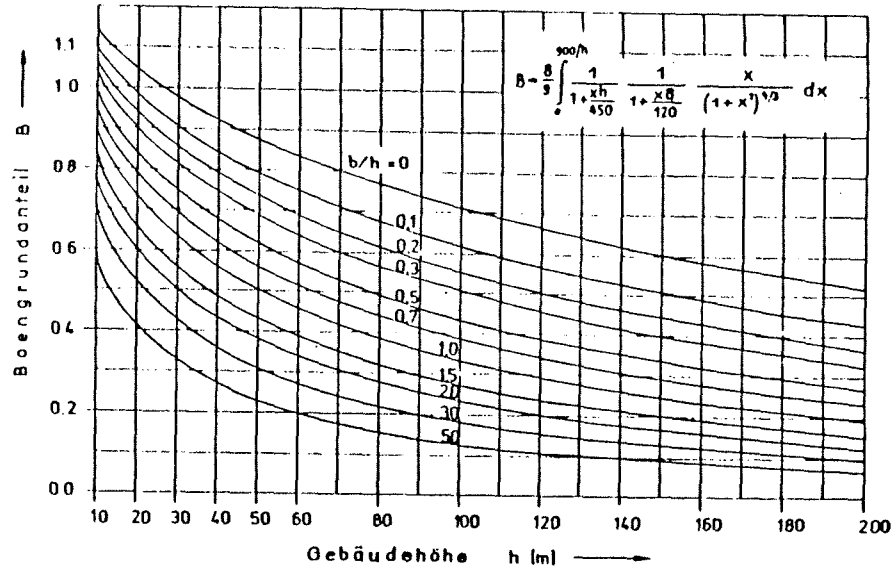
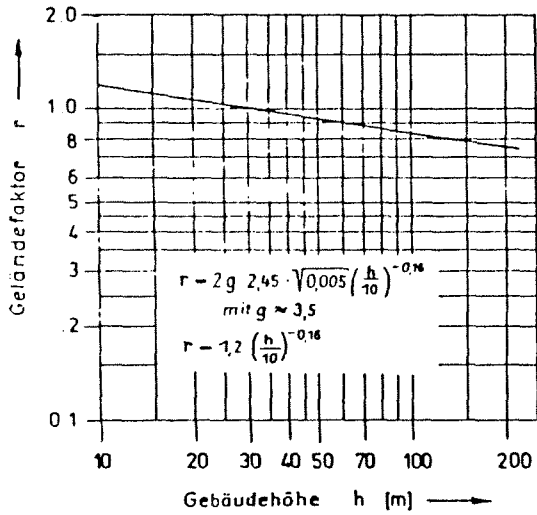
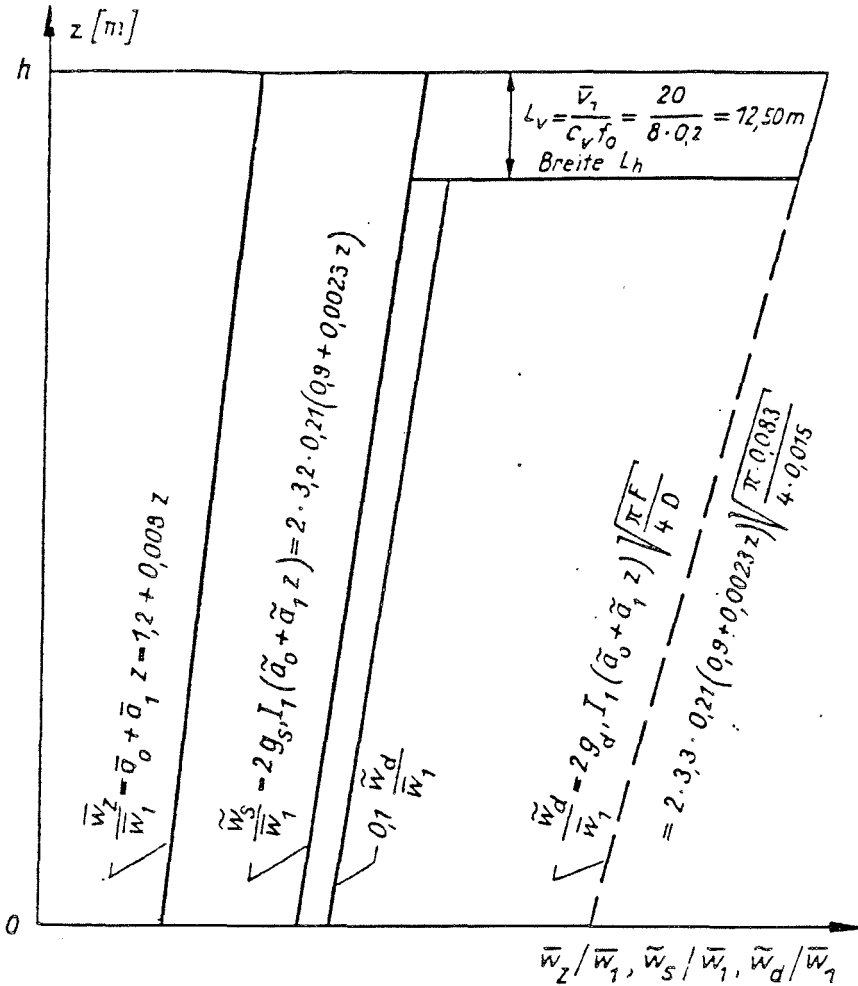


Bild A2.5: Werte zu Gleichung (A.2.21)



$$W = \bar{W}_z + \bar{W}_s + \bar{W}_d$$

$$\bar{W}_1 = C_f \cdot \frac{\rho}{2} \bar{v}_1^2$$

$$L_v = \frac{\bar{v}_1}{c_v f_0}$$

$$L_h = \frac{\bar{v}_1}{c_h f_0}$$

$$g_s = \sqrt{2 \ln \frac{T \bar{v}_1}{(h+b) \ln(1/p)}}$$

$$P = 0,57$$

$$g_d = \sqrt{2 \ln \frac{T f_0}{\ln(1/p)}}$$

$\bar{v}_1$  = Bezugsgeschwindigkeit in 10m Höhe

$$F = \frac{2}{3} \frac{U}{(1+U)^{5/3}}$$

$$U = \frac{f_0 L_1}{\bar{v}_1} \sqrt{\bar{a}_0 + a_1 h}$$

Geländekategorie					
	See	Offenes Gelände	Stadt	Großstadt	
<u>Mittlere Windlast</u>					
Koeffizienten des begradigten Profils	$\frac{a_0}{a_1}$	1,20 0,006	1,20 0,008	1,25 0,022	1,35 0,035
<u>Böenlast</u>					
Turbulenzintensität	$I_1$	0,17	0,21	0,31	0,35
Koeffizienten des begradigten Profils	$\frac{a_0}{a_1}$	0,85 0,0009	0,90 0,0023	1,20 0,008	1,00 0,012
Bezugslänge $L_1$ der spektralen Dichte	$L_1$	3200 ~	2700 ~	1600 ~	1100 ~
Vertikaler Korrelationsbeiwert	$c_v$	8	8	8	8
Horizontaler Korrelationsbeiwert	$c_h$	8	8	8	8

Bild A2.6: Vereinfachtes Verfahren nach Zilch [8]

Davenport (ISO-Vorschlag) gibt eine ähnliche Form wie Gl. (A2.16) an und nennt den Böereaktionsfaktor  $\lambda_{\text{dyn}}$ :

$$\lambda_{\text{dyn}} = 1 + g \cdot 2 \cdot I_V \cdot B' \cdot \sqrt{1 + \frac{R'^2}{B'^2}} \quad (\text{A2.22})$$

wobei hier in Abänderung vom Davenport-Vorschlag  $B'$  und  $R'$  anstelle von  $B$  und  $R$  eingeführt wurden, um Verwechslungen mit Gl. (A2.16) zu vermeiden.

Der Ausdruck  $(R'^2/B'^2)$  wird wie folgt angegeben:

$$\text{für } b/h > 0,25: \quad \left(\frac{R'}{B'}\right)^2 = \frac{\pi}{4} \frac{S Q^{4/3}}{\xi} \quad (\text{A2.23})$$

$$\text{für } b/h < 0,25: \quad \left(\frac{R'}{B'}\right)^2 = \frac{\pi}{4} \frac{S' Q^{5/6}}{\xi}$$

$$\text{mit } Q = \left(\frac{V_h}{F_e h}\right)^2 \quad (\text{A2.24})$$

$V_h$  = Geschwindigkeit in Gebäudehöhe  $h$

$S, S'$  lt. Bild A2.7

$\xi$  = Dämpfung in Prozent der kritischen Dämpfung

Nachteilig ist hier, daß  $S$  und  $S'$  nicht formelmäßig angegeben sind.

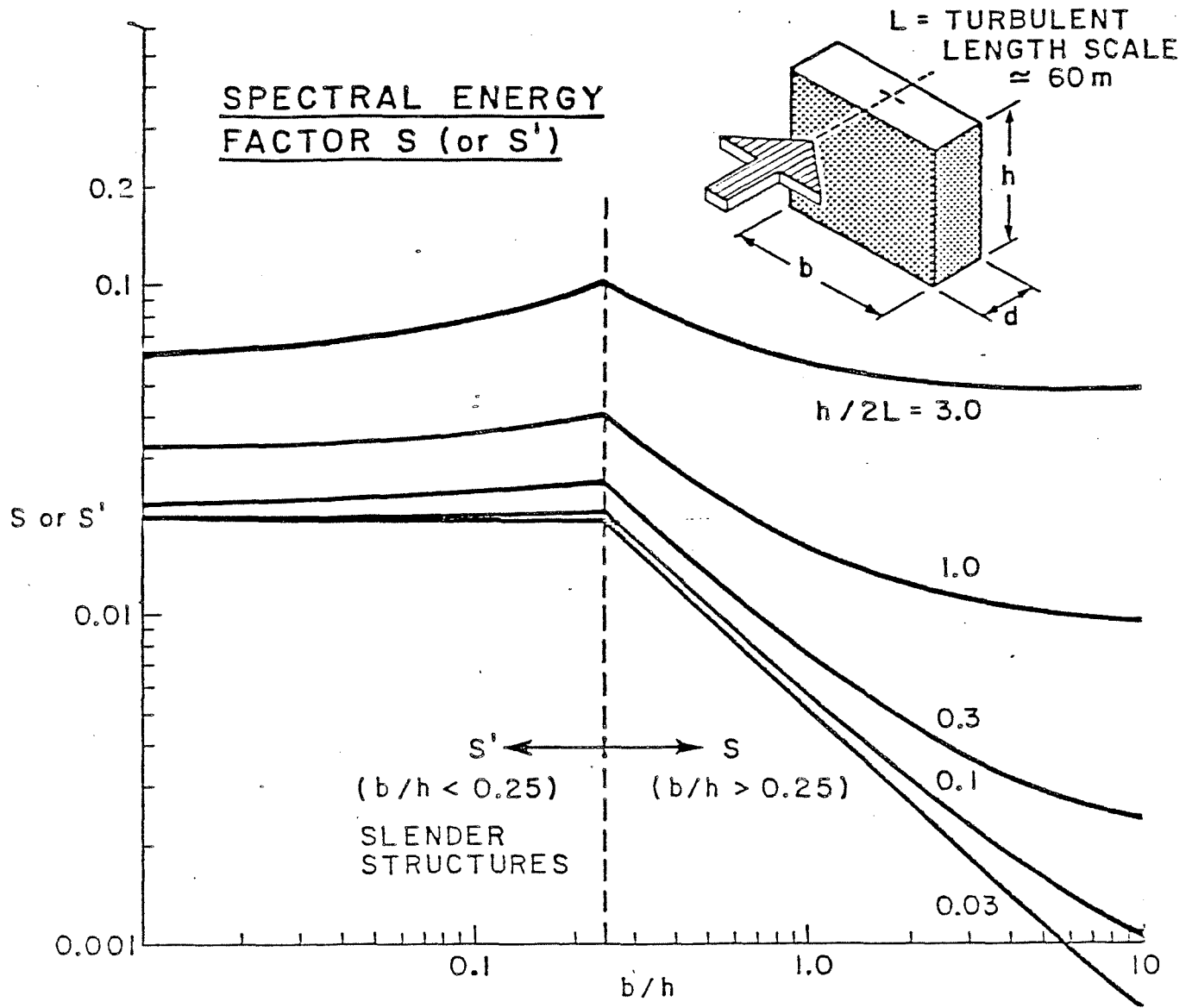


Bild A2.7 Dynamic response factors

### Anhang A.6.3 Umrechnung vom Böenmaximum auf 10 min-Mittel

Ausgehend vom Böereaktionsfaktor  $G$  zur Ermittlung des statischen Ersatzstaudruckes  $q_{ers}$  aus dem Staudruck  $\bar{q}$  des 10-min-Mittels der Windgeschwindigkeit

$$q_{ers} = G \cdot \bar{q}$$

läßt sich mit Kenntnis des Böefaktors die Umrechnung auf  $q(t)$  wie folgt durchführen:

$$q_{ers} = G \frac{\bar{q}}{q(t)} q(t)$$

$$q_{ers} = G' \cdot q(t)$$

worin  $G' = G \frac{\bar{q}}{q(t)}$  bedeutet. Wird unter  $q(t)$  z.B. der 5 sec-Mittelwert verstanden, so ergibt sich aus Bild A.3.1:

$$\frac{\bar{q}}{q(t)} = \left( \frac{\bar{v}}{v(t)} \right)^2 = \frac{1}{1,5^2} = \underline{\underline{\frac{1}{2,25}}}$$

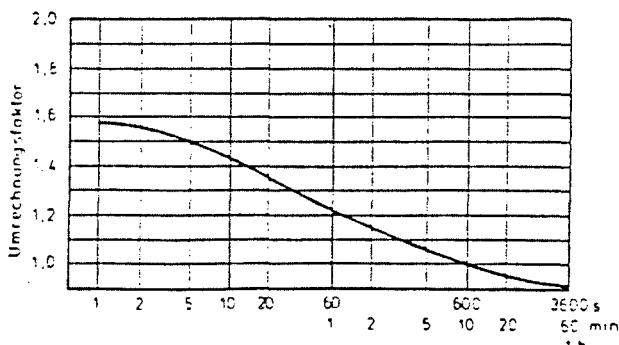


Bild A.3.1: Abhängigkeit der mittleren Windgeschwindigkeit vom Mittelungsintervall  $T$  in 10 m Höhe über Gelände, bezogen auf 10 Minuten als Mittelungsintervall



#### Anhang A.6.4 Kriterien für Schwingungsanfälligkeit

Maßgebender Parameter für die Beurteilung, ob dynamische Überhöhungen beachtet werden müssen, ist die Eigenfrequenz des Bauwerks. Diese wiederum hängt im wesentlichen vom Höhenseitenverhältnis ab. Es wird daher in bestehenden Normen bzw. in Normungsvorschlägen ein solches Höhenseitenverhältnis als Kriterium angegeben. In manchen Fällen wird aber auch die Angabe nur auf die Höhe des Bauwerks reduziert. In der DIN 1055, Teil 4, wird hingegen die Bauwerkshöhe mit der Eigenfrequenz unter Einschluß der Dämpfung verknüpft.

Im folgenden sind einige Kriterien zusammengestellt, die aus bestehenden Normen und aus Normungsvorschlägen entnommen wurden:

- 1) Australien Standard (AS 1170, Part 2-1975):

$$h/d \leq 5$$

- 2) Canadian Code (NACC, Part 4, 1980):

$$h/d_{\min} \leq 4$$

- 3) DIN 1055, Teil 4 (1977):

Als nicht schwingungsanfällig gelten Bauwerke, bei denen Verformungen unter Berücksichtigung der dynamischen Wirkung der Windkräfte die Verformungen aus statischer Windlast um nicht mehr als 10 % überschreiten. Dies kann als erfüllt angesehen werden für übliche Bauwerke, wenn

$$h/b_{\min} \leq 5$$

oder

$$h' > \frac{44}{f' - 0,05}$$

ist (s. Bild A 4.1).

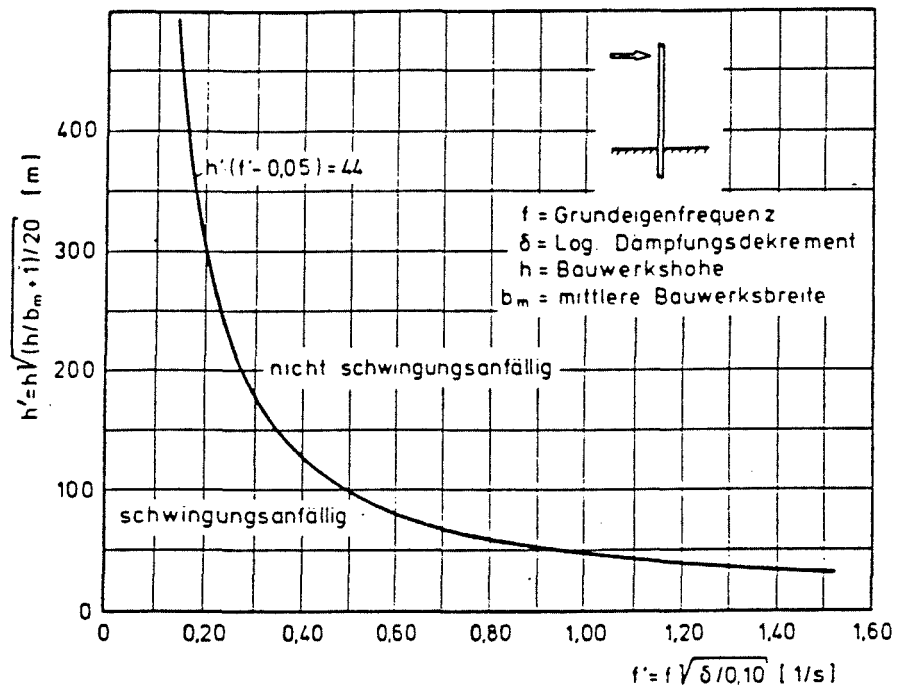


Bild A4.1: Grenze der Schwingungsanfälligkeit bei Kragssystemen

- 4) Sweden (SBN 1975):  
 $l \leq 5d$  und  $\delta > 0,1$
- 5) Vorschlag zur ISO "Wind Loads" (1985):  
 $h < 10m$
- 6) ECCS, T12: Wind Effects (1978):  
 Hier wird die Eigenfrequenz  $n_1$  direkt als Kriterium benutzt:  
 $n_1 \geq n_{1im}$   
 wobei  $n_{1im}$  eine Grenzfrequenz gemäß Bild A3.2 bedeutet.

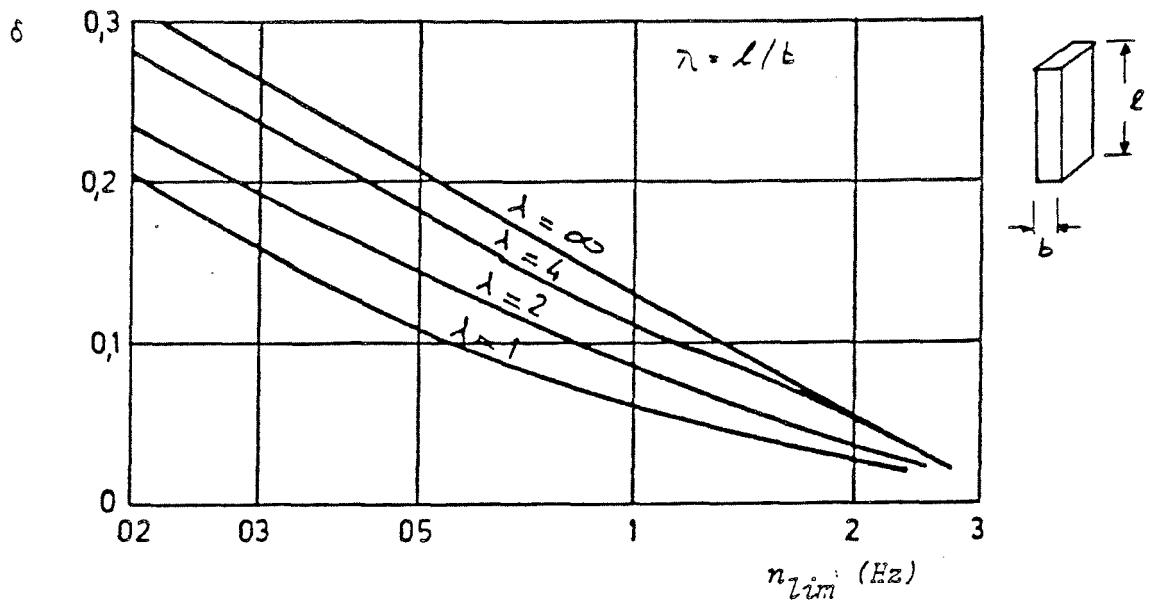


Bild A 4.2: Grenzfrequenz  $n_{lim}$  in Abhängigkeit vom Schlankheitsgrad und dem log. Dekrement der Dämpfung

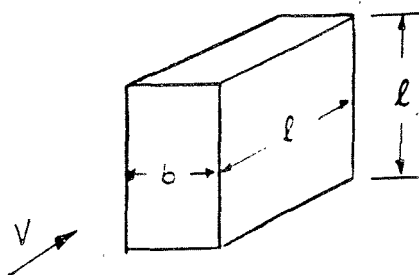
und als Näherung

$$5 < \text{und } h < 50\text{m}$$

7) Schweiz (SIA 160, 1985, Entwurf):

Nicht schwingungsanfällig wenn:

$$h \leq 30 \quad \text{und} \quad h/l < 4 \quad \text{und} \quad h/b < 4$$



- 8) Belgien (Actions du vent zur les constructions, Vorschlag 1982):  
Hier wird abhängig von der Dämpfung  $\delta$  und der Streckung  $1/b$  eine Grenzfrequenz  $n_{lim}$  ermittelt:

nicht schwingungsfähig, wenn:

$$n_{lim} \geq \alpha(1)^{-1,2}$$

	$\alpha$		
$\delta =$	0,03	0,06	0,12
$1/b=1$	62	44	31
$=4$	110	80	55
$=\infty$	310	190	120

- 9) Südafrika (SABS 0160-1980):  
 $h/b_{min} < 5$  oder  $f_e > 1$  Hz
- 10) USA (ANSI A58.1-1972):  
 $h/b_{min} < 5$

## Anhang A.6.5 Berechnungsvorschläge für nichtschwingungsfähige Bauwerke

### 1. Vorschlag ISO [12]

Für kleine und steife Bauwerke, i.a. kleiner als 10 m wird ein Böereaktionsfaktor  $G$  (dort  $C_{dyn}$  genannt) von

$$G = 1 + 2 \quad g \quad I_v \quad (A5.1)$$

vorgeschlagen.

Für freies Gelände wird der Turbulenzgrad  $I_v = 0,16$  gesetzt. Der Spitzenfaktor  $g$  wird zu 3 für Strukturteile und zu 4 für Fassadenelemente angenommen. Damit erhält man

$$\begin{aligned} G &= 2 \quad \text{für Strukturteile} \\ G &= 2,5 \quad \text{für Fassadenelemente} \end{aligned} \quad (A5.2)$$

Der Böereaktionsfaktor ist auf dem Staudruck des 10-min-Mittels der Windgeschwindigkeit bezogen. Die Umrechnung auf das Böenmaximum ergibt den Faktor 2-2,5 je nach Geländeform. Der ISO-Vorschlag ist also ungefähr gleich zu setzen mit dem Vorgehen in der DIN 1055, wo der Böereaktionsfaktor gleich 1 gesetzt ist, dafür aber das Böenmaximum als Staudruckbasis angegeben wird.

Für größere steife Bauwerke wird im ISO-Vorschlag der Größenfaktor  $B'$  (dort  $B$  genannt) angegeben:

$$G = 1 + 2 \quad g \quad I_v \quad B' \quad (A5.3)$$

Die Größe  $B'$  ist in Bild A5.1 dargestellt. Der Bereich der normalen steifen Strukturen ist strichliert hervorgehoben, und man erkennt, daß die Abminderung infolge des Größeneffektes nur gering ist. Erst bei sehr großen Bauwerken

( $h > 100$  m) macht sich der Größenfaktor deutlich bemerkbar.

Der Spitzenfaktor  $g$  ist im ISO-Vorschlag gemäß der Gleichung A2.9 angegeben:

$$g = \sqrt{2 \ln fe T} + 0,58 / \sqrt{2 \ln fe T} \quad (\text{A5.4})$$

Bereich der kleinen nicht  
schwingungswilligen Bauwerke

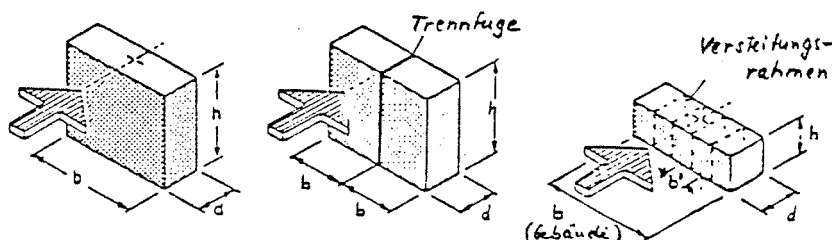
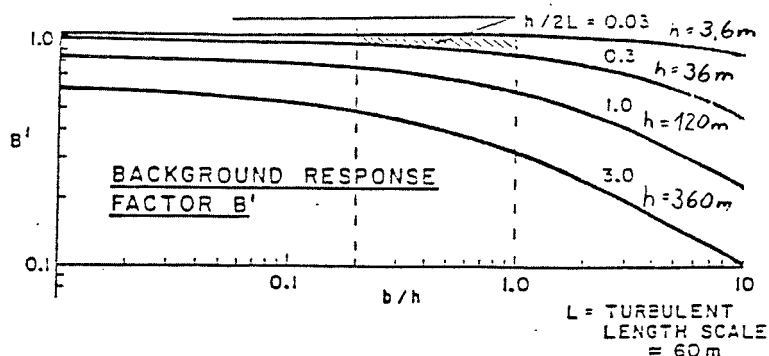


Bild A5.1: Werte für den Böengrundreaktionsfaktor  $B'$

## 2. DIN 1055, Teil 4, |10|

Wie bereits erwähnt, schreibt die DIN 1055, Blatt 4 als Bezugsstaudruck das Böenmaximum (5-sec-Mittel) vor und definiert für nicht schwingungsanfällige Bauwerke keinen Böereaktionsfaktor. Eine Umrechnung auf das 10-min-Mittel (s. A.6.3 ) zeigt aber, daß ein Böereaktionsfaktor von

$$G = \frac{q_{B\ddot{o}}}{\bar{q}} = 1,5^2 = 2,25$$

indirekt enthalten ist. Der Einfluß unterschiedlicher Geländeformen wird durch die Angabe unterschiedlicher Staudrücke (Windzonen) erfaßt.

Der Böengrundreaktionsfaktor, der bei üblichen, nicht schwingungswilligen Bauwerken ohnehin nur einen geringen Einfluß hat, wird hier gleich 1 gesetzt.

### 3. ECCS T12, [13]

Hier wird ähnlich wie in der DIN 1055, Blatt 4 kein Böreaktionsfaktor für nicht schwingungswillige Bauwerke definiert. Dafür wird eine Umrechnung für den Staudruck in Abhängigkeit von der Geländestructur und der Höhe angegeben.

### 4. Canada: NBCC (1980), [11]

Der Inhalt ist praktisch identisch mit dem ISO-Vorschlag.

### 5. Australien (SAA Loading Code, Part 2, Wind Forces), [11]

Das Vorgehen für nicht schwingungswillige Bauwerke entspricht der DIN 1055, Blatt 4. Als Bezugswindgeschwindigkeit wird die 2-3sec Bö angesetzt. Für Bauwerke unter 25 m Höhe und über 20 m Breite wird ein Reduktionsfaktor angegeben (s. Tabelle A5.1). Er entspricht dem Wert B' des ISO-Vorschlages.

Breadth (across-wind) m	Reduction factor ( $R_A$ )
20	0.98
50	0.95
100 and over	0.92

Tabelle A 5.1: Reduktionsfaktor für nicht schwingungswillige Bauwerke unter 25 m Höhe

Für Gebäude über 25 m bis 150 m Höhe werden in Abhängigkeit von der Frontfläche Reduktionsfaktoren angegeben (s. Tabelle A5.2).

Frontal area $\text{m}^2 \times 10^3$	Reduction factor ( $R_A$ )
1.0	1.0
2.0	0.92
3.0	0.88
8.0	0.84
15.0 and over	0.80

Tabelle A 5.2: Reduktionsfaktoren für nicht schwingungswillige Gebäude zwischen 25 m und 150 m Höhe



Anhang A.6.6 Berechnungsverfahren für wirbelerregte Schwingungen  
schlanker Baukonstruktionen

Bei diesem Verfahren wird vom deterministischen Rechenmodell ausgegangen [6, 15, 23]. Mit der kritischen Geschwindigkeit

$$V_{krit} = \frac{d \cdot f_e}{S} \quad (A6.1)$$

worin bedeuten

- d = Durchmesser
- f<sub>e</sub> = Eigenfrequenz
- S = Strouhalzahl

wird die generalisierte Erregerkraft berechnet:

$$P_{gen} = \frac{\rho}{2} V_{krit}^2 \int_0^H \tilde{c}_y(z) d\psi(z) dz \quad (A6.2)$$

mit

- ρ = Luftdichte
- H = Länge des Zylinders
- $\psi(z) = y(z)/y_0$  = Schwingungsform

- y(z) = Amplitude an der Stelle z
- y<sub>0</sub> = maximale Amplitude der Schwingungsform
- z = Koordinate in Zylinderlängsachse
- $\tilde{c}_y(z)$  = aerodynamischer Erregerkraftbeiwert

Die dynamische Antwort des Systems ergibt sich im Resonanzfall zu:

$$y_0 = \frac{P_{gen}}{\omega_e^2 M_{gen}} \cdot \frac{\tilde{\pi}}{\delta} \quad (A6.3)$$

worin bedeuten:

$$\begin{aligned} \delta &= \log. \text{ Dekrement der Dämpfung} \\ \omega_e &= 2\tilde{\pi} f_e = \text{Kreiseigenfrequenz} \end{aligned}$$

$$M_{gen} = \int_0^H m(z) \psi(z)^2 dz = M \int_0^H \psi(z)^2 dz \quad = \text{generalisierte Masse} \quad (A6.4)$$

$$\begin{aligned} m(z) &= \text{Masse pro Länge} \\ M &= \text{äquivalente Masse pro Länge} \\ &\approx \text{Masse pro Länge im Bereich der größten} \\ &\quad \text{Schwingamplituden} \end{aligned}$$

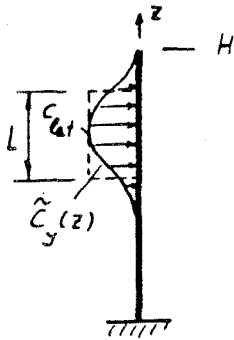
Die Gleichungen (A6.1), (A6.2) und (A6.4) in die Gl. (A6.3) eingesetzt ergibt:

$$\frac{y_0}{d} = \frac{1}{S_c} \frac{1}{S^2} \frac{\int_0^H \tilde{C}_y(z) \psi(z) dz}{4\tilde{\pi} \int_0^H \psi^2(z) dz} \quad (A6.5)$$

mit

$$S_c = \frac{2M\delta}{\rho d^2} = \text{Scrutzahl} \quad (A6.6)$$

Um das Integral im Zähler berechnen zu können, muß die Erregerkraftverteilung in der Zylinderlängsachse bekannt sein. Aus Experimenten ist bekannt, daß sie sich im Prinzip wie folgt verteilt:



$$\int_0^H \tilde{c}_y(z) dz = c_{lat} \cdot L \quad (A6.7)$$

Sie kann näherungsweise ersetzt werden durch eine auf der Korrelationslänge L konstant verteilte Kraft ( $\rightarrow$  Beiwert  $c_{lat}$ ). Damit vereinfacht sich die Gleichung (A6.5) zu:

$$\frac{y_0}{d} = \frac{1}{Sc} \frac{1}{S^2} c_{lat} \frac{\int_0^H \psi(z) dz}{4\pi \int_0^H \psi^2(z) dz} \frac{L \int_0^H \psi(z) dz}{\int_0^H \psi(z) dz} \quad (A6.8)$$

$$\frac{y_0}{d} = \bar{K} K \frac{c_{lat}}{Sc S^2} \quad (A6.9)$$

mit

$$\bar{K} = \frac{\int_0^H \psi(z) dz}{4\pi \int_0^H \psi^2(z) dz} = \text{Konstante der Schwingungsform} \quad (A6.10)$$

$$K = \frac{\int_0^H \psi(z) dz}{\int_0^H \psi^2(z) dz} = \text{Korrelationslängenfaktor} \quad (A6.11)$$

Für die Berechnung des Korrelationslängenfaktors K ist eine Aussage über die Korrelationslänge erforderlich. Wie in [23] im einzelnen ausgeführt ist, wird unter Einbeziehung eines Spitzenfaktors g zur Berücksichtigung der randartigen Schwingung bei kleinen Amplituden ( $g \approx 3$ ) und der sinusförmigen Schwingung bei großen Amplituden ( $g = \sqrt{2}$ ) folgende Beziehung für L eingeführt:

$$\frac{L}{d} = 2 e^{1.0 + 1.4 \frac{y_0}{d}} \quad (A6.12)$$

Da bei sehr großen Amplituden aerodynamische Nichtlinearitäten auftreten, die die Korrelationslänge begrenzen, wird für

$$\frac{y_0}{d} > 0,6 \quad \longrightarrow \quad \frac{L}{d} = 12$$

gesetzt. Gleichung (A6.12) kann angenähert werden durch:

$$\begin{aligned} \frac{y_0}{d} &\leq 0,1 &\longrightarrow &\frac{L}{d} = 6 \\ 0,1 < \frac{y_0}{d} < 0,6 &\longrightarrow &\frac{L}{d} = 4,8 + 12 \frac{y_0}{d} \\ \frac{y_0}{d} &\geq 0,6 &\longrightarrow &\frac{L}{d} = 12 \end{aligned} \quad (\text{A6.13})$$

Es ist zu beachten, daß  $L/d$  nicht größer als  $H/d$  werden kann.

Die Gleichung (A 6.9) ist allgemein gültig und kann für verschiedene Systeme angewendet werden. In Bild A 6.1 sind sechs Anwendungsbeispiele gezeigt.

Für ein System mit  $m$  Schwingungsbäuchen und  $n$  Bereichen phasengleicher Wirbelerregung schreiben sich die Gleichungen (A 6.10) und (A 6.11) allgemein:

$$\bar{K} = \frac{\sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} |\psi(z)| dz}{4\pi \sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} \psi^2(z) dz} \quad (\text{A 6.10 a})$$

$$K = \frac{\sum_{j=1}^n \int_{L_j} |\psi(z)| dz}{\sum_{j=1}^m \int_{\ell_j} |\psi(z)| dz} \quad (\text{A 6.11 a})$$

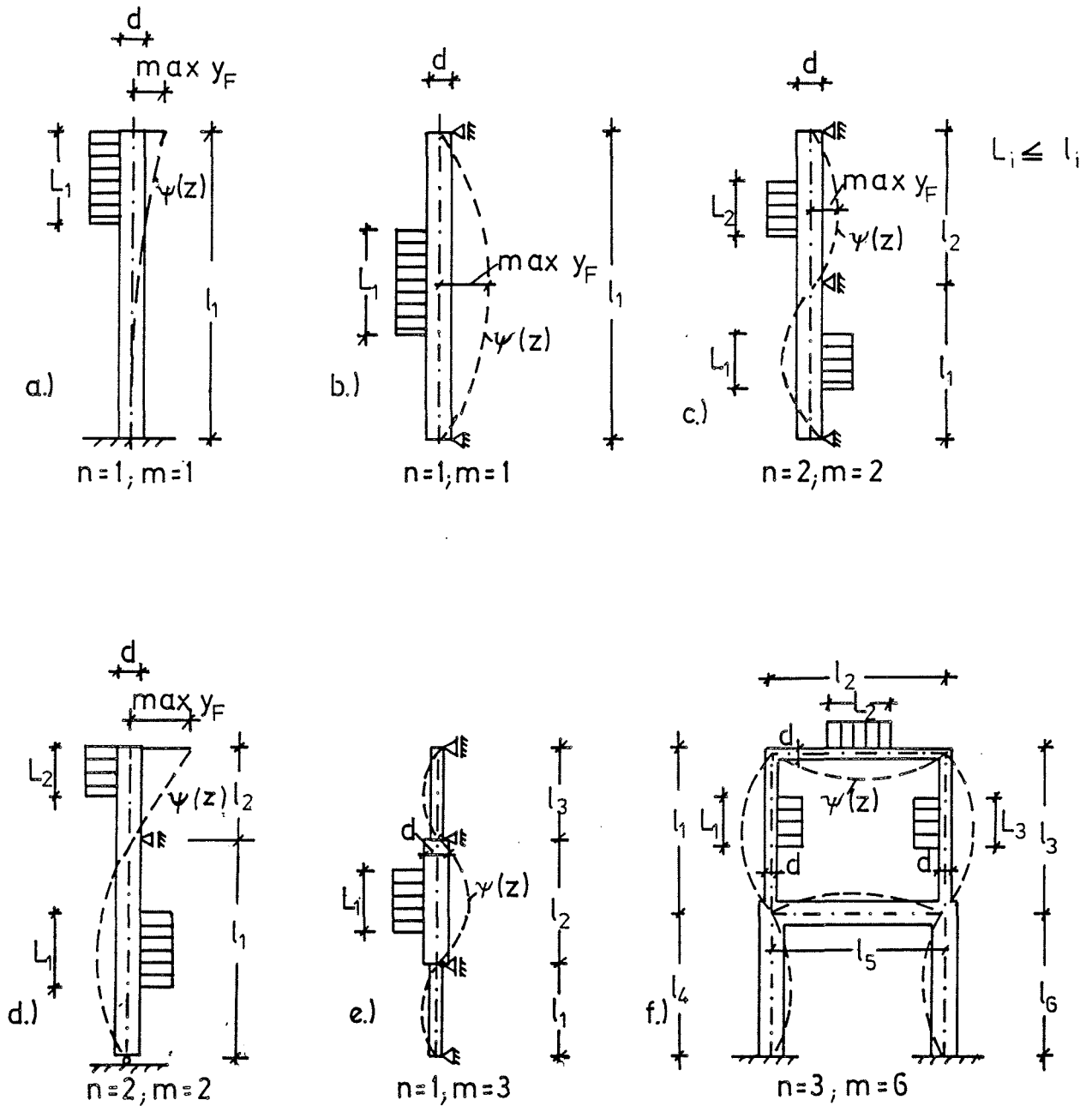


Bild A 6.1: Beispiele zur Anwendung der Gleichungen (A 6.9),  
(A 6.10a) und (A 6.11a) an verschiedenen Systemen

Der aerodynamische Erregerkraftbeiwert ist eine Funktion der Reynoldszahl  $Re$ , der Oberflächenrauigkeit, der Turbulenz und der Schwingamplitude (locking-in-Effekt). Das Bild A6.2 zeigt gemessene Werte verschiedener Autoren. Die Werte sind sowohl an starren Modellen als auch an schwingenden Zylindern, also auch unter Einschluß des locking-in-Effektes, gemessen worden. Weiterhin liegen verschiedene Versuchsrandbedingungen vor (Rauigkeiten, Streckung, Turbulenz). Im Hinblick auf den Sicherheitsbedarf ist eine einhüllende Linie für deutsche Normen DIN 1055, Blatt 4, DIN 4131, DIN 4133 vorgeschlagen worden.

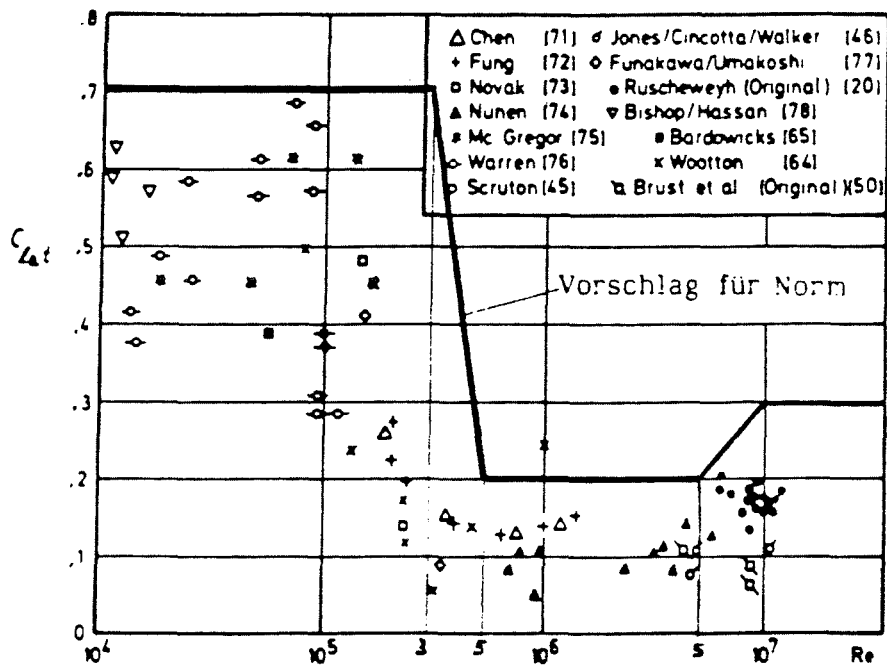


Bild A6.2: Erregerkraftbeiwert  $c_{lat}$  über der Reynoldszahl [6]

Aufbereitung der Gleichung (A6.9) für Kragzylinder  
(Schornsteine, Antennen u.a.)

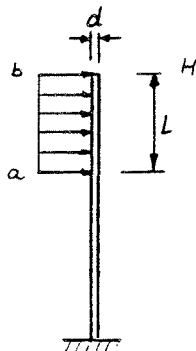
Die Grundswingungsform wird durch eine quadratische Parabel angenähert:

$$\psi(z) \approx \left(\frac{z}{H}\right)^2 \quad (\text{A6.14})$$

Die Konstante der Schwingungsform errechnet sich damit zu

$$K = 0,133$$

Vernachlässigt man den Spitzeneffekt (= Störung der Wirbel durch die räumliche Umströmung des Kaminendes) und setzt die Korrelationslänge am oberen Kaminende an (konservative Annahme) so erhält man für den Korrelationslängenfaktor:



$$K = 3 \frac{L/d}{\lambda} \left[ 1 - \frac{L/d}{\lambda} + \frac{1}{3} \left( \frac{L/d}{\lambda} \right)^2 \right] \quad (\text{A6.15})$$

$$\lambda = H/d$$

Vorgehensweise bei der praktischen Berechnung:

- 1) Ermittlung der Eigenfrequenz  $f_e$  und der Schlankheit  $\lambda$ .
- 2) Ermittlung der äquivalenten Masse  $M$ .
- 3) Schätzen des log. Dekrements der Strukturdämpfung  $\delta$  (z.B. aus Messungen an ähnlichen Strukturen, aus der Literatur oder aus Normenvorschlägen).
- 4) Berechnung der kritischen Windgeschwindigkeit  $v_{\text{crit}}$
- 5) Berechnung der Scrutonzahl  $S_c$

- 6) Berechnung der Re-Zahl (mit  $v_{crit}$ ) und Ermittlung von  $c_{lat}$  aus Bild A6.2
- 7) Berechnung der Konstanten  $\bar{K}$ , (kann gleich 0,13 gesetzt werden für Krag-systeme, für Balken auf zwei Stützen ist  $K \approx 0,1$ ).
- 8) Zur Berechnung des Korrelationslängenfaktors ist eine Iterationsrechnung erforderlich:

1. Schritt: Annahme  $L/d = 6 \rightarrow K$  aus Gl.(A6.15)

$$\rightarrow \left( \frac{\gamma}{\alpha} \right), \text{ aus Gl. (A6.9)}$$

2. Schritt: Mit Gl. (A6.12) oder Gl. (A6.13) Berechnung der 2. Näherung für  $L/d$ .

Wiederholung des 1. und 2. Schrittes bis gewünschte Genauigkeit erreicht ist. Erfahrungsgemäß genügen 3 - 4 Rechenschritte.



Anhang A.6.7 Berechnung der Querschwingungen von Schornsteinen \*)

Ausgehend von der Theorie von Vickery/Basu [21] wird für Schornsteine folgende Berechnungsformel vorgeschlagen:

$$\frac{\hat{y}}{\bar{d}} = \frac{\frac{g \tilde{c}_L \psi(h)}{8 \pi^2 S^2} \frac{\rho \bar{d}^2}{m_0} \left[ \frac{\sqrt{\pi} l}{2(\lambda+2)} \right]^{1/2} \phi(B, k)}{\left[ \frac{1}{h} \int_0^h \psi^2(z) dz \right]^{1/2} \left[ \beta_s - \beta_a \right]^{1/2}} \quad (\text{A7.1})$$

worin bedeuten:

- $\hat{y}$  = maximale Amplitude an der Schornsteinspitze
- $\bar{d}$  = mittlerer Durchmesser am oberen Drittel des Schornsteins
- $g$  = Spitzenfaktor =  $\hat{y}/\tilde{y}$
- $\tilde{c}_L$  = rms-Wert des Erregerkraftbeiwertes
- $S$  = Strouhalzahl
- $\rho$  = Luftdichte
- $m_0$  = äquivalente Masse pro Länge = 
$$\frac{\int_0^h m(z) \psi^2(z) dz}{\int_0^h \psi^2(z) dz}$$
- $\approx$  = mittlere Masse pro Länge im oberen Drittel des Schornsteins
- $l$  = Korrelationslänge im vielfachen des Durchmessers
- $\lambda$  =  $h/\bar{d}$  = Streckung

\*) Limited Circulation für CICIND, Dez. 1985 |A.F. Daly|

$h$  = Höhe des Schornsteins  
 $\psi(z)$  = Schwingungsform  
 $\beta_s$  = Strukturdämpfung in % der kritischen Dämpfung  
 $\beta_a$  = aerodynamische Dämpfung in % der kritischen Dämpfung  
 $\beta_a = \frac{f \bar{d}^2}{m_0} K_a$   
 $K_a = K_{a_0} \left[ 1 - \left( \frac{\tilde{y}}{\tilde{y}_L} \right)^2 \right]$  (A7.2)  
 $K_{a_0}$  = negativer aerodynamischer Dämpfungsparameter  
 $\tilde{y}$  = rms-Wert der Amplitude  
 $\tilde{y}_L$  = begrenzende Amplitude  
 $\vartheta(B, K) = \frac{1}{\sqrt{B}} k^{1,5} \exp \left[ -\frac{1}{2} \left( \frac{1 - k^{-1}}{B} \right)^2 \right]$  (A7.3)  
 $B$  = Bandbreite des Erregerkraftspektrums  
 $k = \bar{u}/u_{\text{krit}}$   
 $\bar{u}$  = mittlere Windgeschwindigkeit über dem oberen Drittel des Schornsteins  
 $u_{\text{krit}} = \frac{f_0 \bar{d}}{S} = \text{kritische Windgeschwindigkeit}$   
 $f_0$  = Eigenfrequenz des Schornsteins  
 $z$  = Koordinate in der Schornsteinlängsachse

Es wird hier vom starren Zylinder ausgegangen, an dem die Erregerkraft durch einen schmalbandigen Randomprozeß dargestellt werden kann. Der Synchronisationseffekt wird durch die negative aerodynamische Dämpfung beschrieben, die wiederum von der Amplitude abhängt. Die Abhängigkeiten vom Turbulenzgrad, Oberflächenrauigkeit, Streckung, Schwingungsform und der Art der Schwingung soll durch einen Spitzenfaktor  $g$  erfaßt werden.

Für die Anwendung an Schornsteinen werden einige Vereinfachungen eingeführt:

- \* Die Schwingungsform wird angenähert mit  $\psi(z) = \left(\frac{z}{h}\right)^2$ ,  
damit wird  $\psi(h) = 1$

und 
$$\frac{1}{h} \int_0^h \psi^2(z) dz = \frac{1}{5}$$

Damit wird aus Gl. (A7.1):

$$\frac{\dot{y}}{\bar{d}} = \frac{C \cdot g}{\left[ \frac{m_0}{\rho \bar{d}^2} (\lambda + 2) \right]^{\frac{1}{2}} \left[ K_s - K_{a_0} \left\{ 1 - \left( \frac{1}{\alpha g} \frac{\dot{y}}{\bar{d}} \right)^2 \right\} \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{A7.4})$$

mit

$$C = 0,0267 \frac{\tilde{c}_L \sqrt{l} \phi(B, k)}{S^2} \quad (\text{A7.5})$$

$$\alpha = \tilde{y}_L / \bar{d}$$

Für kleine Dämpfungswerte  $K_s$  wird der zweite Wurzelausdruck klein und damit die Amplitude groß. Es handelt sich dann um sinusartige Schwingungen, für die der Spitzenfaktor  $g = \sqrt{2}$  ist. Im Falle großer Strukturdämpfung ist die dynamische Antwort randomartig mit einem Spitzenfaktor  $g = 3,87$ . Allgemein wird für den Spitzenfaktor vorgeschlagen:

$$g = \sqrt{2} \left[ 1 + 1,2 \tan^{-1} \left\{ 0,75 \left( \frac{K_s}{K_{a_0}} \right)^4 \right\} \right] \quad (\text{A7.6})$$

Es wird eine weitere vereinfachte Schreibweise der Gl. (A7.4) vorgeschlagen:

$$\frac{\dot{y}}{\bar{d}} = \frac{C' g}{\left[ K_s - K_{a_0} \left\{ 1 - \left( \frac{1}{\alpha g} \frac{\dot{y}}{\bar{d}} \right)^2 \right\} \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{A7.7})$$

worin

$$C' = \frac{C}{\left[ \frac{m_0}{\rho \bar{d}^2} (\lambda + 2) \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{A7.8})$$

ist. Für  $c'$  wird einheitlich der Wert 0,005 gesetzt.

Die aerodynamischen Daten für  $C'$ ,  $K_a$  und  $\alpha$  werden von Vickery/Daly aus einer Tabelle von Pritchard /22/ analysiert. In dieser Tabelle sind über 60 Schwingungsbeobachtungen an ausgeführten Stahlkaminen zusammengetragen. Es sind auch solche Schornsteine enthalten, die in Reihen- oder Gruppenanordnung stehen. Bei der Analyse von Vickery/Daly werden alle beobachteten Werte ohne Rücksicht auf den Gruppeneffekt gleichbehandelt. Dadurch wird der Normalfall des freistehenden Einzelschornsteins überbewertet. Im Bild A7.1 sind die Daten für  $K_a$  und  $\alpha$  dargestellt.

Die Lösung der Gleichung (A7.7) ist in Bild A7.2 wiedergegeben. Sie wird als obere Grenze der zu erwartenden Amplitude verstanden. Sollte die Grenze zu hoch sein (Dauerfestigkeit ist überschritten), wird auf den Vorschlag zum ACI-307 Code für Stahlbetonkamine verwiesen. Dort ist der aerodynamische Dämpfungsterm weiter vereinfacht in der Gestalt, daß die quadratische Abhängigkeit von der Amplitude vernachlässigt ist. Das führt für kleine Strukturdämpfungen (z.B. Stahlkamine) zu keiner realen Lösung mehr (Wurzel wird negativ).

#### A 6.8 Kritischer Vergleich der beiden vorgestellten Berechnungsmodelle zur Querschwingungsberechnung

Die der Berechnungsformel von Vickery/Daly zugrunde liegende Theorie ist zwar geschlossen, aber die Aufbereitung für die praktische Anwendung weist erhebliche Schwächen auf. Sie führt insbesondere für Systeme mit schwacher Dämpfung zu Lösungen, die um einen Faktor bis zu 10 auf der sicheren Seite liegen (s. Bild A 7.3) und somit unwirtschaftliche Konstruktionen zur Folge haben. Der Hauptgrund liegt in der Skalierung an ungeeigneten Daten.

Die Methode gemäß Abschnitt A.6.6 hingegen liefert Lösungen, die in guter Übereinstimmung mit an Originalstrukturen gemessenen Werten liegen (s. Bild A 7.3). Sie läßt sich darüberhinaus auf verschiedenartige Konstruktionen anwenden (z.B. auf Raumfachwerke aus Rohren oder mehrfach unterstützte Systeme, s. Bild A 6.1), was mit der Methode nach Vickery/Daly nicht ohne weiteres möglich ist, da diese nur für Kragssysteme abgeleitet ist (Schornsteine). Es wird deshalb empfohlen, für den Entwurf des zukünftigen EUROCODE der Allgemeingültigkeit wegen die Methode nach A.6.6 vorzuschlagen.

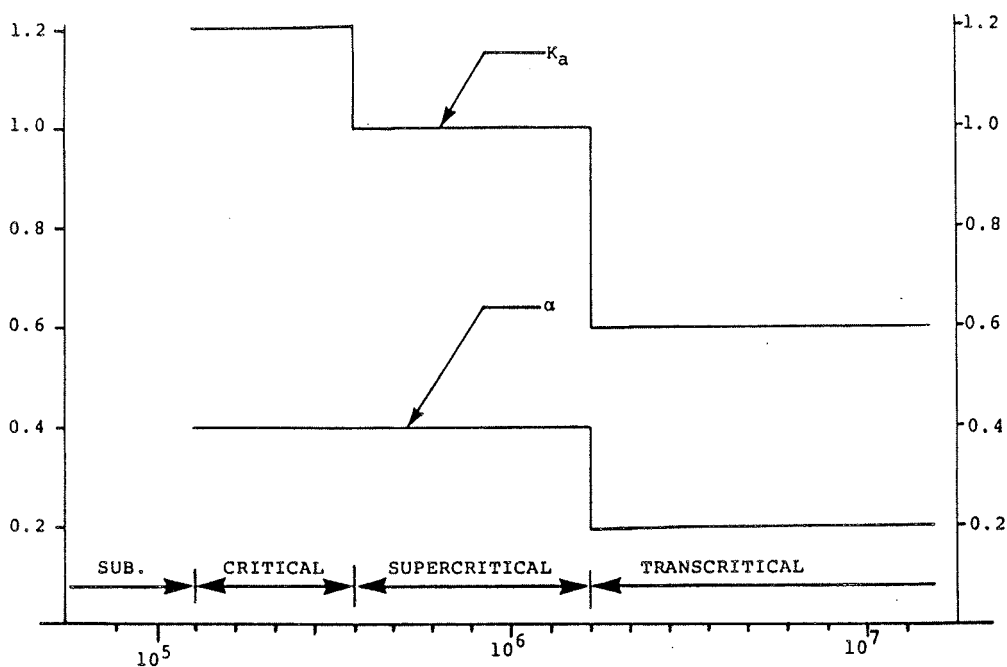


Bild A 7.1: Aerodynamische Rechenaten für den Vorschlag Vickery/Daly

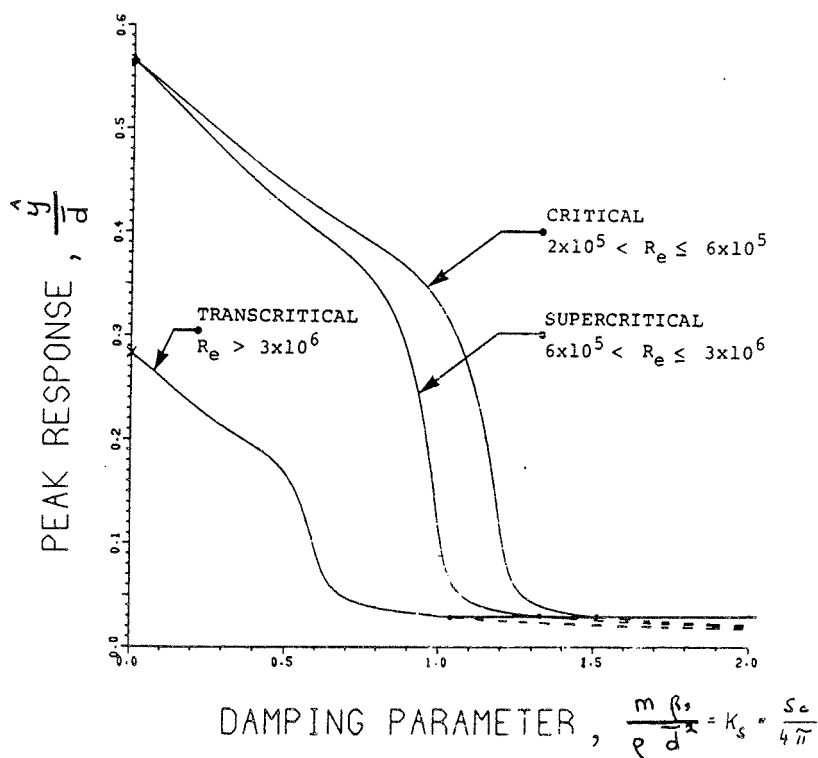


Bild A 7.2: Obergrenze der Amplitude an der Kaminspitze gemäß dem Vorschlag Vickery/Daly



### Anhang A.6.9 Kriterium für Instabilitäten

Wie in [6,17,18] im einzelnen abgeleitet ist, ergibt sich dann die Gefahr der Gallopinginstabilität, wenn der aerodynamische Seitentriebsbeiwert  $c_y$  eine negative Steigung aufweist:

$$\frac{\partial c_y}{\partial \alpha} < 0 \quad (\text{A9.1})$$

( $\alpha$  = Anströmwinkel). Mit diesem Stabilitätskriterium läßt sich die kritische Einsetzgeschwindigkeit  $v_0$  berechnen:

$$v_0 = 2 d f_e \frac{S_c}{-\frac{\partial c_y}{\partial \alpha}} \quad (\text{A9.2})$$

mit

$$S_c = \frac{2 M \delta}{\rho d^2} = \text{Scrutonzahl} \quad (\text{A9.3})$$

$M$  = äquivalente Masse pro Länge

$\delta$  = log. Dekrement der Dämpfung

$d$  = Baukörperquerabmessung (z.B. Durchmesser)

$f_e$  = Eigenfrequenz

$\rho$  = Luftdichte

Zahlenwerte für  $(-\partial c_y / \partial \alpha)$  können nur aus dem Experiment gewonnen werden. Sie werden außer von der Körperform wesentlich vom Turbulenzgrad beeinflusst, so daß Angaben dazu sehr schwierig sind.

In [6] sind Rechenwerte für einige Profile als Anhaltswerte angegeben.

Das Interferenzgallopingproblem tritt bei engstehenden schlanken Profilen auf (z.B. bei Schornsteinen in Reihe) [6, 19, 20]. Es handelt sich wie beim Galloping um eine bewegungsinduzierte Schwingung, die bei einer kritischen Einsetzgeschwindigkeit

$$v_0 = 2 d f_e \sqrt{\frac{S_c}{-\frac{\partial c_y}{\partial \alpha} \sin \Theta}} \quad (\text{A9.4})$$

beginnt. Im Gegensatz zur Gl.(A7.3) geht hier die Scrutonzahl nur mit der Wurzel ein und das Stabilitätskriterium ist mit dem Sinus der Phasenverschiebung  $\Theta$  (Phase zwischen Schwingung und Erregerkraft) erweitert. Da  $\Theta$  stets negativ ist, muß für eine reale Lösung  $\partial c_y / \partial \alpha$  positiv sein:

$$\frac{\partial c_y}{\partial \alpha} > 0 \quad (\text{A9.5})$$

Richtwerte für das kombinierte Stabilitätskriterium

$$-\frac{\partial c_y}{\partial \alpha} \sin \Theta$$

sind aus [20] zu entnehmen.



## 7. WERTUNG UND FOLGERUNGEN

### 7.1 Lastbeschreibungskonzept

Ein vollständiges Lastbeschreibungskonzept für künftige Last- und Bemessungsnormen sollte

- Lastkombinationsregeln
- Lastanwendungsregeln
- Lastermittlungsregeln
- Lastberechnungsgrundlagen

umfassen. Diese müssen nicht notwendigerweise alle in einem Lastcode zusammengefaßt werden. Wichtig ist jedoch, daß sie aufeinander abgestimmt und konsistent sind. Grundvoraussetzung ist selbstverständlich eine zutreffende Beschreibung der Lastphysik, soweit sie für die Bauwerksbemessung relevant ist.

Im Hinblick auf das inzwischen international akzeptierte zuverlässigkeitsorientierte Sicherheitskonzept für die Tragwerksbemessung - z.B. gemäß EUROCODE Nr. 1 - ist es zusätzlich erforderlich, daß die Lastbeschreibungen mit Hilfe hinreichend realistischer stochastischer Modelle auf solider statistischer Datenbasis nach einheitlichen Zuverlässigkeitskriterien hergeleitet werden.

Derartige Kriterien werden in diesem Bericht benannt und erprobt. Sie sind grundsätzlich auf alle Lastarten anwendbar und führen zu plausiblen Ergebnissen, die bisherige Erfahrung weitgehend bestätigen.

Die Lasten können in Form von "Bemessungswerten" für alle wichtigen Grenzzustände und Lastkombinationen angegeben werden; dies ist z.B. das Konzept der SIA 160, Entwurf 1985. Alternativ können charakteristische Werte definiert werden, die in Verbindung mit Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerten in die verschiedenen Grenzzustände und Lastkombinationen einzuführen sind; die derzeit in den EUROCODES vorgeschlagenen Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte erscheinen zum Teil noch verbesserungsbedürftig.

Für die weitere Bearbeitung eines EUROCODES "Actions on Structures" wird folgendes Vorgehen empfohlen:

1. Es wird ein Lastcode ausgearbeitet, der aus einem Allgemeinen Teil und weiteren, auf die verschiedenen Einwirkungsarten bezogenen Teilen besteht (Bild 7.1).

Der Allgemeine Teil sollte alle allgemeingültigen Anweisungen enthalten, die

- für die Anwendung der in dem Code angegebenen Einwirkungen erforderlich sind
- der Anwender dann benötigt, wenn die Einwirkungen noch ermittelt werden müssen, wie z.B. im Industriebau oder für Montagelasten

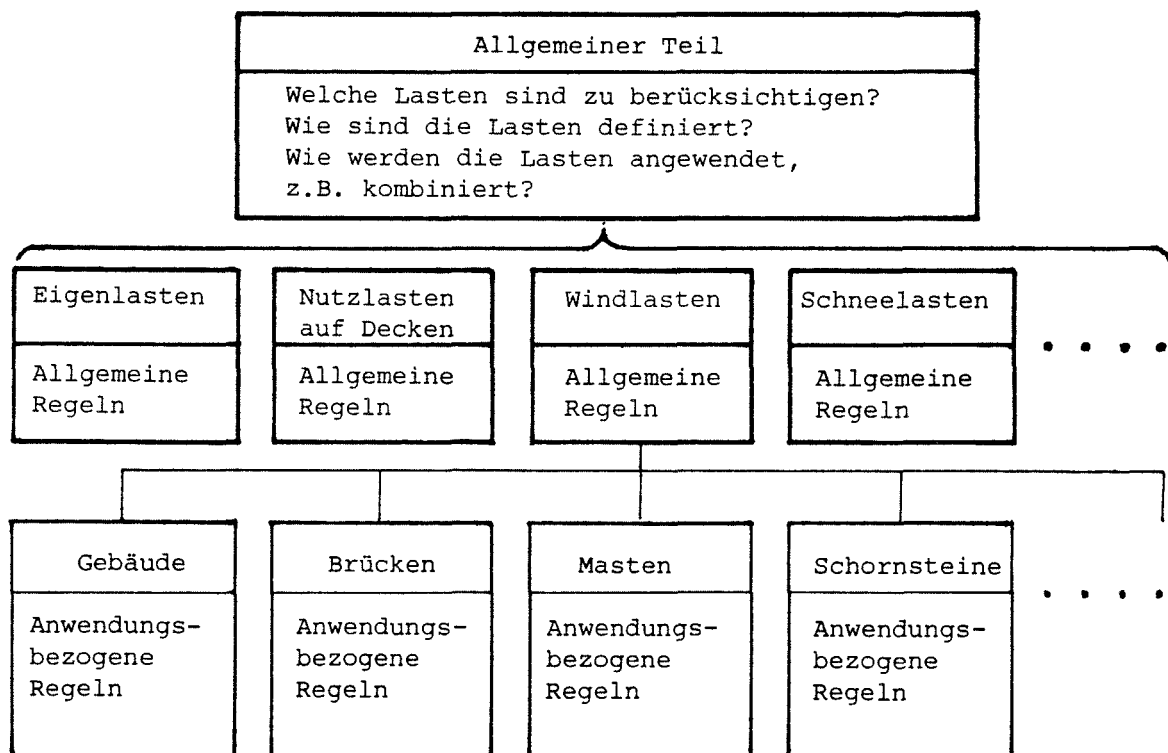


Bild 7.1 Aufbau des EUROCODES für "Actions on Structures"

Die auf bestimmte Einwirkungen bezogenen Teile enthalten jeweils zu Beginn bauweisenübergreifende Regeln, danach anwendungsspezifische Regeln und Angaben, die auch mit speziellen Grenzzuständen (z.B. aerodynamische Stabilität für Stahlbrücken) verbunden sein können.

2. Neben dem Lastcode werden Hintergrunddokumentationen zu dem Allgemeinen Teil und zu den auf die verschiedenen Einwirkungen bezogenen Teilen erarbeitet.

Das Hintergrunddokument zum Allgemeinen Teil soll die allgemeinen Grundlagen des Verfahrens zur Lastbeschreibung mit Hilfe hinreichend realistischer stochastischer Modelle auf solider statistischer Datenbasis nach einheitlichen Zuverlässigkeitskriterien wiedergeben; es soll alle wesentlichen Definitionen wie Bemessungswerte, charakteristische Werte Kombinationsbeiwerte, Kombinationsregeln enthalten.

Die Hintergrunddokumente zu den einzelnen Einwirkungsarten sollen

- darüber informieren, wie die Coderegelungen entstanden sind
- anhand der Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit den vorgeschlagenen Coderegelungen und gültigen nationalen Lastnormen Übereinstimmung mit oder Unterschiede zu den nationalen Sicherheitsniveaus ausweisen. Für diese Vergleiche sind auch die jeweils gültigen Bemessungsregeln, z.B. die EUROCODES 2 ff und die entsprechenden nationalen Bemessungsnormen, heranzuziehen.

Sie sollen demnach wie folgt gegliedert sein:

1. Erklärung der physikalischen Modelle
2. Erklärung der stochastischen Modelle
3. Vergleichsrechnungen .

## 7.2 Eigenlasten

Im vorliegenden Bericht werden unter Eigenlasten nur die Gewichte tragender und nichttragender Bauteile verstanden. Die nach bisheriger Praxis zusammen mit den Bauteillasten geregelten Lasten von Lager- und Schüttgütern werden bewußt ausgeklammert, da sie von den Eigenschaften her eher wie Nutzlasten zu behandeln sind.

Hinsichtlich der Berechnungsgrundlagen werden alternative Vorgehensweisen für homogene Baustoffe, heterogene Baustoffe und Verbundwerkstoffe empfohlen, die sich jedoch auf das gleiche Grundkonzept zurückführen lassen. Einige Einflüsse auf die Lasten, die in der Praxis oft nicht gesondert aufgeführt werden, sind in diesem Bericht ausdrücklich erwähnt, z.B. der Feuchtegehalt bei Beton, Mauerwerk und Holz oder der Anteil der Verbindungen und Anschlüsse bei Metallkonstruktionen.

Das stochastische Modell der Eigenlasten muß die statistischen Kennwerte der beiden wesentlichen Faktoren - spezifisches Gewicht und Volumen - umfassen. Bei heterogenen Baustoffen oder Verbundwerkstoffen, tritt an die Stelle des spezifischen Gewichtes eine Gesamtrohdichte, deren Kennwerte aus denen der verschiedenen Materialanteile zu berechnen sind. Die statistischen Kennwerte des Volumens müssen auch ggf. systematische Abweichungen von den planmäßigen Abmessungen berücksichtigen. Die örtlichen Schwankungen der Eigenlasten sind korreliert. Sofern Meßergebnisse dies zweifelsfrei belegen, darf der günstige Einfluß der Korrelation auf die Gesamtstreuungen der Eigenlasten ausgedehnter Tragwerksteile in Rechnung gestellt werden.

Zur Erarbeitung von künftigen Normungsvorschlägen für Eigenlasten werden die wesentlichen Prinzipien benannt, nach denen die charakteristischen Werte oder Bemessungswerte zweckmäßig zu definieren sind. Das erforderliche Datenmaterial für die Angabe von Zahlenwerten fehlt praktisch vollständig. Der nächste Schritt muß also darin bestehen, für die wichtigsten Baustoffe und Bauteile statistische Daten zu beschaffen und auszuwerten. Hierzu findet sich im Anhang der Vorschlag für ein Arbeitsblatt. Die praktische Umsetzung für konkrete Eigenlasten muß einer weiteren Forschungsarbeit vorbehalten bleiben.

### 7.3 Verkehrslasten auf Decken

Als Verkehrslasten auf Decken werden in diesem Bericht die Nutzlasten in Bereichen mit repräsentativer Nutzung bei

- Bürohäusern
- Wohnhäusern
- Schulen
- Hotels
- Krankenhäusern
- Parkhäusern

behandelt. Räume mit spezieller Nutzung in diesen Gebäuden - z.B. Materiallager, Büchereien, Geräteräume - werden nicht erfaßt. Auch die Lasten auf Fluren und Treppen werden nicht untersucht.

Mit Ausnahme der Parkhauslasten setzen sich die Nutzlasten grundsätzlich aus quasi-ständigen Anteilen (Einrichtungen) und kurzzeitigen Anteilen (z.B. Personenansammlungen oder Stapelungen von Einrichtungsgegenständen) zusammen. Verfügbare statistische Daten für diese Lastanteile werden zunächst ungeprüft der Literatur entnommen. Erfahrungsgemäß weisen die Nutzungsformen der betrachteten Gebäude von Land zu Land merkliche Unterschiede auf, die sich auch in den Belastungen niederschlagen. Noch ausstehende eigene Erhebungen in der Bundesrepublik können somit theoretisch zu abweichenden Ergebnissen führen. Exemplarisch wurde dies in einem Parallelvorhaben für die Wohnhausnutzlasten untersucht, indem stichprobenartige Lastmessungen und neuerliche Auswertungen durchgeführt wurden.

Die Lastbeschreibung erfolgt mit Hilfe eines hinreichend realistischen stochastischen Modells, das die statistischen Kennwerte der gleichförmig verteilten Nutzlastanteile in Abhängigkeit von der Lasteinzugsfläche angibt. Ein möglicher ungünstiger Einfluß der in Wirklichkeit ungleichförmig verteilten Lasten wird in Abhängigkeit vom statischen System berücksichtigt, wobei für die Praxis die Beschränkung auf einen repräsentativen Fall ausreichend genau ist.

Aus diesem Modell werden Bemessungswerte und reduzierte Bemessungswerte der extremen resultierenden gleichförmig verteilten

Nutzlast bzw. charakteristische Werte und Kombinationsbeiwerte hergeleitet; diese können unmittelbar als Grundlage für eine künftige Normung dienen.

Bei den Parkhausnutzlasten ist eine etwas andere Modellierung erforderlich, da hier der quasi-ständige Lastanteil fehlt. Es werden zwei alternative stochastische Modelle angewendet. Die Kennwerte des ersten Modells, das im Prinzip dem für die übrigen Nutzlasten entspricht, werden an den Ergebnissen von Lastmessungen kalibriert; es zeigt sich wiederum eine Abhängigkeit der Varianz der gleichförmig verteilten Last von der Lasteinzugsfläche. Das zweite Modell geht von der Verteilung des Gewichtes eines Fahrzeuges aus und ermittelt aus der Fluktuation der Fahrzeuge auf den Parkplätzen bzw. auf der Fahrbahn und der Annahme, daß die Lasten auf mehreren Parkplätzen voneinander unabhängig sind, Momentan- oder Extremwerte der gleichförmig verteilten Last aus  $n$  Parkplätzen. Das rein theoretisch begründete zweite Modell liefert etwas geringere Bemessungswerte der Extremlast als das halbempirische erste Modell.

Aus beiden Modellen werden Vorschlagswerte für die Normung der gleichförmig verteilten Last in Parkhäusern hergeleitet, die eine Abminderung der derzeit in DIN 1055 Teil 3 festgelegten Werte bei größeren Einzugsflächen nahelegen.

Sowohl bei den Nutzlasten in üblichen Gebäuden als auch bei den Parkhausnutzlasten kann ein Einfluß auf die Ermüdung aufgrund der geringen Lastspielzahlen ausgeschlossen werden.

Nicht betrachtet werden in diesem Bericht Nutzlasten in öffentlichen Versammlungsstätten (z.B. Theater, Opern, Lichtspielhäuser), in Industriegebäuden sowie in Sonderbauwerken wie Tribünen. Bei den letzteren sind wegen der Dominanz der kurzzeitigen Lasten Überlegungen erforderlich, die jedoch auf verlässliche Meßdaten aufbauen sollten. Generell erscheint das vorhandene Datenmaterial über Kurzzeitlasten unzulänglich. Auch zur Erfassung der Nutzungsunterschiede bei den quasi-ständigen Lasten fehlt zuverlässiges Datenmaterial, abgesehen von den genauer betrachteten Wohnräumen in Wohngebäuden. Einer weiteren Forschungsarbeit muß die Beschaffung der fehlenden Daten und ihre Klassifizierung nach Nutzungsarten vorbehalten bleiben. Ein mögliches Vorgehen ist im Anhang skizziert.

#### 7.4 Verkehrslasten auf Brücken

Die Modelle für Verkehrslasten auf Eisenbahnbrücken sind bereits durch die UIC vereinheitlicht und deshalb nicht Gegenstand dieses Berichtes. Der künftige EUROCODE für "Actions on Structures" könnte die UIC-Modelle übernehmen. Die Lastintensitäten werden zur Zeit von den UIC-Mitgliedern für ihren Bereich festgelegt und differieren deshalb von Land zu Land. Hier wäre anzustreben, im Bereich der EG die Intensitäten zu harmonisieren, z.B. durch eine schmalere Variationsbreite oder gar feste Zahlenwerte. Dazu wäre eine vergleichende Darstellung der verschiedenen Annahmen und Intensitäten in Verbindung mit den nationalen Bemessungsregeln erforderlich (vgl. Abschnitt 7.1).

Bei den Straßenverkehrslasten gibt es bisher noch keine internationale Vereinbarung über Lastmodelle. Diese könnte entweder durch eine Arbeitsgruppe der Verkehrsministerien der Mitgliedsländer ausgearbeitet und der Kommission vorgeschlagen werden oder es könnte innerhalb der bestehenden Arbeitsgruppe für den Euro-Lastcode ein Vorschlag ausgearbeitet werden, dem dann die Verkehrsministerien zustimmen müßten.

Ein möglicher Weg für die Harmonisierung eines Lastmodells ist durch die Vorgehensweise der UIC bei der Festlegung der Eisenbahnlasten vorgezeichnet:

1. Festlegung eines Lastbildes für den Tragfähigkeitsnachweis für eine Hauptspur, d.h. Festlegung aller Geometrien von Einzellasten und Streckenlasten, jedoch nicht der Lastintensitäten. Hierbei wäre zu entscheiden, ob man das Lastbild mehr an möglichen Sondertransporten oder an extremen Stausituationen orientiert oder sogar zwei unterschiedliche Lastbilder vorzieht.
2. Festlegung der Lastintensität für das festgelegte Lastbild für die Hauptspur sowie der Abminderungsfaktoren für die Nebenspuren.
3. Festlegung ermüdungswirksamer Ersatzfahrzeuge mit Geometrie, Lasten und relativer Häufigkeit im Verkehr für Ermüdungsnachweise. Die Lastintensitäten der Ersatzfahrzeuge sind an die nationalen Straßenverkehrsordnungen zu koppeln.

4. Festlegung von Beifaktoren für das Lastbild für Tragfähigkeitsnachweise, die eine Verwendung dieses Lastbildes auch bei Ermüdungsnachweisen ermöglichen. Diese Beifaktoren gelten für lokale Nachweise der Fahrbahnelemente und für die Brückenhauptträger und müssen auch die ermüdungswirksamen dynamischen Effekte berücksichtigen.

#### 7.5 Klimatische Lasten

Von den klimatischen Lasten werden in diesem Bericht exemplarisch

- Schneelasten und
- Windlasten

untersucht. Hierfür werden nach dem Stand von Wissenschaft und Technik zum Teil recht ausgereifte stochastische Modelle empfohlen.

Die statistischen Grunddaten stehen aufgrund der langjährigen meteorologischen Meßreihen zur Verfügung, die allerdings hinsichtlich der Schneelasten neu auszuwerten sind. Bei den Windlasten ist eine grundlegende zuverlässigkeitstheoretische Überprüfung der verschiedenen Detail- und Sonderprobleme unumgänglich. So wurden beispielsweise für dynamische Wirkungen und Instabilitäten in dieser Arbeit nur die physikalischen Modelle zusammengestellt. Eine konsequente Erweiterung des auf den Standardfall der statischen Windwirkung abgestellten stochastischen Modelles ist zur Zeit noch nicht möglich. Zusätzliche Untersuchungen sind notwendig, um diese offenen Fragen zu klären. Dann steht einer konsistenten Herleitung von Normungsvorschlägen und einer Formulierung von Anwendungsregeln nichts mehr im Wege.



## 8. LITERATURHINWEISE

zu Abschnitt 2:

- /2.1/ Normenausschuss Bauwesen im DIN: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Ausgabe 1981. Berlin: Beuth Verlag, 1981
- /2.2/ Kommission der Europäischen Gemeinschaften: EUROCODE Nr. 1 - Gemeinsame einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe. Brüssel-Luxemburg, 1984
- /2.3/ Euro-Internationales Beton-Komitee: CEB/FIB - Mustervorschrift Band I - Einheitliche Regeln für verschiedene Bauarten und Baustoffe. Bulletin d'Information Nr. 124, Paris, 1978
- /2.4/ König, G., D. Hosser und W. Schobbe: Sicherheitsanforderungen für die Bemessung von baulichen Anlagen nach den Empfehlungen des NABau - eine Erläuterung. Bauingenieur 57 (1982) 69 - 78
- /2.5/ König und Heunisch, Beratende Ingenieure: Stellungnahme zu den Sicherheitsfestlegungen im EUROCODE Nr. 2. Abschlußbericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik. Frankfurt/Main, August 1985

zu Abschnitt 3:

- /3.1/ DIN 1055 Teil 3: Lastannahmen für Bauten - Verkehrslasten. Ausgabe Juni 1971
- /3.2/ Rackwitz, R.: Loads due to the Self-Weight of Structural and Non-structural Elements. Lecture Notes sect. 14.1, München, 1985
- /3.3/ Tichy, M.: Self-Weight Loads. Appendix to the report "Actions on Structures" of CIB W81. 3rd draft, 1985
- /3.4/ Maass, G. und R. Rackwitz: Maßabweichungen bei Bauwerken in Ortbeton. Beton- und Stahlbetonbau 75 (1980) 9 - 13

- /3.5/ Hawranek, R.: Optimierung von Sicherheitsnachweisen mit besonderem Bezug auf den Tragfähigkeitsnachweis von Stützen aus Formstahl. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 34, 1978
- /3.6/ Mirza, S.A. and J.G. McGregor: Variations in Dimensions of Reinforced Concrete Members. Journ. Struct. Div., ASCE, Vol. 105, No. ST4, April 1979, pp 751
- /3.7/ Fiorato, A.E.: Geometric Imperfections in Concrete Structures. Document D5/1973. National Swedish Building Research Institute, Stockholm, 1973
- /3.8/ König, G. und G. Ott: Zum Nachweis der Sicherheit im Momentennullpunkt abschnittweise hergestellter Spannbetonbrücken. Herausg. Bundesminister für Verkehr: Forschung, Straßenbau und Verkehrstechnik, H. 378, Bonn-Bad Godesberg, 1983
- /3.9/ DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen. Ausgabe Dezember 1985
- /3.10/ DIN 4219 Teil 1: Leichtbeton und Stahlleichtbeton mit geschlossenem Gefüge; Anforderungen an den Beton, Herstellung und Überwachung. Ausgabe Dezember 1979
- /3.11/ DIN 4108 Teil 4: Wärmeschutz im Hochbau; Wärme- und feuchteschutztechnische Kennwerte. Ausgabe August 1981
- zu Abschnitt 4:
- /4.1/ DIN 1055 Teil 3: Lastannahmen für Bauten - Verkehrslasten. Ausgabe Juni 1971
- /4.2/ Sentler, L. and R.B. Corotis: Live Loads in Buildings. Appendix to the report "Actions on Structures" of CIB W81. 4th draft, December 1985
- /4.3/ Rackwitz, R.: Occupancy Loads. Lecture Notes sect. 14.2, München, 1985
- /4.4/ Sentler, L.: Live Load Surveys: A Review with Discussions. Report 78, Lund Sweden, 1976

- /4.5/ McGuire, R.K. and C.A. Cornell: Live Load Effects in Office Buildings. Journ. Struct. Div., ASCE, Vol. 100, No. ST7, July 1974, 1351 - 1366
- /4.6/ Baumgart, R., D. Hosser und G. König: Überprüfung der Lastannahmen in DIN 1055 Teil 3 für den Wohnungsbau. Abschlußbericht im Auftrag des Ministers für Stadtentwicklung, Wohnen und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen. Darmstadt, April 1986
- /4.7/ Normenausschuss Bauwesen im DIN: Grundlagen zur Festlegung von Sicherheitsanforderungen für bauliche Anlagen. Ausgabe 1981. Berlin: Beuth Verlag, 1981
- /4.8/ König und Heunisch, Beratende Ingenieure: Stellungnahme zu den Sicherheitsfestlegungen im EUROCODE Nr. 2. Abschlußbericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik. Frankfurt/Main, August 1985
- /4.9/ Fießler, B.: Das Programmsystem FORM zur Berechnung der Versagenswahrscheinlichkeit von Komponenten von Tragsystemen. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 43, 1979
- /4.10/ Council on Tall Buildings & Urban Habitat: Tall Building Criterial and Loading. Monograph, ASCE, 1980
- /4.11/ ISO/DIS 2103.5: Loads due to Use and Occupancy in Residential and Public Buildings. Draft April 1981
- /4.12/ König, G. und K. Marten: Zum wirklichkeitsnahen Erfassen von Nutzlasten. Die Bautechnik, Heft 3, 1975
- /4.13/ Marten, K.: Zur Festlegung wirklichkeitsnaher Nutzlasten und Lastabminderungsfaktoren. Dissertation Darmstadt, 1975
- /4.14/ Gross, P. and R. Rackwitz: An Alternative Stochastic Model for Loads due to Car Parking. Note to CIB W 81, Munich, January 1986

- /4.15/ Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein (SIA): SIA 160 - Norm für die Belastungsannahmen, die Inbetriebnahme und die Überwachung der Bauten. Ausgabe 1970
- /4.16/ Joint Committee on Structural Safety (JCSS): Basic Notes on Actions. In: CEB-Bulletin No. 112, Paris, 1976
- /4.17/ Nordic Committee on Building Regulations (NKB): Recommendations for Loading and Safety Regulations for Structural Design. NKB-Report No. 36, November 1978

zu Abschnitt 5:

a) Anhang 5.1:

- /1/ Braun, H.: Untersuchung über Fahrbahnunebenheiten, Deutsche Kraftfahrtforschung und Straßenverkehrstechnik, Heft 186, 1966
- /2/ Geidner, Th.: Zur Anwendung der Spektralmethode auf Lasten und Beanspruchungen bei Straßen- und Eisenbahnbrücken. Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke. Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, Heft 37, 1979
- /3/ Groß, P., Rackwitz, R.: Note on Impact Forces for Vehicles on Rough Road Surfaces, Commission CIB W81, Prague 1985
- /4/ Honda, H., Kajikawa, Y., Kobori, T.: Spectra of Road Surfaces on Bridges, Journal of the Structural Division, Vol. 108, 1982
- /5/ Jaquemoud, J.: Analyse du Comportement a la Fatigue des Ponts - Routes, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, These no 389, Lausanne 1981
- /6/ König, G., Gerhardt, H.-C.: Verkehrslastmodell für Straßenbrücken, Bauingenieur, 1985

- /7/ Lin, Y.R.: Probabilistic Theory of Structural Dynamics, Mc Graw-Hill Book Company, 1967
- /8/ Robson, J.D.: An Introduction to Random Vibration, Elsevier Publishing Company, Amsterdam, 1964
- /9/ Sedlacek, G., Jaquemoud, J.: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken, Untersuchung im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, 1984
- /10/ Winterstein, S.R., Cornell, C.A.: Fatigue and fracture under Stochastic Loading, 4th Intern. Conference on Structural Safety and Reliability, ICOSSAR '85
- /11/ Wirsching, P.H., Light, M.C.: Fatigue under Wide Band Random Stresses, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, 1980
- /12/ Mitschke, M.: Dynamik der Kraftfahrzeuge, Band B: Schwingungen, 2. Auflage, Springer Verlag 1984
- /13/ Bundesminister für Verkehr (BMV) / Forschungsvereinigung Automobiltechnik e.V. (FAT): Auswirkungen der Nutzfahrzeugkonstruktion auf die Straßenbeanspruchung - Gesamtbericht 1985

b) Anhang 5.2

- /1/ N.N. Measurement and Interpretation of Dynamic loads on Bridges (Common final report). Commission of the European Communities, Luxembourg, EuR 7754, FR, EN, DE (1982)
- /2/ O'Connor, C.: Design of bridges superstructures. Wiley, New York (1971)
- /3/ CECM-Commission 1 - Group de Travail Ponts: Propositions pour le Comité de Rédaction: Surcharges mobiles des pontes routes (1975)
- /4/ OECD-Report: Evaluation of Load Carrying Capacity of Bridges, Paris (1979)

- /5/ UIC - Recommendation
- /6/ Tilly,C.P., Page,J.: A review of loads and stresses in steel bridges. TRRL Supplementary Report 596. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne (1980)
- /7/ Haibach,E.: Measurements and interpretation of dynamic loads on bridges - A synthesis from the final reports on a joint research program (1984)
- /8/ Finzi,L., Sanpaolesi,L.: Relazione di confronto tra "Norme Ponti". di vari Paesi (1983)
- /9/ N.N. Criteri Generali e Prescrizioni Tecniche per la Progettazione, esecuzione e collando di Ponti Stradali, Consiglio Nazionale delle Ricerche (1986)
- /10/ Jacquemoud,J.: Analyse du Comportement a la Fatigue des Ponts-routes, EPUL (1981)
- /11/ Sedlacek,G.::, Jacquemoud,J.: Herleitung eines Lastmodells für den Betriebsfestigkeitsnachweis von Straßenbrücken. Forschungs Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, BMV H.430 (1984)
- /12/ König,G., Gerhardt,H.-C.: Verkehrslastmodell für Straßenbrücken, Bauingenieur 60 (1985)
- /13/ Flasnes,A.: Untersuchungen zur dynamischen Beanspruchung von Brücken unter Verkehrslasten, RWTH Aachen (1986)
- /14/ Cantieni,R.: Dynamische Belastungsversuche an Straßenbrücken in der Schweiz, EMPA Dübendorf (1983)
- /15/ Nather,F., Klassen,G., Schulz,K.G.: Untersuchungen zu den Lastannahmen zum Tragverhalten der Schnellbau- brücke, System Bailey TU München (1985)
- /16/ DIN 1072 - Straßen- und Wegbrücken (1985)
- /17/ BS 5400, Part 2 - Specifications for loads (1978)

- /18/ SIA 160 -E- Einwirkungen auf Tragwerke (1985)
- /19/ Jacquemoud, J., Sedlacek, G.: Auswertung der Meßergebnisse an der Brohltalbrücke, Forsch.Auftrag BMV (1986)

zu Abschnitt 6:

a) Schneelasten

- /1/ Banon, H.: A Model of Snow Depth, MIT-Res.Re. 78-1, MIT, Dept. of Civ.Eng., Cambridge, 1978
- /2/ Caspar, I.W.: Tabellen der jährlichen Maxima der Schneedeckenhöhe in cm im Zeitraum 1936/37 bis 1967/68 ohne 1944/45 und 1945/46, Zentralverband des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach (M), 1973
- /3/ Caspar, I.W., Krebs, M.: Auswertung langjähriger Beobachtungen über Schneehöhen und Schneelasten, Zentralverband des Deutschen Wetterdienstes, Offenbach (M), 1974
- /4/ Ellingwood, B., Redfield, R.: Ground Snow Loads for Structural Design, Journ.Struct.Eng., ASCE, Vol. 109, St4, 1983, pp. 950-964
- /5/ Geiger, R.: The climate near the ground, Harvard University Press, Cambridge, 1965
- /6/ Gränzer, M., Riemann, H.: Statistische Auswertung langjähriger Schneemessungen zur Ermittlung der Schneelastverteilung im Bundesgebiet, Landesstelle für Baustatik Baden-Württemberg, Tübingen, 1980
- /7/ Gränzer, M.: Zur Festlegung der rechnerischen Schneelasten. Bauingenieur, Vol 58, 1983, S. 1 - 5
- /8/ ISO 4355 - Snow Loads on Roofs. International Organization for Standardization
- /9/ Isyumov, N.: An Fpproach to Prediction of Snow Soads. Ph.D.-thesis, Univ. of Western Ontario, Dept.Eng.Sc., Res.Rep. BLWT-9-71, 1971

- /10/ Isyumov,N.: Davenport,A.G.: A Probabilistic Approach to the Prediction of Snow Loads, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.1, No.1, September 1974
- /11/ Luy,H., Rackwitz,R.: Darstellung und Auswertung von Schneehöhenmessungen in der Bundesrepublik Deutschland, Berichte zur Zuverlässigkeitstheorie der Bauwerke, Heft 31, 1978
- /12/ O'Rourke,M.-J., Redfield,R., v.Bradsky,P.: Uniform Snow Loads on Structures, Journ. Struct. Eng., ASCE, Vol.108, ST12, 1982, pp- 2781-2798
- /13/ O'Rourke,M.-J-, Stiefel,U.: Roof Snow Loads for Structural Design, Journ. Struct. Eng., ASCE, Vol. 109, No.7, July 1983

b) Windlasten

- /1/ Davenport,A.G.: The Application of Statistical Concepts to the Wind Loading of Structures. Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol.19 (1961), S. 449-471
- /2/ Davenport,A.G.: The Response of Slender, Line-like Structures to a Gusty Wind. Proceeding, Institution of Civil Engineers, Vol.23 (1962), S. 389-408
- /3/ Davenport,A.G.: Gust Loading Factors. Journal of ASCE, ST3, Vol.93 (1967), S. 11-34
- /4/ Schueller,G.I.: Zuverlässigkeitsorientierte Bemessung turmartiger Tragwerke -Theoretisches Konzept-, Haus der Technik Vortragsveröffentlichungen, Nr. 347 "Neuere Erkenntnisse über Schwingungen von Bauwerken im Wind", Vulkan Verlag Essen, 1975, S. 61-92
- /5/ Booz,G., Schueller,G.I.: Die Beschreibung der Windlast im Rahmen eines probabilistischen Sicherheitskonzeptes, Bericht im Auftrag des Instituts für Bautechnik, Essen/Innsbruck, 1981



- /6/ Ruscheweyh, H.: Dynamische Windwirkung an Bauwerken, Bd. 2, Bauverlag 1982
- /7/ Davenport, A.G.: The Response of Chimneys to Wind, Proc. of the 5th Internat. Chimney Congress (CICIND), Essen, Oct. 1984, S. 77-84
- /8/ Zilch, K.: Ein anschauliches Lastkonzept für Hochhäuser im böigen Wind, Habilitationsschrift, Darmstadt, 1983
- /9/ Müller, F.P.: Baudynamik, in: Betonkalender, 1978, Teil II, Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin
- /10/ Hirtz, H.: Bericht über den Stand der Arbeiten an Regeln zur Erfassung der Windwirkungen auf Bauwerke, Konstr. Ing.Bau Berichte, Heft 35/36, Inst. für konstr. Ing.Bau, Ruhr-Univ.Bochum, 1981, S. 159-173
- /11/ Wind Resistant Design Regulations, A World List, Supplement 1982, Japan. Association for Wind Eng.
- /12/ ISO/TC98/SC3/WG2: Proposal to "Wind Load on Structures", 1985
- /13/ E.C.C.S., Techn.Com. T12: Wind Effects "Recommendations for the Calculation of Wind Effects on buildings and Structures", Sept. 1978, Brüssel
- /14/ Scruton, C., Flint, A.R.: Wind-excited oscillations of structures, Proc. Inst. Civ.Eng., Vol.27, pp. 673-702, April 1964
- /15/ Vickery, B.J., Watkins, R.D.: Flow induced vibrations of cylindrical structures, Proc. 1st Australian Conf. on Hydr. and Fluid Mechanics, 1962, Pergamon Press, 1963
- /16/ Frimberger, R.: Experimentelle Untersuchungen an Karman'schen Wirbelstraßen, ZFW 5, (1957), Heft 12
- /17/ Parkinson, G.V., Brooks, N.P.H.: On the aeroelastic instability of bluff cylinders, Transact. of the ASME, June 1961, pp. 252-258

- /18/ Förschings, H.: Aeroelastisch instabile Widerstandsprofile, Ing.-Archiv 40, 1971, S. 68-80
- /19/ Ruscheweyh, H.: Dynamische Windwirkungen an Bauwerken unter Interferenzeinfluß, Stahlbau RWTH Aachen Schriftenreihe, Heft 11, 1985
- /20/ Ruscheweyh, H.: Aeroelastic interference effects between slender structures, Journ. of Wind Eng. and Industr. Aerodynamics, 14 (1983), S. 129-140
- /21/ Vickery, B.J., Basu, R.I.: The development of a codified approach to the determination of wind loads on chimneys, paper for ACI Committee 307, Oct. 1980
- /22/ Pritchard, B.N.: Oscillation of steel stacks A new design parameter, Proc. 5th Int. Congress, CICIND, Essen, W.Germany, Oct. 1984
- /23/ Ruscheweyh, H.: Ein vereinfachtes, praxisnahes Berechnungsverfahren wirbelerregter Schwingungen von schlanken Baukonstruktionen im Wind, Beiträge zur Aeroelastik im Bauwesen, Heft 20, Universität Innsbruck, Institut für Mechanik, 1986
- /24/ DIN 4133, Anhang A; Vorschlag zur Windlastberechnung, Beratungsstand Nov. 1985

SCHAFFUNG VON GRUNDLAGEN FÜR DIE ÜBERARBEITUNG  
VON LASTNORMEN

ABSCHLUSSBERICHT

ANHANG

ARBEITSBLÄTTER ZUR ERMITTLUNG  
VON EIGENLASTEN UND NUTZLASTEN  
FÜR NORMENANGABEN

Datengrundblatt Nr.:  
(für elektronische Datenverarbeitung)

Seite 1

Eigenlastangaben über .....  
(Bezeichnung)  
.....

- eingeorordnet als
- 1.1 0 Baustoff  
(aus einem Stoff, z.B. Stahl, Aluminium,  
bestehend)  
Weiteres siehe Ziffer 2.1
  - 1.2 0 Werkstoff  
(aus zwei oder mehr verschiedenen Stoffen,  
z.B. Stahl und Beton, bestehend)  
Weiteres siehe Ziffer 2.1
  - 1.3 0 Bauteil  
(Baukörper mit definierten geometrischen  
Abmessungen)  
Weiteres siehe Ziffer 2.2
  - 1.4 0 Bauart  
(aus zwei oder mehr Bauteilen zusamme-  
gesetzte Konstruktion, z.B. Ziegeldach ein-  
schließlich Lattung)  
Weiteres siehe Ziffer 2.2

gegliedert in folgende Klassen: .....  
(z.B. Rohdichteklassen oder  
"naß" - "trocken")

---

2.1 Der Baustoff / Werkstoff ist

0 homogen, weiteres siehe Ziffer 3.1

0 inhomogen und besteht aus

.....  
.....  
.....

Weiteres siehe Ziffer 4.1

2.2 Das Bauteil / die Bauart besteht aus

.....  
.....  
.....

Weiteres siehe Ziffer 5

3.1 Die Gewichtsermittlung (Masse) erfolgt aus

0 dem spezifischen Gewicht und dem Volumen

0 dem Flächengewicht (spez. Gew. x Dicke) und der Fläche

0 dem Metergewicht (spez. Gew. x Querschnittsfläche) und der Länge

Die Daten des spezifischen Gewichts sind

Mittelwert .....

Standardabweichung .....

bzw. Variationskoeffizient .....

Das Gewicht wird aus dem Sollwert der geometrischen Abmessungen (Volumen, Fläche, Länge) berechnet. Ihre Streuung

0 wird vernachlässigt

0 durch folgenden Zuschlag zu

spez. Gewicht/Volumen/Fläche/Länge

berücksichtigt .....

3.2 Als Berechnungswert für die Eigenlastermittlung wird gewählt bezogen auf Volumen/Fläche/Länge/Dicke

0 der Mittelwert ..... x 10 =  
 (mittleres Gewicht x 10)  
 0 95 % Fraktile ..... x 10 =  
 5 % Fraktile ..... x 10 =

4.1 Die Gewichtsermittlung erfolgt nach der Formel

$$G = \rho_{f \text{ Ges}} \cdot V \quad \text{wobei} \quad \rho_{f \text{ Ges}} = \sum_i \alpha_i \rho_{fi} (1 + u_i)$$

mit folgenden Zahlenwerten für die mittlere Rohdichte:

Lfd.Nr.	Stoff	mittl. Anteil $\alpha_i$	Rohdichte des Anteils			Gesamtrohdichte
			mittl. Trocken- rohnd. $\rho_{fi}$	maßg. Feuchte- gehalt $u_i$	maßg. Roh- dichte	

$$\rho_i = \rho_{f \text{ Ges}} = \text{_____}$$

Die Gesamtstandardabweichung wird nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz ermittelt:

$$s = \sqrt{\left(\frac{\partial G}{\partial \alpha_1}\right)^2 s_{\alpha_1}^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial \zeta_{f1}}\right)^2 s_{\zeta_{f1}}^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial u_1}\right)^2 s_{u_1}^2 + \left(\frac{\partial G}{\partial V}\right)^2 s_V^2 + \dots}$$

mit folgenden Zahlenwerten

	$\frac{\partial G}{\partial \alpha_1}$	$s_{\alpha_1}$	$\frac{\partial G}{\partial \zeta_{f1}}$	$s_{\zeta_{f1}}$	$\frac{\partial G}{\partial u_1}$	$s_{u_1}$	... $\sum \left(\frac{\partial G}{\partial \dots}\right)^2 \cdot s_{\dots}^2$
$\left(\frac{\partial G}{\partial \dots}\right)^2 \cdot s_{\dots}^2$							

$$s_{\text{ges}} = \sqrt{\Sigma} =$$

Das Gewicht wird aus dem Sollwert der geometrischen Abmessungen ermittelt ausgehend von

- 0 der Rohdichte (volumenbezogen)
- 0 dem Flächengewicht (Rohdichte x Dicke, d.h. flächenbezogen)
- 0 dem Metergewicht (Rohdichte x Querschnittsfläche, d.h. flächenbezogen)

Die Streuung der geometrischen Abmessungen

- 0 wird vernachlässigt
- 0 durch folgenden Zuschlag zu

Rohdichte / Volumen / Fläche / Länge  
berücksichtigt

4.2 Als Berechnungswert für die Eigenlastermittlung wird gewählt bezogen auf:  
Volumen / Fläche / Länge / Dicke

- 0 der Mittelwert ..... x 10 =  
(mittleres Gewicht x 10)
  - 0 die 95 % Fraktile ..... x 10 =
  - 5 % Fraktile ..... x 10 =
- 

5 Das Gewicht wird ermittelt

- 0 aus Rohdichte x Volumen (Sollwert)  
weiteres Ziffer 5.1
- 0 aus den Gewichten der konstruktiven Bestandteile  
weiteres siehe Ziffer 5.2

5.1 Als Berechnungswert der Rohdichte (ermittelt nach 4.1 und 4.2) wird gewählt:

- 0 Mittelwert .....
- 0 die 95 % Fraktile .....
- 5 % Fraktile .....
- das Sollvolumen des Bauteils .....
- vorgeschlagenes Berechnungsgewicht ( $\sigma_{fU} \cdot V \cdot 10$ ) = .....



5.2 Das Gewicht wird ermittelt aus

5.2.1 Mittelwert der Gewichte der Einzelteile (ermittelt nach Ziffer 3, 4 oder 5.1)

Teil 1	
Teil 2	

$\Sigma$  = : (Bezugsgröße = ) =

5.2.2 Gesamtstandardabweichung der Gewichte der Einzelteile nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz:

							$\Sigma \left(\frac{\partial \dots}{\partial \dots}\right)^2 \cdot s_{\dots}^2$
$\left(\frac{\partial \dots}{\partial \dots}\right)^2 \cdot s_{\dots}^2$							

$$s_{ges} = \sqrt{\Sigma} =$$

als Berechnungswert für die Eigenlastermittlung wird gewählt:

- 0 der Mittelwert ..... x 10 =
- 0 die 95 % Fraktile ..... x 10 =
- 5 % Fraktile ..... x 10 =

Vorschlag für ein Arbeitsblatt zur Ermittlung der Normwerte für Nutzlasten auf Decken

Grundblatt Nr. ....

Verkehrslasten auf Decken in .....  
(Gebäudeart)

1 Beschreibung der Nutzung

1.1 Der Zweckbestimmung entsprechende Nutzung:

- 1.1.1 quasi-ständig  
regelmäßig .....  
Dach, .....räume, Flure, Treppen, ...  
selten .....  
Dach, .....räume, Flure, Treppen, ...
- 1.1.2 kurzzeitig  
regelmäßig .....  
Dach, .....räume, Flure, Treppen, ...  
selten .....  
Dach, .....räume, Flure, Treppen, ...
- 1.1.3 durch Fahrzeuge wie Gabelstapler, Kraftfahrzeuge, Hubschrau-  
ber  
.....  
.....

- 1.2 Nutzung in Ausnahmesituationen (z.B. Katastrophenzustände):  
(einschl. Rettungsgeräte wie Löschfahrzeuge, Hubrettungsfahrzeuge usw.)  
.....  
Dach, .....räume  
.....  
Flure, Treppen, ...

2 Wegen unterschiedlicher Lasten aus Nutzung werden die Decken unterteilt in Decken für:

- |                              |           |
|------------------------------|-----------|
| 1. Dach                      | siehe 3.1 |
| 2. ....räume                 | 3.2       |
| 3. ....räume                 | 3.3       |
| 4. ....räume                 | 3.4       |
| 5. Flure                     | 3.5       |
| 6. Treppenläufe und -podeste | 3.6       |
| 7. Balkone und Laubengänge   | 3.7       |
| 8. Zufahrten                 | 3.8       |

3 Ermittlung der charakteristischen Werte der Belastungsanteile

3.i (i = 1....8)

Decke unter .....  
(Dach, n. Stock, Erdgeschoß ...)

1 regelmäßige quasi-ständige Last aus

(1) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
(Einrichtung, Möbel)

(2) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
(regelm. anwes. Pers.)

(3) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....

Insgesamt (für Tab. Sp. 2 + 3) Mittelwert ..... Standardabweichung .....

2 seltene quasi-ständige Last aus

(1) Renovierung: Mittelwert ..... Standardabweichung .....

(2) Umzug: Mittelwert ..... Standardabweichung .....

betrifft ..... (z.B. höchstens jedes 4. Deckenfeld)

Für Spalten 6 und 7 der Tabelle wird gewählt:

Mittelwert: .....

Standardabweichung: .....

3 regelmäßige kurzzeitige Last aus:

(1) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
Besucher, Theaterpublikum, usw.

(2) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
Für die Spalten 10 und 11 der Tabelle wird gewählt

Mittelwert .....

Standardabweichung .....

4 seltene kurzzeitige Last aus:

(1) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....

(2) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....

Für die Spalten 14 und 15 der Tabelle wird gewählt:

Mittelwert .....  
Standardabweichung .....

5 kurzzeitige Ausnahmelast aus

(1) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
Menschengedränge

(2) ..... Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
angelegte Rettungsmittel (Leitern)

Für die Spalten 18 und 19 der Tabelle wird gewählt

Mittelwert .....  
Standardabweichung .....

6 Fahrzeuglasten aus

(1) ..... erfaßt als (a) o gleichmäßig verteilte Last  
(b) o Einzellasten

zu (a) Mittelwert ..... Standardabweichung .....  
zu (b)

Vorderachse ....  
1. Hinterachse ....  
2. Hinterachse ....

Lastbild

Die Fahrzeuglast ist auf der .....decke als dynamische Last mit .....  
zu berücksichtigen.

Für die weiteren tragenden Bauteile .....  
gilt die Last als vorwiegend ruhend.

7 Weiterleitung in die unterstützenden Bauteile der darunterliegenden Geschosse

1. Stockwerk	2. Stockwerk	weitere darunter
--------------	--------------	------------------

---

3.1

---

3.2

---

3.3

---

3.4

---

3.5

---

3.6

---

3.7

---

3.8

---

8 Ermittlung der Deckenlastklasse erfolgt mit nachstehender Tabelle

